

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON



**Puente Ferrocarrilero de: "Paso através, con dos traves Metálicas de 40'
(12.192 m), Localizado en la división Sureste VCI, Km-G 178.42".**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A N

José Martínez Velázquez
Miguel Orozco Martínez

SAN JUAN DE ARAGON ESTADO DE MEXICO 1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

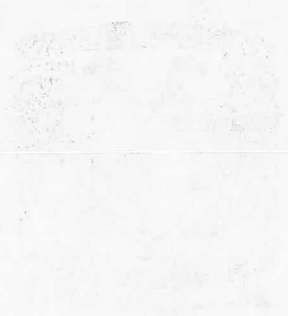
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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 AUTÓNOMA DE MÉXICO
C94 86

SIST 29455



Ph.D. Thesis of ...
(1982)

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA DE LA QUÍMICA

Ph.D. Thesis of ...
Instituto de Investigaciones y Enseñanza de la Química



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

JOSE MARTINEZ VELAZQUEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 6 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CLAUDIO MERRIFIELD CASTRO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " PUEBLO FERROCARRILERO DE : "PASO A TRAVES, CON DOS TRABES METALICAS DE 40' (12.192 m), LOCALIZADO EN LA DIVISION SURESTE VCI, Km - G - 178 +42 ", 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.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., agosto 11 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

MIGUEL OROZCO MARTINEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 6 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CLAUDIO MERRIFIELD CASTRO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " P U E N T E F E R R O C A R R I L E R O D E : " P A S O A T R A V E S , C O N D O S T R A B E S M E T A L I C A S D E 4 0 ' (1 2 . 1 9 2 m) , L O C A L I Z A D O E N L A D I V I S I O N S U R E S T E V C I , K m - G - 1 7 8 + 4 2 " , 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.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., agosto 11 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería,
Unidad Académica,
Departamento de Servicios Escolares,
Director de Tesis.

TITULO: Puente Ferrocarrilero de: "Paso através,
con dos traves metálicas de 40' (12.192 -
m), localizado en la división Sureste - -
VCI, Km - G 178 + 42 ".

C A P I T U L O S

CAPITULO I.-	Generalidades.
I.1.-	Introducción.
I.2.-	Descripción de puentes ferroca- rrileros.
I.3.-	Estudios Socio-Económicos.
CAPITULO II.-	Estudios de Campo.
II.1.-	Topohidráulicos.
II.2.-	Mecánica de Suelos.
CAPITULO III.-	Análisis Estructural.
III.1.-	Superestructura.
III.2.-	Infraestructura.

- I N D I C E -

	Pág.
1.1.- Introducción.	1
Antecedentes.	2
1.2.- Descripción de Puentes Ferrocarrileros.	4
1.3.- Estudios Socio-económicos.	5
11.1.- Estudio Hidráulico.	10
Estudio Topográfico.	14
11.2.- Estudio de Mecánica de Suelos.	23
111.3.- Determinación de Cargas y Esfuerzos en el Ace ro para el Cálculo de la Trabe de Paso atra-- vés de 40.	29
Cálculo de Largueros.	29
Cálculo de las Piezas de Puente.	35
Cálculo de las Trabes Principales.	39
Diseño de los Atiesadores de Carga.	41
Diseño del Contraventeo Horizontal de las Tra- bes Principales.	44
Cálculo de la Contra-flecha de las Trabes - - Principales.	46
Cálculo de las Placas de Apoyo.	47
Cálculo de los Pernos de Anclaje.	47
Determinación de Cargas y Cálculo de la Trabe- de Paso Superior de 30' de Longitud.	49

Diseño de los Atiesadores Intermedios.	51
Diseño de los Atiesadores de Carga.	52
Cálculo del Contraventeo Horizontal.	54
Cálculo del Contraventeo Vertical.	56
Cálculo y Diseño de los Apoyos.	58
Cálculo de los Pernos de Anclaje.	58
111.2.- Memoria de Cálculo de la Sub-estructura.	59
Determinación de Cargas en el Cabezal, Diafragma y Aleros.	65
Determinación del Número de Pilotes en los Caballetes.	70
Revisión de la Capacidad de Carga de los Pilotes de Acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos.	
Diseño del Cabezal.	72
Determinación de las Cargas Muertas, Vivas y -- Accidentales para el Diseño de las Pilas Centrales.	74
Diseño del Cuerpo de la Pila.	88
Cálculo del Acero.	89
C O N C L U S I O N E S.	93
B I B L I O G R A F I A.	94

1.1.- - I N T R O D U C C I O N -

Ferrocarriles Nacionales de México, a través del departamento de Vía y Estructuras y éste a su vez de la sección de -- puentes, estudia, proyecta, programa, realiza rehabilitación y construcción de puentes definitivos.

Se entiende como rehabilitación de Puentes los trabajos que se ejecutan en los mismos para tenerlos en perfecto estado para el tráfico de trenes, ya sea que hayan sufrido deterioro por efecto del tiempo y del tráfico, o por accidentes o bien -- por tener baja capacidad de carga para soportar las modernas -- unidades motrices, equipo de arrastre y además de que estas es tructuras han sobrepasado mucho su vida útil.

En particular el puente que se proyecta se remonta al -- año 1903, como puede observarse su vida útil ya terminó.

- A N T E C E D E N T E S -

El trabajo que a continuación se presenta como Tesis Profesional, se refiere al proyecto del puente ferrocarrilero ubicado en la división sureste VCI (Veracruz al Istmo) Km - G - - 178 + 420, entre las estaciones Loma Bonita Oax.- Arroyo, Claro, Ver.

La ubicación geográfica de Loma Bonita Oax., Latitud 18° 06', Longitud 95°53' y Altitud 26.60 metros S.N.M.M.

La línea "G" tiene una longitud de 296 + 361 Kms., con origen en Córdoba, Ver., y punto final en Medias Aguas, Ver., comprende tres distritos a saber: Primer distrito, Córdoba-Tres Valles, en el Estado de Ver., del Km -G - 0 + 000 al Km -G - - 117+000 tiene como poblaciones intermedias de importancia a Tierra Blanca, Ver., entra al Estado de Oax., entre los lugares llamados Refugio y Tetela Kms G- 52 + 000 y G - 78 + 000;- Segundo distrito, Tres Valles - Rodríguez Clara en el Estado de Ver., del Km G - 117 + 000 al G - 235 + 000, penetrando al Estado de Oax., entre los lugares denominados Papaloapan y Loma Bonita, en los Kms - G - 143 + 000 y G - 173 + 000 y el tercer Distrito Rodríguez Clara- Medias Aguas en el Estado de Ver., del Km G-235+000 al Km - G - 296 + 361.

La línea "GA" forma parte del primer distrito de la división Sureste VCI, su desarrollo es de 101 Kms, su punto de par

tida es Veracruz y terminal en Tierra Blanca como puede observarse en el plano de densidad de tráfico en el cuadro esquemático de las líneas del sistema de los Ferrocarriles N. de M. y otras ramas de menor importancia.

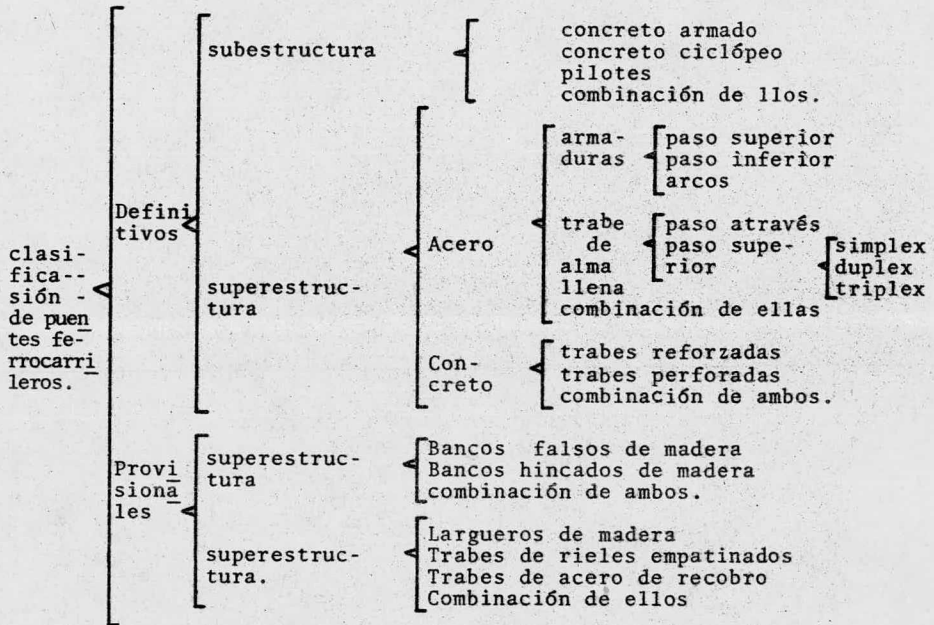
Esta Línea ocupa un lugar importante por su densidad de carga, sin embargo, los puentes y obras de arte fueron antaño diseñados para soportar cargas de inferior magnitud a las que en la actualidad se precisa mover y los efectos causados por las cargas móviles, sobre los mismos, han sido descuidados en interés del desarrollo mecánico aunado esto al ensanchamiento de vía angosta (0.914 m) al escantillón de vía ancha (1.435m) y a la substitución, en algunos tramos, de la vía tradicional por vía elástica con riel de mayor calibre.

En síntesis, la vía, el equipo tractivo y de arrastre -- han evolucionado, quedando a la zaga de este cambio los puentes y otras obras de arte. Baste decir que en estas dos líneas el 90% de las estructuras que integran los puentes son de baja capacidad. Consecuencia de lo anterior excesos de ordenes que restringen las velocidades de los trenes a su paso por dichas estructuras.

I.2.- - DESCRIPCION DE PUENTES FERROCARRILEROS -

Definición de puente.- Es una estructura que forma parte del camino y que sirve para salvar un claro, que puede ser por la Topografía natural o por necesidades del hombre mismo.

Atendiendo al material de que estan contruídos podemos clasificarlos como se muestra en el siguiente cuadro sinóptico.



I.3.- -ESTUDIO SOCIOECONOMICO -

El estudio Socioeconómico.- Se basa en las necesidades - sociales y económicas de la región relacionado con:

La producción, distribución y consumo. La red de caminos del país debe concebirse como un todo y sirve para diversos fi nes y sobre todo enlaces de las zonas, regiones y pueblos. Para su mejor desarrollo, logrando de esta forma fomentar un mayor crecimiento industrial, acrecentar la eficiencia del apara to productivo, elevar los niveles de ocupación, explotación ra cional de los recursos y promoción del desarrollo de aquellas zonas marginadas.

Los productos que son transportados por ferrocarril en - esta zona:

Los derivados de los ingenios azucareros, derivados de - la empacadora de frutas en Loma Bonita, Oax.

La Beneficiadora de café, derivados de la fábrica de cemento Cruz Azul, la creosotadora de durmiente para ferrocarril, azufrera, zona platanera; la zona de henequén, etc.

En la tabla siguiente, se muestra el tráfico clasificado por estaciones remitentes:

- Loma Bonita -

Informe E-2

1980

Conceptos	No. de carros	Peso en Kg	\$
Frutas	1	54 750	31 437.45
Alimentos Varios	72	3 557 040	1 873 218.38
Envasados Varios	17	512 870	79 438.40
Fertilizante	2	302 400	24 209.35
Maquinaria	20	1 008 220	695 520.65
Miel	1	50 000	34 492.50
Productos Químicos	1	15 000	4 720.50
Tubería	4	145 650	22 785.83
Varias Industrias	30	573 970	147 002.02
TOTAL		6 297 260	\$2 934 095.73

Tráfico clasificado por:
Estaciones Receptoras, Loma Bonita.

Concepto	No. de Carros	Peso en Kg	\$
Azúcar	1	50 120	4 104.85
Cemento	48	2 431 900	153 824.15
Cerveza	18	956 440	118 372.45
Envases Variados	7	123 250	58 067.52
Envases de Hojalata	108	1 173 020	5 900.67
Envases Vacios			
Nuevos	2	30 200	7 800.70
Envases Vacios Nuevos no Especificados	3	50 130	18 019.60
Fertilizantes Naturales	78	4 168 170	1 079 861.81
Implementos Agropecuarios	1	12 500	1 181.02
Laminado	1	12 400	1 024.02
Manejo con Cuidado	1	10 000	2 189.50
Tubería	6	208 670	24 138.30
Vidrio Industrial	2	20 630	11 512.90
Mercancías	3/4	11 080	7 223.03
TOTAL		9 258 510	\$ 1 837 776.98

Padar dar una idea de los productos que pasan por el puente.

Según Las Estadísticas

El Tonelaje que pasa por el puente:

A ñ o s	De Rodríguez Clara a Tres Valles		De Tres Valles a Rodríguez Clara		Millares Ton-Km Netas por mes.
1951-1952		27		23.6	
1953		29.9		21.1	
1954		29.6		22.2	
1955		27.2		28.1	
1956		32.4		39.8	
1957		32.2		33.6	
1958		38.7		32.5	
1959		46.4		29.5	
1960		54.7		38.0	
1962	(118.9)	63.6	(92.5)	39.5	Las ci-- fras -- entre - parente sis to- nelaje- Bruto-mes
1963	(147.9)	80.0	(104.8)	30.5	
1964	(135.0)	69.9	(113.8)	85.4	
1965	(138.5)	77.5	(104.4)	44.8	
1966	(136.9)	75.70	(103.4)	46.1	
1967	(133.9)	75.3	(93.5)	39.4	
1968	(122.1)	72.6	(88.3)	38.2	
1969	(248.4)	152.7	(142.7)	63.0	
1970	(153.5)	82.7	(117.1)	46.1	
1971	(170.3)	92.8	(114.1)	45.3	
1973	(205.8)	128.9	(189.4)	31.9	
1978	(240)	[60]	(157.0)	[60]	

Años	De Rodríguez Clara a Tres Valles		De Tres Valles a Rodríguez Clara		Millares Ton.- Km Netas por mes
1979	(146)	[60]	(130)	[60]	
	(362.1)	185.0	(256.3)	134.5	entre paréntesis Ton.- Bruto
1980	(26)	126	(54)	98	entre paréntesis carros vacíos
	(60)	125	(60)	135	entre paréntesis carros pasajeros
	(469.9)	243.9	(257.8)	135.3	
1981	(60)	172	(60)	128	
	(53)	133	(38)	148	

Como puede observarse en los cuadros anteriores ha ido en aumento el tráfico por dicho puente fundamentalmente en el segundo distrito, entre Tres Valles, Ver., y Rodríguez Clara, Ver., y debido a la baja capacidad del puente es necesario su reestructuración.

II.1.- - ESTUDIO HIDRAULICO -

Todo tipo de estudio se realiza utilizando cualquiera de los dos métodos: directo o indirecto dependiendo de diversos factores.

En particular el Estudio Hidráulico.

El método Directo.- Se realiza mediante estaciones de aforo que recopilan un conjunto de datos a lo largo del tiempo. Por desgracia no es posible en general contar con este acopio de datos para todos los ríos o arroyos en particular, para esto se emplea el método indirecto.

El Método Indirecto.- En nuestro país son dos los procedimientos más usados para estimar los caudales máximos de un río o arroyo que son:

" Las fórmulas de escurrimiento" o

" Sección y Pendiente"

La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha reunido y publicado datos Hidrométricos muy valiosos relativos a los principales ríos o arroyos de diversas cuencas hidrográficas en los llamados "Boletines Hidrológicos".

En nuestro caso La Comisión del Papaloapan realiza estudios en toda esa zona.

En su Boletín Hidrométrico No. 21 Página 470 de 1974. --
Nos proporciona los datos necesarios para el diseño del puente.

El lugar de aforo esta ubicado como a 150 metros aguas -
abajo del puente ferrocarrilero del que nos ocupamos. Loma Bo-
nita, Oax. Arroyo Claro Veracruz.

Datos del N.A.M.E.

4 de Mayo de 1974.

Velocidad = $V_a = 0.457$, m/seg.

Gasto = $Q = 1.754 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Tirante Crítico = $d = 5.30$ m S.N.M.M.

El área hidráulica se obtiene por la fórmula de conti-
nuidad.

$$Q = AV$$

despejando A

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{1.745}{0.457} = 3.82 \text{ m}^2.$$

$$A = 3.82 \text{ m}^2$$

El área hidráulica existente es aproximadamente $185.46-$
 m^2 . Como puede observarse no se diseñará por el área hidráuli-
ca de escurrimiento si no por un área hidráulica de estanca-
miento.

El tirante crítico se emplea para el diseño del terra-
plen (como puede observarse en la planta general Topográfica)

y para la revisión de la socavación.

El terraplen no se modificará ya que no ha sufrido deslaves según antecedentes estadísticos y confirmado por las cuadrillas del 2do. distrito.

- SOCAVACION -

Uno de los principales peligros del fracaso de un puente es la socavación. En todo proyecto debe revisarse si existe o no ésta; en caso de existir debe determinarse la profundidad y así desplantar las (pilas, estribos, caballetes, etc.), en caso de no existir se registrará por características del material existente.

Para determinar si existe o no la socavación debe cumplirse que: $V_f > V_c$.

donde:

$$V_m = V_f = 1.31 V_a$$

$$V_c = 0.75 \times 0.652 m d^{0.64}$$

V_m = Velocidad media crítica

V_f = Velocidad crítica del fondo

V_a = Velocidad media máxima del agua en N.A.M.E.

m = Coeficiente de resistencia de socavación cuyo valor depende de la figura del material del fondo del río.

d = Tirante medio durante el N.A.M.E.

D a t o s :

En nuestro caso el coeficiente $m = 0.80$ debido a que es arena en el fondo del cauce.

$$V_a = 0.467 \text{ m/seg.}$$

$$d = 5.30 \text{ m}$$

$$V_f = 1.37 \times 0.467 = 0.61 \text{ m/seg.}$$

$$V_c = 0.75 \times 0.652 \times 0.8 \times (5.30)^{0.64} = 1.14 \text{ m/seg.}$$

$$. . \quad 0.61 \text{ m/seg.} < 1.14 \text{ m/seg.}$$

se puede concluir que no existe la socavación.

Los datos anteriores son del Río Cujuliapan pero también se registraron en el puente de alivio, por estar dentro del mismo estanque.

En éste se presenta inversión de corriente debido a la marea y el aumento del cauce del Río Papaloapan.

- ESTUDIO TOPOGRAFICO -

La ubicación del puente y las características del terreno en que debe construirse, obliga a realizar estudios topográficos.

En resumen, los estudios topográficos comprenden esencialmente:

- a) Reconocimiento de la zona de los cruces posibles.
- b) Levantamiento del terreno en la zona de cruce.
- c) Levantamiento detallado de una faja de terreno a uno y otro lado del cruce.
- d) Sección transversal del río, según el eje del cruce.

Transportación del banco de nivel de Loma Bonita al puente en cuestión.

$\text{km} - G - 172 + 800 \text{ al } 178 + 420 = 5.62 \text{ Km.}$

pero como es de ida y vuelta.

$2 \times 5.62 = 11.24 \text{ Km.}$

La que se desarrolla es una nivelación deferencial.

- IDA RIEL IZQUIERDO -

P.O.	Atras		Adelante	Cota.
B _{N1}	0.565	27.165	X	26.600
P _{L1}	0.055	23.844	3.376	23.789
P _{L2}	1.335	23.045	2.134	21.710
P _{L3}	0.151	22.007	1.189	21.856
P _{L4}	0.975	21.239	1.743	20.264
P _{L5}	1.933	22.496	0.676	20.563
P _{L6}	0.103	22.114	0.485	22.011
P _{L7}	0.104	19.429	2.789	19.325
P _{L8}	2.225	21.467	0.187	19.242
P _{L9}	1.294	22.322	0.439	21.028
P _{L10}	1.058	20.856	2.524	19.798
P _{L11}	0.917	20.957	0.816	20.040
P _{L12}	0.019	19.130	1.896	19.111
P _{L13}	1.277	18.401	2.006	17.124
P _{L14}	1.695	19.163	0.933	17.468
P _{L15}	0.957	19.411	0.709	18.454
P _{L16}	0.645	17.453	2.603	16.808
P _{L17}	0.568	14.347	3.674	13.778

P.O.	Atras		Adelante	Cota.
P _{L18}	0.995	11.532	3.810	10.537
P _{L1i}	0.836	9.092	3.276	8.256
P _{L20}	1.418	8.728	1.782	7.310
P _{L21}	1.295	8.469	1.554	7.174
P _{L22}	1.150	8.723	1.256	7.213
P _{L23}	1.201	9.064	0.860	7.863
P _{L24}	1.297	8.715	1.646	7.418
P _{L25}	1.390	8.679	1.126	7.289
P _{L26}	0.965	8.298	1.346	7.333
P _{L27}	1.428	8.216	1.510	6.788
B _{N2}	X		1.250	6.966

lect. @ = 28.211

lect. @ = 47.845

- Comprobación Aritmética -

Elev. Partida = 26.600 lect @ = 47.845

Elev. llegada = 6.966 lect @ = 28.211

19.634 19.634

B_{N2} = 6.966 - 0.356 = 6.61 m.

Banco auxiliar No. 1 puesto en el parapeto del riel izquierdo a una distancia del paño al centro 29 cm y del riel a 89 cm al banco.

REGRESO RIEL DERECHO PARA CHECAR EL B_{N2} CON

RESPECTO B_{N1} .

P.O.	Atras		Adelante	Cota.
B_{N2}	1.282	8.248	X	6.966
P_{L1}	0.237	7.306	1.179	7.069
P_{L2}	1.388	7.240	1.454	5.852
P_{L3}	1.502	7.568	1.174	6.066
P_{L4}	1.087	7.453	1.202	6.366
P_{L5}	1.294	7.192	1.555	5.898
P_{L6}	1.454	7.516	1.130	6.062
P_{L7}	3.626	10.344	0.798	6.718
P_{L8}	3.089	13.339	0.094	10.250
P_{L9}	3.062	16.352	0.049	13.290
P_{L10}	2.572	18.736	0.188	16.164
P_{L11}	0.734	18.042	1.428	17.308
P_{L12}	1.264	17.511	1.795	16.247
P_{L13}	2.421	18.914	1.018	16.493
P_{L14}	1.791	20.527	0.178	18.736
P_{L15}	1.151	19.936	1.743	18.784
P_{L16}	2.109	21.836	0.208	19.727
P_{L17}	0.554	21.455	0.935	20.901

P.O.	Atras		Adelante	Cota.
P _{L18}	0.807	20.268	1.994	19.461
P _{L19}	1.322	19.750	1.840	18.428
P _{L20}	2.934	22.519	0.163	19.587
P _{L21}	0.994	22.912	0.601	21.918
P _{L22}	0.779	21.565	2.126	20.786
P _{L23}	1.663	21.785	1.443	20.122
P _{L24}	2.062	23.262	0.585	21.200
P _{L25}	1.184	22.779	1.667	21.595
P _{L26}	4.000	26.535	0.244	22.535
B _{N1}	X		0.013	26.522

lect. (-) = 46.360

lect. (+) = 26.804

Comprobación Aritmética.

Elev de llegada = 26.522 lect. (-) = 46.360

Elev de partida = 6.966 lect. (+) = 26.804

19.556

19.556

Error = 26.600 - 26522 = 0.078 m.

T = + 0.02 P = 0.02 11.24 = 0.07 m.

Discrepancia = 0.078 = 0.07 = 0.008 m.

El error 0.8 cm.

- NIVELACION DE PERFIL -

P.O.	Poste	Km.	Cota.
B _{N1}		172 + 800	26.600
P _{L1}	1 - 2 - G - 174	172 + 893	23.789
P _{L2}	3 - G - 174	173 + 186	21.710
P _{L3}	8 - G - 174	173 + 496	21.856
P _{L4}	12 - G - 174	173 + 744	20.264
P _{L5}	0 - G - 175	174 + 000	20.563
P _{L6}	4 - G - 175	174 + 248	22.001
P _{L7}	8 - G - 175	174 + 496	19.325
P _{L8}	12 - G - 175	174 + 744	19.242
P _{L9}	1 - G - 176	175 + 062	21.028
P _{L10}	4 - G - 176	175 + 248	19.798
P _{L11}	7 - G - 176	175 + 434	20.040
P _{L12}	10 - G - 176	175 + 620	19.111
P _{L13}	13 - G - 176	175 + 806	17.124
P _{L14}	0 - G - 177	176 + 000	17.468
P _{L15}	3 - G - 177	176 + 186	18.454
	Curva de 6° - 4 - 7 - G - 177		
P _{L16}	6 - 6 - G - 177	176 + 341	16.808
P _{L17}	8 - 9 - G - 177	176 + 496	13.778

P.O.	Poste	Km.	Cota.
Curva 0.5° - 8 - 10 - G - 177			
P _L 18	11 - 12 - G - 177	176 + 651	10.537
P _L 19	13 - 14 - G - 177	176 + 742	8.256
P _L 20	15 - G - 177	176 + 897	7.310
Curva 3.5° - 14 - G - 177 y 6 - G - 178 177 + 30			
P _L 21	2 - G - 178	177 + 124	7.174
P _L 22	5 - G - 178	177 + 300	7.213
P _L 23	8 - G - 178	177 + 496	7.863
Curva 6° - 9 - 11 - G - 178			
P _L 24	10 - 11 - G - 178	177 + 651	7.418
P _L 25	15 - G - 178	177 + 930	7.289
P _L 26	2 - G - 179	178 + 124	7.333
Curva 4.5° - 4 - 6 - G - 179			
P _L 27	4 - 5 - G - 179	178 + 279	6.788
B _N 2	sobre estribo No. 1	178 + 398	<u>6.966</u>

31.7	25.2	9.0	4.8	100.0	10.1	25.1	42.1	57.1
0.75	0.37	0.71	0.35	(0.40	0.25	0.28	0.18	0.30

85.8	69.6	63.0	47.2
0.38	0.42	0.32	0.17

108.2	99.2
0.15	-0.2

30.9	27.9	21.7	9.5	150.00	7.2	15.6	25.7	Igual
0.09	0.06	0.08	0.19	(0.25]	0.27	0.32	0.36	

40.9
0.30

II.2. - - Estudios de Mecánica de Suelos -

Los suelos son los materiales donde descansan las estructuras y son los más complejos ya que su variedad es enorme y sus propiedades, variables en el tiempo y en el espacio y difíciles de entender y medir, por lo cual no se podrá decir nunca que la mecánica de suelos constituye una rama de las matemáticas aplicadas, pero es indudable que hay un gran campo para investigar en ella, muchos problemas analíticos están pendientes de solución. Las teorías de elasticidad y plasticidad han demostrado en la práctica tener trascendencia para aclarar infinidad de casos concretos. La mecánica de suelos a pesar de no ser una ciencia ayuda a preparar técnicamente mejor al Ingeniero y lo induce a la observación e investigación para crear nuevas transformaciones en las subestructuras y mejoramiento de los suelos.

Con el advenimiento de las técnicas de mecánica de suelos es posible predecir el comportamiento de las estructuras, basándose en las propiedades de los materiales que la constituyen. Con este advenimiento dos fueron los materiales más estudiados a tal grado de crear normas de fabricación que garantizarán aproximadamente su comportamiento; estos materiales son el acero y el concreto, que para fines de cálculo se analizaban con comportamiento elástico puro o sea que los fenómenos de deformación inelástica escurrimiento plástico y fatiga eran --

desconocidos, ya que desde el punto de vista de ingeniería civil, al suelo no se le daba importancia necesaria, pero el comportamiento mal de las estructuras trajo consigo la creación de una rama más en la Ingeniería, esta fue la "Mecánica de Suelos", a la que podemos definir como:

"La aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de Ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición Química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.

- La Mecánica de Suelos nos ayuda a conocer:

- 1.- Las propiedades de los suelos.
- 2.- La aplicación de los métodos a utilizar

Cualquier estudio de mecánica de suelos nos debe de deter
minar:

- a) La resistencia al corte.
- b) La deformabilidad.
- c) La permeabilidad.

La Permeabilidad.- Es la propiedad en la cual el agua pue
de fluir mucho o menos a través de un material.

La Deformabilidad: Es la propiedad de los asentamientos o
expansibilidad de los suelos.

La Resistencia al Corte: Es la propiedad en la cual la re
sistencia de un material puede ser mayor o menor cuando se some
te a un esfuerzo cortante.

Con estas propiedades, las características de las superes
tructuras y los factores económicos, es posible determinar el -
tipo de cimentación.

Las cimentaciones hay superficiales y profundas.

En las cimentaciones superficiales pueden ser a base de:

zapatras aisladas

zapatras corridas

losas de cimentación

Las cimentaciones profundas pueden ser a base de:

Pilotes

Pilas

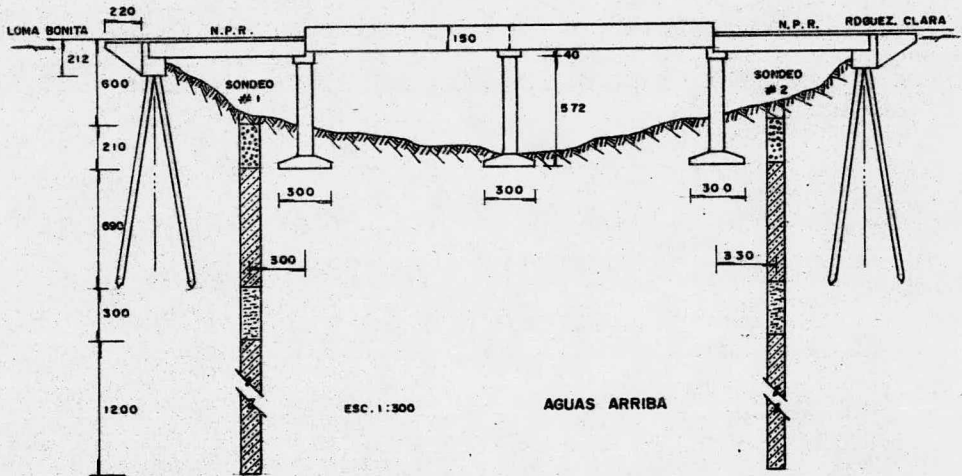
Las actividades desarrolladas para nuestro caso, fueron las siguientes:

1.- Exploración y muestreo

Se realizaron dos sondeos con máquina por el método de penetración standar a una profundidad de 24 m c/u en los cuales se obtuvieron muestras alteradas, a diferentes profundidades, estos sondeos estan localizados; uno en el extremo oriente de la pila norte y el otro en el lado occidente del estribo sur.

2.- Pruebas de Laboratorio.

A todas las muestras obtenidas se le realizaron pruebas-índice para su clasificación tales como: Granulometria, Límites de Atterberg y densidad de sólidos. La nomenclatura utilizada para cada muestra ensayada es la del "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos". En el perfil siguiente puede observarse la ubicación de los sondeos y la variación estratigráfica con respecto a la profundidad del suelo.



MEMORIA DE CALCULO DE LA TRABE DE PASO ATRAVES (40') PARA - -
PUENTE DE FERROCARRIL.

Longitud total del puente -----	140'
Longitud de la trabe de paso atraves -----	40'
Longitud teórica -----	39'
Longitud de la pieza de puente -----	14'
Longitud del larguero -----	12.6'
Separación de los largueros c.ac. -----	6.5'
Durmientes de madera de 10" x 10" x 10'	
Riel de 112.31b/yd	
Carga cooper E-72	
Acero A - 36	
Soldadura E- 60 XX ASTM (A - 222)	
Esfuerzo admisible a flexión -----	20000 lb/in ²
Esfuerzo admisible a cortante -----	12500 lb/in ²
Esfuerzo admisible para soldadura -----	12400 lb/in ²
Determinación de la carga muerta del larguero y cálculo del mismo.	
Peso de Riel, Durmiente y accesorios -----	275 lb/ft
Peso del alma $\frac{1''}{2} \times 18'' = \frac{48.6 \times 0.3048}{0.454} =$	32.26
Patines $\frac{3''}{4} \times 10'' = 2 \left(\frac{37.95 \times 0.3048}{0.454} \right) =$	$\frac{50.95}{83.21}$ lb/ft
Peso contraventeo y atiesadores -----	17 lb/ft
Wcm -----	375 lb/ft
La carga muerta = Wcm = -----	375 lb/ft

$$\text{Impacto} = I = \text{si } L < 80' \Rightarrow I = \frac{100}{s} + 40 - \frac{3L^2}{1600}$$

$$L = 12.5' \\ s = 6.5' \Rightarrow \text{Imp} = I = \frac{100}{6.5} + 40 - 3 \frac{(12.6)^2}{1600}$$

$$I = 55.09\% \doteq 55\%$$

$$I = 55\%$$

A.R.E.A. (15-1-28)

Utilizando la tabla lefax, para obtener los elementos mecánicos producidos por la carga viva.

$$\text{La relación} = \frac{E-72}{E-60} = \frac{72}{60} = 1.2$$

Momento Flexionante

$$M_{cm} = \frac{WcL^2}{8} = \frac{375(12.6)^2}{8} = 7442 \text{ lb-ft}$$

$$M_{cv} = 1.2 \times 133.5 \times 10^3 = 160200 \text{ lb-ft}$$

$$M_I = 0.55 \times 160200 = \underline{88110 \text{ lb-ft}}$$

$$M_{tot.} \text{ -----} = 255752 \text{ lb-ft}$$

Fuerza cortante

$$V_{cm} = \frac{WcL}{2} = \frac{375 \times 12.6}{2} = \frac{375 \times 12.6}{2} = 2363 \text{ lb}$$

$$V_{cv} = 1.2 \times 54520 = 65424 \text{ lb}$$

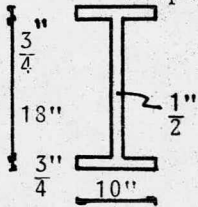
$$V_I = 0.55 \times 65424 = 35983 \text{ lb}$$

$$V_{tot.} \text{ -----} = 103770 \text{ lb}$$

Módulo de Sección necesario a Tensión

$$S_n = \frac{M}{f} = \frac{255752 \times 12}{20000} \text{ -----} = 153.45 \text{ in}^3$$

Proporcionamiento de la Sección



$$I_{tot.} = I_0 + Ad^2$$

$$I_0 = \frac{0.5 (18)^3}{12} + 2 \left[\frac{10(0.75)^3}{12} \right] = 243.7 \text{ in}^4$$

$$Ad^2 = [7.5 \times (9.375)^2] 2 = \underline{1318.34 \text{ in}^4}$$

$$I_{tot.} \text{ -----} = \underline{1562.04 \text{ in}^4}$$

Módulo de Sección Proporcionado

$$S_p = \frac{1562.04}{9.75} = 160.21 \text{ in}^3$$

$$S_n < S_p \Rightarrow 153.45 \text{ in}^3 < 160.21 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$

$$\text{capacidad} = \frac{S_p(72)}{s_n} = \frac{160.21 \times 72}{153.45} = 75.17 \text{ Kips}$$

$$\text{Capacidad} = \text{-----} \quad 75.17 \text{ Kips}$$

Area del Alma Necesaria.

$$\frac{V_{tot}}{F_{adm}} = \frac{103770}{12500} = 8.30$$

Area del Alma Proporcionada

$$A_p = 0.5 \times 18 = 9 \text{ in}^2$$

$$8.30 \text{ in}^2 < 9.0 \text{ in}^2 \quad \text{OK}$$

$$F_c = 20000 - 0.4 \left(\frac{L}{r} \right) \quad \text{donde: } r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_y}}$$

$$I_y = \frac{0.75 (10)^3}{12} + \frac{9(0.5)^3}{12} = 62.5 + 0.09$$

$$I_y = 62.59 \text{ in}^4$$

$$A_y = 0.75 \times 10 + 9 \times 0.5 = 7.5 + 4.5 = 12 \text{ in}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{62.59}{12}} = 2.28 \text{ in}$$

$$F_c = 20000 - 0.4 \left(\frac{75.4}{2.28} \right)^2 = 20000 - 439.77$$

$$F_c = 19560 \text{ lb/in}^2$$

$$S_c = \frac{255752 \times 12}{19560} = 156.90 \text{ in}^3$$

$$S_c = 156.90 \text{ in}^3$$

$$S_c < S_p = \Rightarrow 156.90 < 160.21 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$

Atiesadores: A.R.E.A. (15-5-10)

si $60 t > h$ donde: t = espesor del alma

si esto se cumple h = peralte del alma

no necesita atiesadores

$$60 \times 0.5 = 30 \text{ in}$$

$$h = 18 \text{ in}$$

$$30" > 18" \quad \text{no necesita atiesadores}$$

Conexiones:

Soldadura del Alma Contra el Patin

$$F_s = \frac{VQ_y}{I_b} \quad \text{A.R.E.A. (15-5-2) Pág. 1970}$$

$$V = 103770 \text{ lb}$$

$$Q_y = 0.75 \times 9.375 \times 10 + 0.5 \times 4.5 \times 9 = 90.56 \text{ in}^3$$

$$I = 1562.04 \text{ in}^4$$

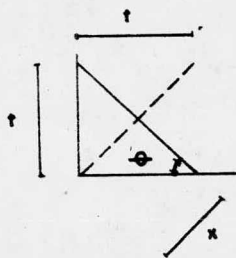
$$b = \text{espesor mínimo} = 0.5$$

$$F_s = \frac{103770 \times 90.56}{1562.04 \times 0.5} = 12032.23 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Espesor necesario} = \frac{F_{st}}{12400} = \frac{12032.23 \times 0.5}{12400}$$

$$\text{Espesor} = 0.48 \text{ in} = \text{En}$$

se aplicaran 2 filetes de 7/16", cuya área es:



$$\theta = 45^\circ$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{x}{t}$$

$$x = \text{sen } 45^\circ t \Rightarrow x = 0.707 t$$

E_p = espesor de falla por la garganta

$$E_p = 2 \times 0.707 \times \frac{7''}{16} = 0.618 \text{ in}$$

$$E_n < E_p \Rightarrow 0.48 < 0.62 \text{ in}$$

Conexión entre Larguero y Pieza de Puente

Se hará la conexión con dos ángulos de 4" x 4" x 1/2"-soldada al alma de los largueros y remachados al alma de la pieza de puente, con filete de 7/16" en ambos lados del alma del larguero

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{\text{Fza aplicada}}{\text{Resist. del Cordón}}$$

$$L_n = \frac{V}{F}$$

$$F = 2 \times 7/16'' \times 0.707 \times 12400 = 7670.95 \text{ lb/in} = \text{Resist. del cordón.}$$

$$L_n = \frac{103770}{7670.95} = 13.52''$$

se usará ángulo de longitud de 18" con cordón de soldadura de filete 7/16" corrida en toda su longitud.

Conexiones Remachadas (Espaciamiento mín.

Pág. 43 MM)

$$\text{Remaches } 7/8'' \text{ } \emptyset, \quad A_{\text{tot}} = 3.88 \text{ cm}^2 = 0.6013 \text{ in}^2$$

capacidad de remache al corte simple = 8118 lb

$$\# \text{ de remaches necesarios} = \frac{103770}{8118} = 12.78 = 13$$

El # de remaches necesarios = 14.

Nota: separación mínima según MM Pág. 43

$\emptyset = 7/8" = 2.2 \text{ cm}$

El necesario según MM = 2.90 cm,

se deja 2.2 cm.

- Contraventeo -

En vista de que los largueros están protegidos del viento por las vigas de paso a través, se colocarán un contraventeo mínimo con ángulos de 3/8" x 4" x 4" y placas de 3/8" x 10" y se dispondrán también separadores largueros que son placas de 3/8" x 18".

Capacidad del ángulo 3/8" x 4" x 4" conectado en una rama.

$$A_n = 4 \times 0.375 + \frac{3.625}{2} (0.375)$$

$$A_n = 2.18 \text{ in}^2$$

$$F_t = 2.18 \times 20000 = 43600 \text{ lb}$$



Se soldarán los extremos a placas de conexión de 3/8" con cordón de soldadura 7/16"

$$A = 0.4375 \times 0.707 = 0.3093 \text{ in}^2$$

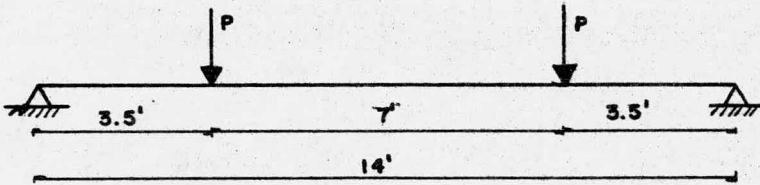
$$\text{capacidad } F_s A = 12400 \times 0.3093 = 3835.32$$

$$\text{longitud necesaria} = \frac{43600}{3835.32} = 11.36"$$

$$L \text{ nec} = 11.36"$$

- Cálculo de la Pieza de Puento -

Se calculará para pieza de puente intermedia y extrema, - se dejarán con la misma sección para darle mayor rigidez y facilitar las maniobras de gateo de la estructura completa.



Carga muerta del larguero = 375 lb/ft

Reacción del larguero sobre la pieza de puente

$$P = 375 \times 12.6 = 4725 \text{ lb}$$

Peso de la pza. de puente:

$$\text{Peso de la placa del alma} \frac{102.45 \times 0.3048}{0.454} = 68.78 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Peso de los patines} \frac{2(53.12 \times 0.3048)}{0.454} = 71.32 \text{ lb/ft}$$

atiesadores y contraventeo

$$\text{Peso de la pieza de puente} \frac{30.00 \text{ lb/ft}}{170 \text{ lb/ft}}$$

$$\text{Impacto} = I = \frac{100}{S} + 40 - \frac{3L^2}{1600} = \frac{100}{14} + 40 - \frac{3(12.6)^2}{1600}$$

$$I = 46.85\%$$

Reacción máxima de la carga viva.

Para longitud = 12.6'

$$Rcv = 1.2 \times 72280 = 86736 \text{ lb}$$

$$Rcv = 86736 \text{ lb}$$

Momento flexionante máximo en la pieza de puente.

$$\begin{aligned}
 M_{cm} &= \frac{W_{cm}L^2}{8} + 3.5 P = \frac{170 \times (14)^2}{8} + 3.5 \times 47.25 = 20703 \text{ lb-ft} \\
 M_{cv} &= 3.5 R_{cv} = 3.5 \times 86736 = 303576 \text{ lb-ft} \\
 M_I &= 0.4685 \times 303576 = \underline{142225 \text{ lb-ft}} \\
 M_{tot.} &= 466504 \text{ lb-ft}
 \end{aligned}$$

Fuerza Cortante máximo en la pieza de Punte.

$$\begin{aligned}
 V_{cm} &= R_{cm} + \frac{WL}{2} = 4725 + \frac{170 \times 14}{2} = 5915 \text{ lb} \\
 V_{cv} &= R_{cv} = 86736 \text{ lb} \\
 V_I &= 0.4685 \times 86736 = \underline{40636 \text{ lb}} \\
 V_{tot} &= 133287 \text{ lb}
 \end{aligned}$$

- Módulo de Sección Necesario:

$$S_n = \frac{M_{tot}}{F_{adm}} = \frac{466504 \times 12}{20000} = 279.90 \text{ in}^3$$

- Proporcionamiento de la Sección -

$$I_{tot} = I_0 + Ad^2$$

$$I_0 = \frac{0.5 (25)^3}{12} + \frac{14 (0.75)^3}{12} \times 2 = 651.04 + 0.98$$

$$I_0 = 652.02 \text{ in}^4$$

$$Ad^2 = 2 \times 0.75 \times 14 (12.875)^2 = 3481.08 \text{ in}^4$$

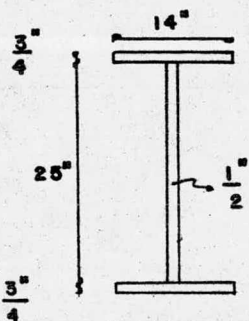
$$I_{tot} = 3481.08 + 652.02 = 4133.10 \text{ in}^4$$

$$S_p = \frac{4133.1}{13.25} = 311.93 \text{ in}^3$$

$$S_n < S_p \quad 279.90 \text{ in}^3 < 311.93 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$

- Area del Alma Proporcionada -

$$A_n = \frac{V_{tot}}{F_{adm}} = \frac{133287}{12500} = 10.66 \text{ in}^2$$



$$A_p = 25 \times 0.5 = 12.50 \text{ in}^2$$

$$10.66 < 12.50 \text{ in}^2 \quad \text{OK}$$

- Revisión del módulo de Sección a Compresión -

$$F_c = 20\,000 - 0.4 \left(\frac{L}{r}\right)^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A_y}} \text{ de donde } L = \text{long sin arriostrar}$$

$$I_y = \frac{(0.5)^3 \cdot 12.5}{12} + \frac{14^3 \cdot 0.75}{12} = 0.22 + 171.72 \text{ in}^4$$

$$A_y = 0.75 \times 14 + 0.5 \times 12.5 = 10.56 + 6.25 = 16.75 \text{ in}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{171.72}{16.75}} = 3.20 \text{ in}$$

$$F_c = 20\,000 - 0.4 \left(\frac{84}{3.20}\right)^2 = 19724.37 \text{ lb/in}^2$$

$$S_c = \frac{466504 \times 12}{19724.37} = 283.81 \text{ in}^3$$

$$S_c < S_p \Rightarrow 283.81 \text{ in}^3 < 311.93 \text{ in}^3$$

- Atiesadores: (en pares) -

si $60t > h$, si esto se cumple, no necesita atiesadores $60(0.5) >$

$25 \Rightarrow 30 > 25$ no necesita atiesadores

Para rigidizar se pondrá un par de atiesadores por pieza de --
puente como se muestra en el plano No. 2, de $3/8" \times 5"$

- Soldadura del Alma Contra el Patin -

$t = \text{espesor mínimo} = 0.5 \text{ in}$

$$F_s = \frac{VQ}{Ib}$$

donde $Q_y = A_y$

$$I = I_{tot}$$

$$V = V_{tot}$$

$$Q = 0.5 \times 6.25 \times 12.5 + 0.75 \times 14 \times 12.875 = 39.06 + 135.187$$

$$Q = 174.25 \text{ in}^3$$

$$I_{\text{tot}} = 4133.1 \text{ in}^4$$

$$V = 133287 \text{ lb}$$

$$F_s = \frac{133287 \times 174.25}{4133.1 \times 0.5} = 11238.60 \text{ lb/in}^2$$

$$E_n = \frac{F_{st}}{12400} = \frac{11238.66 \times 0.5}{12400} = 0.45 \text{ in}$$

Se aplicaran 2 filetes de 7/16"

$$E_p = 2 \times 0.707 \times \frac{7''}{16} = 0.618 \text{ in}$$

$$E_n < E_p \Rightarrow 0.45 < 0.61 \text{ in}$$

Conexión de pieza de puente con la trabe de paso atraves.

Se hará la conexión con dos ángulos de 4" x 4" x 1/2" soldada al alma de la pieza de puente y remachadas a la trabe de paso atraves con filetes de 7/16" en ambos lados del alma de la pieza de puente.

$$L_n = \frac{V_{\text{tot}}}{F_{\text{rest}}}$$

$$F = 2 \times 7/16'' \times 0.707 \times 12400 = 7670.95 \text{ lb}$$

$$L_n = \frac{133287}{7670.95} = 17.37 \text{ in}$$

Se usarán ángulos de 54", se soldara a lo largo de.

Se emplearán remaches de \emptyset 7/8"

cortante admisible = 8118 lb

$$\# \text{ de remaches} = \frac{V_{\text{tot}}}{F_c} = \frac{133287}{8118} = 16.42$$

de remaches = 17

CALCULO DE LA VIGA DE PASO ATRAVES:

- Carga muerta -

$$\text{Alm de } 1/2'' \times 54'' = \frac{136.6 \times 0.3048}{0.454} = \text{-----} 91.70 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Patines de } 1'' \times 16'' = \frac{80.95 \times 0.3048 \times 2}{0.454} = \text{-----} 108.68 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Peso de la vía -----} 375.00 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Contraventeo y atiesadores -----} 50.00 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carga muerta (Wcm) = -----} 625.38 \text{ lb/ft}$$

Se redondea a Wcm = 700 lb/ft

$$L = 40' \quad \text{Longitud teórica} = 39'$$

$$s = 14'$$

$$\text{Impacto} = I = \frac{100}{s} + 40 - \frac{3L^2}{1600}$$

$$I = \frac{100}{14} + 40 - \frac{3 \times 39^2}{1600} = 44.29\%$$

- Momento flexionante máximo -

$$M_{cm} = \frac{W_{cm}L^2}{8} = \frac{700 \times 39^2}{8} = \text{-----} 133088 \text{ lb-fe}$$

$$M_{cv} = 1.2 \times 940000 = \text{-----} 1128000 \text{ lb-ft}$$

$$M_I = 0.4429 \times 1128000 = \text{-----} \underline{499591 \text{ lb-ft}}$$

$$M_{tot} = \text{-----} 1760679 \text{ lb-ft}$$

E-80 A.R.E.A. (15-1-35) Pág. 1975

- Fuerza cortante máxima -

$$V_{cm} = \frac{W_{cm}L}{2} = \frac{700 \times 39}{2} = \text{-----} 13650 \text{ lb}$$

$$V_{cv} = 1.2 \times 111400 = \text{-----} 133680 \text{ lb}$$

$$V_I = 0.4429 \times 133680 = \text{-----} \underline{59207 \text{ lb}}$$

$$V_{tot} = \text{-----} 206537 \text{ lb}$$

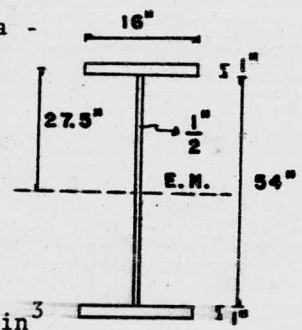
- Módulo de sección necesario por tensión :

$$S_n = \frac{1760679 \times 12}{20000} = 10.56.4 \text{ in}^3$$

- Area del alma necesaria -

$$A_n = \frac{206537}{12500} = 16.52 \text{ in}^2$$

$$A_n = 16.52 \text{ in}^2$$



$$I_0 = \frac{0.5 \times 54^3}{12} + 2 \frac{16 \times 1^3}{12} = 6563.67 \text{ in}^3$$

$$Ad^2 = (16) (27.5)^2 (2) = 24200.00 \text{ in}^3$$

$$I_{tot} = \dots \dots \dots 30763.67 \text{ in}^4$$

- Módulo de Sección Proporcionado -

$$S_p = \frac{30763.67}{28} = 1098.70 \text{ in}^3$$

$$S_n < S_p \quad 10.56.40 \text{ in}^3 < 1098.70 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$

- Area del Alma Proporcionada -

$$A_p = 0.5 \times 54 = 27.0 \text{ in}^2$$

$$A_n < A_p \quad 16.52 \text{ in}^2 < 27.0 \text{ in}^2 \quad \text{OK}$$

- Revisión del Módulo de Sección a Comprensión -

$$F_c = 20000 - 0.4 \left(\frac{L}{r} \right)^2$$

$$\text{Longitud sin arriostrar} = L = 13' \times 12'' = 156''$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_y}}$$

$$I_y = \frac{(0.5)^3 \cdot 27}{12} + \frac{16^3 \times 1}{12} = 341.61 \text{ in}^3$$

$$I_y = 341.61 \text{ in}^3$$

$$A_y = 0.5 \times 27 + 16 \times 1 = 29.50 \text{ in}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{341.61}{29.5}} = 3.40 \text{ in}$$

$$F_c = 20000 - 0.4 \left(\frac{156}{3.40} \right)^2 = 19157.93 \text{ lb/in}^2$$

$$S_c = \frac{1760679 \times 12}{19157.92} = 1096.84 \text{ in}^3$$

$$S_c < S_p \quad 1096.74 \text{ in}^3 < 1098.70 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$

- Atiesadores -

Si $60t > h$ no necesita atiesadores

$$60 \times 0.75 > 55'' \Rightarrow 40.50'' \nlessgtr 55''$$

si necesita atiesadores

$$\text{Ancho máximo} = 16T = 16 \times 0.75 = 12''$$

$$\text{Ancho mínimo} = 2 + \frac{h}{30} = 2 + \frac{55}{30} = 3.83''$$

Se usarán placas de 1/2" x 5"

Según el A.R.E.A. (15-1-13) Pág. 1975.

La distancia del claro entre atiesadores no excederá de 72"

ó aquella dada por la siguiente fórmula

$$\text{separación} = d = \frac{10500 t}{\sqrt{s}}$$

donde:

t = espesor del alma

$$s = \frac{V_{tot}}{A}$$

V_{tot} = cortante total

A = área del alma

- Separación Máxima entre Atiesadores -

$$A = 0.5 \times 55'' = 27.5 \text{ in}^2$$

$$S = \frac{206537}{27.5} = 7510.43''$$

$$d = \frac{10500 \times 0.5}{\sqrt{7510.43}} = 60.57''$$

$$d = 60.57''$$

Por construcción se utilizara una "d" = 40"

- Atiesadores de Carga -

$$F_c = 21500 - 100 \left(\frac{L}{r} \right)$$

$$\text{donde } 15 \leq \frac{L}{r} \leq 143$$

$$I_y = \frac{15(0.5)^3}{12} + \frac{0.5(10.5)^3}{12}$$

$$I_y = 48.39 \text{ in}^4$$

$$A_y = 15 \times 0.5 + 10.5 \times 0.5$$

$$A_y = 12.75 \text{ in}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A_y}} = \sqrt{\frac{48.39}{12.75}} = 1.95 \text{ in}$$

$$L = 0.75 \times 54 = 40.50 \text{ in}$$

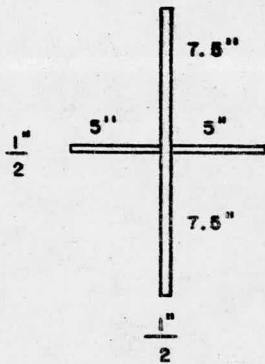
$$\frac{L}{r} = \frac{40.50}{1.95} = 20.77 \text{ in}$$

$$15'' < 20.77'' \quad \text{OK}$$

$$F_c = 21500 - 100 (2077) = 19423.0 \text{ lb/in}^2$$

capacidad a compresión = $12.75 \times 19423 = 247643.25 \text{ lb}$

$$206537 \text{ lb} < 247643 \text{ lb} \quad \text{OK}$$



- Capacidad por Aplastamiento -

$$\text{Area efectiva} = 0.5 \times 10 \times 2 = 10 \text{ in}^2$$

$$\text{Capacidad por aplastamiento} = 30000 \times 10 = 300000 \text{ lb}$$

$$206537 \text{ lb} < 300000 \text{ lb} \quad \text{OK}$$

Soldadura del atiesador de carga contra el alma de la viga de paso através.

$$\text{Area de la soldadura necesaria} = \frac{206537}{54 \times 12400} = 0.3059 \text{ in}^2$$

Se aplicará cordón corrido de 7/16", puesto que se emplearán dos pares de atiesadores.

$$A = (4 \times 7/16) 0.707 = 1.23 \text{ in}^2$$

$$0.3059 < 1.23 \text{ in}^2 \quad \text{OK}$$

Soldadura del alma contra patin de la viga de paso através.

$$F_c = \frac{VQ}{Ib}$$

$$V = 206537 \text{ lb}$$

$$I = 31018.83 \text{ in}^4$$

$$Q = 0.5 \times 27 \times 13.5 + 1 \times 16 \times 27.5 = 622.25 \text{ in}^3$$

$$Q = 622.25 \text{ in}^3$$

$$F_c = \frac{206537 \times 622.25}{31018.83 \times 0.5} = 8286.43 \text{ lb/in}^2$$

$$E_n = \frac{8286.43 \times 0.5}{12400} = 0.334 \text{ in}$$

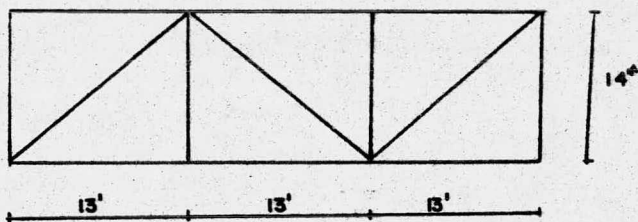
Se aplicaran dos cordones de soldadura de 7/16"

$$E_p = 2 \times 0.4375 \times 0.707 = 0.618 \text{ in}$$

$$0.334 \text{ in} < 0.618 \text{ in} \quad \text{OK}$$

- Contraventeo Horizontal: Se colocarán en el patin inferior -

Vista de la Planta



- Fuerzas de diseño;

- 1.- Viento sobre la superestructura
- 2.- Viento sobre el tren
- 3.- Fuerzas laterales del equipo

- 1.- Viento sobre la superestructura

presión especificada = 30 lb/ft^2

peralte total = $54'' = 4.5'$

Area expuesta = $4.5 \times 39 = 175.5 \text{ ft}^2$

1.5 de proyección vertical = $1.5 \times 175.5 = 263.25 \text{ ft}^2$

$\frac{\text{área}}{\text{ft-lineal}} = \frac{263.25}{39} = 6.75 \text{ ft}^2/\text{ft}$

$F = 6.75 \times 30 = 202.5 \text{ lb/ft}$

Fuerza mínima especificada = 350 lb/ft

se toma esta última.

carga por nudo = $350 \times 13 = 4550 \text{ lb}$

2.- Viento sobre el tren

carga por especificación = 300 lb/ft

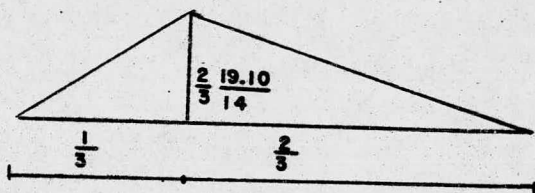
carga por nudo = 300 x 13 = 3900 lb/ft

carga total de viento por nudo = 4550 + 3900 = 8450 lb

3.- Fuerza lateral del equipo

se revisará el miembro más cargado

$$\frac{P}{4} = \frac{72000}{4} = 18000 \text{ lb}$$

- Por Lineas de Influencia de I_0
 I_0 si el viento = $1.5 \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{3} \right)$ carga total.

 I_0 si el viento = $1.5 \left(\frac{3}{3} \right) 8450 = 12675 \text{ lb}$
 I_0 si fza lateral = $1.5 \left(\frac{2}{3} \right) 18000 = 18000 \text{ lb}$
 I_0 total = 30675 lb.

 Fza. de diseño + 30675 lb.

probando con ángulo de 5"x5"x3/8"

$$A = 3.61 \text{ in}^2$$

$$r = 0.99 \text{ in}$$

$$L = 7 \left(\frac{19.1}{14} \right) = 9.55' = 114.6''$$

$$KL = \frac{2}{3} (114.6) = 76.34$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{76.34}{0.99} = 77.11$$

$$77.11 < 120 \quad \text{puesto que } \frac{KL}{r} < 120 \quad \text{OK}$$

$$F_c = 21500 - 100 \left(\frac{KL}{r} \right) = 21500 - 100 \times 77.11 = 13789 \text{ lb/in}^2$$

$$F_c = 13789 \text{ lb/in}^2$$

como se consideran aplicadas simultáneamente las fuerzas de viento, cabeceo y fuerza axial, el miembro puede proyectarse para una fatiga 25% mayor.

$$\text{capacidad a compresión } 1.25 F_c A = 1.25 \times 13789 \times 3.61$$

$$\text{capacidad a compresión} = 62223 \text{ lb}$$

$$30675 < 62223 \text{ lb} \quad \text{OK}$$

- C o n e x i ó n -

cordón de 7/16"

$$E = \frac{7}{16} \times 0.707 = 0.31 \text{ in}$$

$$R = 0.31 \times 12400 = 3844 \text{ lb/in}$$

$$\text{longitud necesaria} = \frac{30675}{3844} = 7.98 \text{ in}$$

$$L_n = 8" \quad \text{OK}$$

- Contra-flecha -

Se dará una contra-flecha igual a la flecha producida por la carga muerta más la mitad de la carga viva.

$$M_{cm} = 133088 \text{ lb-ft}$$

$$M_{cv} = \underline{564000 \text{ lb-ft}}$$

$$697088 \text{ lb-ft}$$

$$W_{eq} = \frac{6(697088)}{(39)^2} = 274.5 \text{ lb/ft} = 229.12 \text{ lb/in}$$

$$\text{flecha} = \frac{5WL^4}{384 EI} \quad \text{DONDE}$$

$$E = 29820000 \text{ lb/in}^2$$

$$I = 31018.83 \text{ in}^4$$

$$L = 39 \times 12 = 468 \text{ in}$$

$$\text{flecha} = \frac{5 \times 229.12 \times (468)^4}{384 \times 29820000 \times 31018.83} = 0.15$$

Se fabricará la estructura con una contra-flecha al centro del claro de 1/2" y a lo largo de la viga de acuerdo con la parábola $Y = 0.0000058 X^2$

cálculo de las placas de apoyo:

$$\text{Reacción máxima} = 206\,537 \text{ lb}$$

$$\text{concreto en las coronas } f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 = \frac{200 \times 6.4516}{0.454} = 2842 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible por aplastamiento} = 0.25 f'c = 710.50 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Area de asiento mínimo} = \frac{206537}{710.50} = 290.69 \text{ in}^2$$

$$\text{se usará placa de } 16" \times 20" \quad A = 320 \text{ in}^2$$

Espesor de la placa:

$$W = \frac{R_{\text{máx.}}}{16 \times 20} = \frac{206537}{320} = 645.43 \text{ ton/in}^2$$

$$T = \frac{1}{2} (B-b) \sqrt{\frac{3W}{F}} = \frac{1}{2} (20-10) \sqrt{\frac{3 \times 645.43}{20000}}$$

$$T = 1.55 \text{ in}$$

- La placa será:

16" x 20" x 2"

- Pernos de Anclaje:

Se diseña con las fuerzas de viento sobre la superestructura y sobre el equipo, así como el cabeceo: $F = 30675 \text{ lb}$

$$F = \frac{30675}{2} = 15338 \text{ lb (por perno)}$$

$$A = \frac{15338}{8118} = 1.89 \text{ in}^2$$

$$\phi = 2''$$

- CALCULO DE LA TRABE DE PASO SUPERIOR PARA FERROCARRIL -

Longitud entre apoyos, $L = 30'$

Separación entre vigas centro a centro = $6.5'$

Carga movil cooper E - 72

Carga por riel y accesorios ----- 275 lb/ft

Alma de la viga $1/2" \times 37" = \frac{93.6 \times 0.3048}{0.454} = \text{---} 62.84 \text{ lb/ft}$

Placa de los patines $1 \ 1/2" \times 12" = \frac{91.07 \times 0.3048}{0.454} = 122.28 \text{ lb/ft}$

Contraventeo y atiesadores ----- = 50.00 lb/ft

Contra-riel, Re 100 lb/yd ----- = 33.84 lb/ft

Guarda-riel de madera ----- = 7.04 lb/ft

Carga muerta, $W_{cm} = \text{-----} = 551.00 \text{ lb/ft}$

Se redondea, $W_{cm} = 560.00 \text{ lb/ft}$

$$\text{Impacto} = I = \frac{100}{S} + 40 - \frac{3L^2}{1600}$$

$$I = \frac{100}{6.5} + 40 - \frac{3(30)^2}{1600} = 53.69 \%$$

- Momento máximo -

$$M_{cm} = \frac{W_{cm}L^2}{8} = \frac{560(30)^2}{8} = \text{-----} 63000 \text{ lb-ft}$$

$$M_{cv} = 1.2 \times 615800 = \text{-----} 738960 \text{ lb-ft}$$

$$M_I = 0.5369 \times 738960 = \text{-----} \underline{396748 \text{ lb-ft}}$$

$$M_{tot} = \text{-----} 1198708 \text{ lb-ft}$$

Este momento se admite con mucha aproximación como el producido al centro del claro.

- Fuerza cortante máxima -

$$V_{cm} = \frac{W_{cm}L}{2} = \frac{560 \times 30}{2} = \text{-----} \quad 8400 \text{ lb.}$$

$$V_{cv} = 1.2 \times 94600 = \text{-----} \quad 113520 \text{ lb.}$$

$$V_I = 0.5369 \times 113520 = \text{-----} \quad \underline{60949 \text{ lb.}}$$

$$V_{tot.} = \text{-----} \quad 182869 \text{ lb.}$$

$$St = \frac{1198708 \times 12}{20000} = 719.22 \text{ in}^3$$

- Proporcionamiento de la Sección -

$$I_{tot} = I_0 + Ad^2$$

$$I_0 = \frac{0.5(37)^3}{12} + \frac{12(1.5)^3}{12} \times 2 = 2117.29 \text{ in}^4$$

$$Ad^2 = 2 \times 1.5 \times 12 (19.25)^2 = 13340.25 \text{ in}^4$$

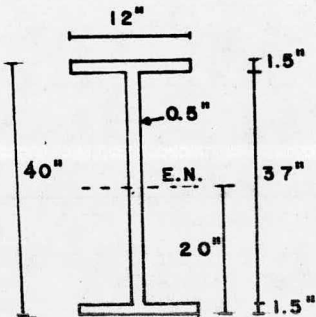
$$I_{tot.} = 2117.29 + 13340.25 = 25457.54 \text{ in}^4$$

$$I_{tot.} = 15457.54 \text{ in}^4$$

$$S_p = \frac{15457.54}{20} = 772.87 \text{ in}^3$$

$$S_p = 772.87 \text{ in}^3$$

$$St < S_p \Rightarrow 719.22 < 772.87 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$



- Area del Alma Necesaria -

$$A_n = \frac{V_{tot}}{F_{adm}} = \frac{182869}{12500} = 14.63 \text{ in}^2$$

- Area Proporcionada -

$$A_p = 37 \times 0.5 = 18.50 \text{ in}^2$$

$$A_n < A_p \Rightarrow 14.63 \text{ in}^2 < 18.50 \text{ in}^2$$

Revisión del módulo de Sección o Compresión

Longitud sin arriostrar; 123 cm = 48.425"

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_y}}$$

$$I_y = \frac{1.5 (12)^3}{12} + \frac{18.5(0.5)^3}{12} = 216.19 \text{ in}^4$$

$$A_y = 12 \times 1.5 + 18 \times 0.5 = 27.19 \text{ in}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{216.19}{27.25}} = 2.82 \text{ in}$$

$$F_c = 20000 - 0.4 \left(\frac{48.425}{2.82} \right)^2 = 1988.05 \text{ lb/in}^2$$

$$S_c = \frac{1198708 \times 12}{19882.05} = 723.49 \text{ in}^3$$

$$723.49 \text{ in}^3 < 772.87 \text{ in}^3 \quad \text{OK}$$

- Atiesadores Intermedios -

Si se cumple que $60 t > h$, no necesita atiesadores

$60 \times 0.5 \nrightarrow 37'' \Rightarrow 30'' > 37''$ si necesita atiesadores.

Ancho Máximo = $16t = 16 \times 0.5 = 8''$

Ancho Mínimo = $2 + \frac{h}{30} = 2 + \frac{37}{30} = 3.24''$

Se usará placa de $5'' \times 1/2''$

Separación máxima entre atiesadores, será la menor de: $72''$ ó

la dada por la siguiente fórmula

$$d = \frac{10500t}{\sqrt{S}}$$

donde $S = \frac{V_{tot}}{A_{alma}}$

$$A = 37 \times 0.5 = 18.50 \text{ in}^2$$

$$V = 182869 \text{ lb}$$

$$S = \frac{182869}{18.50} = 9884.81 \text{ lb/in}^2$$

$$d = \frac{10500 \times 0.5}{\sqrt{9884.81}} = 52.80''$$

Por construcción se pondrán a:

$$d = 48.425''$$

- Atiesadores extremos o de Carga -

La reacción máxima por riel 182869 lb, pero como son cuatro -- atiesadores cada uno cargará;

$$\frac{182869}{4} = 45717 \text{ lb.}$$

- Relación de esbeltez -

$$\frac{L}{r} < 120$$

supondremos atiesadores de 5"x 3/4"

$$L = 37''$$

$$r = \sqrt{\frac{I^2}{12}} = \sqrt{\frac{(0.75)^2}{12}} = 0.22 \text{ in}$$

$$r = 0.22 \text{ in}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{37}{0.22} = 168.18$$

$$168.18 < 120$$

para reducir la longitud de pandeo se pondrá una placa intermedia y por lo tanto.

$$L = \frac{37}{2} = 18.50''$$

$$\frac{L}{r} = \frac{18.50}{0.22} = 84 \quad 84 < 120 \quad \text{OK}$$

$$f_{\text{perm}} = 21500 - \frac{1}{4} \frac{L^2}{r}$$

$$f_{\text{perm}} = 21500 - \frac{1}{4} \frac{(18.5)^2}{0.22} = 21500 - 7072$$

$$f_{\text{perm}} = 14428 \text{ lb/in}^2$$

$$A = 5 \times 0.75 = 3.75 \text{ in}^2$$

$$\text{capacidad} = 14428 \times 3.75 = 54105 \text{ lb.}$$

$$45713 < 54105 \quad \text{lb} \quad \text{OK}$$

- Soldadura de los atiesadores de carga contra el alma de la viga -

$$\text{Area de la soldadura} = \frac{182869}{37 \times 12400} = 0.398 \text{ in}^2$$

Se empleara cordón corrido de 3/8", puesto que se emplearán dos pares de atiesadores:

$$A = 4 \times 0.375 \times 0.707 = 1.06 \text{ in}^2$$

$$0.398 \text{ in}^2 < 1.06 \text{ in}^2 \quad \text{OK}$$

Soldadura del alma contra el patin de la viga:

$$V = 182869 \text{ lb}$$

$$I = 15457.54 \text{ in}^2$$

$$Q = 0.5 \times 18.5 \times 9.12 + 12 \times 1.5 \times 19.25 = 84.36 + 346.5$$

$$Q = 430.86 \text{ in}^3$$

$$E_c = \frac{182849 \times 430.86}{12400} = 0.41 \text{ in}$$

Se aplicaran dos cordones de soldadura de 7/16"

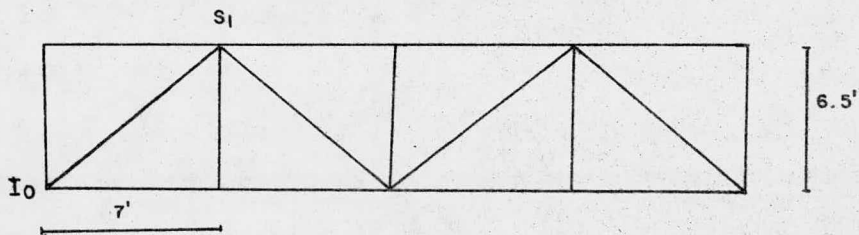
$$E_p = 2 \times 7/16" \times 0.707 = 0.62 \text{ in}$$

$$0.41 \text{ in} < 0.62 \text{ in} \quad \text{OK}$$

- Cálculo del contraventeo horizontal -

La trabe solo se c-ntraventeara horizontalmente en la parte superior por tener un claro menor de 50' (15.24 m), A.R.E.A.-15-435.

$$h = 40" = 3.33'$$



1.- Fuerza de viento

$$\text{Area expuesta } 30 \times 3.33 = 100 \text{ ft}^2$$

$$\text{Proyección vertical} = 1.5 \times 100 = 150 \text{ ft}^2$$

$$\text{Area/pie-lineal} = \frac{150}{30} = 5 \text{ ft}^2/\text{ft}$$

$$F = 5 \times 30 = 150 \text{ lb/ft}$$

$$F_{\text{mín especificada}} = 350 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carga por nudo} = 350 \times 7 = 2450 \text{ lb}$$

2.- Viento sobre el tren:

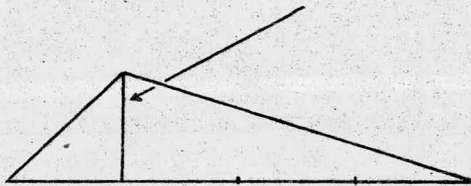
$$\text{Carga por nudo} = 300 \times 7 = 2100 \text{ lb}$$

$$\text{Carga total} = 2450 + 2100 = 4550 \text{ lb}$$

3.- Fuerza lateral del equipo:

$$\frac{P}{4} = \frac{72000}{4} = 18000 \text{ lb}$$

(3/4) (9.55/6.5)



$$I_0 \text{ si } F_{\text{viento}} = 1.49 \left(\frac{3}{4} + \frac{2}{4} + \frac{1}{4} \right) 4550 = 10026 \text{ lb}$$

$$I_0 \text{ si } F_{\text{lat}} = 1.469 \times 0.75 \times 18000 = \text{--- } \underline{19832 \text{ lb}}$$

$$29858 \text{ lb}$$

Fuerza de diseño = 29858 lb.

Proponiendo ángulos de 4" x 4" x 3/8"

$$A = 2.86 \text{ in}^2$$

$$r = 0.79 \text{ in}$$

$$L = 6.5 \times 1.469 \times 12 = 114.58 \text{ in}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{3}{4} \frac{114.58}{0.79} = 108.77$$

$$108.77 < 120 \quad \text{OK}$$

$$F_c = 21500 - 100 \times 108.77 = 21500 - 10877$$

$$F_c = 10623 \text{ lb/in}^2$$

Como se supone que todas las fuerzas actúan al mismo tiempo, -
lo cual no sucede, esto nos permite incrementar la F_c en un --
25%.

$$\text{Capacidad a compresión} = 1.25 F_c A = 1.25 \times 10623 \times 2.86$$

$$\text{Capacidad} = 37977 \text{ lb.}$$

$$37977 \text{ lb.} > 29858 \text{ lb} \quad \text{OK}$$

- Conexiones -

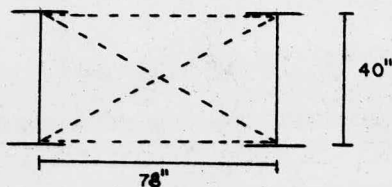
$$E = (3/8) 0.707 = 0.265 \text{ in}$$

$$R = 0.26 \times 12400 = 3286 \text{ lb/in}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{29858}{3286} = 9.06 \text{ in}$$

- Contraventeo vertical -

Llevará cinco marcos verticales, dos extremos y tres interme--
dios, y se calcularán como si todos fueran extremos.



$$\begin{aligned} \text{Area expuesta de la trabe} &= \text{-----} 6.045 \text{ ft}^2/\text{ft} \\ \text{Area expuesta de la via} &= \text{-----} \frac{2.58 \text{ ft}^2/\text{ft}}{8.625 \text{ ft}^2/\text{ft}} \end{aligned}$$

$$V_E = 1.5 \times 30 \times 8.625 = 388 \text{ lb/ft}$$

Viento sobre traves y vfa

$$388 \times 4.03 \times 7 \times 0.5 = 5474.50 \text{ lb}$$

Viento por carga viva

$$300 \times 4.03 \times 0.5 = \text{-----} 4231.50 \text{ lb}$$

$$\text{Cabece } \frac{P}{4} = \frac{72000}{4} = \text{-----} \frac{1800.0 \text{ lb}}{27706.0 \text{ lb}}$$

$$\text{Fuerza de dise\u00f1o} = 27706 \text{ lb}$$

Probando con un \u00e1ngulo de 4" x 4" x 3/8"

$$A = 2.86 \text{ in}^2$$

$$r = 0.79 \text{ in}$$

$$L = 6.5 \frac{87.66}{40} = 170.94$$

$$KL = 0.5 \times 170.94 = 85.47$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{85.47}{0.79} = 108 < 120 \quad \text{OK}$$

$$F_c = 21500 - 100 \frac{L}{r} = 21500 - 100 (108)$$

$$F_c = 10700 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Capacidad} = 1.25 F_c A = 1.25 \times 10700 \times 2.86$$

$$\text{Capacidad} = 38252 \text{ lb.}$$

$$27706 \text{ lb} < 38252 \text{ lb.}$$

- Cálculo y Diseño de los Apoyos -

Los apoyos los formaran placas de acero deslisantes, por ser -
la longitud de la trabe menor de 70' A.R.E.A. (15-1-1',31)

Reacción máxima = 182849 lb.

Concreto en la corona $F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{200 \times 6.4516}{0.454} = 2842 \text{ lb/in}^2$$

$$0.25 f'c = 0.25 (2842) = 710.5 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Area del asiento mínimo} = \frac{182849}{710.5} = 257.35 \text{ in}^2$$

Se usará placa de 15" x 18" = 270 in²

$$W = \frac{R \text{ máx}}{15" \times 18"} = \frac{182849}{270} = 677.22$$

$$T = \frac{1}{2} (B-b) \sqrt{\frac{3w}{F}} = \frac{1}{2} (18-12) \sqrt{\frac{3 \times 677.22}{20000}}$$

$$T = 0.96" \approx 1"$$

la placa será: 15" x 18" x 2"

- Pernos de Anclaje -

Los pernos de anclaje se diseñarán para soportar una fuerza -
cortante debido a:

Viento sobre la Superestructura

Viento sobre carga viva

Cabeceo

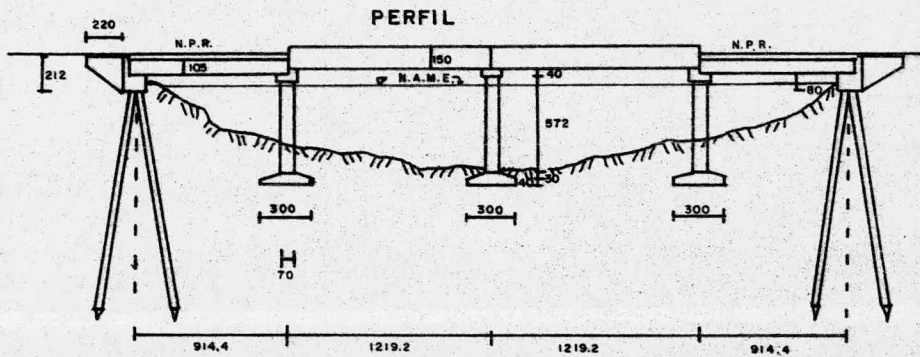
$$F \text{ total} = 27706 \text{ lb.}$$

$$F = \frac{27706}{2} = 13853 \text{ lb (por perno)}$$

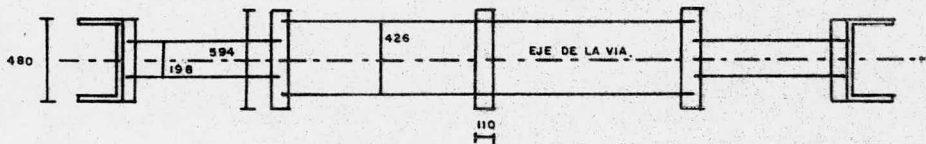
$$A = \frac{13853}{8118} = 1.70 \text{ in}^2 \quad \emptyset = 1 \frac{1}{2}"$$

MEMORIA DE CALCULO DE LA
SUBESTRUCTURA.

La subestructura consta de dos caballetes con 19 pilotes cada uno de concreto preesforzado y tres pilas de concreto armado, para soportar dos traves metálicas paso superior de 30' (9.144 m) y dos de paso a través de 40' (12.192) de longitud.



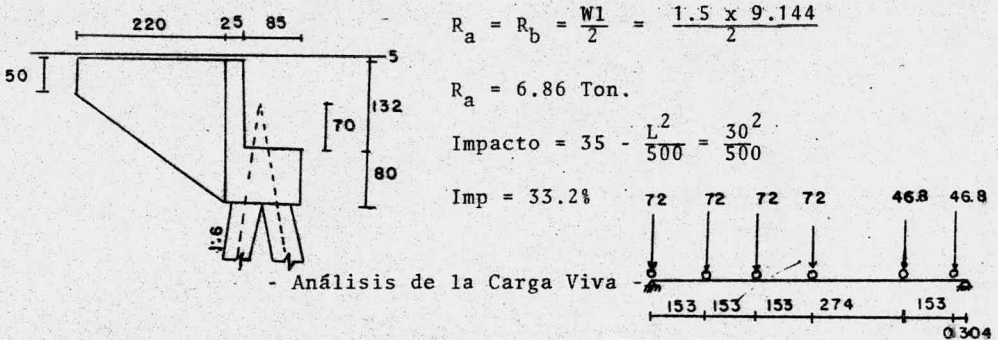
ESCALA 1:300



Cálculo del caballete extremo en "V" invertida.

Los pilotes que se emplearán serán de sección octagonal de concreto presforzado de 15 metros de longitud.

La carga muerta de la trabe 1.50 ton/m.



$$R_a = R_b = \frac{Wl}{2} = \frac{1.5 \times 9.144}{2}$$

$$R_a = 6.86 \text{ Ton.}$$

$$\text{Impacto} = 35 - \frac{L^2}{500} = \frac{30^2}{500}$$

$$\text{Imp} = 33.2\%$$

$$R_A = \left(\frac{288 \times 22.5}{30} + \frac{97.2 \times 3.5}{30} \right) 0.454 = 103.21 \text{ Ton.}$$

Empleando la tabla lefax con $L = 30'$

$$R_A = 1.2 \times 94.6 \times 2 \times 0.454 = 103.07 \text{ Ton.}$$

Impacto en el cabezal.

$$\text{Impacto} = 0.332 \times 103.07 = 34.22 \text{ Ton.}$$

Fuerzas horizontales longitudinales a la vía.

Las fuerzas de frenaje o tracción producidas por la carga viva que deberá considerarse en el proyecto, será la mayor de:

a) Fuerza debido al frenaje:

15% de la carga viva (en el tramo considerando) sin impacto.

b) Fuerza debido a la tracción:

25% del peso de las ruedas motrices,

sin impacto.

Que actúan a una altura de 6 pies = 1.83 metros arriba del hongo del riel.

La fricción no se tomará en cuenta debido a que los apoyos tienen placas deslizantes.

$$\text{Frenaje} = \frac{30}{1200} \times 0.15 (72 \times 4 + 46.8 \times 2) \times 0.454 = 0.65 \text{ Ton.}$$

$$\text{Tracción} = \frac{30}{1200} \times 0.25 \times 72 \times 4 \times 0.454 = 0.82 \text{ Ton.}$$

Se tomará este último por ser mayor

$$\text{Brazo} = 0.62 + 0.05 + 0.15 + 1.83 = 2.67 \text{ m}$$

Empuje de tierra. Se empleará la fórmula deducida de la teoría Rankine-Coulomb para suelos friccionantes, muros de respaldo vertical sin fricción entre el muro y el relleno.

El empuje activo valdrá.

a) Sin sobre carga

$$E_T = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \text{sen } \alpha}{1 + \text{sen } \alpha} \right) \gamma H^2$$

Donde:

γ = 1.6 Ton/m³ peso volumétrico del relleno.

α = Angulo de fricción interna del material = 33° 44'

H = Altura del muro.

Si llamamos K_a al coef. de empuje activo.

$$K_a = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \text{sen } 33^\circ 40'}{1 + \text{sen } 33^\circ 40'} \right) = 0.5 \left(\frac{1 - 0.554}{1 + 0.554} \right) = 0.143$$

$$E_T = 0.143 \times 1.6 \times 2.12^2 = 1.03 \text{ Ton/m}$$

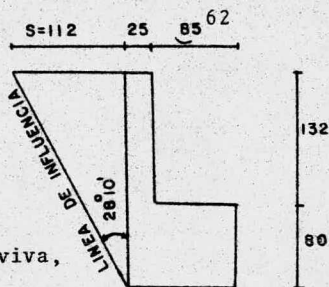
En toda la dimensión del respaldo.

$$E_T = 1.03 \times 4.1 = 4.22 \text{ Ton.}$$

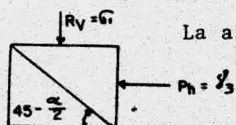
$$\text{Brazo} = -0.80 + \frac{2.12}{3} - 0.70 = -0.8 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = -0.80 \text{ m.}$$

b) Con sobre carga máxima- por carga viva,



$$E_{t_{s_{cv}}} = K_a \gamma H (H + 2H') \text{ donde: } H' \text{ es altura de la sobre carga.}$$



La altura de la Sobre-carga.

La inclinación de la línea de influencia de una masa de suelo friccionante sujeta a empuje activo se representa a $45 +$

$$\frac{\alpha}{2}$$

$$\therefore 90^\circ - (45^\circ + \frac{\alpha}{2}) = 90 - (44^\circ 60' + \frac{32^\circ 100'}{2}) = 28^\circ 10'$$

Distancia longitudinal del área de sobrecarga.

$$S = H \tan 28^\circ 10'$$

$$\therefore S = 2.12 \times 0.53 = 1.12 \text{ m}$$

Para obtener la distancia del área transversal de sobrecarga según el A.R.E.A. (Art. 8-2-3.3)

Distancia transversal = $8' + h = 2.44 + 2.12 = 4.56 \text{ m}$ -
y el área de transmisión de la carga será.

$$A = 1.12 \times 4.56 = 5.10 \text{ m}^2$$

Altura de sobrecarga se determina con la expresión siguiente:

$$H' = \frac{W}{\gamma A} \text{ donde:}$$

W = Carga viva actuando en la distancia longitudinal

γ = Peso volumétrico del material de relleno.

A = Area de la sobre-carga

$$H' = \frac{72 \times 0.454}{1.6 \times 5.1} = 4.00 \text{ m}$$

El empuje valdrá:

$$E_{t_{s_c}} = 0.14 \times 1.6 \times 2.12(2.12 + 2 \times 4.0) = 4.91 \text{ Ton/m}$$

Actuando sobre todo el respaldo.

$$E_{t_{s_c}} = 4.91 \times 4.1 = 20.13 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{H^2 + 3H H'}{3(H+2H')} = \frac{2.12^2 + 3 \times 2.12 \times 4.0}{3(2.12 + 2 \times 4.0)} = \frac{29.93}{50.88} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = -0.8 + 0.60 - 0.7 = -0.90 \text{ m.}$$

Fuerzas horizontales transversales.

Viento sobre la superestructura.

30 lb/ft² aplicado en su centro de gravedad.

y 300 lb/ft sobre el equipo aplicado a 8 ft. arriba del

hongo del riel.

Peralte = 56" = 1.42 m. incluyendo vía y durm.

$$30 \text{ lb/ft}^2 = 0.146 \text{ Ton/m}^2$$

$$A = 9.144 \times 1.42 = 12.98 \text{ m}^2$$

$$V_{NS} = 0.146 \times 12.98 = 1.895 \text{ Ton. entre dos caballetes.}$$

$$V_{N_S} = \frac{1.89}{2} = 0.94 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicado} = -.8 - 0.70 + \frac{1.42}{2} = -0.80$$

$$300 \text{ lb/ft} = 0.446 \text{ Ton/m.}$$

$$V_{S_E} = 0.446 \times 9.144 = 4.07 \text{ Ton. entre dos caballetes.}$$

$$V_{S_E} = \frac{4.07}{2} = 2.03 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicada} = 2.44 + 1.42 - 0.62 = + 3.24$$

Carga muerta del cabezal, diafragma y aleros.

Cabezal.

$$P_c = 1.10 \times 0.80 \times 4.80 \times 2.4 = 10.14 \text{ Ton.}$$

Brazo respecto al eje del caballete = 0.00 m.

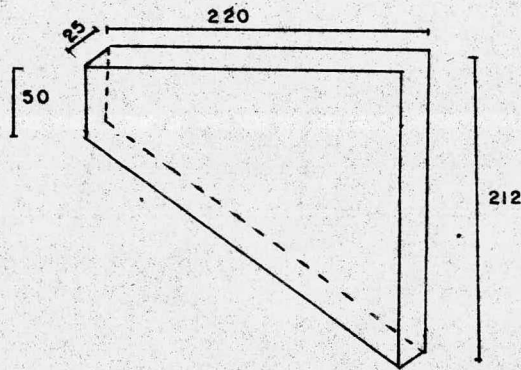
Diafragma.

$$P_d = (1.32 \times 0.25 \times 4.8 - 3.38 \times 0.35 \times 0.25) \times 2.4 = (1.58 - 0.29) \times 2.4 =$$

$$P_d = 3.10 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = 0.125 + 0.3 = - 0.425 \text{ m.}$$

- A l e r o s -



$$P_a = \frac{2.12 + 0.5}{2} \times 2.2 \times 0.25 \times 2.4 = 1.73 \text{ Ton c/alero}$$

$$P_a = 2 \times 1.73 = 3.46 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{2.2 \times 0.5 \times 1.1 + 1.78 \times 0.73}{1.1 + 1.78} = 0.55 = - 1.42 \text{ m.}$$

RESUMEN DE CARGAS
A VERTICALES

CONCEPTO	CARGA (TON)	BRAZO RESPECTO AL EJE DEL CA- BALLETE (M)	MOMENTO TON-M
Ⓐ R_{cm}	6.86	0	0
R_{cv}	103.07	0	0
R_I	34.22	0	0
P_c	10.14	0	0
P_d	3.10	- 0.425	- 1.32
P_a	3.46	- 1.42	- 4.91
Ⓑ	Σ 160.85		- 6.23
HORIZONTALES LONGITUDINALES CON EMPUJE DE TIERRA SIN SC.			
E_t	4.22	- 0.8	- 3.37
T_r	0.82	2.67	2.19
Ⓒ	Σ 5.04		- 1.18
HORIZONTALES LONGITUDINALES CON EMPUJE DE TIERRA CON SC.			
$E_{t_{sc}}$	20.13	- 0.90	- 18.18
T_r	0.82	2.67	2.19
Ⓓ	Σ 20.95		- 15.99
HORIZONTALES TRANSVERSALES.			
V_{N_S}	0.94	- 0.8	- 0.75
V_{S_E}	2.03	3.24	6.58
	Σ 2.97		5.93

Dada la gran estabilidad del caballete en el sentido transversal no se analizará para una combinación de cargas que incluya a las fuerzas horizontales transversales.

Se proponen caballetes de 10 pilotes de concreto presforzado, de 15 metros cada uno, de forma octagonal.

Los cuales tienen un peso:

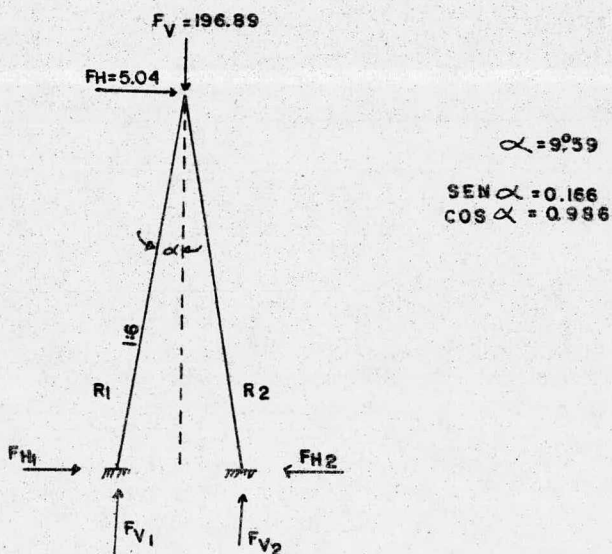
$$P_p = \text{Peso propio de los pilotes.}$$

$$\text{Area de concreto del pilote, sección transversal} \\ = 1005 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso por metro lineal } 0.1 \times 1.0 \times 2.4 = 0.24 \text{ Ton/m.}$$

$$P_p = 0.24 \times 15 \times 10 = 36 \text{ Ton.}$$

$$F_v + \frac{P}{10} = 160.85 = 36.00 = 196.85 \text{ Ton.}$$



Posición de la resultante de las cargas

$$C = \frac{\sum M_H - \sum M_V}{\sum F_V} = \frac{1.18 + 6.23}{196.85} = 2.56 \text{ cm.}$$

Prácticamente se puede considerar que en el eje del cablete, por lo que, en un pórtico triangular sometido a esta condición de carga carece de momento flexionante y las reacciones de los apoyos serán colineales a los ejes de los pilotes, pudiéndolas obtener a partir de las ecuaciones de equilibrio que proporciona la estática.

$$\sum F_V = 0$$

$$- F_V + F_{V1} + F_{V2} = 0 \quad \text{---} \quad (1)$$

$$\sum F_H = 0$$

$$- F_{H2} + F_H + F_{H1} = 0 \quad \text{---} \quad (2)$$

P E R O

$$F_{V1} = R_1 \cos \alpha$$

$$F_{V2} = R_2 \cos \alpha$$

$$F_{H1} = R_1 \text{ Sen} \alpha$$

$$F_{H2} = R_2 \text{ Sen} \alpha$$

Sustituyendo en 1 y 2

$$- F_V + (R_1 + R_2) \cos \alpha = 0 \quad \text{---} \quad (1)$$

$$F_H + (R_1 - R_2) \text{ Sen} \alpha = 0 \quad \text{---} \quad (2)$$

Sumando ambas ecuaciones y resolviendo

Para R_1 y R_2

$$R_1 = \frac{1}{2} \left[\frac{F_v}{\cos \alpha} - \frac{F_h}{\sin \alpha} \right]$$

$$R_2 = \frac{F_v}{\cos \alpha} - R_1$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \left[\frac{208.85}{0.986} - \frac{5.04}{0.166} \right] = 90.78 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = \frac{F_v}{\cos} - R_1 = \frac{208.85}{0.986} - 90.78 = 121.14 \text{ Ton.}$$

Estos valores son para el caso (I)

$$R_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{208.85}{0.986} - \frac{20.95}{0.166} \right) = 42.86 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = \frac{F_v}{\cos} - R_1 = \frac{208.85}{0.986} - 42.86 = 169.06 \text{ Ton.}$$

Como se ve en el caso (II) es el más desfavorable, por lo que lo consideramos para fines de obtener el número de pilotes necesarios en el caballete.

En este caso la resultante se encuentra a:

$$e = \frac{-15.99 + 6.23}{208.96} = 4.5 \text{ cm.}$$

Los pilotes del caballete transmitirán las cargas al terreno por fricción y por apoyo directo.

Recurriendo a la tabla No. 10 del Libro Foundation of Estructure de Clareuce W. Dunham se estimarán los siguientes valores de trabajo:

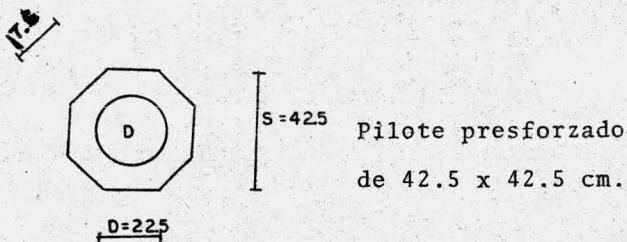
Por punta = 30 Ton. inglesas

Por fricción = $\frac{15 \text{ Ton. inglesas}}{45 \text{ Ton. inglesas}}$

$$45 \times 2000 \times 0.454 = 40.86 \text{ Ton.}$$

$$\# \text{ de pilotes} = \frac{169.06}{40.86} = 4.13 \text{ pilotes.}$$

Pilotes = 5 que corresponde al # propuesto, que para absober la reacción en la línea delantera son necesarios los 5 pilotes, se colocarán las -- dos líneas de pilotes en "V" invertida que suman un total de 10 pilotes.



Revisión de la capacidad de los pilotes de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.

$$q_c = 3 \text{ kg/cm}^2$$

La experiencia ha demostrado que en arcilla blanca saturada es satisfactorio suponer que la adherencia entre el fuste del pilote y la arcilla es igual a la cohesión.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA

Empleando teoria de Terzaghi.

$$q_d = \gamma' D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$$

D a t o s :

$$q_u = 3 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma' = 0.8 \text{ Ton/m}^3$$

$$\emptyset = 31$$

$$N_q = 22$$

$$N_\gamma = 20$$

$$D_f = 6.00 \text{ m}$$

$$B = 0.40 \text{ m}$$

$$q_d = 0.7 \times 6 \times 22 + 0.5 \times 0.8 \times 0.4 \times 22$$

$$q_d = 92.4 + 3.52$$

$$q_d = 95.92 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_p = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_p q_d = 0.16 \times 95.92 = 15.34 \text{ Ton.}$$

$$C = \frac{1}{2} q_u = \frac{30}{2} = 15 \text{ Ton/m}^2$$

En cimentaciones con pilotes la fricción lateral es de importancia. Experimentalmente se ha demostrado que para un concreto rugoso, la fricción lateral es aproximadamente de 0.8c- en pilotes lisos 0.7 c.

$$f_s = 0.7 c$$

$$f_s = 0.7 c = 0.7 \times 15 = 10.5$$

$$d = Q_p + A_1 f_s = 15.34 + 0.176 \times 8 \times 6 \times 10.5$$

$$d = 15.34 + 88.70 = 104.04 \text{ Ton.}$$

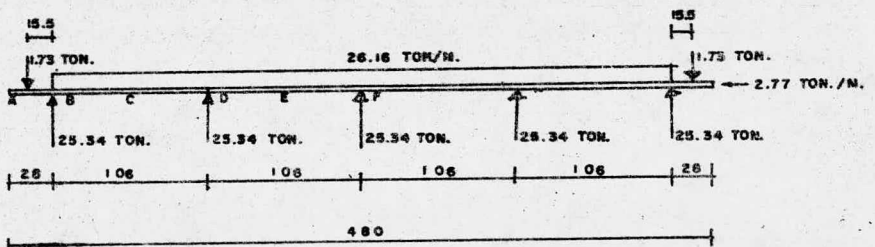
Aplicando un factor de seguridad de 3

$$q_{adm} = \frac{104.04}{3} = 34.68 \text{ Ton.}$$

$$\# \text{ pilotes} = \frac{169.06}{34.68} = 4.87 = 5 \text{ pilotes.}$$

Por lo tanto se colocaran cinco pilotes por hilera en --
forma de "V" invertida, dando un total de diez.

DISEÑO DEL CABEZAL



$$\text{Carga muerta} = 6.86$$

$$\text{CV} = \underline{103.02}$$

$$R_{\text{tot}} = 109.88$$

$$\text{Repartida en } 4.24 = \frac{109.88}{4.24} = 26.16 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso cabezal} = 0.8 \times 1.1 \times 4.8 \times 2.4 = 10.13 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso Diafragma} = 1.32 \times 0.25 \times 4.8 + 3.38 \times 0.35 \times 0.25 \times 2.4 =$$

$$\frac{3.10}{13.23} \text{ Ton}$$

$$\text{Repartidas en } 4.8 \text{ m} = \frac{13.23}{4.8} = 2.77 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso Alero} = \frac{2.12 + 0.5}{2} \times 2.2 \times 0.25 \times 2.4 = 1.73 \text{ Ton.}$$

$$\text{Reacción Total} = 109.88 + 13.23 + 2 \times 1.73 = 126.57 \text{ Ton.}$$

$$\text{repartidas en 5 apoyos} = \frac{126.57}{5} = 25.32 \text{ Ton/pilote}$$

Momento flexionante máximo.

$$M_B = \frac{2.77 \times 0.28^2}{2} - 1.73 \times 0.155 = -0.108 - 0.268 = -0.376 \text{ Ton-m}$$

$$M_C = \frac{2.77 \times 0.81^2}{2} - 1.73 \times 0.685 - \frac{26.16 \times 0.53^2}{2} + 25.32 \times 0.53$$

$$M_C = -0.90 - 1.18 - 3.67 + 13.43 = 7.68 \text{ Ton-m}$$

$$M_D = -\frac{2.77 \times 1.34^2}{2} - 1.73 \times 1.215 - \frac{26.16 \times 1.06^2}{2} + 25.32 \times 1.06$$

$$M_D = 2.48 - 2.10 - 14.69 + 26.86$$

$$M_D = 7.59 \text{ Ton/m.}$$

$$M_E = -\frac{2.96 \times 1.77^2}{2} - 1.73 \times 1.645 = \frac{26.16 \times 1.59^2}{2} + 25.34 \times 1.59$$

$$M_E = - 4.63 - 2.84 - 33.06 + 40.29$$

$$M_E = - 40.53 + 40.29 = -0.24 \text{ Ton/m}$$

El Momento Máximo.

$$M_D = M_C = 7.68 \text{ Ton-m.}$$

Cortante Máximo

$$V_B = - 2.77 \times 0.28 - 1.73 + 25.32 = 22.82 \text{ Ton.}$$

$$V_D = 22.82 - (26.16 + 2.77) 1.06 + 25.32 = 19.21 \text{ Ton.}$$

$$V_D = 19.21 \text{ Ton.}$$

Rige $V_B = 22.82 \text{ Ton.}$

- CONSTANTES DE CALCULO -

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_c = 0.45 f'_c = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{250}} = 8.44$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{8.44 \times 112.5}} = 0.322$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 0.892$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k_j = 16.15$$

$$M_R = K \quad b d^2 = 16.15 \times 110 \times 75^2 = 99.82 \text{ Ton-m.}$$

$$\dots 8 \ll 99.92 \text{ Ton-m.}$$

Revisión del peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{768000}{1616}} = 21.80 \text{ cm.} \ll 75 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{768000}{2000 \times 0.892 \times 75} = 5.74 \approx 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.0025 \times 110 \times 75 = 20.62 \text{ cm}^2$$

Se tomará el de temperatura por ser mayor

$$\text{Vrs } \emptyset 1'' \implies A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{507}{20.62} = 24.60 = 25 \text{ cm}$$

Por construcción se colocarán

7 Vrs $\emptyset 1''$ en dos lechos

Revisión por cortante

$$V = \frac{V}{b d} = \frac{22820}{110 \times 75} = 2.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que toma el concreto

$$v = 0.45 \times 0.9 \quad 250 = 6.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\dots 2.74 < 6.40 \text{ Kg/cm}^2$$

No necesita acero de refuerzo

Se armará de acuerdo al diafragma

con Vrs \emptyset 3/4" a 22 cm

Cálculo del Diafragma

$$E_{ts} \text{ máx} = 4.91 \text{ Ton/m.}$$

$$M = \frac{4.91 \times 1.32^2}{2} = 4.27 \text{ Ton-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{427000}{1615}} = 16.26 = 17 \text{ cm}$$

$$T = d + r = 17 + 5 = 22 \text{ cm} < 25 \text{ cm.}$$

Se propuso de 25 cm,

$$\therefore 22 \text{ cm} < 25 \text{ cm.}$$

B i e n

Acero Necesario

$$A_s = \frac{427000}{2000 \times 0.892 \times 20} = 11.96 \text{ cm}^2$$

Utilizando Vrs \emptyset 3/4"

$$\text{Sep} = \frac{287}{11.96} = 23.99 \text{ cm.}$$

Se colocarán a 22 cm c a c

que corresponden con los estribos del caballete.

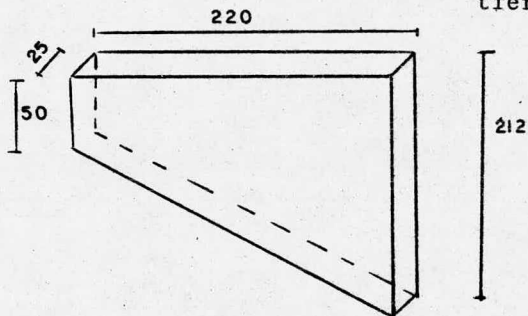
$$A_{st} = 0.0025 \times 132 \times 20 = 6.6 \text{ cm}^2$$

Con Vrs \emptyset 1/2" \Rightarrow $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep} = \frac{127}{6.6} = 19.24 \text{ cm.}$$

Se colocarán a 20 cm. en dos capas

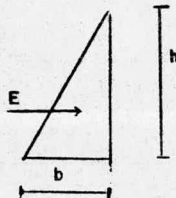
Falsos aleros. Se considerará exclusivamente el empuje de tierra sin sobre carga.



$$E_t = 4.22 \text{ Tons.}$$

Diagrama de empujes altura máx. 2.12 m.

Para un material arenoso $0.086 h^2$ y "b" a la ordenada máxima del triángulo de presiones y h altura del mismo.



$$0.086 h^2 = \frac{b h}{2}$$

$$\frac{2 \times 0.086 \times 1.6 h^2}{h} = b$$

$$b = 2 \times 0.086$$

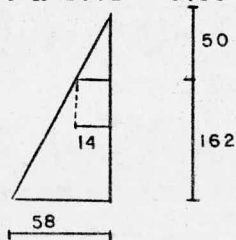
$$b = 0.172 h$$

Cuando $h = 0.5$ en el extremo del falso alero

$$b = 0.172 \times 1.6 \times 0.5 = 0.14 \text{ Ton/m}^2$$

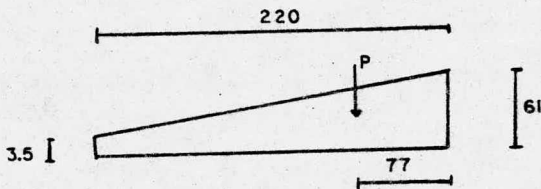
para $h = 2.12$

$$b = 0.172 \times 1.6 \times 2.12 = 0.58 \text{ Ton/m}^2$$



$$A_1 = \frac{0.14 \times 0.50}{2} = 0.035 \text{ Ton/m.}$$

$$A_2 = \frac{0.58 \times 2.12}{2} = 0.61 \text{ Ton/m.}$$



$$\begin{aligned} \text{Brazo} &= 2.2 - \frac{0.035 \times 2.2 \times 1.1 + (0.575 \times 2.2/2) \times 1.47}{0.035 \times 2.2 + 0.575 \times 2.2/2} = \\ &= 2.2 - \frac{0.0847 + 0.93}{0.077 + 0.63} = 2.2 - 1.43 = 0.77 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Brazo} = 0.77 \text{ m.}$$

$$M = \left(\frac{0.035 + 0.61}{2} \right) 2.2 \times 0.77 = 0.55 \text{ Ton-m.}$$

$$d = \frac{55000}{1615} = 5.83 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{55000}{2000 \times 0.892 \times 20} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Se considera ahora empuje de tierra con sobre carga por

$$\text{Balasto} = 2.11 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Durmientes} = 0.21 \text{ Ton/m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Vía y Avv.} &= 0.14 \text{ Ton/m.} \\ &2.46 \text{ Ton/m.} \end{aligned}$$

$$W = 2.46 \times 2.2 = 5.41 \text{ Ton.}$$

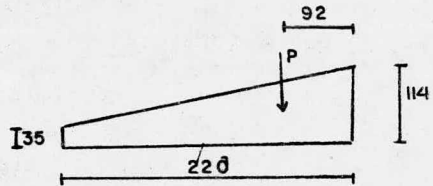
$$h = \frac{5.41}{4.36 \times 1.6} = 0.77 \text{ m.}$$

Para $h = 0.5 + 0.77 = 1.27$ (en el extremo del falso alero)

$$b_o = 0.172 \times 1.6 \times 1.27 = 0.35 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_o = \frac{0.35 \times 1.27}{2} = 0.22 \text{ Ton/m}$$

Para $h = 2.12 + 0.77 = 2.89 \text{ m}$. (en el empotramiento falso alero con diafragma y cabezal)



$$b_1 = 0.172 \times 1.6 \times 2.89 = 0.79 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_1 = \frac{0.79 \times 2.89}{2} = 1.14 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Brazo} = 2.2 \frac{0.35 \times 2.2 \times 1.1 + (0.76 \times 2.2/2) 1.47}{0.35 \times 2.2 + \frac{(0.76 \times 2.2)}{2}} =$$

$$= 2.2 - \frac{0.85 + 1.22}{0.77 + 0.84}$$

$$\text{Brazo} = 2.2 - 1.28 = 0.92 \text{ m.}$$

$$M = \left(\frac{0.35 + 1.14}{2} \right) 2.2 \times 0.92 = 1.51 \text{ Ton-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{151000}{1615}} = 9.66 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{151000}{2000 \times 0.892 \times 20} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vrs } \emptyset 1/2'' \Rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{127}{4.23} = 30 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vrs } \emptyset 1/2'' \Rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{127}{5.0} = 25.4 \text{ cm}$$

Como el acero de temperatura a 25 cm.

. . Se colocarán en ambos sentidos de 20 cm.

CALCULO DE LA PILA CENTRAL

Patín de riel - - - - -	7.17 m.
Dist. del Patín del riel a la corona - -	1.05 m.
Corona - - - - -	6.12 m.
Dist. de la corona a la Sección inferior del cuerpo. - - - - -	5.72 m.
Sección inferior del cuerpo - - - - -	0.70 m.
Concreto f'c = 250 250 Kg/cm ²	

Si se consideran las cargas ordinarias y accidentales --
los esfuerzos ordinarios se pueden incrementar en un 25%.

El coeficiente de volteamiento y deslizamiento iguales o-
mayores que 1.6

Esfuerzo simple del terreno 3 Kg/cm²

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

- C A R G A S -

$$R_{Cm} = 36.34 \text{ ton.}$$

Volumen de la pila.

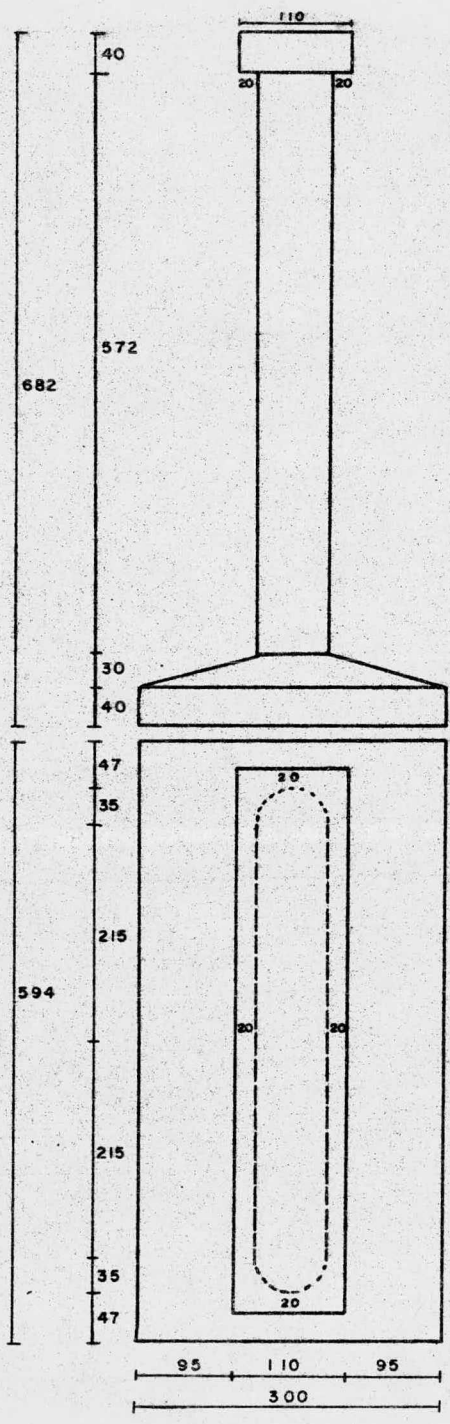
$$\text{Cuerpo} = 2.4 (0.7 \times 4.3 \times 6.72 + 0.4 \times 1.1 \times 4.3 + \pi R^2 \cdot 5.72)$$

$$\text{Cuerpo} = (20.23 + 1.89 + 2.2) \cdot 2.4 = 58.37 \text{ Ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Zapata} &= 2.4 \left(\frac{0.7 + 3.00}{2} \right) 0.3 \times 5.94 + 3 \times 0.4 \times 5.94 = \\ &= 2.4 (3.29 + 7.13) = 25.00 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$P_{Pp} = 58.37 + 25 = 83.37 \text{ Ton.}$$

$$R_{cv} = 176.52 \text{ Ton.}$$



- ELEVACION -

- PLANTA -

- FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL -

- T R A C C I O N -

Se considera que el estribo absorbe el 85% de la tracción y la pila el 15% restante.

$$Tr = 0.15 \times 0.25 (4 \times 72) 0.454 = 4.903 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicada} = 7.87 + 0.15 + 1.83 = 9.85 \text{ m.}$$

- FUERZAS HORIZONTALES TRANSVERSALES -

a) Viento sobre la superestructura y la vía.

$$V_{SE} = 1.5 \times 1.45 \times 12.192 \times 0.146 = 3.87 \text{ Ton.}$$

Punto de aplicación a partir del desplante.

$$6.82 + \frac{1.45}{2} = 7.55 \text{ m.}$$

b) Viento sobre el tren.- Se considera una fuerza de 0.446 Ton/m, aplicada a 8' = 2.44 m. arriba del hongo del riel.

$$12.192 \times 0.446 = 5.44 \text{ Ton} = V_{st.}$$

$$\text{Aplicado a} = 7.87 + 0.15 + 2.44 = 10.46 \text{ m.}$$

c) Viento sobre la pila se considera una fuerza de 146Kg/m²

$$A = 0.7 \times 6.12 = 4.284 \text{ m}^2$$

$$V_{nsp} = 4.284 \times 0.146 = 0.62 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicado a} \frac{6.12}{2} = 3.06 \text{ m.}$$

d) Cabeceo. Se considera una carga móvil concentrada en cualquier punto. Con valor de $(\frac{72000}{4}) 0.454 = 8.172$

$$\text{Cab} = 8.17 \text{ Ton.}$$

Aplicado $a = 7.85 + 0.15 = 8.02$ m.

El empuje dinámico = $E = 0.02$ Ton.

se desprecia.

- RESUMEN DE FUERZAS -

- FUERZAS VERTICALES -

CONCEPTO	INTENSIDAD (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
R_{cm}	36.34	0	0
R_{cv}	176.52 15.72	0.23 - 0.23	40.60 - 3.61
A_R	8.12	0.23	1.86
P_{pp}	$F_v = \frac{83.37}{320.07}$	0	$M_v = \frac{0}{38.85}$

Fuerza horizontal longitudinal a la vía.

Tr	Fhv	4.903	9.85	Mh1 = 48.29
----	-----	-------	------	-------------

Fuerzas horizontales transversales a la vía.

V_{se}	3.87	7.55	29.22
V_{st}	5.44	10.46	56.90
V_{sp}	0.62	3.06	1.89
Cabeceo	<u>8.17</u>	8.02	<u>62.52</u>
	18.10		153.53

Esfuerzo máximo en el desplante

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_x \bar{Y}}{I_y} + \frac{M_y \bar{X}}{I_x}$$

$$A_{zap} = 3 \times 5.94 = 17.82 \text{ m}^2$$

$$\bar{X} = 2.97 \text{ m.}$$

$$\bar{Y} = 1.50 \text{ m.}$$

$$I_x = \frac{5.94 \times 3^3}{12} = 13.37 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{3 \times 5.94^3}{12} = 52.39 \text{ m}^4$$

$$M_x = 48.29 \text{ Ton-m.}$$

$$M_y = 153.53 \text{ Ton-m}$$

$$f = \frac{320.07}{17.82} + \frac{48.29 \times 1.5}{13.37} + \frac{153.53 \times 2.97}{52.39}$$

$$f_s = 17.96 + 5.42 + 8.70$$

$$f_1 = 32.08 \text{ Ton/m}^2 = 3.21 \text{ Kg/cm}^2 < 3 \times 1.25$$

$$\therefore 32.1 \text{ Ton/m}^2 < 37.50 \text{ Ton/m}^2 \quad \underline{\text{BIEN}}$$

$$f_2 = 17.96 - 5.42 - 8.7 = 3.84 \text{ Ton/m}^2$$

Coeficiente contra el deslizamiento

$$C_D = \frac{0.65}{F_H} F_v = \frac{320.07 \times 0.65}{4.9^2 + 18.1^2} = \frac{320.07 \times 0.65}{18.75} = 11.09$$

$$\therefore 11.09 > 1.6 \quad \text{BIEN}$$

Coeficiente por Volteamiento

$$C_V = \frac{P_e}{M_V}$$

$$P_e = 320.07 \times 1.5 = 480.10 \text{ Ton-m.}$$

$$M_V = 38.85 + 48.29 = 87.14 \text{ Ton-m (Por tener el mismo sentido)}$$

$$C_V = \frac{P_e}{M_V} = \frac{480.1}{87.14} = 5.50$$

$$\therefore 1.6 < 5.50 \quad \text{BIEN}$$

$$\frac{28,26}{3} = \frac{Y}{1,85}$$

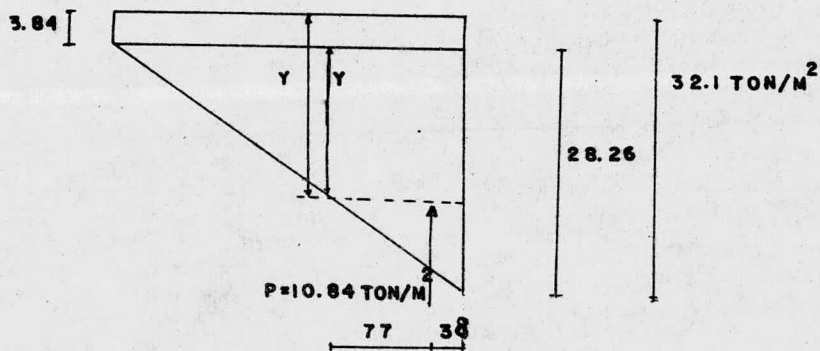
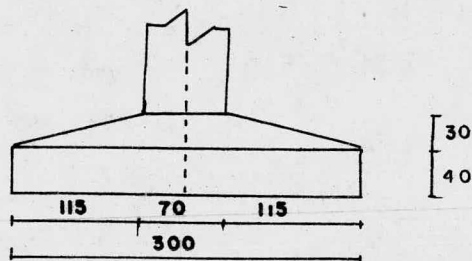
$$Y = \frac{28,26 \times 1,85}{3} = 17,42 \text{ Ton/m}^2$$

$$Y' = 17,42 + 3,84 = 21,26 \text{ Ton/m}$$

$$M = \frac{W L^2}{2} + PL = \frac{21,26 \times 1,15^2}{2} + 10,84 \times 0,77 = 14,05 + 8,34$$

$$M = 22,39 \text{ Ton-m}$$

$$P = 32,1 - 21,26 = 10,84 \text{ Ton}$$



- CONSTANTES DE CALCULO -

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

$$fc = 0,45 f'c = 112,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 f'c$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15000 \times 250} = 8.43$$

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

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

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{8.43 \times 112.5}} = 0.322$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.322}{3} = 0.892$$

$$K = \frac{1}{2} f_c \quad K_j = 0.5 \times 112.5 \times 0.322 \times 0.892 = 16.15$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M_R = K \quad b \quad d^2 = 16.16 \times 100 \times 60^2 = 58.14 \text{ Ton-m.}$$

∴ 22.39 Ton-m < 58.14 Ton-m. BIEN

ESFUERZO CORTANTE DE LA ZAPATA

$$V = 21.26 \times 1.15 + 10.84 = 35.29 \text{ Ton.}$$

Cortante Necesario

$$V_n = \frac{V}{b j d} = \frac{35290}{100 \times 0.892 \times 63} = 6.28 \text{ Ton.}$$

$$V_n = 6.28 \text{ Ton.}$$

Por especificación

$$V = 0.5 K_1 \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.9 \sqrt{250} = 7.11 \text{ Ton.}$$

∴ 6.28 < 7.11 Ton ⇒ No necesita acero de refuerzo
Por cortante.

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{2239000}{2000 \times 0.892 \times 63} = 19.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con Vrs } \emptyset 3/4'' = A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{285}{19.92} = 14.73 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Vrs } \emptyset 3/4'' \text{ @ } 15 \text{ cm.}$$

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0025 b d = 0.0025 \times 100 \times 63 = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con Vrs } \emptyset 3/4'' \quad A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{285}{15.75} = 18.09 \text{ cm}$$

$$\text{Vrs } \emptyset 3/4'' \text{ @ } 18 \text{ cm.}$$

- DISEÑO DEL CUERPO DE LA PILA -

Se diseñará la pila como columna con carga axial sometida a flexión en ambos sentidos; considerando la combinación de -- carga más desfavorable.

$$d = \sqrt{\frac{4829000}{16.15 \times 100}} = \sqrt{\frac{4829000}{1615}} = 54.68 = 55 \text{ cm.}$$

$$t = d + 2r = 55 + 2 \times 7 = 55 + 14 = 69 \text{ cm.}$$

Se propuso un espesor $t = 70 \text{ cm}$

∴ 69 ≅ 70 cm. BIEN.

$$M_x = 4.9 \times 9.15 = 44.84 \text{ Ton-m.}$$

$$M_y = 8.17 \times 7.32 + 3.87 \times 6.85 + 5.44 \times 9.76 + 0.62 \times 2.36$$

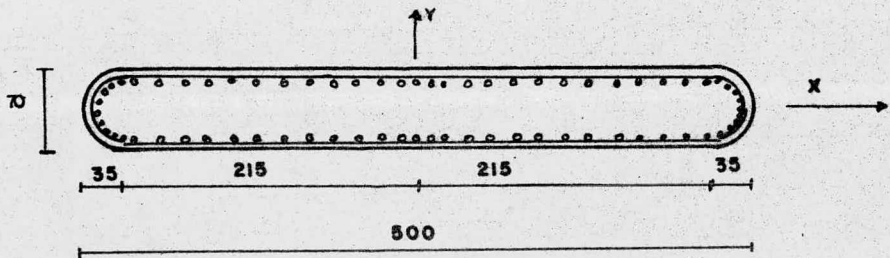
$$M_y = 59.80 + 26.51 + 53.09 + 1.46 = 140.86 \text{ Ton-m.}$$

$$M_y = 140.86 \text{ Ton-m.}$$

$$P = 36.34 + 83.37 + 176.52 + 812 = 304.35 \text{ Ton.}$$

$$P = 304.35 \text{ Ton.}$$

Se supondrá un mínimo porcentaje de acero especificado



- CALCULO DEL ACERO POR MOMENTO -

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4829000}{2000 \times 0.892 \times 100} = 27.00 \text{ cm}^2$$

- ACERO DE TEMPERATURA -

$$A_{st} = 0.003bd = 0.003 \times 500 \times 63 = 94.50 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero es muy bajo con respecto al área de la pila.

$$A_g = 70 \times 430 + \pi(35)^2 = 30100 + 3848 = 33948 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 33\,948 \text{ cm}^2$$

Empleando el porcentaje de acero para columnas que es:

$0.01 < P_g < 0.08$ empleando acero mínimo.

$$A_s = 0.01 A_g = 0.01 \times 33948 = 339.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{con Vrs } \emptyset 1'' \Rightarrow a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Vrs} = \frac{339.48}{5.07} = 70 \text{ Vr.}$$

Es muy elevado el porcentaje de acero.

Recurriendo a las especificaciones del ACI - 318 - 77 --
(10.8.4 límites de la sección).

" Para un miembro sujeto a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, con el fin de determinar el esfuerzo mínimo y la resistencia de diseño, se puede emplear un área efectiva reducida, A_g' no menor que $1/2$ del área total". tomando el --
60% A_g

$$A_g' = 0.6 \times 339.48 = 203.69 \text{ cm}^2$$

- EMPLEANDO EL MINIMO DE ACERO -

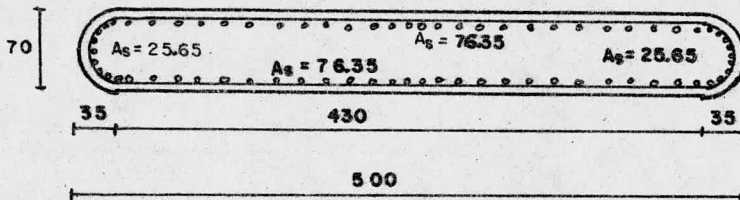
para columnas que es $0.01 < P_g < 0.08$

$$A_s = 0.01 \times 203.69 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Empleando Vrs } \emptyset 3/4'' \Rightarrow a_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Vrs} = \frac{2.04}{2.85} = 72 \text{ varillas.}$$



$$I_x = \frac{430 \times 70^3}{12} + 0.109757 \times 35^4 \times 274 + 2 \times 8.43 \times 2 \times 76.35 \times 28^2$$

$$I_x = 12290833 + 1289398 + 2018425$$

$$I_x = 15\,598\,656 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{15598656}{35} = 445676 \text{ cm}^3$$

$$I_y = \frac{70 \times 430^3}{12} = 2 \times 8.43 \times 25.65 \times 2 \times 292^2$$

$$I_y = 463790000 + 73746368 = 537530000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 537530000 \text{ cm}^4$$

$$S_y = \frac{537530000}{262} = 2051641 \text{ cm}^3$$

$$f_a = \frac{P}{A_g} = \frac{33948}{33948} = 8.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{4484000}{445676} = 10.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{14086000}{2051641} = 6.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{4000}{0.85 \times 250} = 18.82$$

según ACI = 318 - 63 (14-10)

$$F_a = 0.34 (1 + P_g m) f'c \text{ ----- } \textcircled{1}$$

$$\frac{0.01}{339.48} = \frac{P_g}{204} \rightarrow P_g = 0.006$$

Sust. en $\textcircled{1}$

$$F_a = 0.34 (1 + 0.006 \times 18.82) 250 = 94.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 94.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.45 f'c = 0.45 \times 250 = 112.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} < 1.0$$

$$\frac{8.96}{94.59} + \frac{10.06}{112.5} + \frac{6.86}{112.5} < 1.0$$

$$0.0947 + 0.0894 + 0.0609 < 1.0$$

$$\dots 0.245 < 1.0$$

Separación de los Estribos.

$$16 \text{ } \emptyset \text{ de la varilla principal} = 16 \times 2.54 = 41 \text{ cm}$$

$$48 \text{ } \emptyset \text{ de la varilla del estribo} = 48 \times 1.27 = 61 \text{ cm.}$$

$$\text{lado menor de la pila} \text{ - - - - -} = 70 \text{ cm.}$$

La dimensión menor es 41 cm pero se colocarán a 30 cm.

- C O N C L U S I O N E S -

1.- El proyecto propuesto y estudiado en el presente trabajo ha resultado aceptable y los planos de las travesías metálicas de 30' y 40' quedarán como planos tipo en la sección de proyectos.

2.- Las travesías metálicas son hechas en taller se minimiza el problema técnico fundamental de efectuar la substitución sin suspender el tráfico de trenes sino solamente por lapsos de pocas horas durante las etapas fundamentales de la construcción.

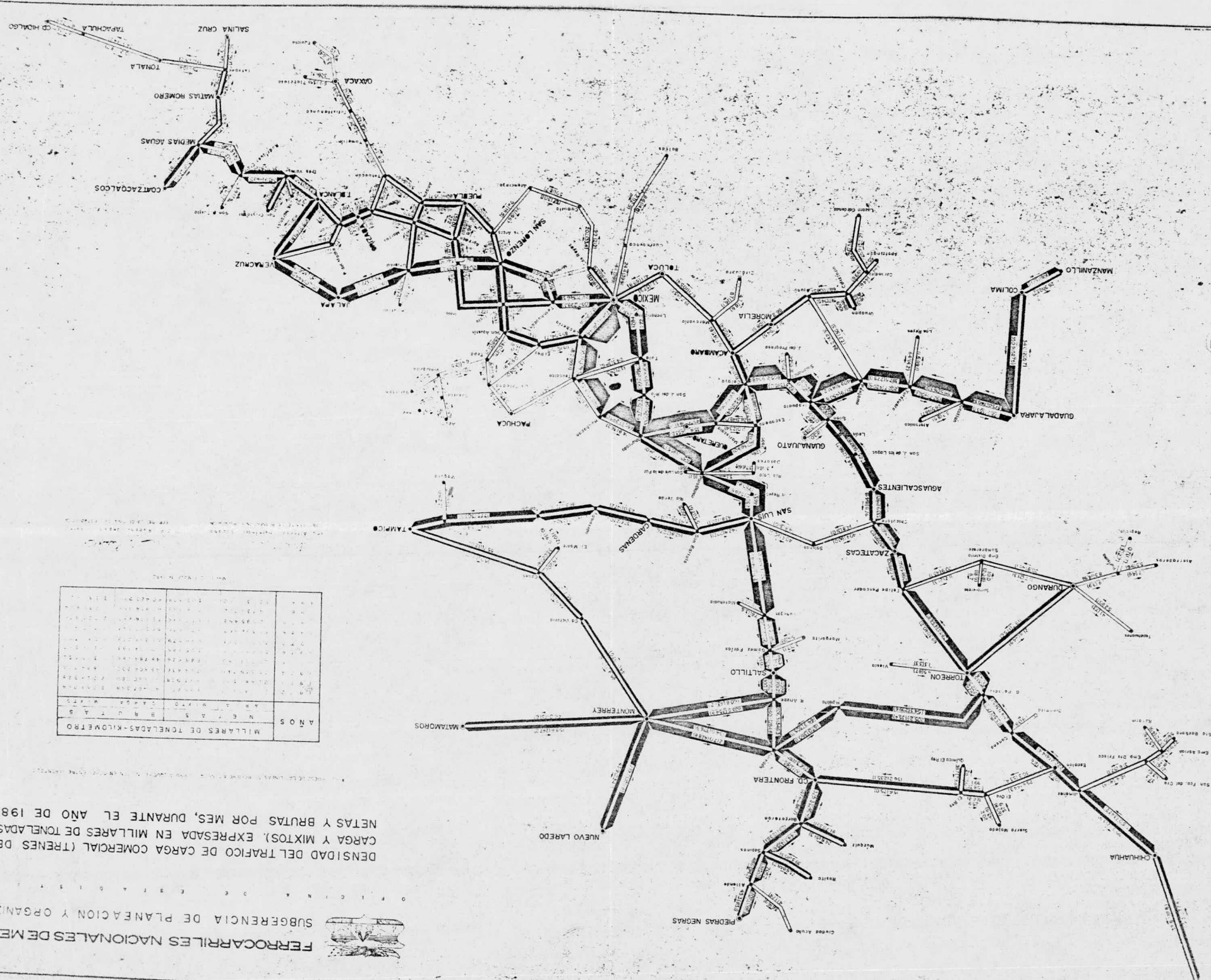
B I B L I O G R A F I A

- 1.- American Concrete Instituto (ACEI 318-77)
- 2.- American Railway Engineers Association (A.R.E.A.)
- 3.- Boris, Bresler, Lin "Estructuras"
- 4.- Clarence W. Dunham, "Foundation of Estructure"
- 5.- Eulalio Juárez Badillo, "Mecánica de Suelos" Tomo II
- 6.- Oscar de Buen, "Estructuras de Acero"
- 7.- S.A.R.H. 1974 "Boletín Hidrométrico No. 21"
- 8.- Vicente Guerrero y Gama, "Apuntes de Puentes".



DENSIDAD DEL TRAFICO DE CARGA COMERCIAL (TRENES DE CARGA Y MIXTOS), EXPRESADA EN MILLARES DE TONELADAS NETAS Y BRUTAS POR MES, DURANTE EL AÑO DE 1981

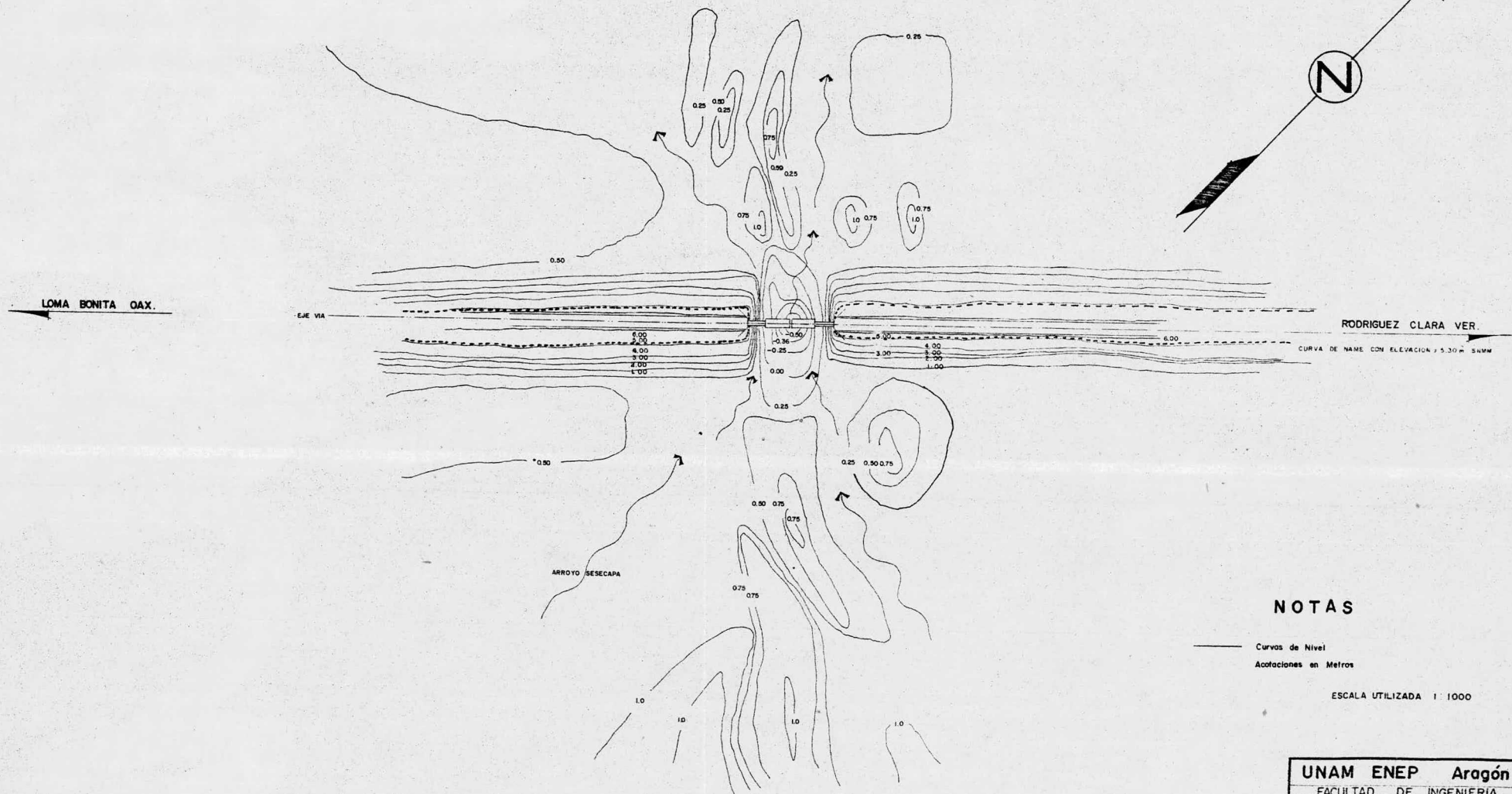
AÑOS	MILLARES DE TONELADAS-KILOMETRO	
	NETAS	BRUTAS
1981	1.2	1.5
1980	1.1	1.4
1979	1.0	1.3
1978	0.9	1.2
1977	0.8	1.1
1976	0.7	1.0
1975	0.6	0.9
1974	0.5	0.8
1973	0.4	0.7
1972	0.3	0.6
1971	0.2	0.5
1970	0.1	0.4
1969	0.1	0.4
1968	0.1	0.4
1967	0.1	0.4
1966	0.1	0.4
1965	0.1	0.4
1964	0.1	0.4
1963	0.1	0.4
1962	0.1	0.4
1961	0.1	0.4
1960	0.1	0.4
1959	0.1	0.4
1958	0.1	0.4
1957	0.1	0.4
1956	0.1	0.4
1955	0.1	0.4
1954	0.1	0.4
1953	0.1	0.4
1952	0.1	0.4
1951	0.1	0.4
1950	0.1	0.4



MARGEN IZQUIERDA

AGUAS ABAJO

MARGEN DERECHA



NOTAS

— Curvas de Nivel
 — Acofaciones en Metros

ESCALA UTILIZADA 1 : 1000

UNAM ENEP Aragón
 FACULTAD DE INGENIERÍA

PLANTA TOPOGRAFICA.

José Martínez Velázquez TESIS PROFESIONAL
 Miguel Orozco Martínez

Plano N° 1. Fecha: _____

PERFIL DE LA VIA

GRADO DE CURVATURA

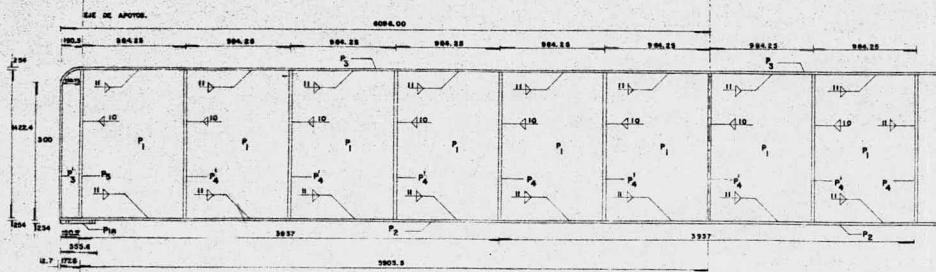
B.N.L. Loma Bonita Casaca

172+80
172+893
173+186
173+400
173+496
173+719
174+000
174+248
174+496
174+600
174+744
175+082
175+200
175+248
175+464
176+650
176+800
176+806
176+000
176+186
176+341
176+400
176+498
176+651
176+742
176+897
177+000
177+240
177+310
177+496
177+830
178+124
178+200
178+279
178+396
178+686
178+776
178+800
178+886
179+000

B.N.2. Estructura del Puente en el Edo. de Veracruz

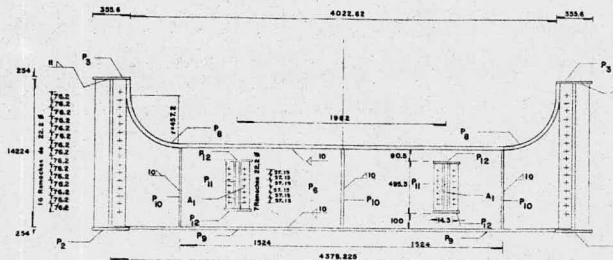
LEVANTARON Y DIBUJARON.
José Martínez Velázquez.
Miguel Orazco Martínez.
Sección Puentes Proyectos.

(5)



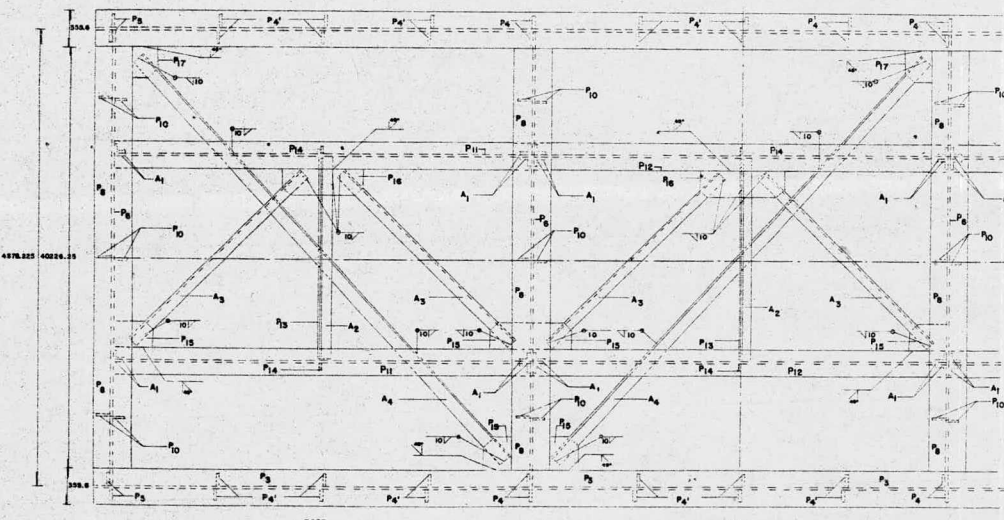
MEDIA ELEVACION

ESC. 1: 20



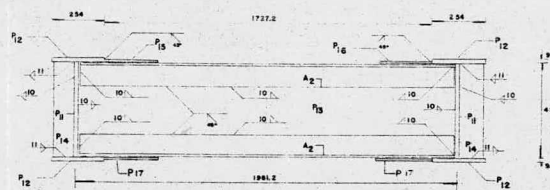
CORTE TRANSVERSAL

ESC. 1: 20



MEDIA PLANTA

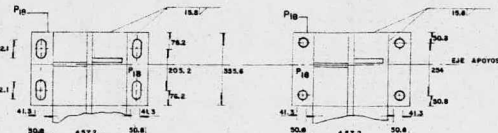
ESC. 1: 20



MARCO TRANSVERSAL LARGUEROS

NOTAS

- 1- ESPECIFICACIONES GENERALES A.R.E.A. Y S.A.H.O.P.
- 2- ESPECIFICACIONES PARA SOLDADURA A. W. S.
- 3- CARGA VIVA DE DISEÑO COOPER E-72.
- 4- ACERO ESTRUCTURAL A-36 CONFORME REQUISITOS A.S.T.M.
- 5- SOLDADURA AL ANO ELCTRICO CON ELECTRODO METALICO 6 AL ANO SUMERGIDO.
- 6- SE USARAN ELECTRODOS CUYA RESISTENCIA MINIMA SEA IGUAL AL E-60 XX (A.S.T.M. E33)
- 7- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN MILIMETROS, EXCEPTO LAS QUE SE INDICAN EN OTRA UNIDAD.
- 8- PESO TOTAL TEORICO DE LA TRABE: 18,821.13 KG.



APOYO MOVIL

APOYO FIJO

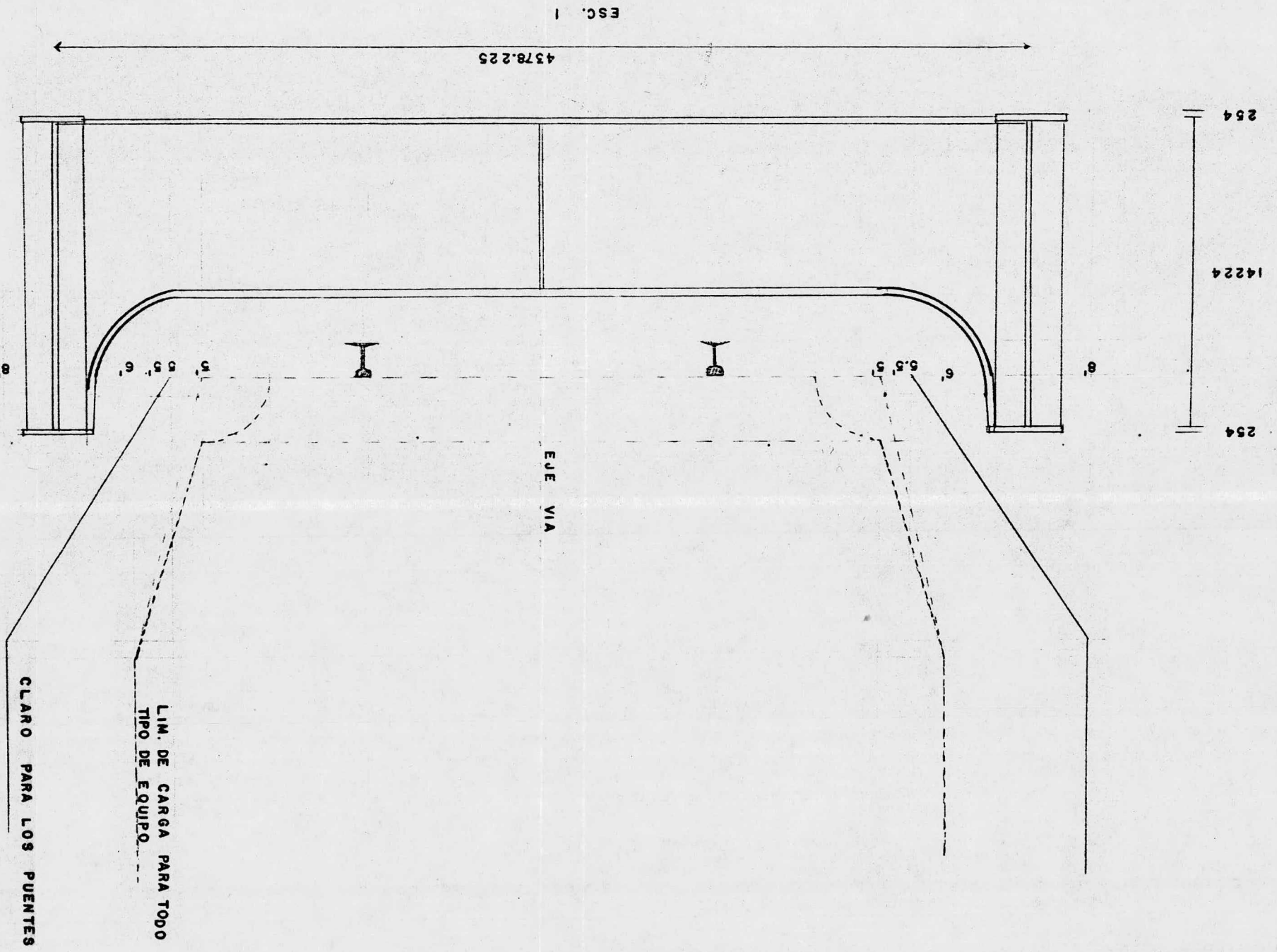
ESC. 1: 10

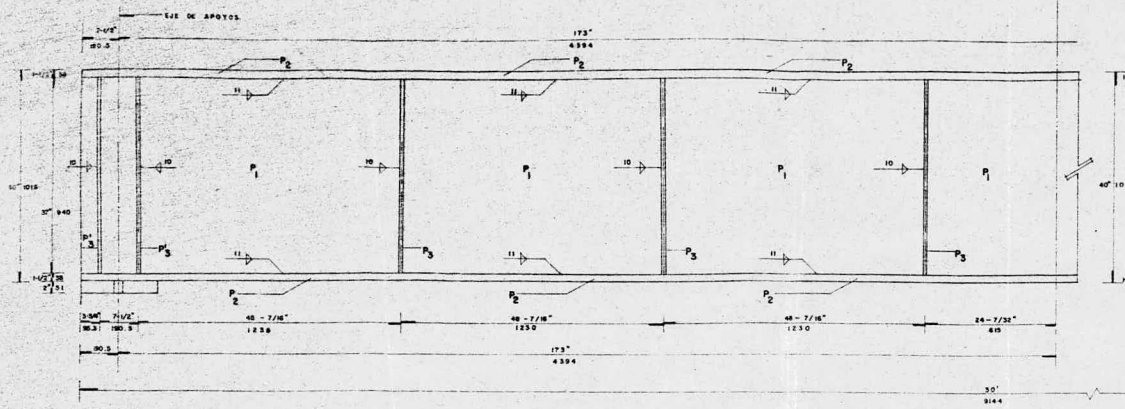
LISTA DE ACERO ESTRUCTURAL					
No. Sección	SECCION (mm.)	SECCION (pulg.)	LONGITUD	LOCALIZACION	PESO
P1	2 10 x 14.22	1/2 x 3/8	12192.00	Alme Viga Principal	3096.94
P2	2 25 x 3.56	1 x 1/8	12192.00	Palo interior viga P10	1727.51
P3	2 25 x 3.56	1 x 1/8	12192.00	Sea. viga Principal	1727.51
P4	4 13 x 3.56	1/2 x 1/4	1422.40	Propal tipo	204.55
P5	8 13 x 1.52	3/8 x 5	1422.40	Atisador tornos	172.85
P6	36 10 x 1.27	3/8 x 5	1422.40	Atisador tornos	469.34
P7	8 19 x 1.92	3/4 x 5	1422.40	Atisador tornos	359.00
P8	4 10 x 6.86	3/4 x 27	3142.60	Alme plato de Puntas.	649.79
P9	8 10 x Variable	3/8 x Variable	Variable	"	404.94
P10	4 19 x 3.56	3/4 x 14	5164.74	Pala sup. p.m. de Pte.	1094.13
P11	4 19 x 3.56	3/4 x 14	4004.00	"	824.83
P12	4 10 x 1.27	3/8 x 5	885.80	Atisador	156.13
P13	8 13 x 4.57	1/2 x 1/8	3437.46	Alme Larguero.	930.67
P14	12 19 x 2.54	3/8 x 10	3637.44	Pallares	1064.64
P15	3 10 x 4.37	3/8 x 1/8	1868.30	Separador	201.84
P16	6 10 x 1.02	3/8 x 4	437.30	Atisador	20.82
P17	6 10 x 2.54	3/8 x 10	2784.00	Contrapesos	31.81
P18	5 10 x 2.54	3/8 x 10	935.00	"	36.71
P19	4 10 x 3.05	3/8 x 12	381.00	"	43.40
P20	8 25 x 1.52	2 x 1/4	538.80	Anayas	344.95
A1	24 19 x 102 x 102	1/2 x 4 x 4	437.20	Conector Larguero con sis. de Papeo.	209.03
A2	6 10 x 102 x 102	3/8 x 4 x 4	1839.30	Separador Larguero	172.23
A3	6 10 x 102 x 102	3/8 x 4 x 4	2138.40	Contrapesos	186.84
A4	3 10 x 127 x 127	3/8 x 5 x 5	4476.80	Interior	262.75
SUMA TOTAL					18,821.13

UNAM ENEP Aragón
FACULTAD DE INGENIERIA
TRABE DE PASO ATRAVES DE 40

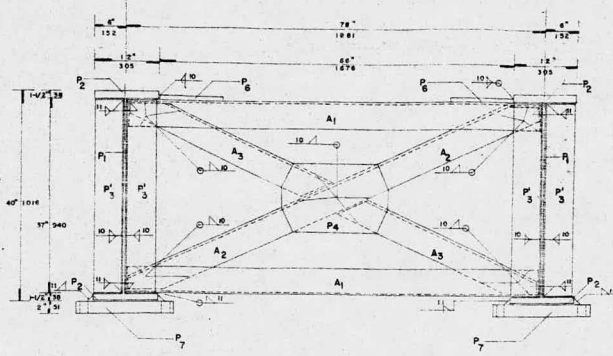
JOSE MARTINEZ VELAZQUEZ. TESIS PROFESIONAL.
 MIGUEL ONDZO MARTINEZ.
 Plano Nº 2. Fecha: _____

REVISION POR GALIBOS
PARA TRABE DE 40'

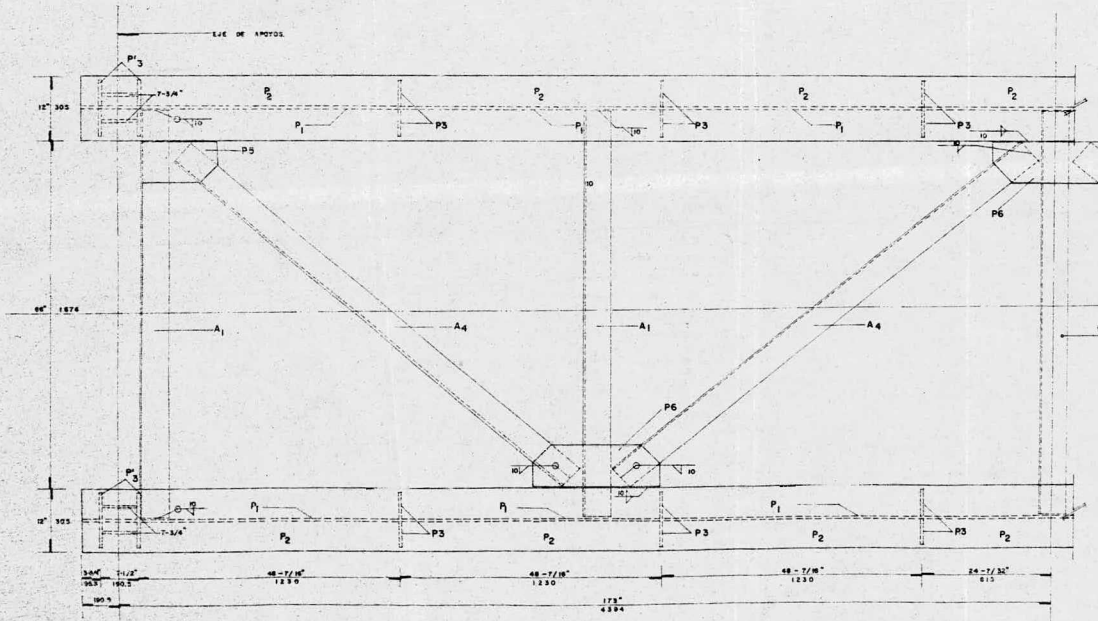
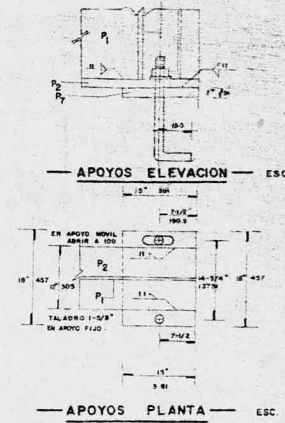




— MEDIA ELEVACION — ESC. 1:10



— CORTE ELEVACION — ESC. 1:10



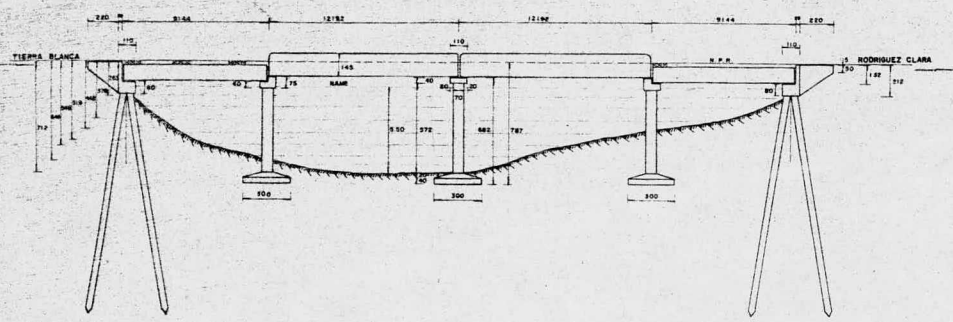
— MEDIA PLANTA — ESC. 1:10

LISTA DE ACERO ESTRUCTURAL.						
MARCA	PLAC.	SECCION	SECCION	LONGITUD	LOCALIZACION.	P.E.S.D
		(MM.)	(MM.)	(MM.)		(Kg.)
P1	2	12 x 940	1/2 x 37	914.00	Placa de Alce.	1713.40
P2	4	36 x 305	1/2 x 12	914.00	Placa de Pemas.	1713.40
P3	8	19 x 127	3/8 x 5	939.80	Placa de Aluminio.	142.82
P4	32	13 x 127	1/2 x 3	939.80	Placa de Aluminio.	580.43
P5	13	308	1/2 x 20	118.00	Placa de Conexión.	78.48
P6	2	13 x 905	1/2 x 12	353.80	Placa de Conexión.	21.01
P7	13	4 x 15	1/2 x 7	609.80	Placa de Conexión.	111.14
P8	31	328	2 x 14	156.00	Placa de Apoyo.	701.72
A1	10	127 x 127	3/8 x 4 x 4	1935.80	Angules de Crecidos.	11.00
A2	10	127 x 127	3/8 x 4 x 4	2095.50	Angules de Crecidos.	111.00
A3	10	127 x 127	3/8 x 4 x 4	938.85	Angules de Crecidos.	37.27
A4	10	127 x 127	3/8 x 3 x 3	111.00	Angules de Crecidos.	181.53
S U M A					T O T A L	6073.55

— NOTAS GENERALES —

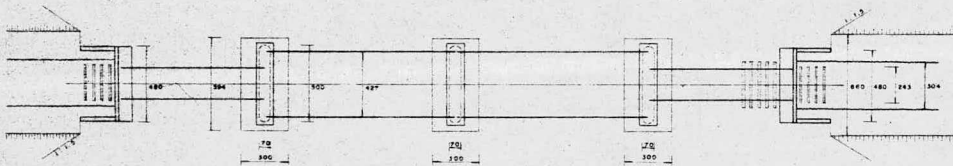
1. - ESPECIFICACIONES GENERALES A.R.E.A. y S.A.H.O.P.
2. - ESPECIFICACIONES PARA SOLDADURA A.W.S.
3. - CARGA VIGA DE DISEÑO COOPER E-72.
4. - ACERO ESTRUCTURAL A-36 CONFORME REQUISITOS A.S.T.M.
5. - SOLDADURA AL ARCO ELECTRICO CON ELECTRODO METALICO O AL ARCO SUMERIDO.
6. - SE USARAN ELECTRODOS CUYA RESISTENCIA MINIMA SEA IGUAL AL E-60 XX (A.S.T.M. 233)
7. - TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN MILIMETROS, EXCEPTO DONDE SE INDICA OTRA UNIDAD.
8. - PESO TOTAL TEORICO DE LA TRABE 6073.55 Kg.

UNAM ENEP Aro
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TRABE DE PASO SUPER
 DE 30'
 JONE MARTINEZ VELAZQUEZ TESIS PROFESION
 MIGUEL CRUZ MARTINEZ
 Plano N° 3 Fecha



— ELEVACION CORTE A A —

esc. 1:125

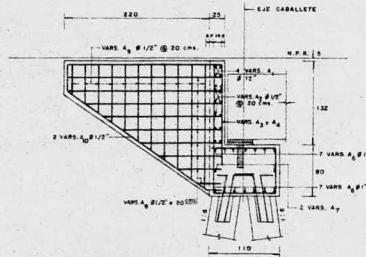


— PLANTA GENERAL —

esc. 1:125

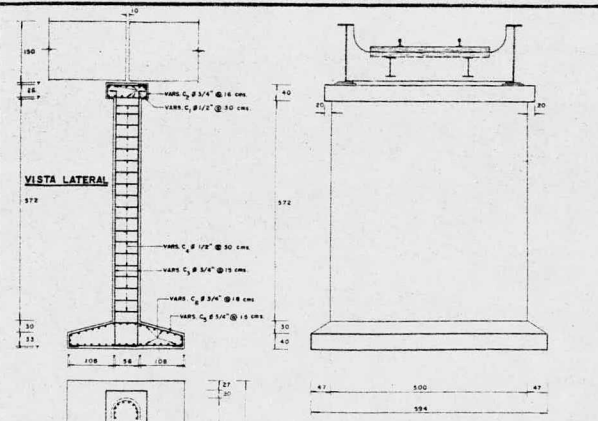
— NOTAS —

- 1.-COTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
- 2.-EN LOS CABEZALES SE DEJARAN PREPARACIONES PARA EL ANCLAJE.
- 3.-CARGA DE CALCULO: COOPER E-72.
- 4.-MATERIAL Y MANO DE OBRRA: ESPECIFICACIONES A.R.E.A. S.O.P.
- 5.-PILOTES DE CONCRETO PREFORZADO DE 42.5 x 42.5 CMS. ENTRE CARAS PARALELAS OBTUSIONALES Y EL INCLADO SE DEJARA A 80° PARA DESCARGAR.
- 6.-4 VAR. # 3/4" PARA LIGAR. 120 PIES. 340 KGS. AL CABEZAL A CADA PILOTE. 170 204 MTS.
- 7.-LA SUPERESTRUCTURA ESTA FORMADA POR DOS TRABES METALICAS DE PASO SUPERIOR DE 30' Y DOS DE PASO ATRAVES DE 40'.
- 8.-LAS PILAS SE DESPLANTARAN A LA COTA INDICADA Y UNA VARIACION MAYOR O MENOR DE 30 CMS., DEBERA REPORTARSE A LA SECCION DE PUENTES Y PROYECTOR, DEPTO. VIA Y ESTRUCT.
- 9.-LAS CANTIDADES DE LOS MATERIALES ANOTADAS SON TOTALES PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE.



— VISTA LATERAL ESTRIBO —

esc. 1:30



VISTA LATERAL

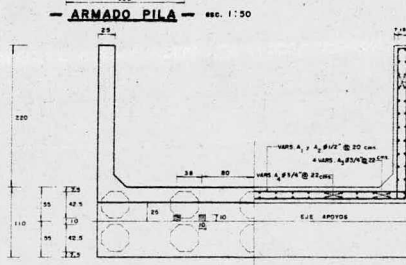
— VISTA FRONTAL PILA —

esc. 1:50

PLANTA

— DISTRIBUCION DE ANILLOS PARA LA PILA —

esc. 1:30



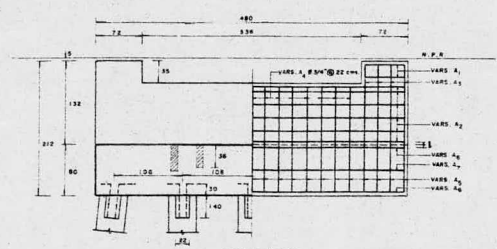
— ARMADO PILA —

esc. 1:30

— ESTRIBO —

MEDIA VISTA PLANTA — MEDIO ARMADO VISTA EN PLANTA

esc. 1:30



— ESTRIBO —

MEDIA VISTA FRONTAL — MEDIO ARMADO VISTA FRONTAL

esc. 1:30

VARILLAS PARA UNA PILA, DOS ALEROS Y UN ESTRIBO									
VS.	#	CROQUIS	LONGITUD (CM)		VOLUMEN (CM ³)		PESO (KG)		PESO (TON)
A ₁	1/2"	8	42	19	32	7.34	1.33		
A ₂	1/2"	12	466	16	396	79.52	14.24		
A ₃	3/4"	2	100	180	841	27.29	11.38		
A ₄	3/4"	13	100	115	860	84.00	18.00		
A ₅	1"	14	466	50	546	79.24	17.74		
A ₇	1"	2	466	50	566	11.32	51.32		
A ₈	1/2"	18	151	45	394	70.32	15.85		
A ₉	1/2"	22	119	15	283	62.25	13.01		
A ₁₀	1/2"	9	194	264	79.4	31.74	31.80		
C ₁	1/2"	14	526	15	316	77.84	17.50		
C ₂	3/4"	34	94	15	276	93.84	21.14		
C ₃	3/4"	72	660	170	850	612.00	137.00		
C ₄	1/2"	38	110	15	396	150.48	149.87		
C ₅	1/2"	38	130	15	402	152.76	152.15		
C ₆	3/4"	40	20	120	392	156.80	132.80		
C ₆	3/4"	38	580	20	620	223.20	502.20		
TOTAL DE ACERO									3817.01

— MATERIALES —

ACERO f _y = 4000 kg/cm ²	10396.82 kg.
CONCRETO f' = 230 kg/cm ²	118.82 m ³
CONCRETO f' = 100 kg/cm ² PARA PLANTILLA DE 10 CMS. DE ESPESOR	54.00 m ³
CIMBRA	318.81 m ³

UNAM ENEP Aragón
 FACULTAD DE INGENIERIA
 PUENTE DOS CABALLETES, TRES PILAS, PARA TRABES DE 30' Y 40' KM. 6 - 178 + 420.
 JOSE MARTINEZ VELAZQUEZ TESIS PROFESIONAL
 NIVEL: ORDEN VARIANTE: Fecha: Plano: Nº 4.