



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON

***PROYECTO EJECUTIVO DEL
PUENTE ARROYO EL CALERO***

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JAVIER CHAVEZ BUENDIA

ASESOR: ING. GUSTAVO A. JIMENEZ VILLEGAS

MEXICO, 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

A
Javier Eduardo
Oswaldo
María Fernanda
(Porque los Angeles... sí existen)

AGRADECIMIENTOS

A Dios...

Quien en su infinita bondad me llena de bendiciones día a día.

A Mi Madre...

Ejemplo de bondad, abnegación y sacrificio.

A Mi Abuela...

Convicción y principios que forjaron mi vida.

A Mis Hermanos...

Apoyo incondicional para todos mis quehaceres.

A Mis Amigos...

Compañeros de andanza por los sinuosos caminos de la existencia.

A Mis Maestros...

Oasis de conocimientos al alcance del sediento de aprender.

A Mi Esposa...

Razón de mi existir, cómplice en mis actos, conciencia de mi voluntad.



DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES Y
UNIDAD DE INFRAESTRUCTURA CARRETERA PARA EL
DESARROLLO REGIONAL
DIRECCIÓN DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

105.204/335

Ciudad de México, a 23 de abril del 2003

C. JAVIER CHÁVEZ BUENDÍA,
Departamento de Estructuras,
Triada Consultores, S.A. de C.V.,
Presente.

Me refiero a su escrito de fecha 9 de abril del 2003, mediante el cual, con objeto de elaborar y sustentar la Tesis de grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, solicita la autorización para hacer uso de los estudios efectuados por la empresa Triada Consultores S.A. de C.V., para la elaboración del proyecto constructivo del puente "Arroyo El Calero", ubicado en el km 226+944 de la carretera Durango-Mazatlán, y que fue contratado por esta Dirección General de mi cargo..

Al respecto, comunico a usted que por parte de esta Dirección General no existe inconveniente alguno para que utilice la información en comento, para llevar a cabo su trabajo de tesis.

Atentamente.

EL DIRECTOR GENERAL Y
ENCARGADO DE LA UIQDR

ING. CEDRIC IVAN ESCALANTE SAURI

c.c.p. Director de Proyecto de Carreteras.-Vol. 668
c.c.p. Director de Estructuras y Pavimentos
c.c.p. Archivo de la Dirección General.-Vol. 1661

ABV/RMG
mmw

INDICE

INTRODUCCION.....	i
CAPITULO I. ESTUDIOS PRELIMINARES.....	1
I.1 <u>ESTUDIO TOPOHIDRAULICO E HIDROLOGICO.....</u>	2
I.1.1 Descripción de los trabajos.....	3
I.1.2 Metodología.....	3
I.1.3 Relación de personal, equipo utilizado y su aplicación.....	4
I.1.4 Informe fotográfico.....	5
I.1.5 Memoria de cálculo.....	7
I.1.6 Conclusiones y recomendaciones.....	11
I.1.7 Planos topográficos.....	13
I.2 <u>ESTUDIO GEOTECNICO.....</u>	18
I.2.1 Reporte de campo.....	19
I.2.2 Relación de personal empleado en los trabajos.....	19
I.2.3 Relación de equipo y materiales empleados.....	20
I.2.4 Informe fotográfico.....	23
I.2.5 Memoria de cálculo.....	25
I.2.6 Conclusiones y recomendaciones.....	29
I.2.7 Plano de perfil stratigráfico y figuras.....	31
CAPITULO II. PROYECTO GEOMETRICO.....	40
II.1 <u>PROYECTO DE TERRACERIAS.....</u>	41
II.1.1 Planos de Kilómetro.....	42
II.1.2 Croquis de Subrasante.....	45
II.2 <u>GEOMETRIA DEL PUENTE.....</u>	46
II.2.1 Elevaciones en Superestructura.....	47
II.2.2 Elevaciones en Subestructura.....	49
CAPITULO III. PROYECTO ESTRUCTURAL.....	51
III.1 <u>DESCRIPCION DEL PROYECTO.....</u>	52
III.2 <u>HIPOTESIS DE PROYECTO.....</u>	54
III.3 <u>SUPERESTRUCTURA.....</u>	57
III.3.1 Diseño de Trabe pretensada.....	58
III.3.2 Diseño de Losa sobre traveses.....	69

III.4	<u>SUBESTRUCTURA</u>	73
III.4.1	Diseño de pila-pilote.....	74
III.4.2	Diseño de muro diafragma.....	105
III.4.3	Diseño de tope sísmico.....	107
III.4.4	Diseño de apoyos de neopreno.....	110
CAPITULO IV. OBRAS COMPLEMENTARIAS		112
IV.1	<u>TERRAPLENES DE ACCESO</u>	113
IV.2	<u>LAVADEROS DE CONCRETO SIMPLE</u>	116
CONCLUSIONES		119
ANEXO A. PLANOS DE PROYECTO EJECUTIVO		121
ANEXO B. TERMINOS DE REFERENCIA		127
BIBLIOGRAFIA		142

INTRODUCCION

La presente tesis tiene la finalidad de exponer al lector, ya sea alumno de la carrera de Ingeniería Civil, profesor de la misma o a aquél interesado en el área de infraestructura carretera, un ejemplo de presentación de un *Proyecto Ejecutivo para la Construcción de un Puente Carretero*, de acuerdo a la legislación y parámetros que marcan las instancias gubernamentales encargadas de la construcción de infraestructura carretera en el país.

Quien proyecta y ejecuta una obra de infraestructura carretera, son básicamente las dependencias gubernamentales, ya sean federales, estatales, municipales o una coparticipación entre éstas. La iniciativa privada y los organismos financieros pueden tener participación en este rubro, únicamente mediante la concesión otorgada a éstos por parte de la instancia gubernamental. El camino para concretar la construcción de una obra de infraestructura carretera, contempla una serie de eventos sociales, políticos y económicos a través de los cuales se debe transitar para lograr este objetivo, requiriendo la participación de múltiples y variadas disciplinas. Así pues, el abanico de temas que se desprende de este esquema es inmenso.

En el país, las principales dependencias gubernamentales encargadas de la ejecución de obras carreteras (ya sea proyecto nuevo o conservación) son: *La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)*; a través de la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST), la Dirección General de Carreteras Federales (DGCF) y la Dirección de Conservación de Carreteras (DGCC), así como *Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos (CAPUFE)*. Además de los organismos estatales y municipales encargados de este tipo de obras.

La secuencia de eventos que ocurren para la construcción (o conservación) de una obra carretera, es básicamente la siguiente:

- ✓ La instancia gubernamental (federal, estatal o municipal), de acuerdo a sus planes de desarrollo en materia de infraestructura carretera, convoca por medio de una licitación pública a la *Elaboración* de los *Estudios* previos (los que dependen de la magnitud y relevancia de la obra) y del *Proyecto Ejecutivo* de una obra determinada.
- ✓ Con los Estudios previos y el Proyecto Ejecutivo, la instancia gubernamental convoca, por medio de una licitación pública, a la Construcción de la obra en cuestión.
- ✓ La instancia gubernamental administra por cuenta propia, o cede los derechos a un particular por medio de una concesión de explotación, dicha obra.

Este documento pretende simplemente, mostrar la información y contenido tipo existente en un *Proyecto Ejecutivo para la Construcción de un Puente* ubicado en un tramo carretero. La integración de la información aquí contenida requiere de la participación de un grupo multidisciplinario de especialidades, y cada tema mostrado puede ser susceptible de desarrollarse por cuenta propia. El objetivo central de este trabajo, consiste en mostrar una manera en particular de resolver la necesidad de Proyectar y Construir un Puente carretero, sin pretender desarrollar de manera didáctica cada uno de los temas mostrados. Amén de que la solución aquí mostrada no es la exclusiva, pero sí la típica para este tipo de estructuras.

Así pues, el punto de partida para la *Elaboración de los Estudios y Proyecto Ejecutivo del Puente Carretero* en exposición, surge con la licitación pública convocada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), a través de la Dirección General de Carreteras Federales (DGCF), en cuyo proceso adjudica los trabajos a aquella persona física o moral que sustente la mejor propuesta técnica y económica para la realización de los mismos.

La DGCF entrega a la persona física o moral ganadora, la información existente previamente obtenida por la dependencia gubernamental, referente básicamente al Proyecto de Terracerías y Proyecto Geométrico de la Carretera del tramo en donde se ubica la estructura en estudio.

Adicionalmente a esta información, la dependencia hace entrega de los *Términos de Referencia*, documento que contiene los lineamientos generales aplicables para la elaboración de los trabajos, que conjuntamente con

la Normatividad de la misma SCT y reglamentos internacionales en la materia tales como el *Standard Specifications For Highway Bridges* de la *American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO*, el *American Institute of Steel Construction AISC* y el *American Railway Engineering Association AREA*, así como el reglamento del *American Concrete Institute ACI*, establecen los parámetros a seguir para la ejecución y presentación de los trabajos. En el Anexo B de esta tesis, se presenta un formato tipo de los mencionados Términos de Referencia expedidos por la DGCF.

El Puente carretero objeto del presente estudio, se localiza en la Carretera Durango-Mazatlán en el Km 226+944 del tramo El Salto – Villa Unión, subtramo Villa Unión – Concordia, ubicado al sur del estado de Sinaloa comprendido entre los kilómetros 204+300 y 230+000 de la mencionada Carretera Durango – Mazatlán.

Con una inversión total de 290 millones de pesos, la SCT inició en enero de 2002 la construcción del tramo Villa Unión – Concordia, la cual forma parte del corredor carretero Mazatlán – Matamoros; se concluyó y puso en operación en Julio de 2005 alcanzando una meta de 25.7 Km. La obra se realizó con inversión bipartita de la cual la SCT construyó 13.2 Km y el gobierno del estado de Sinaloa 12.5 Km mediante un convenio en el cual la SCT aportó 152 millones de pesos y el gobierno del estado de Sinaloa 138 millones de pesos.

Con la construcción de esta obra se beneficia a un total de 408,324 habitantes de los municipios de Mazatlán y Concordia, en el estado de Sinaloa.

Se obtuvo una reducción en el tiempo de recorrido de 15 minutos, brindando a los usuarios mejores niveles de seguridad. Se benefició a un tránsito diario promedio anual (TDPA) de 1,680 vehículos que circulan de Villa Unión – Concordia. Con esta obra se impulsa el crecimiento de las actividades comerciales que se desarrollan en estos municipios.

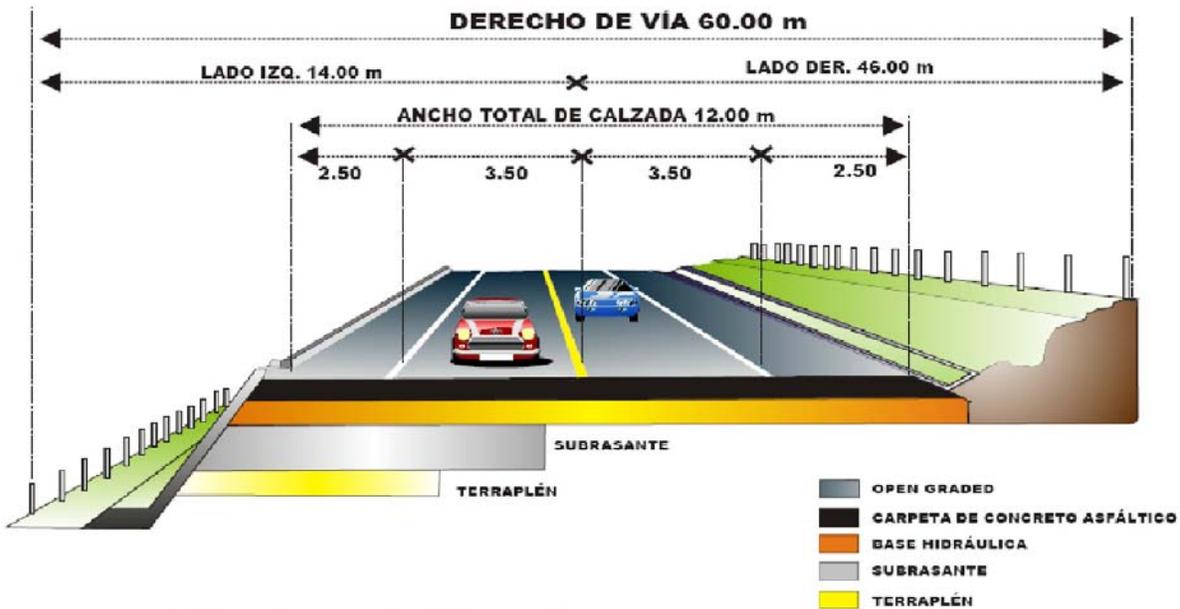


Figura A. Sección transversal tipo de la Carretera

TRAMO VILLA UNION – CONCORDIA	
DATOS TECNICOS	
Longitud del tramo.....	25.7 Km
Tipo de carretera.....	A2
Tipo de terreno.....	Lomerío fuerte
Velocidad de proyecto.....	110 Km/hr
TDPA.....	1,680 vehículos
Principales volúmenes de obra:	
Cortes.....	1'035,500 m ³
Terraplén.....	1'360,000 m ³
Carpeta asfáltica.....	21,270 m ³
Base hidráulica.....	66,962 m ³

Se construyeron 5 puentes en total en este tramo, que suman una longitud de 456 m, además de terracerías, obras de drenaje, señalamientos, estructuras, instalación de fibra óptica y obras complementarias.¹

La información contenida en el presente trabajo de tesis, está dividida en cuatro capítulos.

En el Primer Capítulo se presentan los *Estudios Preliminares* para la elaboración del Proyecto Ejecutivo; a saber: el Estudio Topohidráulico, el Estudio Hidrológico y el Estudio Geotécnico, cuya metodología de elaboración se basa en las teorías aplicables para cada materia, siempre bajo la normatividad y disposiciones que marca la DGCF.

En el Segundo Capítulo se muestra la información referente al *Proyecto Geométrico* de la Carretera, información proporcionada por la DGCF que sirve como referencia para obtener la geometría y elevaciones del Puente en estudio.

En el Tercer Capítulo se expone el *Proyecto Estructural* el cual se refiere al análisis y diseño de cada uno de los elementos que constituyen el Puente, tanto de la Superestructura como de la Subestructura. Además de las Normas de Proyecto y Términos de Referencia de la SCT, el reglamento base sobre el cual se sustentan todos los cálculos, corresponde al reglamento de la AASHTO. Cabe mencionar que para el análisis y/o diseño de algunos de los elementos que componen el Puente, se hizo uso de programas por computadora; herramientas útiles y de gran ayuda en la actualidad.

Para el Cuarto Capítulo se presentan las *Obras Complementarias* para el Puente, correspondiendo básicamente a los Terraplenes de Acceso y todos los elementos que lo constituyen.

Hacia el final del documento se reúnen los Planos de Proyecto Ejecutivo, en los que se indica la Geometría y tipo de Refuerzo para cada uno de los elementos que constituyen el Puente, además de información general como: Cantidades de Obra, Croquis de Rasante, Referencias de Trazo, Notas y Especificaciones Generales para la correcta construcción de la Estructura.

(1)Tomado del Portal web de la SCT.

CAPITULO I
ESTUDIOS PRELIMINARES

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO E HIDROLOGICO

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS

El objetivo de los trabajos consistió en realizar el estudio toponidráulico para el cruce del Puente Arroyo El Calero con el eje de proyecto de la Autopista Durango - Mazatlán, tramo El Salto – Villa Unión.

El alcance del estudio se definió con base en los términos de referencia proporcionados por la DGCF, en los cuales se solicita la elaboración de una planta topográfica detallada y el levantamiento de diferentes perfiles.

Las dimensiones correspondientes a la planta topográfica son las siguientes:

Levantamiento de 120 m hacia aguas arriba y 60 m hacia aguas abajo de la intersección del cruce con la corriente, medidos sobre la poligonal de apoyo.

El estudio se complementó con el levantamiento de perfiles topográficos como se indica:

Sobre el eje de trazo de la autopista se levantó una extensión de 600 m.

Con los datos generados en campo se procesó la información en gabinete para generar los siguientes planos:

- ✓ Plano correspondiente a la planta topográfica detallada a escala 1:100, configurado con curvas de nivel equidistantes a cada medio metro, conteniendo en este plano todos los detalles del sitio como construcciones, cercas de alambre, pozos de extracción de agua, referencias de trazo, etc.
- ✓ Plano de perfil de construcción para el eje de trazo de la autopista, conteniendo información de trazo como datos de rumbos, tangentes, datos de curva en caso de existir, bancos de nivel, datos de subrasante, longitud de tangentes, etc. Este plano se dibujó a escala horizontal 1:2,000 y vertical 1:200.
- ✓ Plano de perfil detallado para el eje de trazo de la autopista dibujado a escala horizontal y vertical 1:200.
- ✓ Plano de Pendiente y Sección hidráulica a escala horizontal 1:1000 y vertical 1:100 y para la sección hidráulica a escala 1:200.

Cabe mencionar que los planos anteriores fueron elaborados y procesados en computadora.

Finalmente el estudio se complementó con un informe de conclusiones y recomendaciones en el formato proporcionado en los términos de referencia de la licitación.

METODOLOGIA

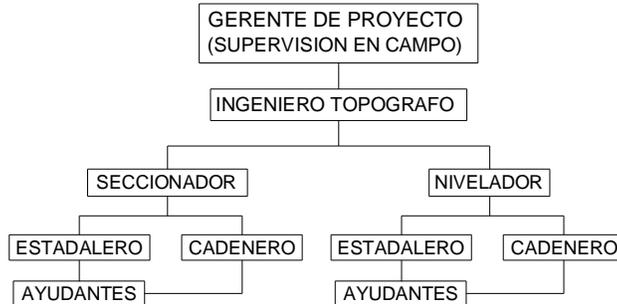
Para llevar a cabo los trabajos descritos en los términos de referencia se desarrolló la siguiente metodología:

Partiendo de los datos de trazo contenidos en los planos de kilómetro que fueron proporcionados por la DGCF, (bancos de nivel, datos de curvas, puntos sobre tangentes PST, etc.), se procedió a su localización en campo, para iniciar con el retrazo y nivelación del eje de la autopista, de una poligonal de apoyo, así como levantamiento y nivelación de 4 monumentos de concreto. Posteriormente se efectuó el levantamiento del perfil del eje de la autopista y el seccionamiento, a fin de poder calcular y dibujar en gabinete los diferentes planos de perfiles y la configuración de la planta detallada.

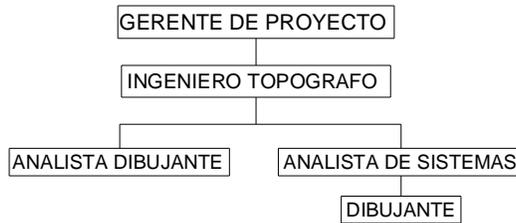
Todos los levantamientos de los detalles se efectuaron mediante radiaciones y referencias a los ejes de apoyo.

RELACION DE PERSONAL, EQUIPO UTILIZADO Y SU APLICACION.

- a) Relación de personal empleado
- a.1) Trabajos de campo



- a.2) Trabajos de gabinete



- b) Equipo utilizado y su aplicación

EQUIPO	APLICACION
Tránsitos	Trazo
Nivel automático	Nivelación
Equipo menor de topografía	Apoyo a los trabajos de campo
Computadoras	Configuración de planos y elaboración de reporte técnico
Impresoras	Impresión de reporte técnico
Trazador de planos (<i>plotter</i>)	Impresión de planos
Cámara fotográfica	Informe fotográfico
Camioneta pick-up	Movilización de personal en campo y traslados

INFORME FOTOGRAFICO



FOTO 1. VISTA DEL CAUCE DEL ARROYO HACIA AGUAS ABAJO, TOMADA DESDE EL CRUCE EN ESTUDIO. SE OBSERVA EL CAUCE Y EL TIPO DE VEGETACION.



FOTO 2. VISTA DEL CAUCE DEL ARROYO HACIA AGUAS ARRIBA. SE OBSERVA EL PUENTE DE LA VIA DEL FERROCARRIL, LA CUAL ESTA FUERA DE USO.



FOTO 3. VISTA DEL EJE DE TRAZO HACIA MAZATLAN, SINALOA.



FOTO 4. VISTA DEL EJE DE TRAZO HACIA DURANGO, DURANGO.

MEMORIA DE CALCULO

ESTUDIO HIDROLOGICO

Dadas las características fisiográficas y área de la cuenca drenada, se consideró conveniente utilizar el método de Ven Te Chow para el cálculo del gasto hidrológico captado por ella, tomando en cuenta la información climatológica y de tipo y de uso del suelo.

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

En una carta topográfica escala 1:50,000, editada en 1984 por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), se determinaron las siguientes características fisiográficas de la cuenca: Area 21.6 km², longitud del cauce principal = 11.15 km y las elevaciones de puntos ubicados sobre el cauce principal dividido en diez tramos iguales.

Con la información anterior y utilizando el método de Taylor-Schwarz, se calculó una pendiente media del cauce principal de 0.75 % (ver Tabla 1 anexa).

CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS DE LA CUENCA

Con la ubicación de la cuenca y utilizando las Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Período de Retorno, elaboradas en el 2000 por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, se determinaron para un período de retorno de 100 años las intensidades que aparecen en la Tabla 2 anexa.

CARACTERISTICAS DE USO Y TIPO DE SUELO

Utilizando carta topográfica escala 1:50,000, editada por el INEGI y apoyados en una visita de campo, se determinó un número de escurrimiento de 70.

Tipo o Uso de la Tierra	Area Parcial (km²)	N	Area Parcial %	Promedio Pesado
Cultivo	5	87	0.23	20.01
Bosque natural	16.6	65 (60 y 70)	0.77	50.05
				N = 70.06

CALCULO DEL GASTO HIDROLOGICO

Con lo recabado anteriormente y utilizando el método de Ven Te Chow, se determinó para un período de retorno de 100 años un gasto hidrológico de 131 m³/s. Debido a desbordamientos de la corriente, la cuenca sufre una regularización del orden de un 30%. Así, el gasto en el cruce para un período de retorno de 100 años resulta de 92 m³/s.

CALCULO DEL GASTO HIDRAULICO

Se aplicó el método de Sección y Pendiente, con una sección hidráulica a 260 m aguas arriba del cruce, con lo que se obtuvo gasto de 78 m³/s.

METODO DE VEN TE CHOW

CONSTANTES DE CALCULO	NOMENCLATURA	DATOS
AREA DE LA CUENCA (km ²)	<i>A</i>	21.6
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (m)	<i>L</i>	11150
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (%)	<i>S</i>	0.75
NUMERO DE ESCURRIMIENTO DE CHOW (adimensional)	<i>N</i>	67
PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE (cm)	<i>Pb</i>	1
PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA (cm)	<i>P</i>	1
FACTOR CLIMATICO $Y = 2.78 P/Pb$	<i>Y</i>	2.78
TIEMPO DE RETRASO (hr) $tp=0.00505 (L/(S)^{1/2})^{0.64}$	<i>tp</i>	2.1554

ESTACION PLUVIOGRAFICA: *ISOYETAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA -DURACION- PERIODO DE RETORNO*

Tr: 50 años

d(min)	d(hr)	I	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q
10	0.167	20.00	3.33	0.05	0.311	0.0773	0.0612	1.1
15	0.250	17.20	4.30	0.23	0.904	0.116	0.0908	4.9
30	0.500	13.40	6.70	1.05	2.109	0.232	0.1783	22.6
45	0.750	11.80	8.85	2.14	2.849	0.348	0.2647	45.3
60	1.000	10.80	10.80	3.31	3.309	0.464	0.3503	69.6
80	1.330	9.80	13.03	4.81	3.619	0.6171	0.4585	99.6
120	2.000	7.70	15.40	6.55	3.274	0.9279	0.6009	118.1
240	4.000	4.30	17.20	7.94	1.985	1.8558	0.9516	113.4
300	5.000	3.80	19.00	9.38	1.877	2.3198	1.0000	112.7
360	6.000	3.40	20.40	10.5	1.756	2.7837	1.0000	105.4

d = Duración de lluvia (hr)

I = Intensidad de lluvia (cm/hr)

Pb* = Id (cm)

$(Pb^*-508/N+5.08)^2$

Peb* = ----- (cm)

$(Pb^*+2032/N-20.32)$

X = Peb*/d Factor de escurrimiento

Z = Factor de reducción de pico

Si d/tp >= 2; Z=1

Si d/tp >= 0.6; Z=0.6315(d/tp)^{0.6632}

Si d/tp < 0.6; Z=0.7401 (d/tp)^{0.9740}

Q = A X Y Z (m³/s)

TABLA 1.- CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR

TRAMO	H, desnivel entre tramos (m)	Pendiente Si	\sqrt{Si}	$\frac{1}{\sqrt{Si}}$
1	2.00	0.00179	0.0424	23.611
2	8.00	0.00717	0.0847	11.806
3	7.00	0.00628	0.0792	12.621
4	5.00	0.00448	0.0670	14.933
5	5.00	0.00448	0.0670	14.933
6	5.00	0.00448	0.0670	14.933
7	15.00	0.01345	0.1160	8.622
8	25.00	0.02242	0.1497	6.678
9	35.00	0.03139	0.1772	5.644
10	315.00	0.28251	0.5315	1.881
				115.66

S= 0.0075

$$S = \left(\frac{m}{\sum \frac{1}{\sqrt{Si}}} \right)^2$$

TABLA 2. INTENSIDADES DE LLUVIA EN LA CUENCA EN ESTUDIO, ASOCIADAS A UN PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.

d (min.)	i (mm/hr)
10	20.00
15	17.20
30	13.40
45	11.80
60	10.80
80	9.80
120	7.70
240	4.30
300	3.80
360	3.40

VELOCIDADES Y GASTOS

TRAMO	AREA HIDRAULICA A(m ²)	PERIMETRO MOJADO P(m)	RADIO HIDRAULICO r(m)	(r) ^{2/3}	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q(m ³ /s)
<i>1</i>	49.02	41.58	1.179	1.116	0.045	1.6	78
SUMA	49.02	41.58	---	---	---	Qt=	78

FORMULA EMPLEADA	
$V = 1/n \times (r)^{2/3} \times s^{1/2}$	
N.A.M.E.	42.48 m
PENDIENTE: s=	0.0041
(S) ^{1/2}	0.0640
VELOCIDAD MEDIA: Q/A =	1.59 m/s

CALCULOS HIDRÁULICOS
(AREAS Y PERÍMETROS MOJADOS)

Sección hidráulica a 260 m aguas arriba del cruce.

N.A.M.E. = 42.48 m

TRAMO	CADENAMIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	A R E A S		PERIMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m ²)	TOTAL (m ²)	
1	0+0130.00	0.00	0.48	0.48	0.24	0.00	0.00	0.48
	0+0135.70	5.70	0.37	0.85	0.42	2.42	2.42	5.70
	0+0140.00	4.30	0.63	1.00	0.50	2.15	4.57	4.31
	0+0146.30	6.30	2.89	3.52	1.76	11.09	15.66	6.69
	0+0149.20	2.90	2.93	5.82	2.91	8.44	24.10	2.90
	0+0154.00	4.80	2.91	5.84	2.92	14.02	38.12	4.80
	0+0156.30	2.30	1.11	4.02	2.01	4.62	42.74	2.92
	0+0160.00	3.70	0.34	1.45	0.72	2.68	45.42	3.78
	0+0170.00	10.00	0.38	0.72	0.36	3.60	49.02	10.00
						49.02		41.58

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio tiene como finalidad obtener los datos hidráulicos de gasto y velocidad de la corriente, para realizar el proyecto estructural del Puente que se requiere construir en el cruce.

GENERALIDADES

La corriente nace a 8.5 km. del sitio de cruce y desemboca a 3.0 km., en el Arroyo Las Salvas; su descarga no provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 21.6 km² (ver croquis de localización), y pertenece a la Región Hidrológica No. 11, según clasificación de la Comisión Nacional del Agua (CNA). En la zona de cruce la vegetación se puede clasificar como pastizal y arbustos y el terreno es sensiblemente plano.

Descripción del banco de Nivel:	BN 228-1 sobre grapas en tronco de Huinole a 36.50 m izquierda de la estación 227+060, con elevación promedio de 43.359 m.
Tipo de cauce en la zona de cruce:	Sinuoso, estable y con desbordamientos sobre ambas márgenes
Carácter del escurrimiento:	Torrencial
Cuerpos flotantes arrastrados por la corriente:	Armazón y troncos de hasta 6 m
Periodo de lluvias:	De Junio a Octubre
Precipitación media anual:	950 mm
Geología superficial:	
En el fondo	Arena
En la margen izquierda	Arena arcillosa
En la margen derecha	Arena arcillosa
El eje de trazo cruza en dirección:	Normal a la corriente

Información adicional correspondiente a Puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente:

Ubicación:	A 15 m aguas arriba del cruce, para una vía férrea que nunca estuvo en servicio
Número y longitud libre de los claros:	Dos (2) claros libres de 5.60 m cada uno
Altura media hasta la parte inferior de la superestructura:	3.97 m
¿ Ha funcionado el Puente a su máxima capacidad ? :	No
Area hidráulica del Puente hasta el nivel máximo alcanzado por el agua:	31.30 m ²
Area total bajo el Puente:	44.41 m ²
Antigüedad de la obra:	43 años

Observaciones:

El Puente ha trabajado con un espacio libre vertical de 1.23 m; aunque no ha sufrido daños, provoca un fuerte estrechamiento de la sección transversal del arroyo, por lo que es conveniente investigar con las autoridades correspondientes si la vía férrea entrará en operación, en cuyo caso sería necesario ampliarlo; si quedara fuera de uso, lo más conveniente es demolerlo.

ESTUDIO HIDROLOGICO

Método aplicado:	Ven Te Chow
Información utilizada:	Isoyetas de <i>Intensidad de Lluvia-Duración-Periodo de Retorno</i> , elaboradas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT)
Caudal máximo:	131 m ³ /s
Periodo de retorno asociado:	100 años
El gasto asociado a un periodo de retorno de 5 años, que definirá el Nivel de Aguas que se puede presentar durante la Construcción del Puente (NAC), resultó de:	49 m ³ /s

Observaciones:

En la cuenca existen desbordamientos del arroyo, que provocan una regularización de la corriente, estimada en un 30 %. Así, el gasto en el cruce para un periodo de retorno de 100 años resulta de 92 m³/s

ESTUDIO HIDRAULICO

Método aplicado:	Sección y Pendiente
Secciones levantadas:	Una, a 260 m aguas arriba del cruce
Fecha de la creciente máxima que se consideró:	1975
Gasto obtenido para el Nivel de Aguas Extraordinarias de campo (NAE):	78 m ³ /s
Elevación:	41.42 m
Velocidad media en el cruce:	1.6 m/s
Frecuencia del evento:	37 años
Duración de la creciente:	2 horas
Nivel de Aguas Mínimas de la corriente (NAMín), en el cruce:	Cauce seco

Observaciones:

Los niveles de agua utilizados en los cálculos fueron señalados por vecinos del lugar que tienen más de 40 años habitando en las cercanías del cruce.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

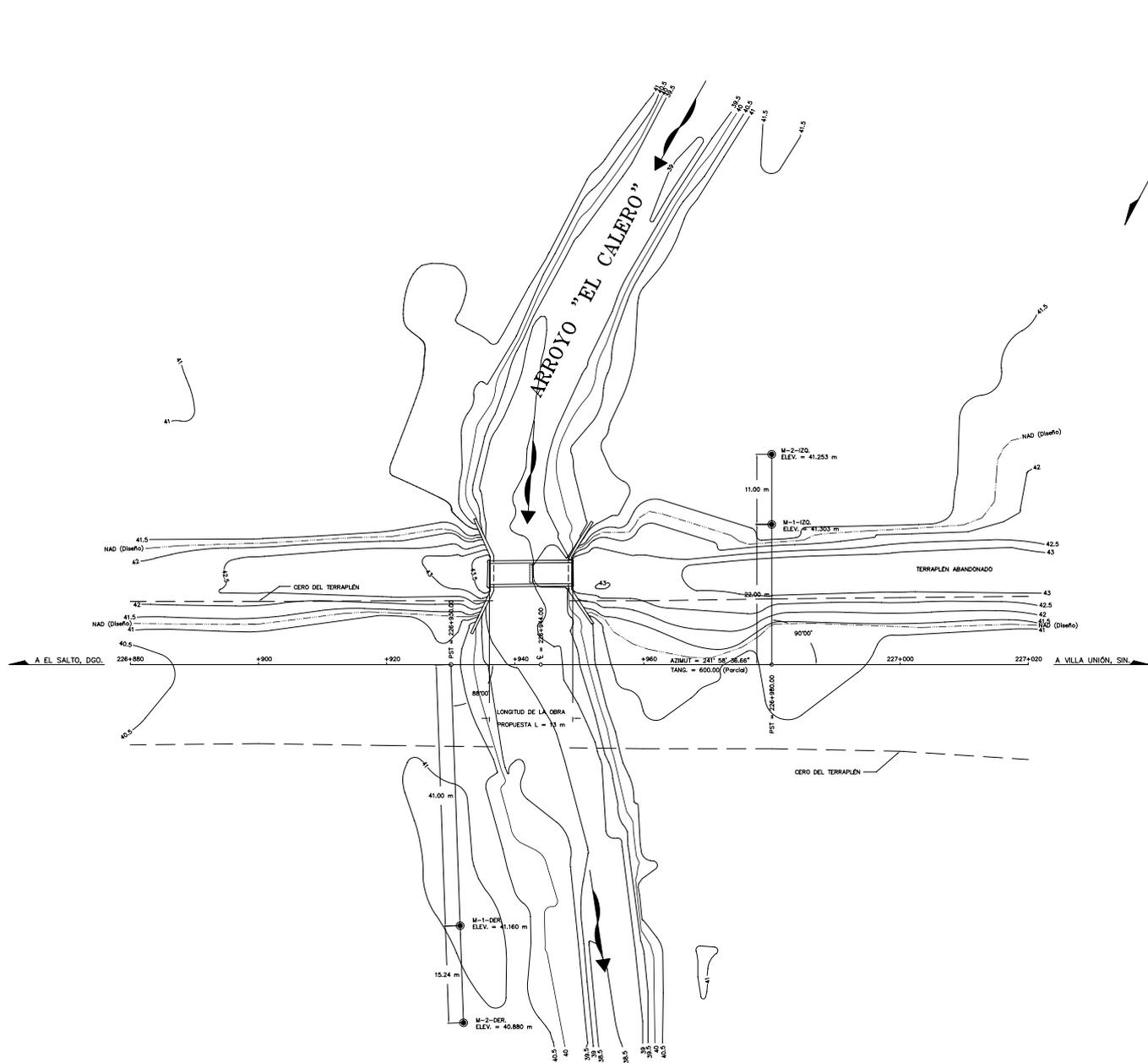
Se recomienda adoptar como gasto de diseño 92 m³/s, asociado a un periodo de retorno de 100 años. Se transitó dicho gasto por la sección hidráulica del cruce y se obtuvo el Nivel de Aguas de Diseño (NAD), de elevación 41.56 m, y velocidad de la corriente de 1.7 m/s.

El gasto de diseño podrá drenarse con un Puente de 25 m de longitud libre, de un solo claro. Se propone ubicarlo del km 226+930 al km 226+955. El espacio libre vertical entre el NAD y el lecho inferior de la superestructura deberá ser de 1.50 m mínimo. La velocidad máxima bajo la obra será de 2.9 m/s y la sobreelevación de la superficie del agua, despreciable.

La velocidad del agua de 2.9 m/s es la que se presentaría bajo el Puente ferroviario ubicado a 15 m del cruce, para el gasto de diseño del Puente que nos ocupa. Se ha recomendado dicha velocidad para diseño, en virtud de que es la condición más desfavorable que existiría en la zona del cruce si no es demolido el puente ferroviario.

Al transitar por la sección hidráulica del cruce, el gasto asociado a un periodo de retorno de 5 años, se determinó el Nivel de Aguas de Construcción (NAC), de elevación 40.71 m, y velocidad de la corriente de 1.6 m/s.

PLANOS TOPOGRAFICOS



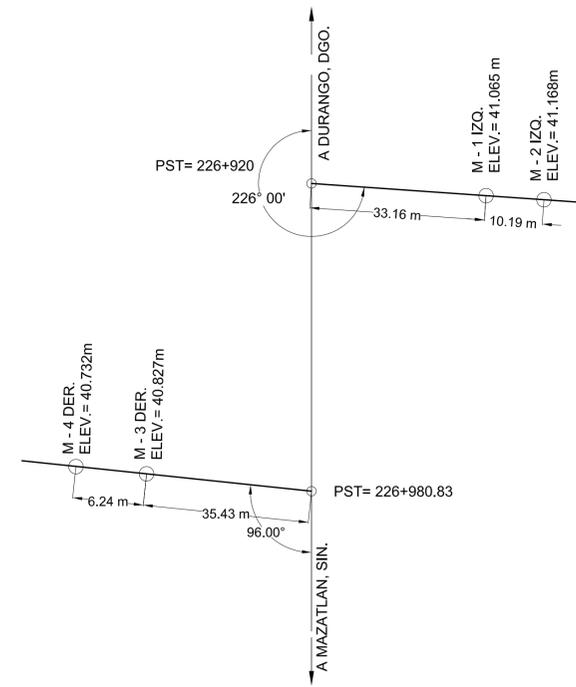
ESCALA: 1:100

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

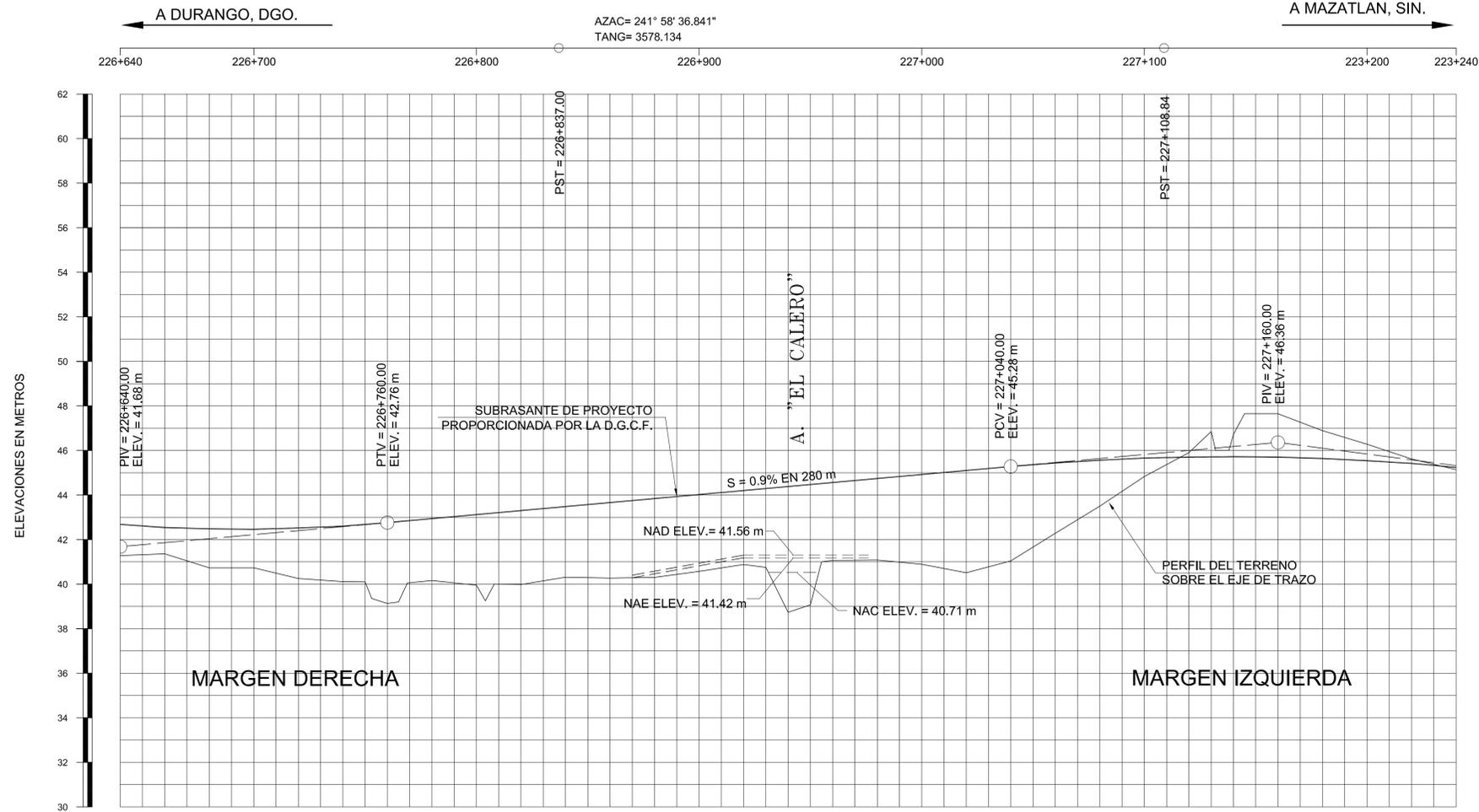
PUENTE " ARROYO EL CALERO "
PLANTA TOPOGRAFICA

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN		KM: 226+944
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION		ORIGEN: DURANGO, DGO.
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS
	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA
MEXICO, D.F. DICIEMBRE DEL 2001		No. PROY. 11268

TRIADA CONSULTORES
s.a. de c.v.
M. en I. ALBERTO RAMIREZ PIEDRAHITA
CED. PROF. 506605
av. revolución 374 c.p. 11800 méridos, d.f. tel. 5 15 78 24
elaboró: R.S.T. revisó: J.O.A. aprobó: A.R.P.



CROQUIS DE LOCALIZACION DE MONUMENTOS



BN. 227-2
SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE HUINOLE
A 53.50 m IZQ. DE ESTACION = 226+500
ELEVACION PROMEDIO = 44.383 m

BN. 228-1
SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE HUINOLE
A 36.50 m IZQ. DE ESTACION = 227+060
ELEVACION PROMEDIO = 43.359 m

EST. (km)	ELEV. (m)
226+640	41.28
+660	41.36
+680	40.73
226+700	40.73
+720	40.25
+740	40.11
+760	39.13
+780	40.16
226+800	39.95
+820	39.98
+840	40.31
+860	40.27
+880	40.30
226+900	40.57
+920	40.88
+940	38.73
+960	41.06
+980	41.08
227+000	40.89
+020	40.51
+040	41.04
+060	42.28
+080	43.50
227+100	44.83
+120	45.90
+140	46.72
+160	47.65
+180	46.89
227+200	46.28
+220	45.62
227+240	45.14

ESCALA : HORIZONTAL 1:2,000
VERTICAL 1:200



SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

PUENTE " ARROYO EL CALERO "
PERFIL DE CONSTRUCCION

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION

KM : 226+944
ORIGEN : DURANGO, DGO.

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE Puentes

SUBDIRECTOR DE Puentes Y ESTRUCTURAS ESPECIALES

DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS

ING. OSCAR RUIZ MENDIETA

ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

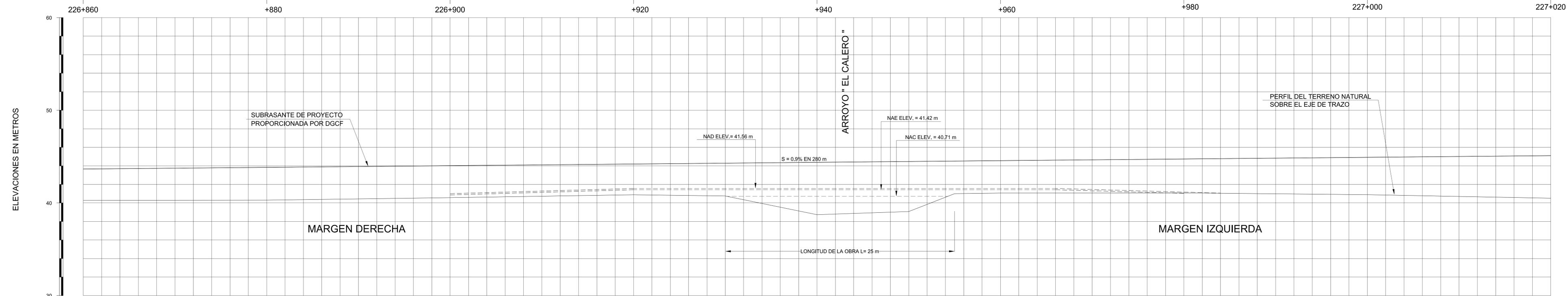
MEXICO, D.F. DICIEMBRE DEL 2001

No. PROY. 11268

TRIADA CONSULTORES
s.a. de c.v.
M. en I. ALBERTO RAMIREZ PIEDRABUENA
CED. PROF. 506605
av. revolución 374 c.p. 11850 méxico, d.f. tel. 5 15 78 24
elaboró: R.S.T. revisó: J.Q.A. aprobó: A.R.P.

A DURANGO, DGO.

A MAZATLAN, SIN.



ESCALA 1:200



PUENTE "ARROYO EL CALERO"
PERFIL DETALLADO

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION

KM: 226+944
ORIGEN: DURANGO, DGO.

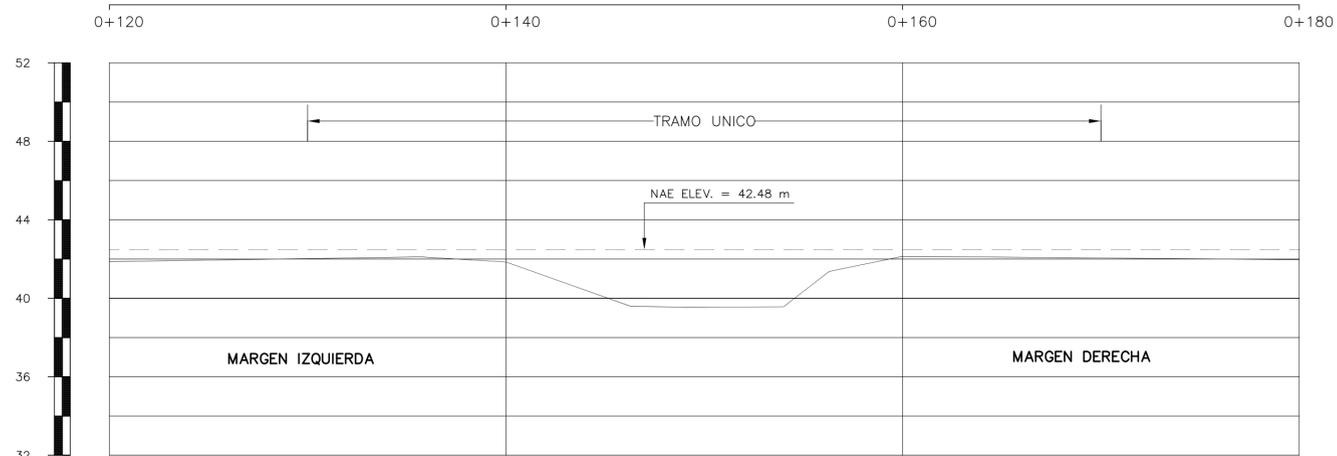
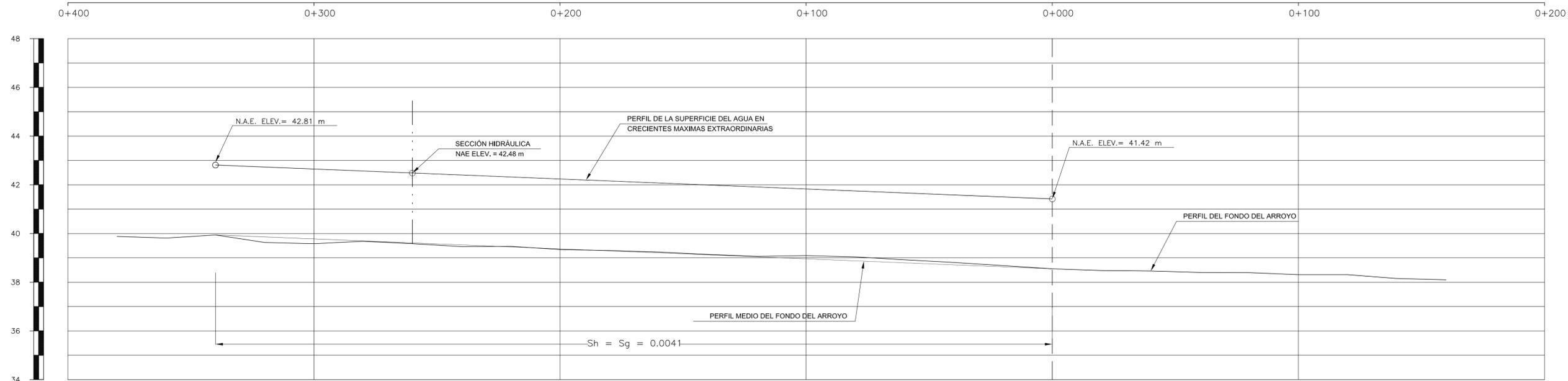
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS
	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

MEXICO, D.F. DICIEMBRE DEL 2001 No. PROY. 11268

DATOS HIDRAULICOS

Q = 92 m³/s
V = 1.7 m/s
ESV = NORMAL

TRIADA CONSULTORES
s.a. de c.v.
M. en I. ALBERTO RAMIREZ PIEDRABUENA
CED. PROF. 506605
av. revolución 374 c.p. 11850 México, d.f. tel. 5 15 78 24
elaboró: R.S.T. revisó: J.Q.A. aprobó: A.R.P.



SECCION HIDRAULICA A 260 m AGUAS ARRIBA DEL CRUCE

Sh = 0.0041 Sh^{1/2} = 0.0640

TRAMO	A (m ²)	P (m)	r (m)	r ^{2/3}	n	V (m/s)	Q (m ³ /s)
UNICO	49.02	41.58	1.179	1.116	0.045	1.6	78

SECCION HIDRÁULICA A 260 m AGUAS ARRIBA DEL CRUCE

ESC. PEND.= HOR. 1:1000
VER. 1:100

ESC. SECC.= 1:200



PUENTE " ARROYO EL CALERO "

PENDIENTES Y SECCIONES HIDRAULICAS

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN		KM: 226+944	
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION		ORIGEN: DURANGO, DGO.	
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS	
	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA	
MEXICO, D.F. DICIEMBRE DEL 2001		No. PROY.	11268

ESTUDIO GEOTECNICO

REPORTE DE CAMPO

Para efectuar el Estudio Geotécnico en el Puente de referencia, se llevó a cabo la exploración del subsuelo en el sitio, misma que se realizó con base en los Términos de Referencia proporcionados por la Dirección General de Carreteras Federales (DGCF) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), en las cuales se establece la ejecución de dos sondeos distribuidos en los sitios probables donde quedarán los apoyos del Puente, ubicados sobre el Eje de Proyecto del camino en cuestión.

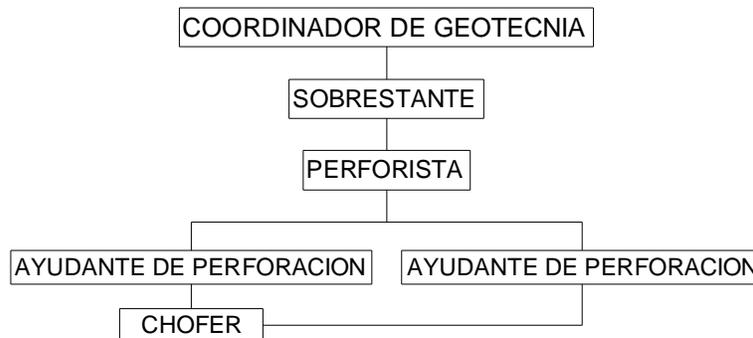
Los sondeos se efectuaron con máquina rotatoria utilizando para su avance la prueba de penetración estándar en suelos arenosos y arenolimosos, obteniendo muestras alteradas. Cuando se encontró roca o boleos, se empleó barril muestreador de diámetro NQ, con broca y rima de diamante.

La profundidad de los sondeos se definió de acuerdo a las características estratigráficas del sitio, tomándose los siguientes criterios indicados en los Términos de Referencia para suspender los sondeos:

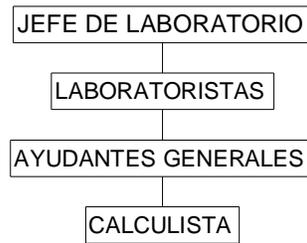
- a) Cuando se penetró 6 m en arenas y arcillas con número de golpes mayor a 50 en la prueba de penetración estándar.
- b) Cuando se detectó una masa rocosa, se verificó un espesor de ésta de 4 m como mínimo, para garantizar la resistencia bajo el nivel de desplante.

RELACION DE PERSONAL EMPLEADO EN LOS TRABAJOS

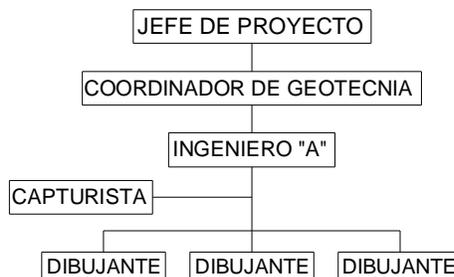
- a) TRABAJOS DE CAMPO



b) TRABAJOS DE LABORATORIO



c) TRABAJOS DE GABINETE



RELACION DE EQUIPO Y MATERIALES EMPLEADOS

a) Relación de equipo

1. Perforadora rotatoria Long Year 34 con chuck hidráulico
2. Bomba Moyno 3L-6 para lodos de cavidad progresiva
3. Implementos y herramienta para equipo de perforación
4. Equipo completo de laboratorio
5. Computadoras, software e impresora
6. Camioneta de 3.5 ton. de capacidad

b) Relación de herramienta y materiales

1. Tubos partidos completos
2. Barriles serie NQ
3. Brocas de diamante para barril NQ
4. Rimas de diamante para barril NQ
5. Brocas tricónicas $2 \frac{15}{16}$
6. Ademe NW
7. Bentonita
8. Agua

REGISTRO DE CAMPO - EXPLORACION DEL SUBSUELO

Hoja: 1-2

OBRA: PUENTE ARROYO EL CALERO

SONDEO: SM-1 ELEV. SUP.

LOCALIZACION: KM 226+924.00 (SOBRE EL EJE)

COORDENADAS: x= y=

SUPERVISOR: PERFORISTA: MAQUINA: LY-34

FECHA: 29-NOVIEMBRE-2001 PROF. NAF: 7.50 M

MUES- TRA (No.)	PROFUNDIDAD (m)		GOLPES / 15cm	RECU- PERA- CION (cmt)	MUES- TREADOR	HERRA- MIENTA LIMPIEZA	A D E M E			CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	DE	A					TIPO	PROF. (m)	GOLPES/ 30 cm	
1	0.00	0.60	1 - 2 - 8 - 8	20	T.P.	2 15/16"	NW	0.00		ARENA FINA CAFÉ CLARO.
2	0.60	1.20	8 - 10 - 10 - 13	20	T.P.	2 15/16"				ARENA FINA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS AISLADAS.
3	1.20	1.80	7 - 5 - 4 - 4	10	T.P.	2 15/16"				ARENA FINA ARCILLOSA COLOR CAFÉ.
4	1.80	2.40	1 - 2 - 4 - 5	26	T.P.	2 15/16"				LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ.
5	2.40	3.00	3 - 3 - 3 - 4	22	T.P.	2 15/16"	NW	3.00		LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ.
6	3.00	3.60	2 - 3 - 4 - 5	19	T.P.	2 15/16"				LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ.
7	3.60	4.20	3 - 4 - 4 - 8	24	T.P.	2 15/16"				ARENA FINA CAFÉ CLARO POCO LIMOSA.
8	4.20	4.80	8 - 8 - 9 - 9	25	T.P.	2 15/16"	NW	4.80		ARENA FINA CAFÉ CLARO.
										31-NOVIEMBRE-2001
9	4.80	5.40	3 - 10 - 11 - 13	30	T.P.	2 15/16"				ARENA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS.
10	5.40	6.00	11 - 13 - 20 - 21	40	T.P.	2 15/16"	NW	6.00		ARENA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS.
11	6.00	6.60	5 - 13 - 13 - 15	24	T.P.	2 15/16"				ARENA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS.
12	6.60	7.20	15 - 19 - 19 - 11	15	T.P.	2 15/16"				ARENA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS.
13	7.20	7.60	15 - 32 - 18/10	20	T.P.	2 15/16"				ARENA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS.
-	7.60	7.80	ROTACION	-	AVANCE					
14	7.80	8.15	5 - 25 - 25/5	17	T.P.	2 15/16"	NW	8.00		ARENA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS.
-	8.15	8.40	ROTACION	-	AVANCE					
										2-DICIEMBRE-2001
15	8.40	9.00	8 - 16 - 8 - 5	6	T.P.	2 15/16"				ARENA FINA LIMOSA.
16	9.00	9.60	2 - 15 - 16 - 29	28	T.P.	2 15/16"	NW	9.60		ARENA GRUESA CON GRAVILLAS COLOR CAFÉ.
17	9.60	9.68	33 - 50/11	10	T.P.	2 15/16"				ARENA GRUESA CON GRAVILLAS COLOR CAFÉ.
-	9.68	10.20	ROTACION	-	AVANCE					
18	10.20	10.45	29 - 50/10	13	T.P.	2 15/16"	NW	18.40		GRAVAS COLOR CAFÉ ROJIZO.

INFORME FOTOGRAFICO



FOTO 1. VISTA DE LA MARGEN DERECHA DONDE SE INSTALO EL SONDEO SM-1, UBICADO EN EL KM 226+924. SE APRECIA EL MATERIAL SUPERFICIAL EXISTENTE.



FOTO 2. OTRA VISTA DEL EQUIPO Y BRIGADA DE PERFORACION INSTALADOS EN EL SITIO DEL SONDEO SM-1, UBICADO EN EL KM 226+924.



FOTO 3. VISTA DE LA MARGEN IZQUIERDA DONDE SE INSTALO EL SONDEO SM-2, UBICADO EN EL KM 226+961.80. SE APRECIA EL CAUCE DEL ARROYO.



FOTO 4. OTRA VISTA DEL EQUIPO Y BRIGADA DE PERFORACION INSTALADOS EN EL SITIO DEL SONDEO SM-2, UBICADO EN EL KM 226+961.80

MEMORIA DE CALCULO

- ❖ Determinación de los parámetros para el calculo de la socavación general.

Datos:

$$Q = 92 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 54 \text{ m}^2$$

$$B = 30 \text{ m}$$

$$B_e = 30 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = 2.7 \text{ m/s}$$

$$\mu = 0.966$$

Para un periodo de retorno de 100 años
 $\beta = 1.00$

Determinación de α

$$\alpha = \frac{Q}{dm^{5/3} B_e \mu}$$

$$dm = \frac{A}{B_e} = 1.80$$

$$\alpha = 1.1919$$

- ❖ Cálculo de la socavación general en el sitio del Caballete No. 1, desplantado sobre un material predominantemente friccionante. Se aplicará el criterio de Lischvan-Lebediev.

$$\alpha = 1.1919$$

$$ds = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 Dm^{0.28} \beta} \right)^k$$

$$Dm = 2.05$$

$$k = 0.72$$

$$\beta = 1.00$$

$$d_0 = 0.64 \text{ m}$$

$$ds = 0.76 \text{ m}$$

$$\therefore h = 0.76 - 0.64 = 0.12 \text{ m}$$

Se tiene un estrato de 1.80 m de arena mal graduada arcillosa, por lo tanto la socavación se detendrá en este estrato.

- ❖ Cálculo de la socavación general en el sitio del Caballete No. 2

Datos:

$$d_0 = 0.47 \text{ m}$$

$$ds = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 Dm^{0.28} \beta} \right)^k$$

$$\alpha = 1.1919$$

$$\beta = 1.00$$

$$Dm = 3.19$$

$$k = 0.725$$

$$ds = 0.48 \text{ m}$$

$$\therefore h = 0.48 - 0.47 = 0.01 \text{ m}$$

❖ Cálculo de la socavación local al pie del Caballete No. 1, aplicando el método de K. F. Artamonov

Datos:

$$H_s = 0.76 \qquad St = P_\alpha P_q P_k H_0$$

Tomando en cuenta que el cruce es normal y con base en la Tabla 11 del libro Socavación en cauces naturales de la extinta SOP se tiene que: $P_\alpha = 1$

Para la relación $\frac{Q_1}{Q} = 0.05$, se tiene de la figura 12 que : $P_q = 1$

Considerando que el talud del derrame del Caballete es 1.5:1.0 y de la figura 13, se tiene que: $P_k = 0.83$

$$\therefore St = (1) (1) (0.83) (0.76) = 0.63$$

$$So = 0.63 - 0.76 \approx 0 \quad \therefore \text{No hay socavación local}$$

❖ Cálculo de la socavación local al pie del Caballete No. 2, aplicando el método de K. F. Artamonov

$$H_s = 0.48 \qquad St = P_\alpha P_q P_k H_0$$

Tomando en cuenta que el cruce es normal y con base en la Tabla 11 del libro Socavación en cauces naturales de la extinta SOP se tiene que: $P_\alpha = 1$

Para la relación $\frac{Q_1}{Q} = 0.05$, se tiene de la figura 12 que : $P_q = 1$

Considerando que el talud del derrame del Caballete es 1.5:1.0 y de la figura 13, se tiene que: $P_k = 0.83$

$$\therefore St = (1) (1) (0.83) (0.48) = 0.40$$

$$So = 0.40 - 0.48 \approx 0 \quad \therefore \text{No hay socavación local}$$

RESUMEN DE SOCAVACION

Apoyo No.	Socavación General (m)	Socavación Local (m)	Socavación Total (m)
Caballete No. 1	0.12	0.00	0.12
Caballete No. 2	0.01	0.00	0.01

- ❖ Cálculo de la capacidad de carga para una cimentación profunda a base de pilotes colados en el lugar con excavación previa, desplantados sobre gravas y gravillas empacadas en arena. Se aplicará el criterio de *Meyerhof* y la prueba de penetración estándar para determinar el ángulo de fricción.

Datos:

$$\Phi = 34 \quad \left\{ \begin{array}{l} N_q = 37.9 \\ N'_q = 109.8 \end{array} \right. \quad q_u = CN_c + \gamma D_f N_q$$

$$\gamma D_f = 4.80(1) + 2.40(1.1) + 3.80(1.2)$$

$$\gamma D_f = 12 \text{ ton/m}^2$$

$$D/B = 4 \text{tg}(45 + \frac{\phi}{2}) = 7.52$$

$$D = 3.80 \text{ m}$$

$$D_f = 11.0 \text{ m}$$

B (m)	D/B	N _q	γD_f (ton/m ²)	q_u (ton/m ²)	A _p (m ²)	Q _u (ton)	FR	Q _{adm} (ton)	
1.00	3.80	74.2	12.0	890.4	0.785	698.9	0.25	174.7 ≈	170
1.20	3.17	68.2	12.0	818.4	1.131	925.6	0.25	231.4 ≈	220

- ❖ Cálculo de asentamientos inmediatos para una cimentación profunda a base de pilotes colados en el lugar con excavación previa, desplantados sobre gravas y gravillas empacadas en arena.

Datos:

Fórmula:

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$$\mu = 0.30$$

$$E_s = 10,000$$

$$E_p = 1'581,139$$

$$L_p = 11.0 \text{ m}$$

$$A_p = 1.131 \text{ m}^2$$

$$Q = 220 \text{ ton}$$

$$S_t = \frac{\sum QL}{E_p A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \mu^2)$$

$$S_t = \frac{220(11)}{1.58 \times 10^6 (1.131)} + 1.57 \frac{220}{10,000 \sqrt{1.131}} (1 - 0.3^2)$$

$$S_t = 0.031 \text{ m}$$

- ❖ Cálculo de coeficientes de reacción horizontal en el sitio del Caballete No. 1, aplicando la ecuación práctica propuesta por Vesic y la prueba de penetración estándar para determinar el módulo de elasticidad del suelo. Se utilizará un diámetro de la cimentación profunda de 1.20 m.

$$K_s = \frac{0.65 E_s}{B(1 - \mu^2)}$$

Estrato No.	Profundidad (m)	N	E _s (ton/m ²)	μ	K _s (ton/m ³)	
1	0.00 – 4.80	10	663	0.30	395 ≈	400
2	4.80 – 7.20	30	1988	0.30	1183 ≈	1200
3	7.20 – 11.00	84	5568	0.30	3314 ≈	3300

Para determinar el módulo de reacción vertical, se tomará en cuenta el asentamiento inmediato de la cimentación.

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad \text{con: } q = 194.5 \text{ ton/m}^2$$

$$K_s = \frac{194.5}{0.031} = 6,274 \text{ ton/m}^3$$

❖ Cálculo de coeficientes de reacción horizontal y vertical en el sitio del Caballete No. 2.

$$K_s = \frac{0.65E_s}{B(1-\mu^2)}$$

Estrato No.	Profundidad (m)	N	E _s (ton/m ²)	μ	K _s (ton/m ³)	
1	0.00 – 3.00	8	530	0.40	342 ≈	350
2	3.00 – 6.00	19	1259	0.30	749 ≈	750
3	6.00 – 10.35	28	1856	0.30	1105 ≈	1100
4	10.35 – 11.50	100	6628	0.30	3945 ≈	3950

Cálculo del módulo de reacción vertical:

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad \text{con: } q = 194.5 \text{ ton/m}^2$$

y δ = 2.50 cm

$$K_s = \frac{194.5}{0.025} = 7,780 \approx 7750 \text{ ton/m}^3$$

Tabla resumen:

Apoyo	Estrato	Profundidad (m)	K _h (ton/m ³)	K _v (ton/m ³)
Caballete No. 1	1	0.00 – 5.00	400	5,000
	2	5.00 – 7.00	1,200	
	3	7.00 – 11.00	3,300	
Caballete No. 2	1	0.00 – 3.00	350	5,000
	2	3.00 – 6.00	750	
	3	6.00 – 10.50	1,100	
	4	10.50 – 11.50	4,000	

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

EXPLORACION Y MUESTREO

NUMERO, TIPO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS:

Dos sondeos mixtos con máquina perforadora alternando la prueba de penetración estándar (Norma ASTM D1586-67) con barril muestreador con broca y rima de diamante para obtener núcleos de roca NQ.

El sondeo SM-1 se realizó en el Km. 226+924.00 sobre el Eje de Trazo, con elevación de brocal de 40.91 m hasta 16.00 m de profundidad; y el sondeo SM-2 ubicado sobre el Eje de Trazo, con elevación de brocal de 41.06 m hasta 14.30 m de profundidad.

TIPO DE MUESTRAS:

Alteradas representativas, no representativas y núcleos de roca NQ.

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:

7.50 m en el sondeo SM-1. En el sondeo SM-2 no se detectó durante los trabajos de exploración.

PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS

Humedad Natural	(X)	Compresión simple	()
Limites de plasticidad	(X)	Compresión triaxial rápida	()
Granulometría por mallas	(X)	Compresión triaxial rápida consolidada	()
Porcentaje de finos	(X)	Compresión triaxial lenta	()
Peso específico relativo	()	Consolidación unidimensional	()
Peso volumétrico en estado natural	()	Resistencia al corte con torcómetro de bolsillo	()

Se realizó una clasificación manual y visual de campo y laboratorio, según el SUCS adaptado por la extinta Secretaría de Obras Públicas (SOP), así como una clasificación macroscópica de los núcleos de roca.

ESTRATIGRAFIA Y TIPO DE FORMACIÓN

De acuerdo a las columnas estratigráficas de los sondeos realizados (Figuras 3 y 4) y al perfil de suelos interpolado entre éstas (ver plano de perfil estratigráfico), se distinguen tres estratos básicos que en forma descendente son:

- Estrato 1) Detectado superficialmente con espesor máximo de 4.80 m, se tienen alternancias de arena mal graduada poco arcillosa a arcillosa (SP-SC,SC) y arcilla arenosa (CL) con gravillas y gravas localmente, café, en estado suelto a medianamente compacto o de consistencia media a firme.
- Estrato 2) Bajo el estrato anterior, con espesor máximo de 6.70 m, se tiene alternancias de arena mal graduada poco arcillosa a arcillosa (SP-SC,SC) y gravas y fragmentos de roca (GP-GC,FC), café, de compacidad media a muy alta.

- Estrato 3) Subyaciendo los estratos anteriores y hasta la máxima profundidad explorada de 16.00 m, se tiene roca de origen ígneo (toba riolítica), poco cementada, café a gris rojizos, de calidad muy pobre a pobre.

CALCULOS EFECTUADOS

- 1.- Capacidad de carga:
 Superficial () Pilastrones colados en el lugar con excavación previa (X)
 Compensación parcial () Pilotes de fricción y punta ()
 Compensación total () Cilindros ()
 2.- Módulo de reacción (X)
 3.- Asentamientos de cimentaciones (X)
 4.- Estabilidad de taludes de corte ()

Se llevaron a cabo también cálculos de Empuje de Tierras, así como de Socavación General y Local.

OBSERVACIONES ADICIONALES

Para cruzar el Arroyo El Calero, la DGCF propuso la construcción de un puente en el Km. 226+944. La longitud de puente propuesta es de 30 m, ubicado entre el Km. 226+927.70 y el Km. 226+957.70.

Cabe mencionar que aguas arriba del cruce existe un puente ferrocarrilero que estrecha el cauce, por lo que en el estudio topohidráulico se recomienda la demolición del mismo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en las características estratigráficas y topohidráulicas del sitio en estudio, así como en los análisis efectuados, se proporcionan las siguientes conclusiones y recomendaciones de cimentación para la obra en proyecto, las cuales se describen a continuación:

- a) De acuerdo con las características de los materiales detectados, se considera que la cimentación más conveniente es de tipo profundo, la cual consiste de pilotes colados en el lugar con excavación previa.
- b) La elevación de desplante para cada uno de los apoyos de la estructura en proyecto se indican en la siguiente tabla:

APOYO	ELEVACION DE DESPLANTE
	(m)
CABALLETE No. 1	30.00
CABALLETE No. 2	29.50

- c) Para fines de diseño de pilotes de 1.00 y 1.20 m de diámetro, su capacidad de carga admisible será de 170 y 220 ton. respectivamente. Los asentamientos calculados de estos cimientos serán del orden de 2 a 3 cm, inmediatos en su mayor parte, y no afectarán el comportamiento general de la estructura. Los módulos de reacción lateral y vertical del terreno se proporcionan en la siguiente tabla:

APOYO	ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	K_h (ton/m ³)	K_v (ton/m ³)
CABALLETE No. 1	1	0.00 – 5.00	400	5,000
	2	5.00 – 7.00	1,200	
	3	7.00 – 11.00	3,300	
CABALLETE No. 2	1	0.00 – 3.00	350	5,000
	2	3.00 – 6.00	750	
	3	6.00 – 10.50	1,100	
	4	10.50 – 11.50	4,000	

- d) Las perforaciones para alojar los pilotes colados en el lugar se harán del mismo diámetro que éstos, con el empleo de lodos bentoníticos y/o ademe recuperable con objeto de evitar caídos. Las características del lodo se indican a continuación:
- i) Densidad: 1.10 ton/m³
 - ii) Viscosidad Marsh: 30 a 60 s
 - iii) Viscosidad plástica: 10 a 25 centipoises
 - iv) Filtración: Menor de 20 cm³ de agua
 - v) Contenido de arena: menor de 3%
- e) Inmediatamente después de terminar cada perforación se procederá a instalar el armado de los pilotes, a revisar que el fondo esté libre de azolve y al colado ascendente del concreto con desplazamiento del lodo, usando tubo “Tremie”, cuya descarga se mantendrá siempre dentro del concreto ya colado. El concreto deberá tener tamaño máximo de agregados y fluidez apropiados, así como colocarse sin segregación ni contaminación con el lodo.
- f) Las excavaciones temporales para alojar las zapatas de liga para los pilotes colados en el lugar, podrán efectuarse con taludes ¾:1 previo desalojo del nivel freático, mediante pozos y cárcamos de bombeo.
- g) Antes de construir las zapatas, deberá colocarse una plantilla de concreto simple con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, de 5 cm de espesor y después de las excavaciones se rellenarán con material de terraplén compactado al 95 % de peso volumétrico seco máximo.
- h) Se prevé la construcción de terraplenes de acceso con altura del orden de 3.50 m para los cuales no se consideran problemas especiales de cimentación, debiéndose despallar la capa superficial contaminada con materia orgánica, de unos 60 cm de espesor. El asentamiento total máximo esperado para estos terraplenes será del orden de 6 cm.
- i) Para el diseño de muros de contención o estribos, se anexan diagramas de empuje de tierra (Figura 8) debidos a terraplenes formados por suelos areno-limosos o granulares limpios, tanto para el caso en que el elemento esté libre de moverse para generar el empuje activo, como cuando esté restringido y el empuje sea el de reposo, se agrega una sobrecarga de 1.5 ton/m².

PLANO DE PERFIL ESTRATIGRAFICO Y FIGURAS

A DURANGO, DGO.

A MAZATLAN, SIN.



SIMBOLOGIA

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA (S)
- GRAVA (G)
- GRUMOS CALC.
- CONGLOMERADO
- BOLEOS
- CONCHAS
- RAICES
- TOBA RIOLITICA
- GOLPES / 30 cm
- GOLPES / cm
- TRANSICION
- PP PESO PROPIO
- NIVEL DE AGUAS FREATICAS
- SM SONDEO MIXTO
- SP SONDEO PENETRACION ESTANDAR
- N.A.E. NIVEL DE AGUAS EXTRAORDINARIAS
- N.A.D. NIVEL DE AGUAS DE DISEÑO
- PROFUNDIDAD DEL ADEME
- PERDIDAS DE AGUA

DATOS HIDRAULICOS

Q = 92 m³/s
v = 2.9 m/s

ESCALA 1:100

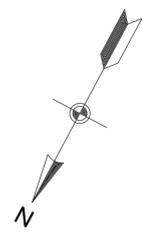
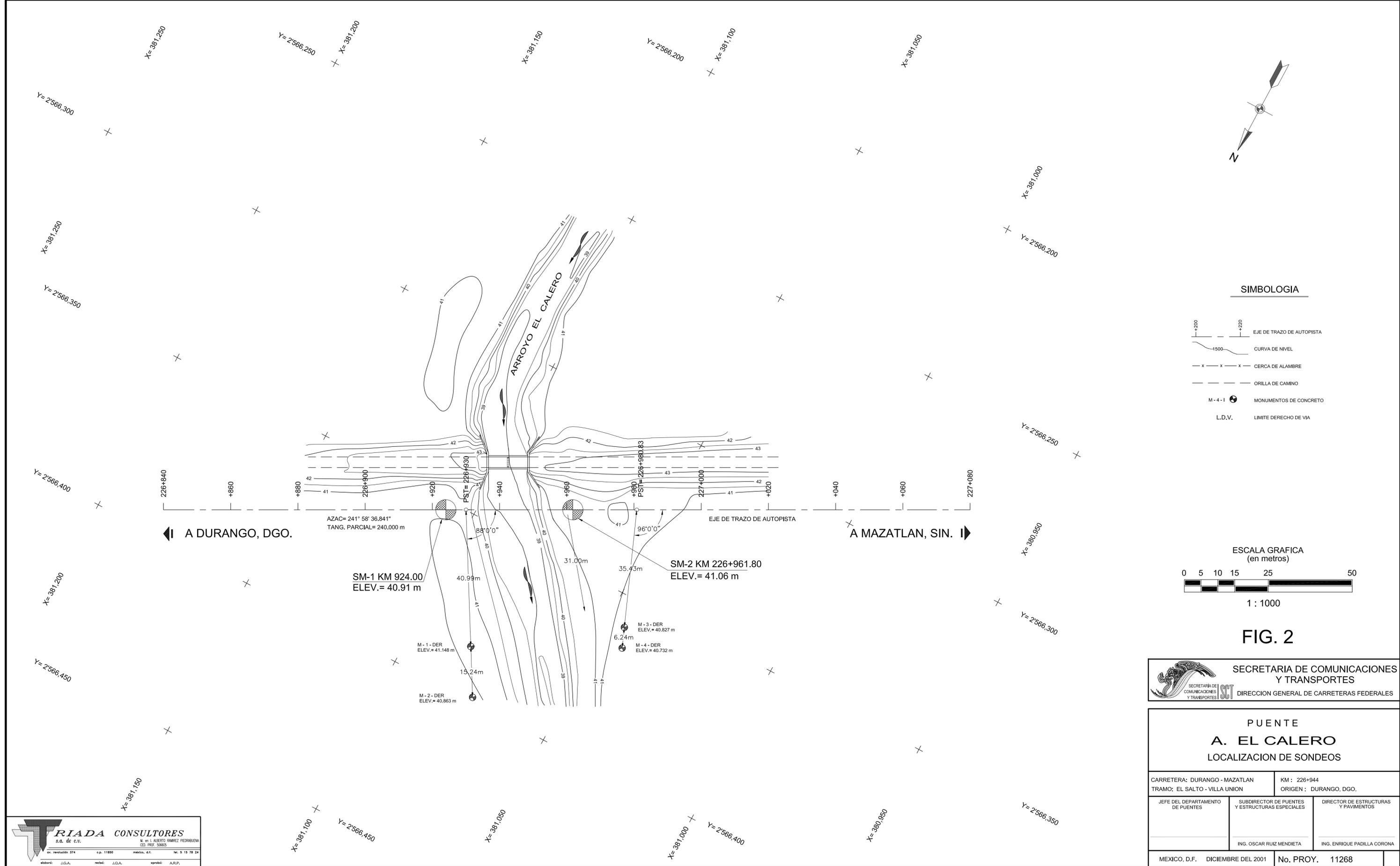


PUENTE " ARROYO EL CALERO "

PLANO DE PERFIL ESTRATIGRAFICO km 226+944

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN		KM : 226+944.00
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION		ORIGEN : DURANGO, DGO.
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	EL SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	EL DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS
	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA
MEXICO, D.F. DICIEMBRE DEL 2001		No. PROY. 11268

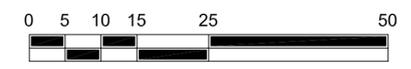
TRIADA CONSULTORES
S. de C. V.
M. en I. ALBERTO RAMIREZ PIEDRABUENA
C.E.D. PROF. 506605
av. revolución 374 o.p. 11850 México, d.f. tel. 5 15 78 24
elaboró: J.D.C. revisó: A.R.P. aprobó: G.R.A.



SIMBOLOGIA

- EJE DE TRAZO DE AUTOPISTA
- CURVA DE NIVEL
- CERCA DE ALAMBRE
- ORILLA DE CAMINO
- M-4-I MONUMENTOS DE CONCRETO
- L.D.V. LIMITE DERECHO DE VIA

ESCALA GRAFICA
(en metros)



1 : 1000

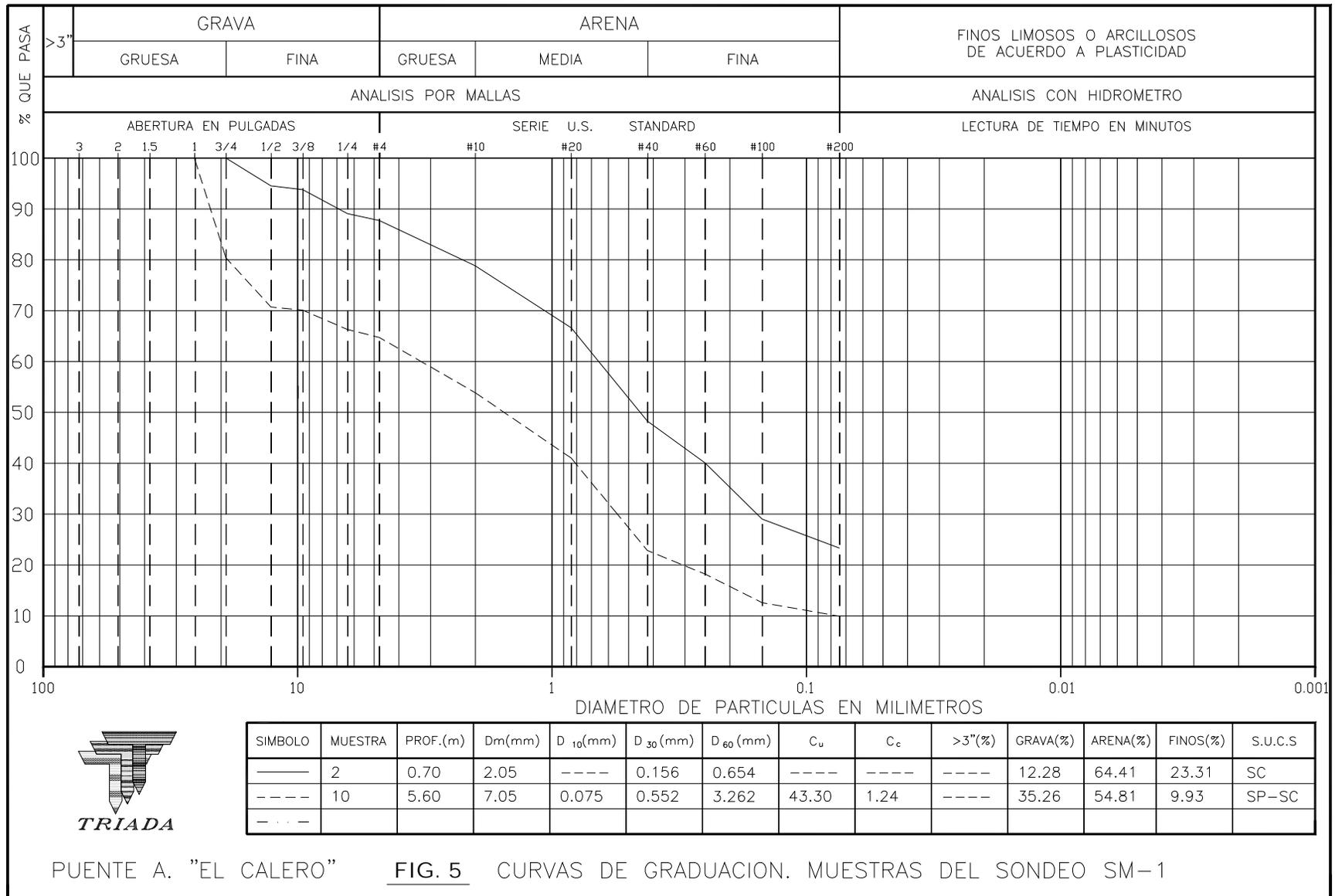
FIG. 2

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
 DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

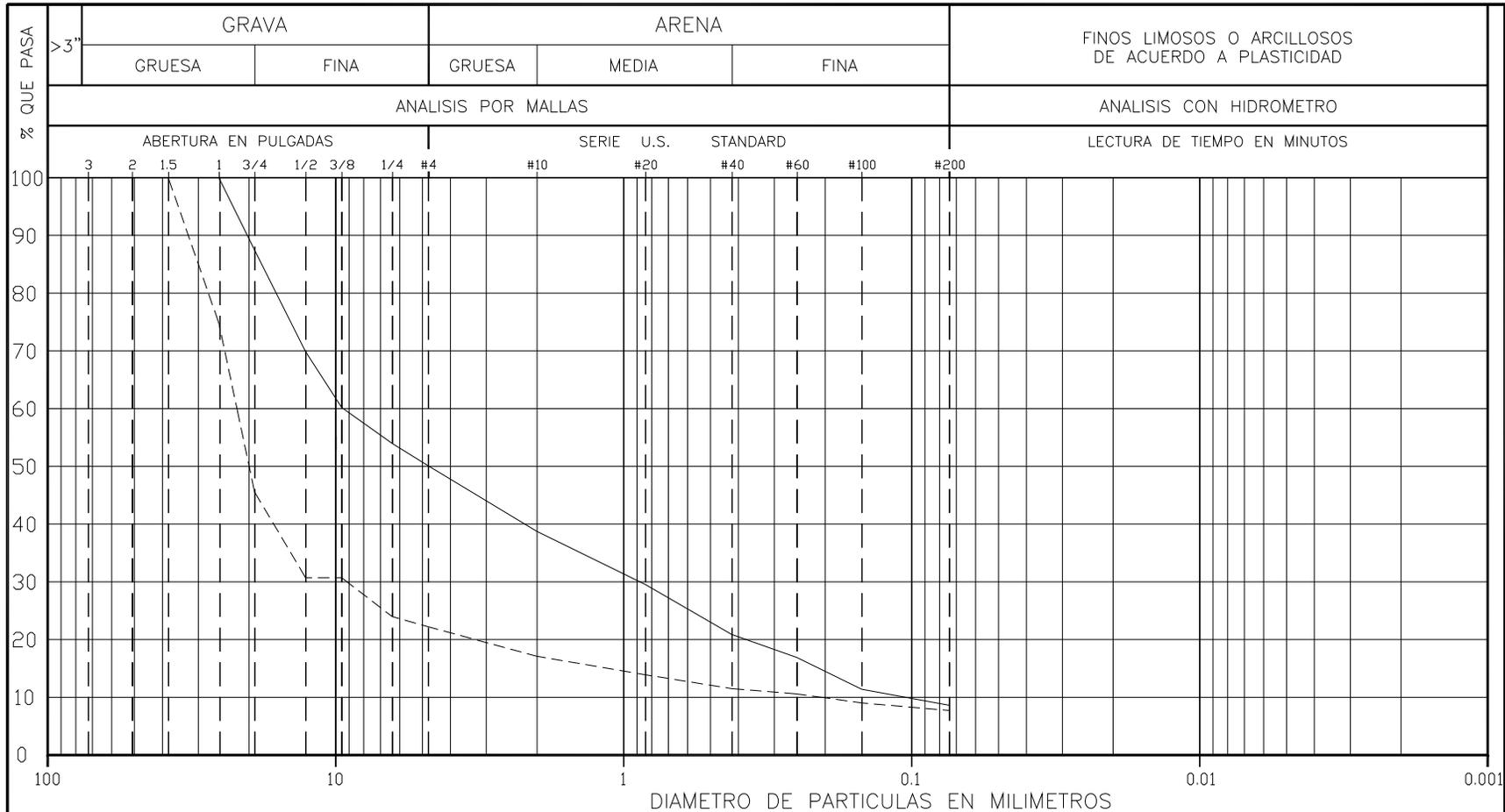
PUENTE
A. EL CALERO
 LOCALIZACION DE SONDEOS

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION		KM : 226+944 ORIGEN : DURANGO, DGO.
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS
	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA
MEXICO, D.F. DICIEMBRE DEL 2001		No. PROY. 11268

TRIADA CONSULTORES
 S. de C. V.
 W. en L. ALBERTO RAMIREZ PEDRAZITA
 C. de PROF. 50662
 av. revolución 374 c.p. 11800 mdicua, d.f. tel. 5 15 78 24
 elaboró: J.G.A. revisó: J.G.A. aprobó: A.R.P.

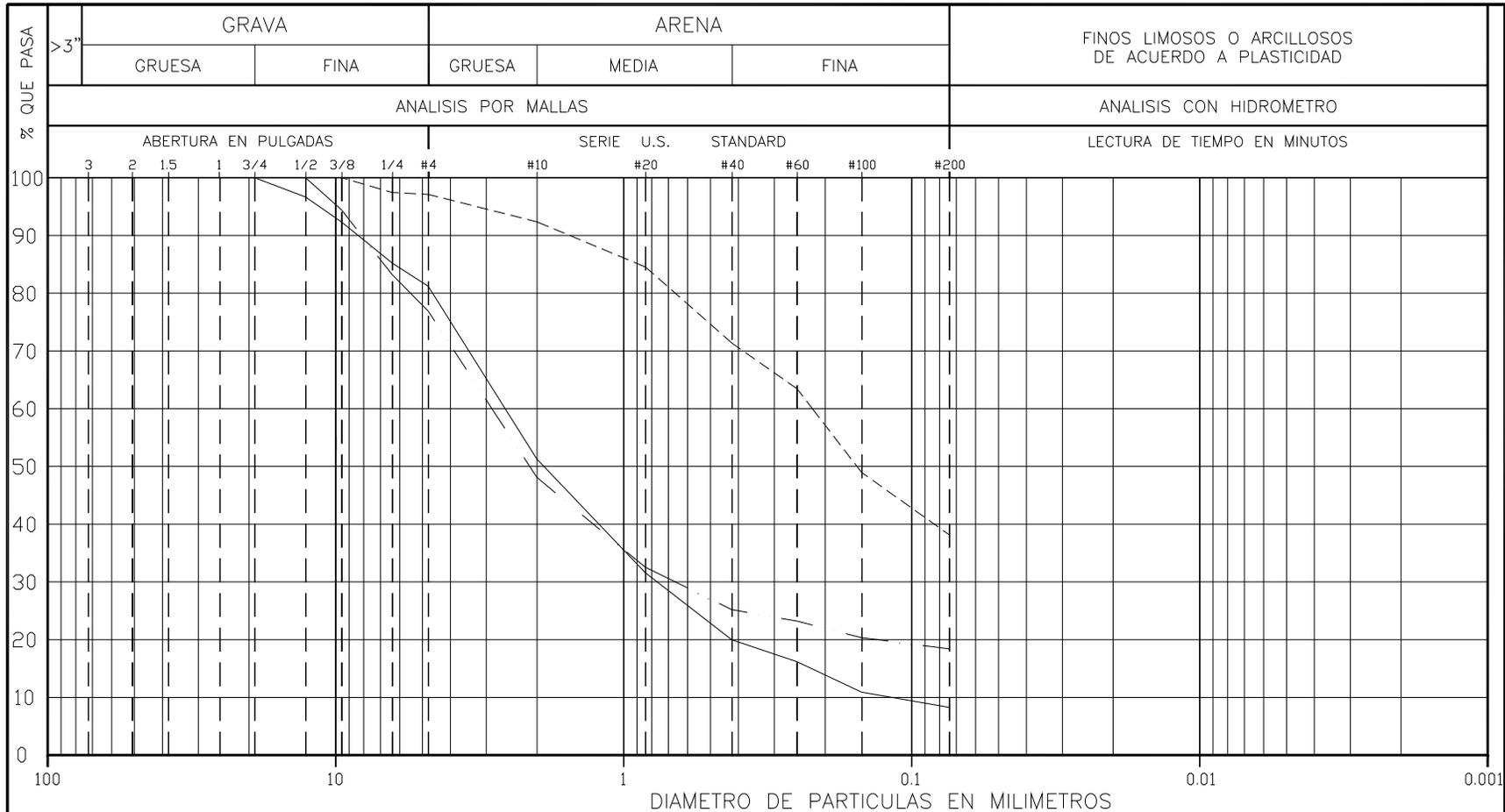


PUENTE A. "EL CALERO" **FIG. 5** CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-1



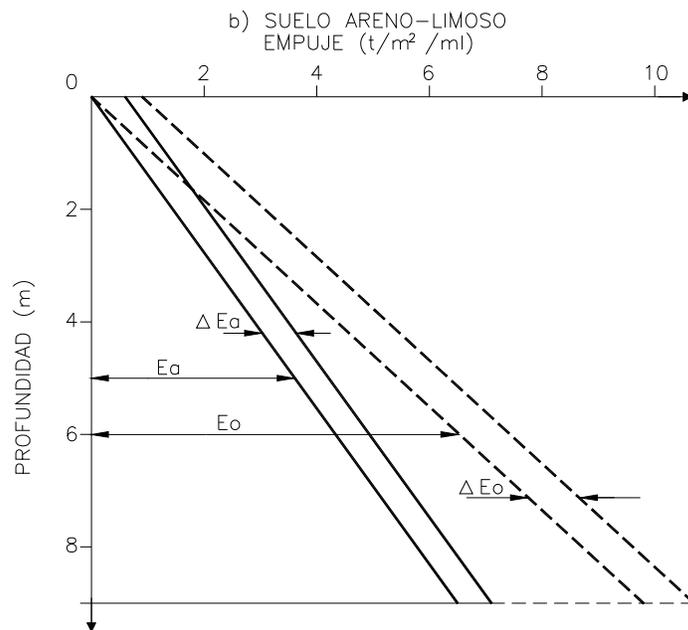
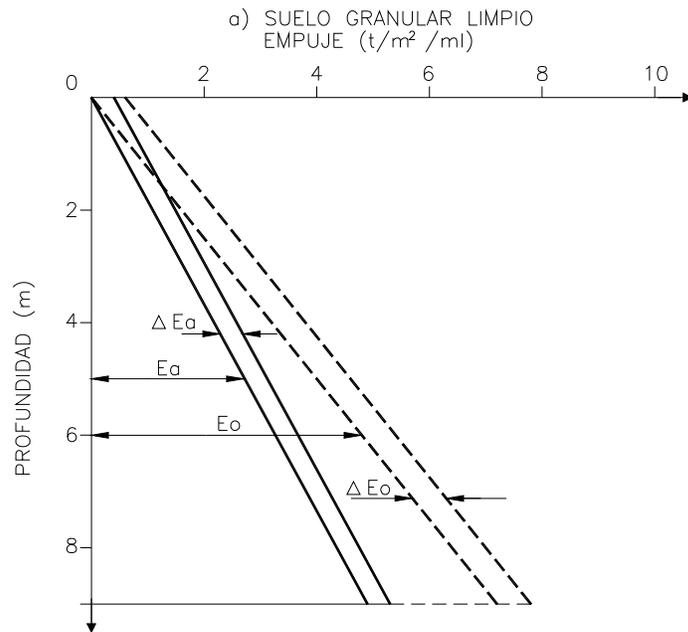
SIMBOLO	MUESTRA	PROF.(m)	Dm(mm)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c	>3"(%)	GRAVA(%)	ARENA(%)	FINOS(%)	S.U.C.S
—	16	9.14	7.97	0.105	0.877	9.411	89.89	0.78	----	49.90	41.48	8.62	GP-GC
- - - -	18	10.26	17.74	0.205	9.120	21.991	107.12	18.42	----	77.79	14.49	7.72	GP-GC
- . - . -													

PUENTE "A. EL CALERO" **FIG. 6** CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-1



SIMBOLO	MUESTRA	PROF.(m)	Dm(mm)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c	>3"(%)	GRAVA(%)	ARENA(%)	FINOS(%)	S.U.C.S
—	5	2.54	3.19	0.117	0.764	2.575	22.09	1.94	----	18.81	72.90	8.29	SP-SC
- - - -	8	4.40	0.64	----	----	0.221	----	----	----	2.89	58.95	38.16	SC
- · - · -	15	8.55	3.12	----	0.661	2.863	----	----	----	23.11	58.50	18.39	SC

PUENTE "A. EL CALERO" **FIG. 7** CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-2



E_a : EMPUJE ACTIVO ΔE_a : INCREMENTO SOBRECARGA 1.5 t/m²
 E_o : EMPUJE EN REPOSO ΔE_o : INCREMENTO SOBRECARGA 1.5 t/m²

FIG. 8 DIAGRAMAS DE EMPUJE DE TIERRAS

CAPITULO II
PROYECTO GEOMETRICO

PROYECTO DE TERRACERIAS

PLANOS DE KILOMETRO

A través de una licitación previa, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) por medio de la Dirección General de Servicios Técnicos concursa la elaboración del Estudio y Proyecto Geométrico de la Carretera, de donde obtiene el Proyecto de Terracerías y el Proyecto Geométrico de la Carretera, cuya representación final generalmente se muestra en los denominados *Planos de Kilómetro*.

Los Planos de Kilómetro contienen toda la información geométrica y de volúmenes de obra para la construcción de la carretera. Como su nombre lo indica, esta información viene dividida por cada kilómetro que comprende la carretera en estudio. Básicamente la información mostrada en este tipo de planos comprende:

- ✓ Planta topográfica general del kilómetro de carretera en estudio.
- ✓ Vista en elevación por el eje de trazo, ubicando las obras de drenaje, indicando elevaciones de subrasante de proyecto y de terreno natural e identificando estratigrafía y clasificación del suelo.
- ✓ Ubicación de bancos de material y bancos de nivel.
- ✓ Diagramas de préstamo para los materiales que conforman el terraplén.
- ✓ Datos de proyecto para la carretera.
- ✓ Sección transversal tipo para la carretera.
- ✓ Geometría del alineamiento horizontal y vertical.
- ✓ Referencias del trazo.
- ✓ Cantidades de obra por concepto.
- ✓ Volúmenes de movimiento de terracerías.

Como se observa, estos planos contienen todos los parámetros generales para definir la geometría de todas las estructuras contempladas (a lo largo del trazo de la carretera), complementándolos con los lineamientos geométricos marcados por la misma SCT y las recomendaciones de las instituciones y reglamentos en la materia.

Las *Normas de Proyecto Geométrico* editadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, complementan cualquier requerimiento para la definición geométrica de nuestro puente en estudio. En ocasiones, es necesario tomar en cuenta las recomendaciones de algunas instituciones gubernamentales relacionadas con obras de infraestructura, tal como la Comisión Nacional del Agua (CNA), que define el gálibo vertical mínimo para cruces sobre ríos, arroyos, embalses y en general cualquier cuerpo de agua, navegable o no.

A continuación se muestran los Planos de kilómetro proporcionados por el cliente (SCT).

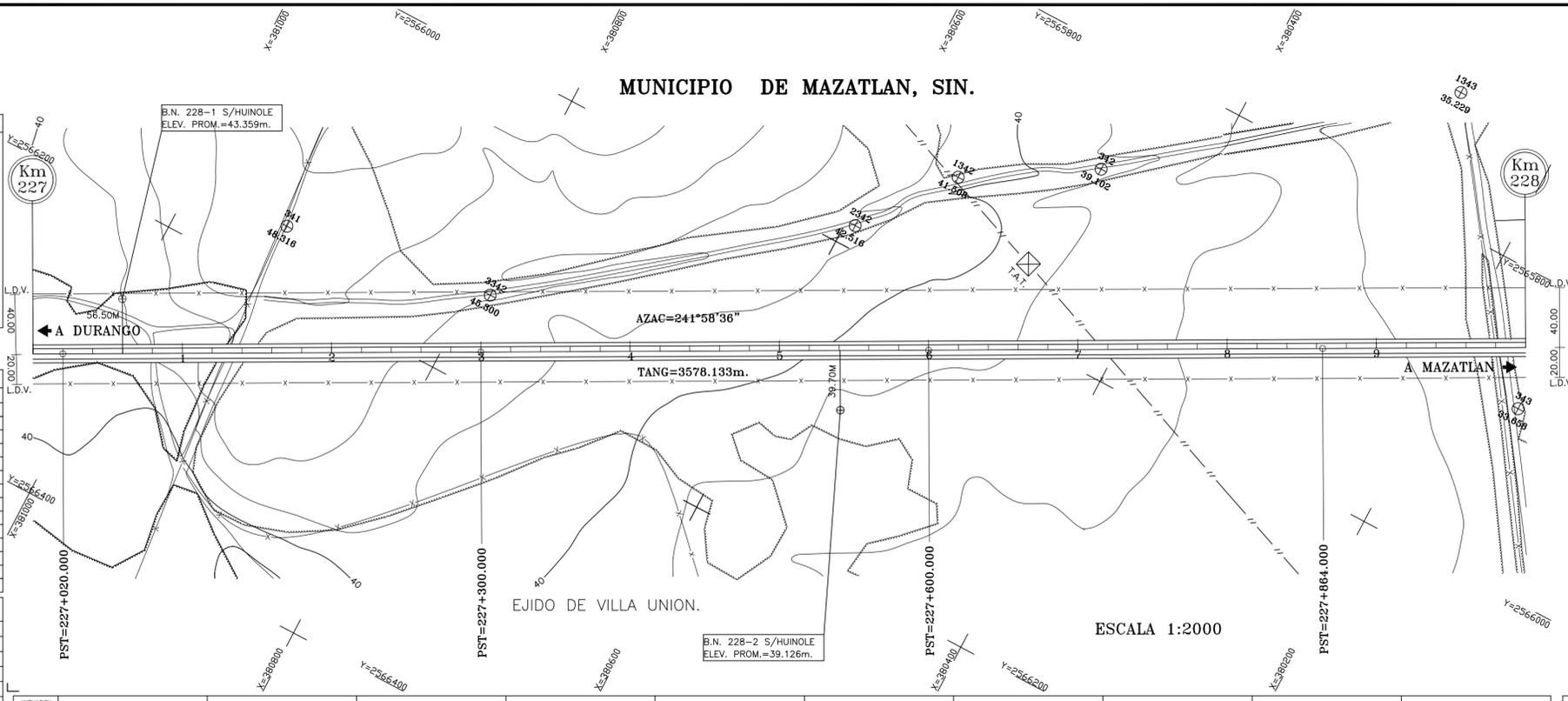
POLIGONAL DE REFERENCIA

NP O CAD.	X	Y	Z
341	380930.078	2560162.532	48.318
342	380455.155	256074.075	48.402
343	380143.659	2565885.529	33.858

REFERENCIAS DEL TRAZO

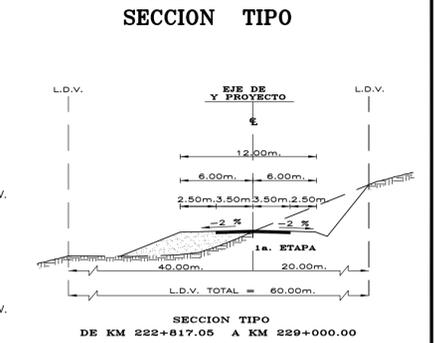
PTO. REFERENCIADO(P)	ANGULOS (φ) A LA DERECHA	PROLONGACION TANGENTE ATRAS Y DISTANCIA DE P O R							
IDENT.	km	φ	DR1	DR2	EN	φ	DR3	DR4	EN
PST	227+146.000	61°51'30"	44.11	54.53	HUINOLE	303°43'24"	36.03	52.06	HUINOLE
PST	227+300.000	68°55'42"	67.80	78.30	HUINOLE	152°56'27"	65.72	75.03	HUINOLE
PST	227+864.000	47°27'09"	39.87	48.43	GUASIMA	132°54'54"	31.41	38.82	HUINOLE

MUNICIPIO DE MAZATLAN, SIN.



DATOS DE PROYECTO

TRANSITO (DPA)	8000	AÑO 2001A=	77	B=	3	C=	20
CARRETERA TIPO	A2	VELOCIDAD DE PROYECTO	110	KPH			
CURVATURA MAXIMA	o	PENDIENTE GOBERNADORA	4.0	%			
ANCHO DE CORONA	18.00	m	ANCHO DE CALZADA	18.0	m		
ESPESOR DE PAVIMENTO	0.41	m	PENDIENTE MAXIMA	1.3	%		



GEOMETRIA DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL

CURVA	PC	TE	EC	PI	PST	CE	PT	ET
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X
					PST=227+020.000			
					381023.277	2566307.626		
					PST=227+300.000			
					380776.106	2568176.073		
					PST=227+600.000			
					380511.379	2566035.124		
					PST=227+864.000			
					380278.231	2565911.085		

CURVA	Δt	Δc	Gc	Rc	St	Ste	Lc	θ	e	Le	Xc	Yc	k	p

MOVIMIENTO DE TERRACERIAS

MOVIMIENTO No.	VOLUMEN GEOMETRICO M3	DISTANCIA DE SOBRE-ACARREO	DISTANCIA DE PAGO	VOLUMEN x DISTANCIA (SOBRE ACARREO)
			CANTIDAD	UNIDAD
6c)	2618	3130	1.0	KM
			3.0	KM
7)	2446	92	4.6	EST.
8a)	8879	6800	1.0	KM
			6.0	KM
B1)	13286	6500	1.0	KM
			6.0	KM

AMPLIACION DERECHA	SOBRE-ACARREO	SOBRE-ELEVACION	SOBRE-ACARREO

SUBRASANTE SUJETA A MODIFICACION POR ZONA DE ENTRONQUE "CALERITAS VILLA UNION"

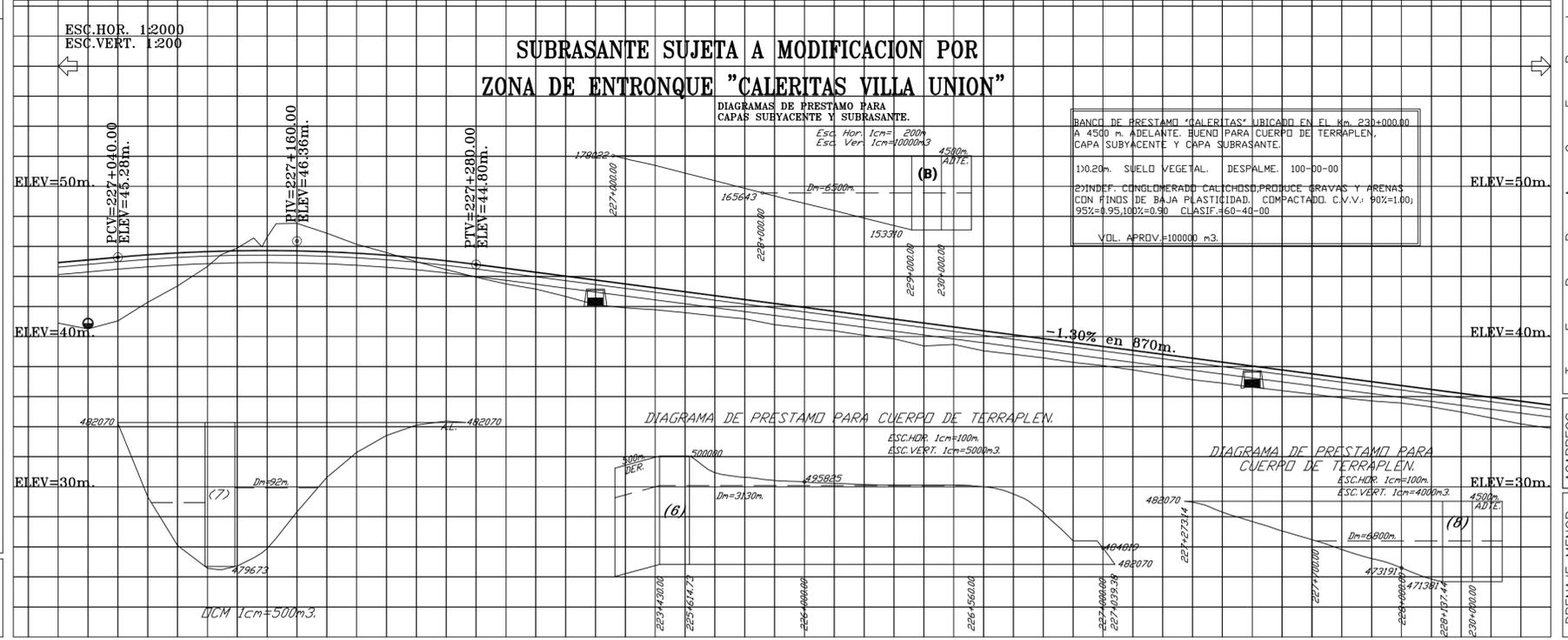


DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CUERPO DE TERRAPLEN

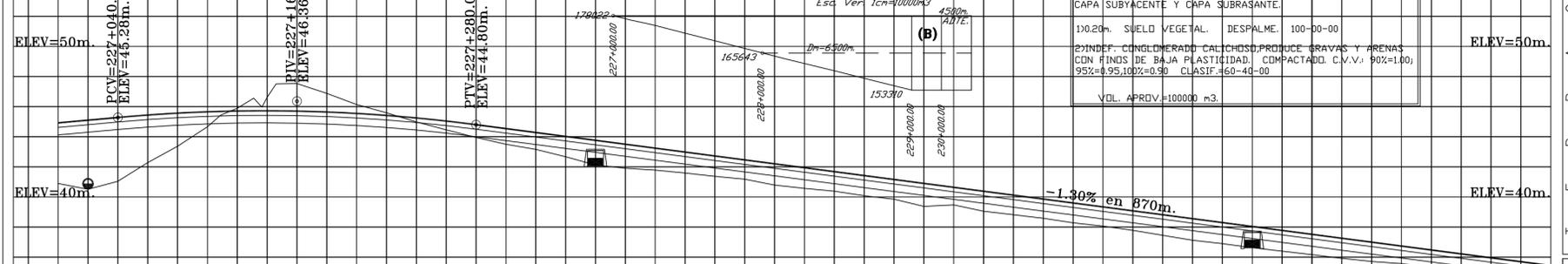
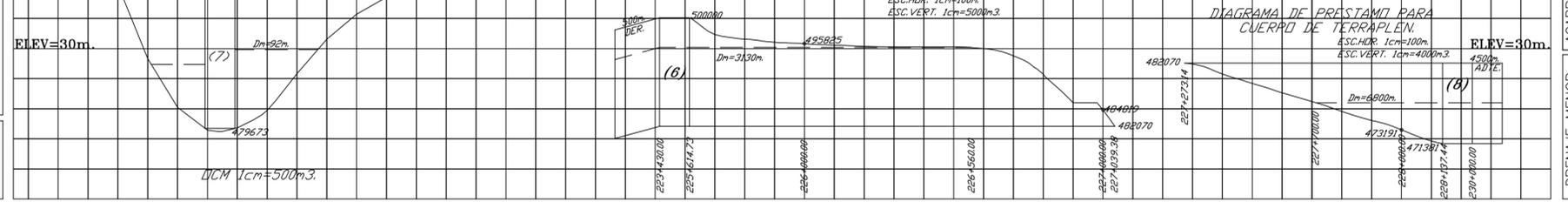


DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CUBIERTA DE TERRAPLEN



CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACIONES (VOLUMEN GEOMETRICO)	PRESTAMOS (VOL. GEOMETRICO)	COMPACTACIONES	FORMACION Y COMPACTACION
DESPLANTE EN CORTE: 339 m3	DESPLANTE DE TERRAPLENES: 3505 m3	DESPALME: 24783 m3	DESPALME: 13299 m3
CORTES Y EXC. ADICIONALES: 2272 m3	MATERIALES APROVECHADOS: 1358 m3	LATERALES DENTRO DE LA FAJA DE: 3347 m3	DESPALME: 11484 m3
CAJAS PARA DESPLANTE DE TERRAPLENES: 312 m3	MATERIALES A, B, C: 436 m3	DE LA CAMA DE LOS CORTES: 3957 m3	DESPALME: 14149 m3
REBAJES CORONA DE CORTE Y/O TERRAPLEN: 312 m3	MATERIALES APROVECHADOS: 2272 m3	DE TERRACERIAS EXISTENTES: 7406 m3	DESPALME: 7406 m3
ESCALONES DE LIGA: 312 m3	MATERIALES APROVECHADOS: 2272 m3	DE PAVIMENTOS EXISTENTES: 3957 m3	DESPALME: 3957 m3

NOTAS:

- Medido en el corte o en el banco de préstamo
- Desperdicio

EMPRESA: TEL: TRAZO: PROYECTO: JESUS R. MONTOLINA

ING: DIBUJO: ING. FRANCISCO RAMOS A.

OBRAS DE DRENAJE

EST.=227+020.00
TUBO 1.50m.φ

EST.=227+360.00
LOSA 1.0x1.0m.

EST.=227+800.00
LOSA 1.0x1.0m.

ESTRATIGRAFIA Y CLASIFICACION

1) 10.20m. SUELO VEGETAL. DESPALME. CLASIF=100-00-00

2) INDEF. ARCILLA CAFE CLARO DE BAJA COMPRESIBILIDAD DE CONSISTENCIA MEDIANA. COMPACTADO. C.V.V.=102; 95%=0.97; 100%=0.92 CLASIF=40-60-00 T.C.=1.0x1.0 OBSERV=ABDJ

ACARREOS

MATERIAL	PRODUCTO	DE LOS CORTES	DE LOS PRESTAMOS DE BANCO
11252			
24783	140844		

DRENAJE MENOR

MATERIAL	PRODUCTO	DE LOS CORTES	DE LOS PRESTAMOS DE BANCO
EXCAVACIONES	MATERIAL A, B, C	151.46 m3	ACERO DE REFUERZO: 502.00 Kg.
MAMPOSTERIA DE 30			ACERO POR TEMPERATURA: Kg.
PLANTILLA (f=100 Kg/cm2)		3.35 m3	
CONCRETO	f=100 Kg/cm2	15.00 m3	1.50 m3 (m)
	f=200 Kg/cm2	6.13 m3	23.75 m3
	f=300 Kg/cm2	6.13 m3	CONCRETO: 64.47 m3
			DEMOLICIONES: 64.47 m3
			MAMPOSTERIA: m3
			CONCRETO CICLOPEO: m3
			BORNO PARA CAÑALES TERRAPLEN: m3
			COMPACTADO A: m3

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

FECHA: OCT 2001

CARRERA: DURANGO-MAZATLAN

PROYECTO DE TERRACERIAS

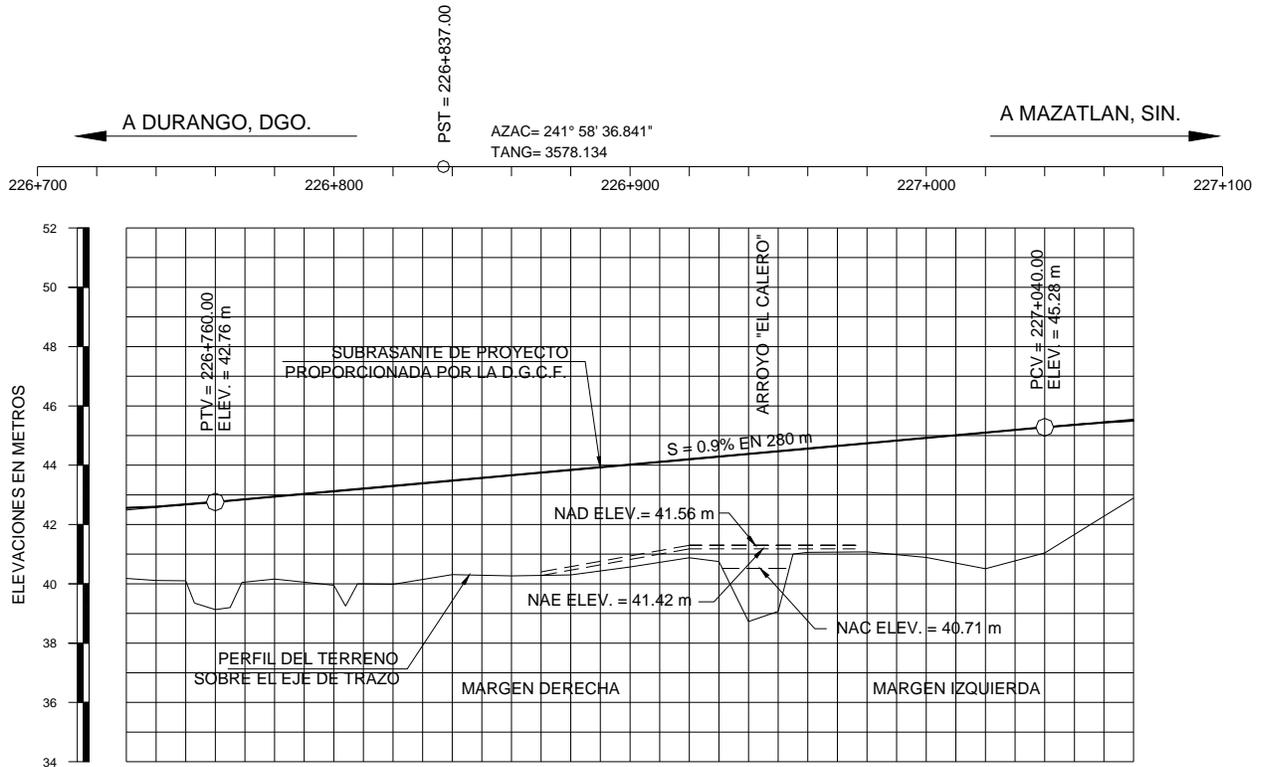
TRAMO	DE KM a KM	ORIGEN DE CAD.
EL SALTO-VILLA UNION	227+000 228+000	DURANGO, DGO.

CONCRETO HIDRAULICO

CROQUIS DE SUBRASANTE

Con la información proporcionada por la Dirección General de Carreteras Federales (DGCF) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), respecto del Proyecto Geométrico de la Carretera, el proyecto de la subrasante del camino define la geometría del Puente, respecto del alineamiento horizontal y vertical.

A continuación se presenta el croquis de la Subrasante de Proyecto, en el cual se define tanto el alineamiento horizontal como el alineamiento vertical del camino.

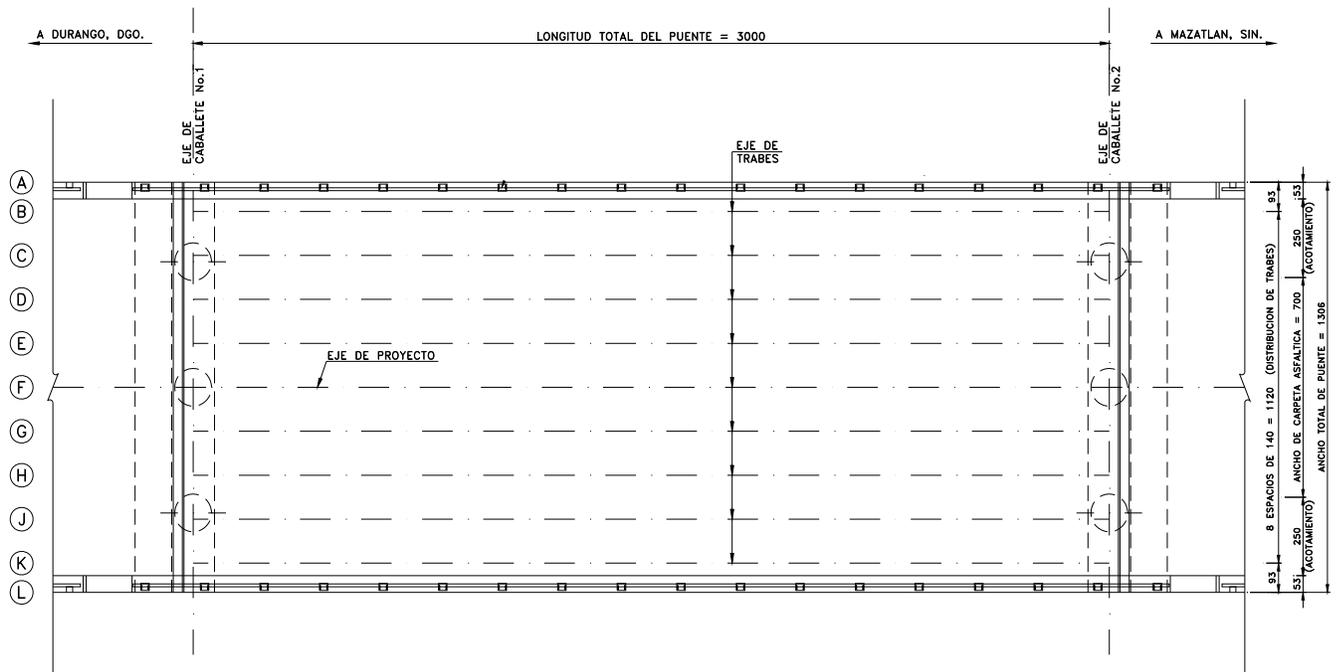


GEOMETRIA DEL PUENTE

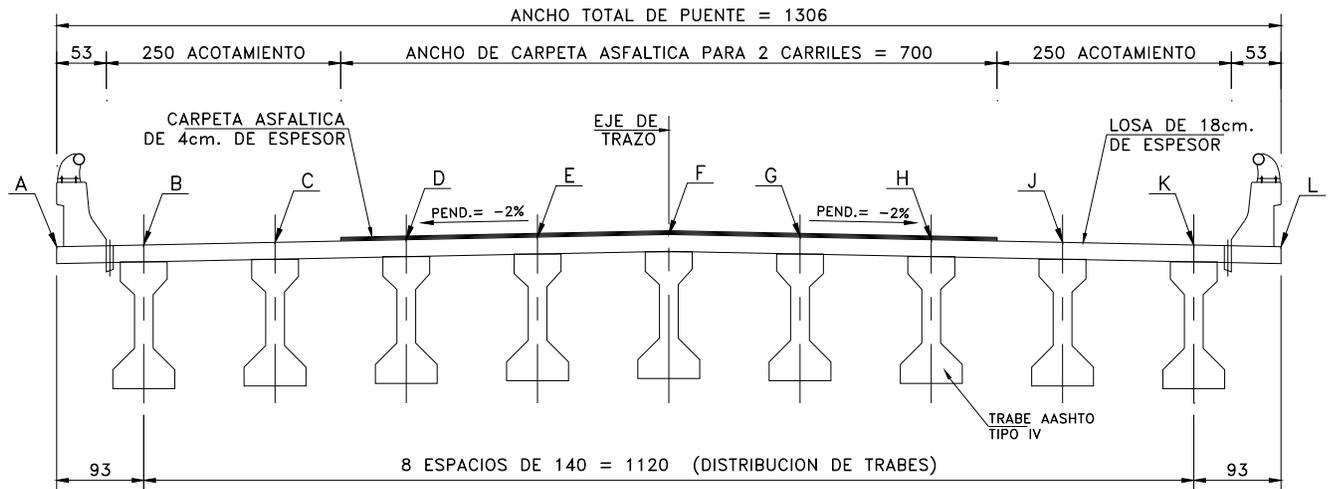
ELEVACIONES EN SUPERESTRUCTURA

En el siguiente croquis se muestra una vista en planta del puente, en donde se define la retícula de ejes que ubican los puntos relevantes de donde es necesario precisar las elevaciones a partir de las cuales se establece la geometría del puente.

Los ejes que definen la retícula son: en el sentido longitudinal (sentido del camino) los ejes A y L definidos como los paños extremos de la estructura, así como los ejes B, C, D, E, G, H, J, y K definidos como los ejes de las trabes y el eje F definido como el eje de proyecto y de trazo de la carretera y de la trabe central. En el sentido transversal básicamente se definen los ejes correspondientes a cada uno de los dos caballetes, que corresponden igualmente a los ejes de los apoyos.



VISTA EN PLANTA



SECCION TRANSVERSAL

Tomando como punto base el PTV más cercano a la zona del puente, y teniendo en cuenta que éste se ubica en una tangente del alineamiento horizontal y una tangente ascendente de 0.9% del alineamiento vertical, tenemos que las elevaciones a nivel de rasante son:

PTV = 226+760.00

Elev. = 42.76 (Subrasante)

Espesor de pavimento = 40cm.

Eje de Caballete No.1

Est. = 226+927.70

Elev. = 44.67 (Rasante)

Eje de Caballete No.2

Est. = 226+957.70

Elev. = 44.94 (Rasante)

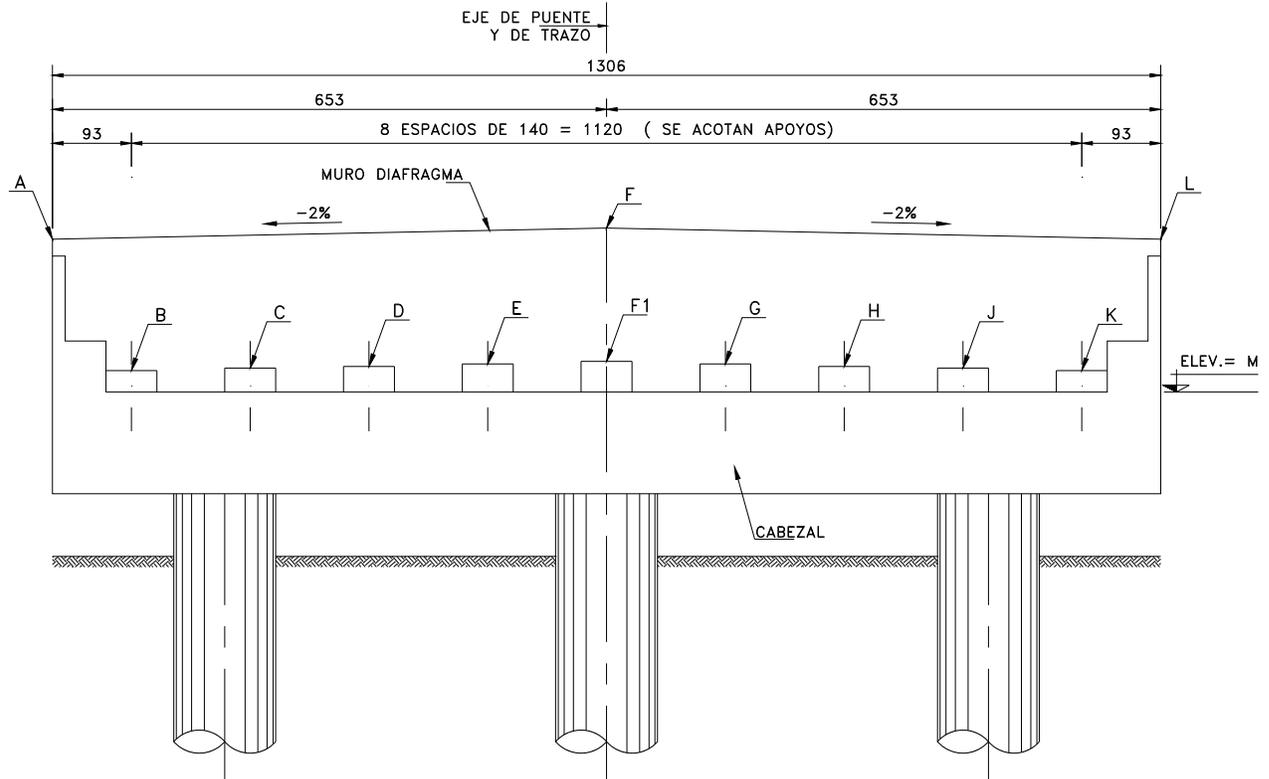
Por lo que:

Eje de Caballete	Punto	Elevación de Rasante en Eje de Puente	Pendiente Transversal	Distancia (m)	Elevación (m)
1	A	44.67	-0.02	6.53	44.54
	F			0	44.67
	L			6.53	44.54
2	A	44.94	-0.02	6.53	44.81
	F			0	44.94
	L			6.53	44.81

(Valores redondeados al centímetro)

ELEVACIONES EN SUBESTRUCTURA

Una vez definidas las elevaciones del puente a nivel de carpeta asfáltica y conociendo las dimensiones de la superestructura propuesta, se determinan las elevaciones en la subestructura como se indica a continuación:



ELEVACION FRONTAL DE SUBESTRUCTURA

Alturas (espesores) en la superestructura:

Carpeta asfáltica =	4.0 cm
Losa de concreto =	18.0 cm
Trabe AASHTO tipo IV =	135.0 cm
Apoyo de neopreno fijo =	4.1 cm
Apoyo de neopreno móvil =	5.7 cm

Altura total de la superestructura en Apoyo fijo =	161.1 cm
Altura total de la superestructura en Apoyo móvil =	162.7 cm

Considerando una altura mínima para los bancos de apoyo de 25 cm y una altura mínima de muro diafragma de aproximadamente 180 cm, tenemos que:

Para el Eje de Apoyos:

Eje de Caballete	Punto	Elevación de Rasante en Eje de Puente	Pendiente Transversal	Distancia (m)	Elevación a paño inferior de trabe (m)	Elevación del cabezal (m)	Altura de banco (m)
1	B	44.67	-0.02	5.6	42.95	42.70 (Nivel M)	0.25
	C			4.2	42.98		0.28
	D			2.8	43.00		0.30
	E			1.4	43.03		0.33
	F1			0	43.06		0.36
	G			1.4	43.03		0.33
	H			2.8	43.00		0.30
	J			4.2	42.98		0.28
	K			5.6	42.95		0.25
2	B	44.94	-0.02	5.6	43.20	42.95 (Nivel M)	0.25
	C			4.2	43.23		0.28
	D			2.8	43.26		0.30
	E			1.4	43.29		0.33
	F1			0	43.31		0.36
	G			1.4	43.29		0.33
	H			2.8	43.26		0.30
	J			4.2	43.23		0.28
	K			5.6	43.20		0.25

(Valores redondeados al centímetro)

Para el paño del muro diafragma:

Considerando una distancia entre el eje de apoyos y el paño del muro diafragma de 35 cm:

Diafragma de Caballete No.1

Est. = 226+927.35

Elev. = 44.63 (NCT)*

Diafragma de Caballete No.2

Est. = 226+958.05

Elev. = 44.90 (NCT)*

* NCT = Nivel de Concreto Terminado

Por lo que:

Diafragma de Caballete	Punto	Elevación a NCT en Eje de Puente	Pendiente Transversal	Distancia (m)	Elevación a NCT (m)
1	A	44.63	-0.02	6.53	44.50
	F			0	44.60
	L			6.53	44.50
2	A	44.90	-0.02	6.53	44.77
	F			0	44.90
	L			6.53	44.77

(Valores redondeados al centímetro)

CAPITULO III
PROYECTO ESTRUCTURAL

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El Puente denominado “Arroyo El Calero” es una estructura constituida por un cuerpo de 13.06 m. de ancho total y una calzada con ancho de 12.00 m.

La estructuración considerada se define por un claro de 30.00 m. simplemente apoyado, con losa de concreto reforzado apoyada sobre traveses prefabricadas presforzadas AASHTO tipo IV, cargadas a su vez por cabalotes.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS:

Ancho total de la sección:	13.06 m.
Longitud total del claro:	30.00 m.
Esviaje:	Normal
Alineamiento horizontal:	Tangente
Alineamiento vertical:	Tangente

ESTRUCTURACION:

SUPERESTRUCTURA: Formada por una losa de concreto reforzado de 18 cm. de espesor, apoyada sobre traveses prefabricadas presforzadas AASHTO tipo IV con 30.00 m. de claro para resistir una carga móvil tipo T3-S2-R4 en todos los carriles de circulación.

SUBESTRUCTURA: Formada por dos cabalotes de concreto reforzado con cimentación profunda a base de pilas-pilote de 120 cm. de diámetro.

PARAPETO: Tipo AASHTO.

GUARNICION: Tipo AASHTO

HIPOTESIS DE PROYECTO

El diseño de los diferentes elementos estructurales se ha ajustado a las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, y a las especificaciones AASHTO para puentes 1996, en particular a los capítulos siguientes:

CAPITULO II	Características generales para diseño
CAPITULO III	Cargas
CAPITULO IV	Cimentaciones
CAPITULO VIII	Concreto reforzado (Método de resistencia última)

Sección de diseño sísmico:

CAPITULOS: III, IV y V

El análisis de cargas de los elementos se realizó considerando dos grupos de carga con las combinaciones siguientes:

GRUPO I	CM + 1.67 CV + E
GRUPO VII	CM + E + SISMO

Carga Muerta (CM): Para la determinación del peso de las cargas, se consideraron los siguientes pesos volumétricos:

Acero estructural	7,850 kg/m ³
Asfalto	2,200 kg/m ³
Concreto hidráulico	2,400 kg/m ³
Tierra para relleno	1,800 kg/m ³

Carga Viva + Impacto (C.V.+I.): El cálculo de los elementos mecánicos producidos por cargas móviles se realizó tomando el camión tipo HS-20 en una línea de circulación correspondiente al ancho de calzada que se estipuló en el proyecto, y tomando en cuenta la ubicación recomendada en las normas, así como el número de carriles cargados para producir los máximos esfuerzos a las trabes.

Para el diseño de la losa se consideró el camión tipo HS-20 ya que presenta la descarga por rueda más desfavorable para producir los máximos esfuerzos a la losa.

Empuje de Tierras (E.T.): Para obtener los elementos mecánicos producidos por el empuje de tierras se consideró la Teoría de Rankine contemplada en las normas. Se adicionó según las normas una sobrecarga de empuje de tierras por efecto de la carga viva de 60 cm. La cual actúa hasta una profundidad de 2.00 m. A partir del nivel de terreno natural.

SISMO (T.T.): Para la obtención de las fuerzas sísmicas se aplicó el método de la fuerza horizontal estática equivalente, la cual considera afectar la carga muerta por el coeficiente sísmico dividido por la ductilidad. Para nuestro caso, según el *Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE)* en su última edición de diseño por sismo, por la ubicación de la estructura (zona c) y la capacidad de soporte del suelo le corresponde un coeficiente sísmico $c=0.50$, y un factor de importancia de 1.5, por la estructuración que se está estipulando le corresponde un coeficiente de ductilidad $Q=4$ en los dos sentidos para la superestructura, y $Q=2$ para la subestructura en los dos sentidos.

CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO:

PARA SUBESTRUCTURA Y LOSA:

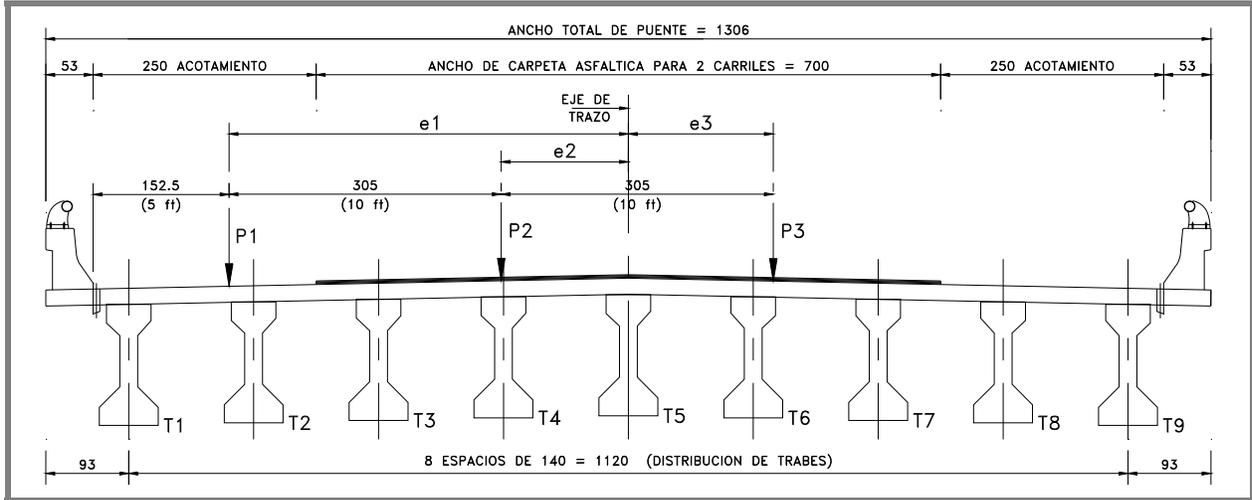
Esfuerzo de ruptura en el concreto:	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 237,170 \text{ kg/cm}^2$.
Límite elástico en el acero de refuerzo:	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad en el acero de refuerzo:	$E_s = 2,063,386 \text{ kg/cm}^2$.
Esfuerzo permisible a la compresión en el concreto:	$0.4f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.
Límite elástico en el acero estructural:	$f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

PARA TRABES PREFORZADAS PRETENSADAS:

Esfuerzo de ruptura en el concreto:	$f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad en el concreto:	$E_c = 300,000 \text{ kg/cm}^2$.
Límite elástico en el acero de refuerzo:	$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad en el acero de refuerzo:	$E_s = 2,063,386 \text{ kg/cm}^2$.
Esfuerzo de ruptura en el acero de presfuerzo:	$L_r = 19,000 \text{ kg/cm}^2$.
Esfuerzo temporal máximo al anclar:	$0.75L_r = 14,250 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad en el acero de presfuerzo:	$E_s = 1,900,000 \text{ kg/cm}^2$.
Esfuerzo permisible en el concreto:	
Compresión en servicio:	140 kg/cm^2 .
Compresión a la transferencia:	$0.9 f'ci$
Tensión:	13 kg/cm^2 .
Esfuerzo permisible en el acero de refuerzo:	$f_s = 2,000 \text{ kg/cm}^2$.

SUPERESTRUCTURA

SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO



$e1 = 4.475$

$e2 = 1.425$

$e3 = -1.625$

No. Trabe	Dist. Centro a Trabe	Distancia ²	fc para P1	fc para P2	fc para P3
1	5.600	31.360	0.324	0.179	0.034
2	4.200	17.640	0.271	0.162	0.053
3	2.800	7.840	0.218	0.145	0.072
4	1.400	1.960	0.164	0.128	0.092
5	0.000	0.000	0.111	0.111	0.111
6	-1.400	1.960	0.058	0.094	0.130
7	-2.800	7.840	0.005	0.077	0.150
8	-4.200	17.640	-0.049	0.060	0.169
9	-5.600	31.360	-0.102	0.043	0.188
Sumatoria =		117.600	1.0000	1.0000	1.0000

Factores de distribución para la trabe más cargada T1.

fc1 =	0.324	100% 1 banda =	0.324
fc2 =	0.179	100% 2 bandas =	0.503
fc3 =	0.034	90% 3 bandas =	0.483
fc4 =	0.000	75% mas de 3 bandas =	0.000
			RIGE = 0.503

Factor de impacto: $\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.1} = 22\% \leq 30\%$

Se utilizará: Impacto = 0.22

Elementos mecánicos (Cortante y Momento) máximos para las Cargas Vivas especificadas por la S.C.T. para una línea de circulación.

Tipo de camión:	W _{tot} Camión Ton.	Mom. Máx. Ton-m.	Cort. Máx. Ton.
HS-20	32.7	206.7	29.6
T3-S3 TIPO I	48.5	282.4	40.4
T3-S2-R4 TIPO I	72.5	350.8	50.5

Rige

La combinación a utilizar por ser la que arroja los elementos mecánicos más desfavorables es el camión T3-S2-R4 Tipo I en dos bandas de circulación.

Momento y Cortante en la Trabe con el factor de concentración más desfavorable:

$$\text{Momento de Trabe} = ((fc1 \times P1) + (fc2 \times P2) + \dots + (fcn \times Pn)) \times \text{Imp.} \times \text{Fac.}_{\text{AASHTO}}$$

$$\text{Fac.}_{\text{AASHTO}} \text{ dependiendo del No. de bandas} = 100\% \text{ 2 bandas} = 0.503$$

Por lo que: **Momento máximo = 216.0 ton-m**
Cortante máximo = 31.1 ton

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION DE CONCRETO A CONSIDERAR

Propiedades de la sección simple	
Área =	4,974 cm ²
I _x =	10'261,070 cm ⁴
Y _s =	73.5 cm
Y _i =	61.5 cm
S _s =	139,606 cm ³
S _i =	166,847 cm ³

Propiedades de la sección compuesta	
Area =	7,294 cm ²
I _x =	21'090,233 cm ⁴
Y _s losa =	65.3 cm
Y _s trabe =	47.3 cm
Y _{inf} =	87.7 cm
S _s losa =	323,158 cm ³
S _s trabe =	446,233 cm ³
S _{inf} =	240,380 cm ³

Ancho de losa efectivo para la sección compuesta

$$\text{Módulo de elasticidad de la losa: } E_l = 15,000 \sqrt{f'_{c(\text{losa})}} = 237,171 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad de la trabe: } E_t = 15,000 \sqrt{f'_{c(\text{trabe})}} = 300,000 \text{ kg/cm}^2$$

Ancho de losa considerado $b = 1.63 \text{ m}$

Ancho de losa efectivo: $b' = b * n$

$$\text{Área equivalente } n : n = \frac{E_l}{E_t} = 0.79$$

$$b' = 129 \text{ cm}$$

CALCULO DE PERDIDAS

a) Pérdidas por flujo plástico del concreto

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds}$$

donde: f_{cir} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del presfuerzo después de la transferencia por peso propio de la trabe y el presfuerzo.

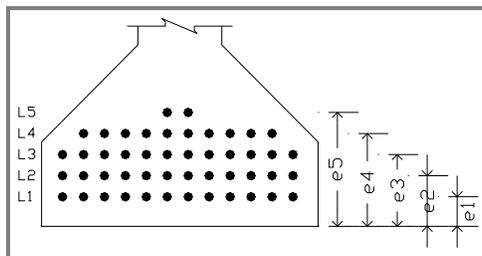
$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \cdot Y_{is}^2}{I} + \frac{M_o \cdot Y_{is}}{I}$$

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del presfuerzo debido a todas las cargas muertas, excepto la carga muerta presente en el tendado.

Centro de gravedad de los torones propuestos:

Se utilizarán 48 torones de 13 mm de diámetro con área = 0.987 cm²

	Fuerza de tendado (ton)	No. de torones de 13 mm	Área de cable cm ²	Ubicación e (cm)	A x e
Lecho No. 1	169	12	11.84	7	84
Lecho No. 2	169	12	11.84	12	144
Lecho No. 3	169	12	11.84	17	204
Lecho No. 4	141	10	9.87	22	220
Lecho No. 5	28	2	1.97	27	54
Área total =			47.376	e =	14.71



Localización de torones en la trabe

Datos del presfuerzo:

$$\sigma = -\frac{P_i}{A_c} \pm \frac{P_i \cdot Y_{is}}{S}$$

donde:

Y_{is} = 46.8 cm
 f_{pu} = 19,000 kg/cm²
 % de f_{pu} = 75 %
 P_i = 675,108 kg

P_i = Fuerza pretensadora inicial
 A_c = Área de la sección de concreto
 e = Distancia entre el paño inferior y el centro de gravedad del presfuerzo
 M_o = Momento debido al peso propio
 I = Momento de inercia de la sección de concreto

Cálculo de f_{cir}

% del f_{pu} recomendado por AASHTO para estas pérdidas = 69 %
 $P(69\%) = 621,099 \text{ kg}$

Por lo que tenemos el esfuerzo de sólo el presfuerzo en el centro de gravedad del mismo (Y_{is}):

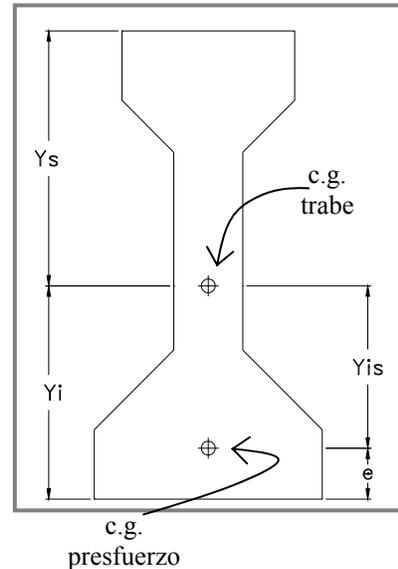
$$\text{Esf. } Y_{is} = -257.4 \text{ kg/cm}^2$$

Momento y esfuerzo debido al PoPo. de la trabe en Y_{is} :

$$M_o = 134.3 \text{ ton-m}$$

$$\text{Esf. } Y_{is} = 61.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cir} = -196.2 \text{ kg/cm}^2$$



Cálculo de f_{cds}

Momento y esfuerzo debido al PoPo. de la losa y Cms en Y_{is}

$$M = 181.6 \text{ ton-m}$$

$$f_{cds} = 82.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 1,774.1 \text{ kg/cm}^2$$

b) Pérdidas por acortamiento elástico

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

donde: $E_s =$ Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (28,000,000 psi)

$$E_s = 1'971,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = \text{Módulo de elasticidad del concreto en el tiempo de la transferencia} = 15,000 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

$$f'_{ci} = 0.9 \text{ de } f'_c$$

$$E_{ci} = 320,589 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 1,206 \text{ kg/cm}^2$$

c) Pérdidas por contracción del concreto debido al fraguado

$$SH = 17,000 - 150RH$$

$$RH = 80 \%$$

$$SH = 352 \text{ kg/cm}^2$$

d) Pérdidas por relajación del acero

$$CR_s = 5,000 - 0.1ES - 0.05 (SH + CR_c)$$

$$CR_s = 125.1 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas totales:

$$\begin{aligned} CR_c &= 1,774 \text{ kg/cm}^2 \\ ES &= 1,206 \text{ kg/cm}^2 \\ SH &= 352 \text{ kg/cm}^2 \\ CR_s &= 125 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total} = 3,457 \text{ kg/cm}^2 &\rightarrow \text{Porcentaje de pérdidas} = 24.3 \% \\ &\text{Pérdidas en fuerza} = 163,790 \text{ kg} \end{aligned}$$

1) Esfuerzos en la transferencia (debidos al peso propio de la trabe y el presfuerzo)

Esfuerzos al centro del claro

Momento y esfuerzo debido al PoPo. de la trabe:

$$\begin{aligned} Mo &= 134.3 \text{ ton-m} \\ \text{Esf. Sup.} &= -96.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= 80.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzo debido al presfuerzo:

$$P = 612,042 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Fuerza total del presfuerzo incluyendo pérdidas por relajación del acero y acortamiento}$$

$$\% \text{ de pérdidas por relajación y acortamiento} = 9.3 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Esf. Sup.} &= 82.1 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= -294.7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Por lo que el Esfuerzo Final en la Transferencia por peso de trabe más presfuerzo es de:

$$\begin{aligned} \text{Esf. Sup.} &= -14 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= -214 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Comparando contra los esfuerzos permisibles:

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo permisible a compresión (AASHTO)} &= 0.60f'_{ci} = -216 \text{ kg/cm}^2 > \text{Esf. Actuante} \\ \text{Esfuerzo permisible a tensión (AASHTO)} &= 7.5\sqrt{f'_{ci}} = 36 \text{ kg/cm}^2 > \text{Esf. Actuante} \end{aligned}$$

2) Esfuerzos en servicio con carga viva y flujo plástico

Esfuerzos al centro del claro

Momento y esfuerzo debido al peso de losa (sobre trabe simple):

$$\begin{aligned} M &= 79.2 \text{ ton-m} \\ \text{Esf. Sup.} &= -56.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= 47.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Momento y esfuerzo debido al peso de la Cms (sobre trabe compuesta):

$$\begin{aligned} M &= 102.4 \text{ ton-m} \\ \text{Esf. Sup.}_{\text{losa}} &= -31.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Sup.}_{\text{trabe}} &= -23.0 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= 42.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Momento y esfuerzo debido a la carga viva (sobre trabe compuesta):

$$\begin{aligned} M &= 216.0 \text{ ton-m} \\ \text{Esf. Sup.}_{\text{losa}} &= -66.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Sup.}_{\text{trabe}} &= -48.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= 89.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzo debido al presfuerzo incluyendo pérdidas totales

$$\begin{aligned} P &= 511,318 \text{ kg} \quad (\text{Fuerza total del presfuerzo incluyendo pérdidas totales.}) \\ \% \text{ de pérdidas totales} &= 24.3 \% \\ \text{Esf. Sup.} &= 68.6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= -246.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Por lo que el Esfuerzo Final en servicio con carga viva y flujo plástico es de:

$$\begin{aligned} \text{Esf. Sup.}_{\text{losa}} &= -99 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Sup.}_{\text{trabe}} &= -156 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Esf. Inf.} &= 14 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Comparando contra los esfuerzos permisibles:

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo permisible a compresión (AASHTO)} &= 0.40f'_{ci} = -160 \text{ kg/cm}^2 > \text{Esf. Actuante} \\ \text{Esfuerzo permisible a tensión (AASHTO)} &= 3\sqrt{f'_{ci}} = 16 \text{ kg/cm}^2 > \text{Esf. Actuante} \end{aligned}$$

3) Diseño al cortante

Cortantes actuantes:	Cortante por peso de Trabe =	17.9 ton
	Cortante por peso de Losa =	10.6 ton
	Cortante por peso de Cms =	13.7 ton
	Cortante por Carga Viva+1 =	31.1 ton

$$V_u = 1.3 (V_m + 1.67 V_{cv+i})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_u \leq 0.85(V_c + V_s)$$

donde:

V_u	=	Cortante último
V_m	=	Cortante por pesos muertos
V_{cv+i}	=	Cortante por carga viva más impacto
V_c	=	Cortante resistido por el concreto
V_s	=	Cortante resistido por el acero
A_v	=	Área del acero de refuerzo
d	=	Peralte de la trabe
s	=	Separación de los estribos
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
A_c	=	Área de la trabe

Tenemos que: $V_u = 122.3$ ton

El valor de V_c será el menor de V_{ci} ó V_{cw}

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{f'c} \cdot b'd + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{m\acute{a}x}}$$

donde:

V_d	=	Cortante por peso propio de trabe
V_i	=	Cortante factorizado debido a cargas externas concomitante con $M_{m\acute{a}x}$
$M_{m\acute{a}x}$	=	Momento factorizado máximo debido a cargas externas

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (6\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d)$$

f_{pe}	=	Esfuerzo en el concreto debido al presfuerzo únicamente después de las pérdidas en la fibra de tensión causada por cargas externas
f_d	=	Esfuerzo por peso propio en la fibra de tensión debido a cargas externas
Y_t	=	Distancia del centroide a la fibra inferior = 61.5 cm (24.2 in)

El número de torones al extremo será el 40% del total = 19 torones.

$$\begin{aligned}
 I &= 246,523 \text{ ,in}^4 \\
 \sqrt{f'_c} &= 75.4 \text{ lb/in}^2 \\
 F_{za.presf} &= 204,527 \text{ kg} \\
 e_{presf} &= 54.5 \text{ cm} \\
 f_{pe} &= 107.9 \text{ kg/cm}^2 = 1,533.1 \text{ lb/in}^2 \\
 M_{PoPo} &= 12.1 \text{ ton-m} \\
 f_d &= 7.2 \text{ kg/cm}^2 = 102.9 \text{ lb/in}^2 \\
 \\
 M_{cr} &= 19'166,125 \text{ lb-in} \\
 \\
 b' &= 20 \text{ cm} = 7.9 \text{ in} \\
 d &= 130 \text{ cm} = 51.2 \text{ in} \\
 h/2 &= 26.6 \text{ in} \\
 V_i &= 121,840 \text{ lb} \\
 M_{m\acute{a}x} &= 3'237,868 \text{ lb-in} \\
 \\
 \text{Por lo que: } & \quad V_{ci} = 778,882 \text{ lb}
 \end{aligned}$$

Ahora bien:

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) \cdot b' d + V_p$$

donde: $V_p =$ Componente vertical del presfuerzo = 0
 $f_{pc} =$ Esfuerzo de compresi3n en el concreto (despu3s de p3rdidas) en el centroide de la secci3n = 41.1 kg/cm² = 584.1 lb/in²

Por lo que: $V_{cw} = 176,936 \text{ lb}$

El cortante que resiste el concreto es entonces: $V_c = 176,936 \text{ lb} = 80.3 \text{ ton}$

Tenemos que:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c \quad \text{entonces:} \quad V_s = 63.5 \text{ ton}$$

Para encontrar la separaci3n a la cual colocar el acero propuesto, tenemos:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Proponiendo varillas del 4c en dos ramas, tenemos:

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2.54 \text{ cm}^2 \\
 d &= 130 \text{ cm} \\
 f_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Lo que resulta en una separaci3n de estribos de: $s = 22 \text{ cm}$

- Revisión de fuerza cortante a 2 m del apoyo:

Cortantes actuantes: Cortante por peso de Trabe = 15.5 ton
 Cortante por peso de Losa = 9.2 ton
 Cortante por peso de Cms = 11.8 ton
 Cortante por Carga Viva₊₁ = 27.0 ton

$$V_u = 106.0 \text{ ton}$$

$$V_c = 80.3 \text{ ton}$$

$$V_u \leq 0.85(V_c + V_s)$$

y

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = 44.3 \text{ ton}$$

Encontrando la separación a la cual colocar el acero propuesto, tenemos:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Proponiendo varillas del 3c en dos ramas, tenemos:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$d = 130 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Lo que resulta en una separación de estribos de: $s = 17 \text{ cm}$

- Revisión de fuerza cortante a 4 m del apoyo:

Cortantes actuantes: Cortante por peso de trabe = 13.1 ton
 Cortante por peso de losa = 7.7 ton
 Cortante por peso de Cms = 10.0 ton
 Cortante por carga viva₊₁ = 22.8 ton

$$V_u = 89.7 \text{ ton}$$

$$V_c = 80.3 \text{ ton}$$

$$V_u \leq 0.85(V_c + V_s)$$

y

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = 25.2 \text{ ton}$$

Encontrando la separación a la cual colocar el acero propuesto, tenemos:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Proponiendo varillas del 3c en dos ramas, tenemos:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$d = 130 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Lo que resulta en una separación de estribos de: $s = 31 \text{ cm}$

4) Diseño de acero de refuerzo para resistir el 4% de la fuerza de presfuerzo

Número de torones al extremo = 19 torones

Fuerza = 10,802 kg

$$A_s = \frac{F}{f_p}$$

donde: $f_p = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ Así: $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$

Por lo que:

Número de estribos del 4c en 30 cm = 3 estribos

5) Longitud de enductado de torones

Peso de cargas muertas: $w \text{ (PoPo. + Cms)} = 2.8 \text{ ton/m}$

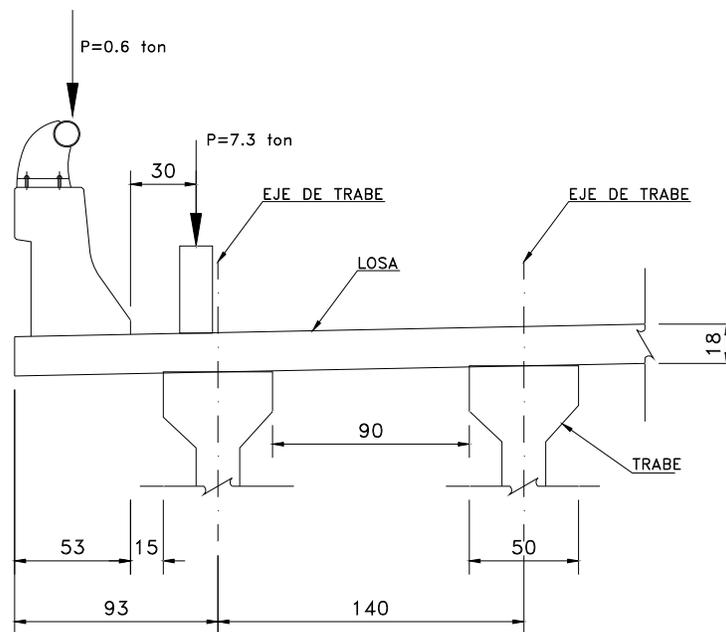
Peso de carga viva: $\frac{w \text{ (cv equivalente)}}{w \text{ total}} = \frac{1.9 \text{ ton/m}}{4.7 \text{ ton/m}}$

Discretizando un medio de la longitud de la trabe para obtener el momento actuante a cada metro, tenemos:

Ubicación	x (distancia) long trabe/2	M (momento) $\left(\frac{wlx}{2} - \frac{wx^2}{2} \right)$	# de torones teórico	# de torones propuesto	longitud de enductado	# de torones enductados	
Apoyo	0.0	0	0	20	0.0	0	
	1.0	69	6	20	1.0	0	
	2.0	132	12	20	2.0	0	
	3.0	192	17	20	3.0	0	
	4.0	246	22	24	4.0	4	
	5.0	296	27	28	5.0	4	
	6.0	340	31	32	6.0	4	
	7.0	381	34	36	7.0	4	
	8.0	416	38	40	8.0	4	
	9.0	447	40	42	9.0	2	
	10.0	473	43	44	10.0	2	
	11.0	494	45	46	11.0	2	
	12.0	511	46	48	12.0	2	
	13.0	522	47	48	13.0	0	
14.0	530	48	48	14.0	0		
Centro de claro	15.0	532	48	48	15.0	0	
						# de torones engrasados =	28
						# de torones al extremo =	20
						Total de torones =	48

DISEÑO DE LOSA SOBRE TRABES

Datos: Concreto (f^c) =	250 kg/cm ²
Acero (f_y) =	4,200 kg/cm ²
Peso de guarnición =	0.6 ton/ml
Ancho total de puente =	13.06 m
No. de traves =	9.0 pzas.
Separación entre traves =	1.40 m
Ancho de patín superior =	0.50 m
Peso volumétrico del concreto =	2.5 ton/m ³
Peso de carpeta asfáltica =	2.2 ton/m ³
$F_{cont} \geq 3$ apoyos =	0.8



GEOMETRIA Y APLICACION DE CARGAS

Factor de impacto:
$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.1} = \frac{15.24}{1.15 + 38.1} = 38.8\% \leq 30\%$$

Se utilizará:
$$\text{Impacto} = 0.30$$

1) Reforzamiento perpendicular al tráfico en la zona del volado

Momento por carga viva con impacto:

$$M_{cv+i} = \frac{P \times L_v \times I}{E} = \frac{7.3 \times 0.10 \times 1.3}{1.22} = 0.78 \text{ ton-m/ml}$$

con:

$$E = 0.8 \times L_v + 3.75 = 4.013 \text{ ft} = 1.22 \text{ m}$$

$$L_v = 0.10 \text{ m} = 0.328 \text{ ft}$$

Momento por carga muerta:

Guarnición: $M_{cm} = PL = 0.6 \times 0.665 = 0.399 \text{ ton-m/ml}$

Losa: $M_{cm} = \frac{wl^2}{2} = \frac{0.45 \cdot 0.93^2}{2} = 0.195 \text{ ton-m/ml}$

Carpeta: $M_{cm} = \frac{wl^2}{2} = \frac{0.264 \cdot 0.40^2}{2} = 0.021 \text{ ton-m/ml}$

$$M_{cm} = 0.61 \text{ ton-m/ml}$$

Momento último: $M_u = 1.3 (M_{cm} + (1.67 \times M_{cv+i}))$

$$M_u = 2.48 \text{ ton-m/m}$$

Momento resistente: $M_R = \phi \left[A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$ con: $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$

Proponiendo:

Vars. del #4c @ 20 cm \Rightarrow Área de acero = 6.4 cm²
 Peralte total = 18 cm
 Peralte efectivo d = 14 cm
 Concreto f'c = 250 kg/cm²
 Acero fy = 4,200 kg/cm²
 Recubrimiento r = 4 cm
 Ancho b = 100 cm
 a = 1.26 cm

Por lo que:

$$M_R = 3.21 \text{ ton-m} > M_u \text{ ok.}$$

2) Reforzamiento perpendicular al tráfico entre Trabes

Momento por carga viva con impacto:

$$M_{cv+i} = \left[\frac{(S + 0.61)}{9.74} \right] \times P_{(HS-20)} \times \text{Im } p \times F_{cont} = \left[\frac{(1.15 + 0.61)}{9.74} \right] \times 7.3 \times 1.3 \times 0.8 = 1.37 \text{ ton-m/ml}$$

Momento por carga muerta:

Losa: $M_{cm} = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.45 \cdot 1.15^2}{8} = 0.074 \text{ ton-m/ml}$

Carpeta: $M_{cm} = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.264 \cdot 1.15^2}{2} = 0.044 \text{ ton-m/ml}$

$M_{cm} = 0.12 \text{ ton-m/ml}$

Momento último: $M_u = 1.3 (M_{cm} + (1.67 \times M_{cv+i}))$

$M_u = 3.13 \text{ ton-m/m}$

Momento resistente : $M_R = \phi \left[A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$ con : $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$

Proponiendo:

Vars. del #4c @ 20 cm \Rightarrow Área de acero = 6.4 cm²
 Peralte total = 18 cm
 Peralte efectivo d = 14 cm
 Concreto f'c = 250 kg/cm²
 Acero fy = 4,200 kg/cm²
 Recubrimiento r = 4 cm
 Ancho b = 100 cm
 a = 1.26 cm

Por lo que:

$M_R = 3.21 \text{ ton-m} > M_u \text{ ok.}$

3) Reforzamiento por Distribución

Reforzamiento perpendicular al tráfico

$$\frac{220}{\sqrt{S}} = \frac{220}{\sqrt{3.773}} = 113\% \quad \text{Como máximo será} = 67\%$$

Área del acero principal = 6.35 cm²

Área de acero por distribución = 0.67 x 6.35 = 4.25 cm²

Proponiendo:

Vars. del #4c @ 30 cm ⇒ Área de las barras = 1.27 cm²
 Área del acero = 4.23 cm²
 Ancho b = 100 cm

Por lo que:

El % es = 66.7 % ok.

4) Reforzamiento por Temperatura

El área por temperatura está dada por:

$$\frac{1}{8} \text{ in}^2/\text{pie} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

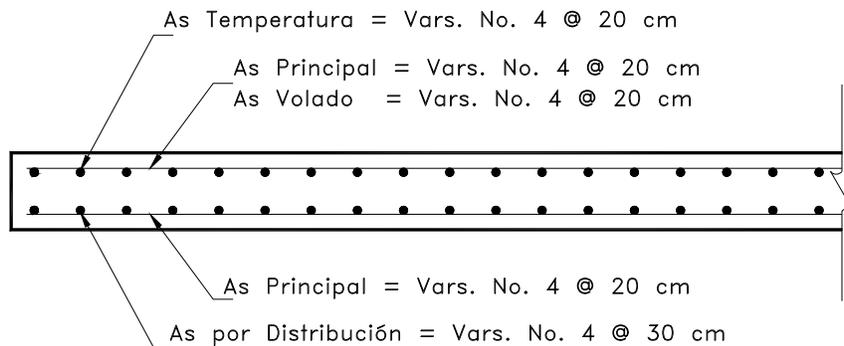
Proponiendo:

Vars. del #4c @ 20 cm ⇒ Área de las barras = 1.27 cm²
 Área del acero = 6.35 cm²
 Ancho b = 100 cm

Por lo que:

A_{Stemp} = 6.35 cm² ok.

CROQUIS DE ARMADO



SECCION TRANSVERSAL

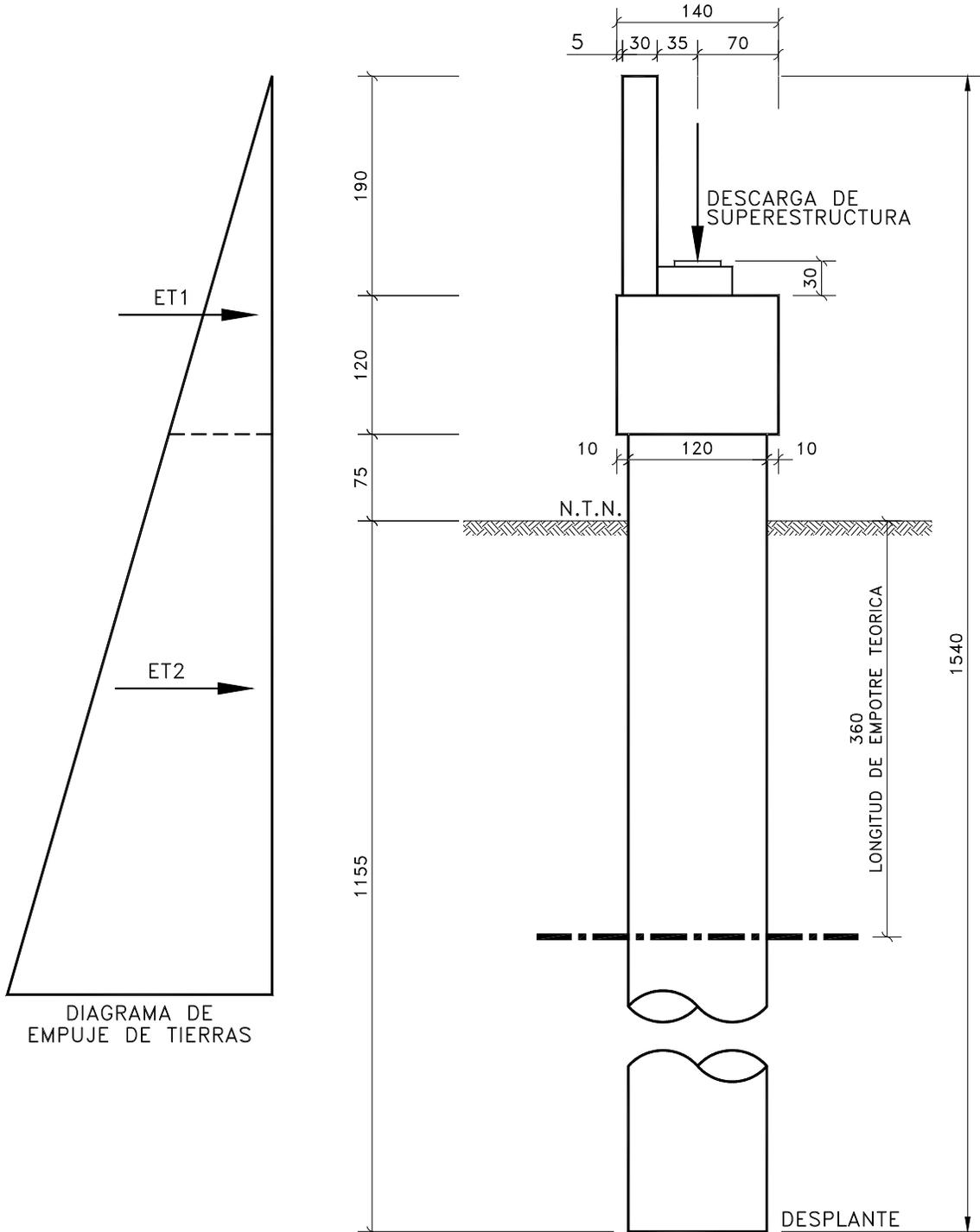
SUBESTRUCTURA

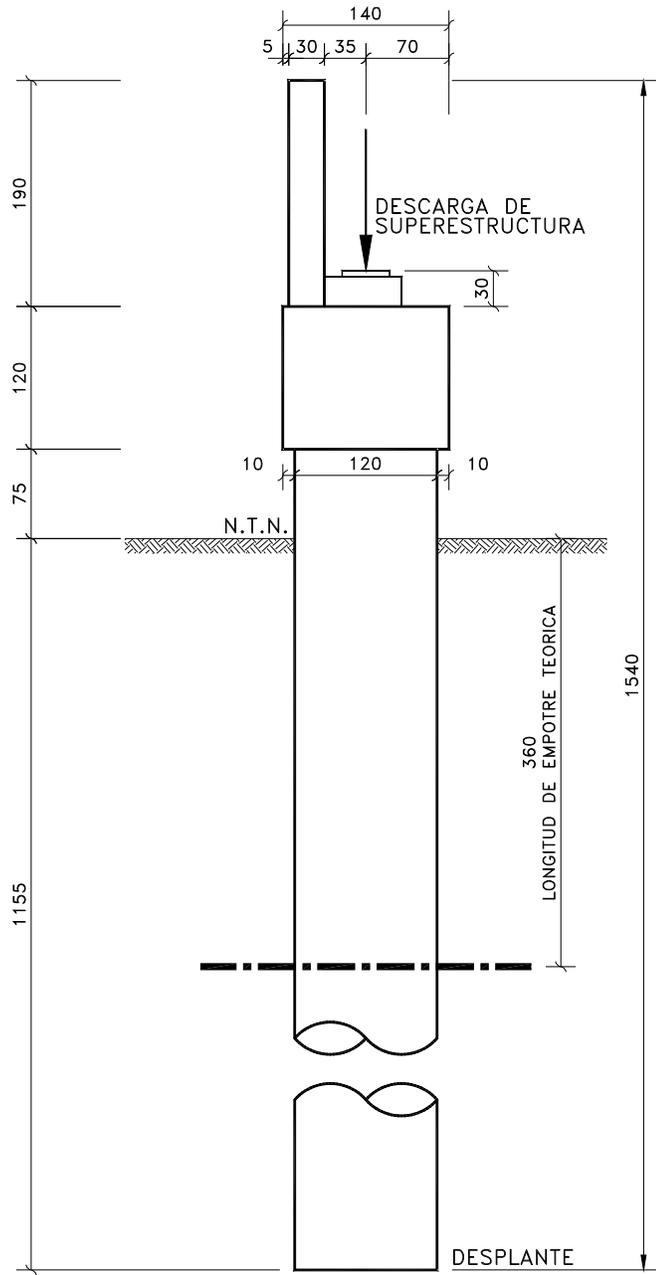
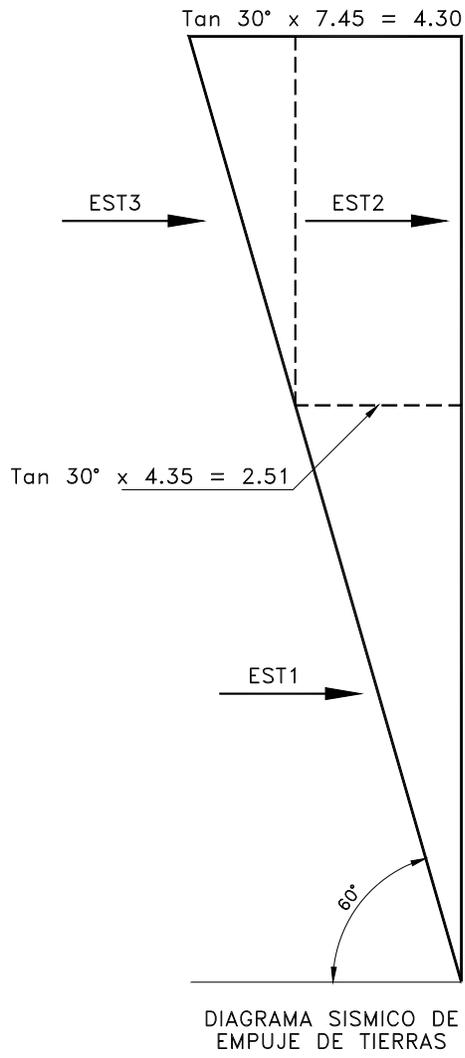
DISEÑO DE PILA-PILOTE

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

➤ Estado donde se localiza la estructura:	Sinaloa
➤ Zona sísmica:	C
➤ Tipo de terreno (Según regionalización sísmica):	II
➤ Coeficiente sísmico:	0.75
➤ Aceleración del terreno:	0.195
➤ Peso volumétrico del terreno:	1.8 ton/m ³
➤ Peso volumétrico del concreto:	2.5 ton/m ³
➤ Coeficiente de empuje activo:	0.33
➤ Longitud del claro a ejes:	30.00 m
➤ Longitud total de tablero:	30.60 m
➤ Ancho total transversal normal del Puente:	13.06 m
➤ Ancho de calzada:	12.00 m
➤ Trabe	
• Tipo:	AASHTO tipo IV
• Area:	0.4974 m ²
• Cantidad:	9 piezas
• Separación entre trabes:	1.40 m
➤ Guarnición	
• Tipo:	AASHTO
• Peso:	0.60 ton/m
➤ Peralte total de losa:	0.18 m
➤ Peso de diafragmas:	0.93 ton-tablero
➤ Ductilidad de superestructura (neoprenos):	4 (ambos sentidos)
➤ Ductilidad del caballete	
• En el sentido longitudinal:	2
• En el sentido transversal:	3
➤ Pilotes	
• Sección:	Circular
• Diámetro:	1.20 m
• Cantidad:	3 piezas
• Separación a ejes:	4.50 m
• Capacidad permisible:	220 ton
• Factor de ancho efectivo por geometría:	1.5 veces B (forma circular)

GEOMETRIA Y ALTURAS DEL CABALLETE





Peso de la Superestructura en el ancho total:

	Concepto		Peso
1)	Guarnición y Parapeto:	→	36.72 ton
	Peso		1.20 ton/m
	Longitud a cargar		30.60 m
	Ancho		0.53 m
2)	Carpeta:	→	96.94 ton
	Espesor		0.12 m
	Longitud a cargar		30.60 m
	Ancho		12.00 m
	Peso volumétrico		2.20 ton/m ³
3)	Losa:	→	179.84 ton
	Espesor		0.18 m
	Longitud a cargar		30.60 m
	Ancho		13.06 m
	Peso volumétrico		2.50 ton/m ³
4)	Trabes:	→	344.25 ton
	Area		0.50 m ²
	No. de trabes		9.00 pzas.
	Longitud a cargar		30.60 m
	Peso volumétrico		2.50 ton/m ³
5)	Diafragmas:	→	29.76 ton
	Peso por tablero		0.93 ton
	No. de tableros por eje		8.00 tableros
	No. de ejes		4.00 ejes

Peso del tablero completo = 687.51 ton

Por lo que: Peso tributario de la Superestructura = 343.8 ton

Descarga por Carga Viva:

Se considerará el camión: T3-S2-R4
 Descarga máxima en el claro = 50.50 ton/camión
 No. de camiones en el ancho considerado = 3 camiones

Tenemos que: Para 1 ó 2 camiones = 50.5 x 2 x 1.00 = 101.0 ton
 3 camiones = 50.5 x 3 x 0.90 = 136.4 ton
 4 camiones = 50.5 x 4 x 0.75 = 151.5 ton

Por lo que: Descarga por Carga Viva = 136.4 ton

Peso propio del Caballete en el ancho total considerado:
 (Se considerará una longitud de Pila-Pilote fuera del terreno natural de 0.75 m)

	Concepto		Peso
1)	Diafragma:	→	18.61 ton
	Altura	1.90 m	
	Espesor	0.30 m	
	Longitud	13.06 m	
	Peso volumétrico	2.50 ton/m ³	
2)	Cabezal:	→	54.85 ton
	Altura	1.20 m	
	Base	1.40 m	
	Longitud	13.06 m	
	Peso volumétrico	2.50 ton/m ³	
3)	Columnas:	→	6.36 ton
	Altura	0.75 m	
	Diámetro	1.20 m	
	No. Columnas	3.00 piezas	
	Peso volumétrico	2.50 ton/m ³	
4)	Losa de acceso:	→	28.04 ton
	Peralte total	0.30 m	
	Ancho	12.46 m	
	Longitud	3.00 m (Se considerará ½ de L)	
	Peso volumétrico	2.50 ton/m ³	

Por lo que: Descarga por peso propio del Caballete = 107.9 ton

Número de pilotes según la descarga total:

$$W_{tot} = W_{super} + W_{CV+I} + PoPo_{caballete}$$

$$W_{tot} = 343.8 + 136.4 + 107.9 = 588.0 \text{ ton}$$

Por lo que el Número de pilotes necesario para el ancho considerado es:

$$\# \text{ Pilotes} = \frac{W_{tot}}{P_{adm}} = \frac{588}{220} = 2.67 \cong 3 \text{ Pilotes}$$

DISEÑO POR FLEXION DE LAS PILAS-PILOTE

Se considerará un empotre teórico de las pilas-pilote en una longitud de 3 veces el diámetro de los mismos.

Factores de carga:

F.C. por peso propio = 1.3

F.C. por sismo = 1.0 (Cuando la aceleración del terreno es mayor a 0.09)

1.3 (Cuando la aceleración del terreno es menor a 0.09)

La aceleración del terreno considerada (a_0) es de 0.195, por lo que F.C. será de 1.00

EMPUJE DE TIERRAS

$$ET = \frac{\gamma \times k_a \times h^2 \times L}{2}$$

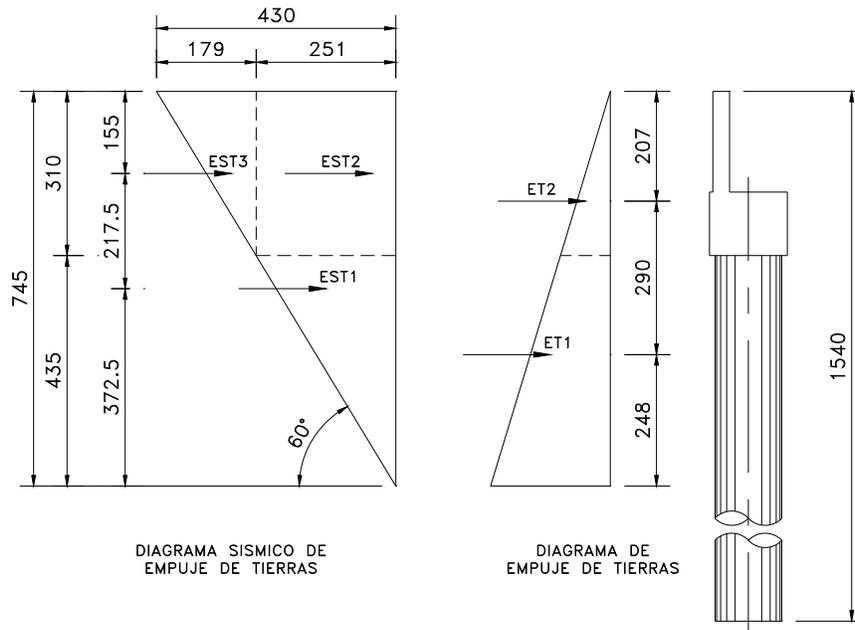
Concepto		Fuerza
1) ET1 (Sobre diafragma):	→	37.28 ton
Peso volumétrico	1.80 ton/m ³	
Coeficiente activo	0.33	
Altura de diaf + cabezal	3.10 m	
Longitud	13.06 m	
2) ET2 (Sobre pila-pilote):	→	29.67 ton (Por pila-pilote)
Peso volumétrico	1.80 ton/m ³	
Coeficiente activo	0.33	
Altura total considerada	7.45 m	
Longitud	1.80 m	

EMPUJE SISMICO DE TIERRAS

Concepto		Fuerza
1) EST1		
(Sobre pila-pilote):	→	5.06 ton (Por pila-pilote)
Altura de caballete (H)	7.45 m	
Tan 30° x H	4.30 m	
Peso volumétrico	1.80 m ³	
EST1	28.84 ton/ml	
Ancho de pila-pilote	1.80 m	
Aceleración del terreno	0.195	

- 2) EST2
 (Sobre diafragma y cabezal; Presión uniforme): → 17.83 ton
 Altura de cabezal y diafragma (H) 3.10 m
 Tan 30° x H 2.51 m
 Peso volumétrico 1.80 m³
 EST2 14.01 ton/ml
 Longitud del cabezal 13.06 m
 Aceleración del terreno 0.195

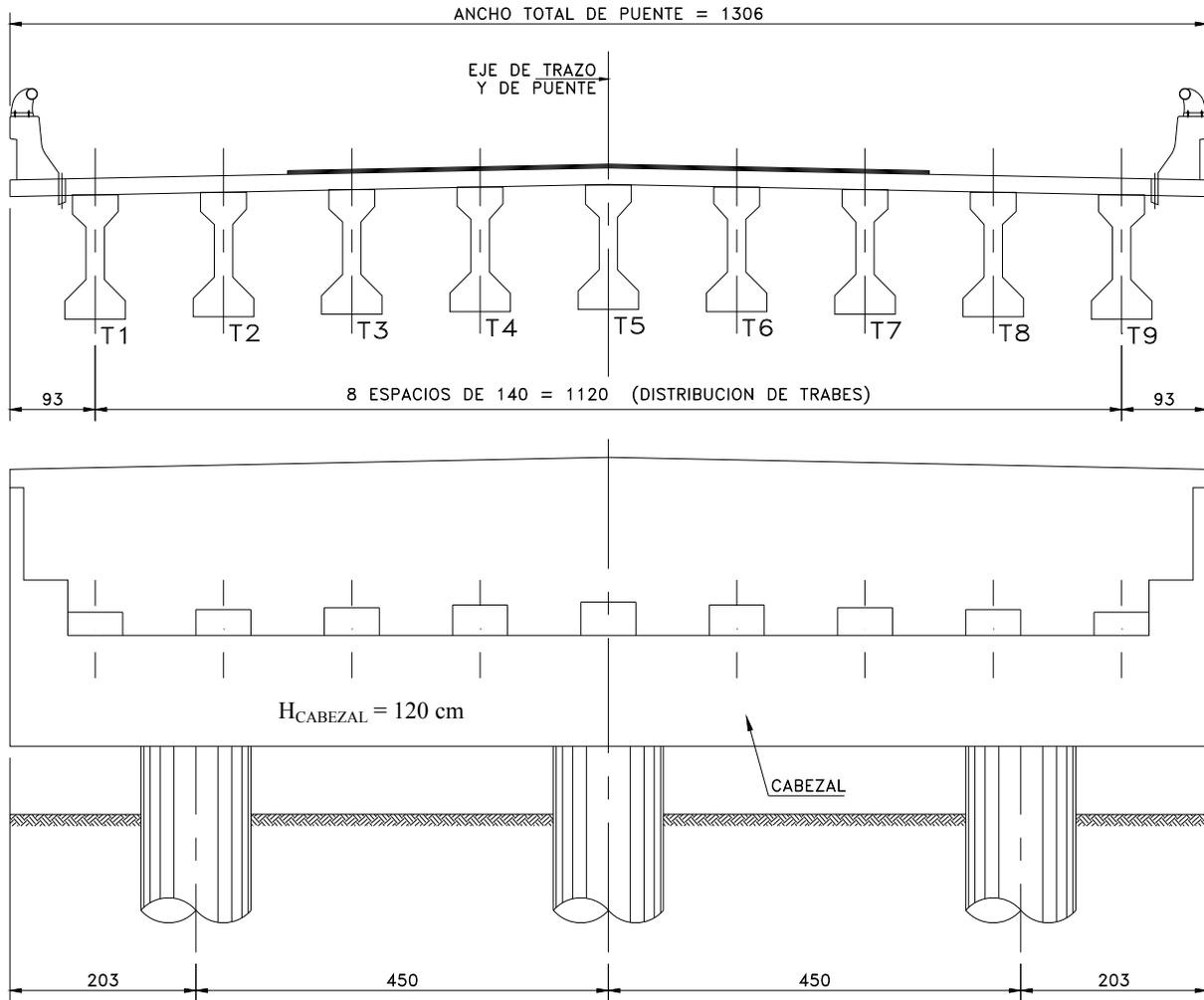
- 3) EST3
 (Sobre diafragma y cabezal; Presión triangular): → 6.36 ton
 Altura de cabezal y diafragma (H) 3.10 m
 Tan 30° x H 1.79 m
 Peso volumétrico 1.80 m³
 EST3 4.99 ton/ml
 Longitud del cabezal 13.06 m
 Aceleración del terreno 0.195



ESQUEMA DE APLICACION DE CARGAS

DISEÑO DEL CABEZAL

Se considerará un ancho de cabezal de acuerdo al ancho del tablero de la superestructura.



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO DE SUPERESTRUCTURA Y DE LA SUBESTRUCTURA

Peso tributario de la superestructura en el ancho considerado:

	Concepto		Peso
1)	Guarnición y Parapeto:	→	9.18 ton
	Peso	0.60 ton/m	
	Longitud a cargar	15.30 m	
	Ancho	0.53 m	
2)	Carpeta:	→	4.04 ton
	Espesor	0.12 m	
	Ancho	1.00m	
	Peso volumétrico	2.20 ton/m ³	
	Longitud a cargar	15.30 m	
3)	Losa:	→	6.89 ton
	Espesor	0.18 m	
	Ancho	1.00m	
	Peso volumétrico	2.50 ton/m ³	
	Longitud a cargar	15.30 m	
4)	Trabes:	→	19.13 ton
	Area	0.50 m ²	
	Longitud a cargar	15.30 m	
	Peso volumétrico	2.50 ton/m ³	
5)	Diafragmas (por trabe):	→	1.65 ton
	Peso por eje-tablero	7.44 ton	
	No. de ejes	2.00 ejes	

Descarga por trabe:

Trabes T1 y T9:	Trabe:	$w_{trabe} =$	19.13 ton	
	Losa:	$w_{losa} =$	11.22 ton	
	Carpeta:	$w_{carpeta} =$	4.44 ton	
	Guarnición:	$w_{guarn} =$	9.18 ton	
	Diafragma:	$w_{diaf} =$	1.65 ton	$w_{total} = 45.62 \text{ ton}$

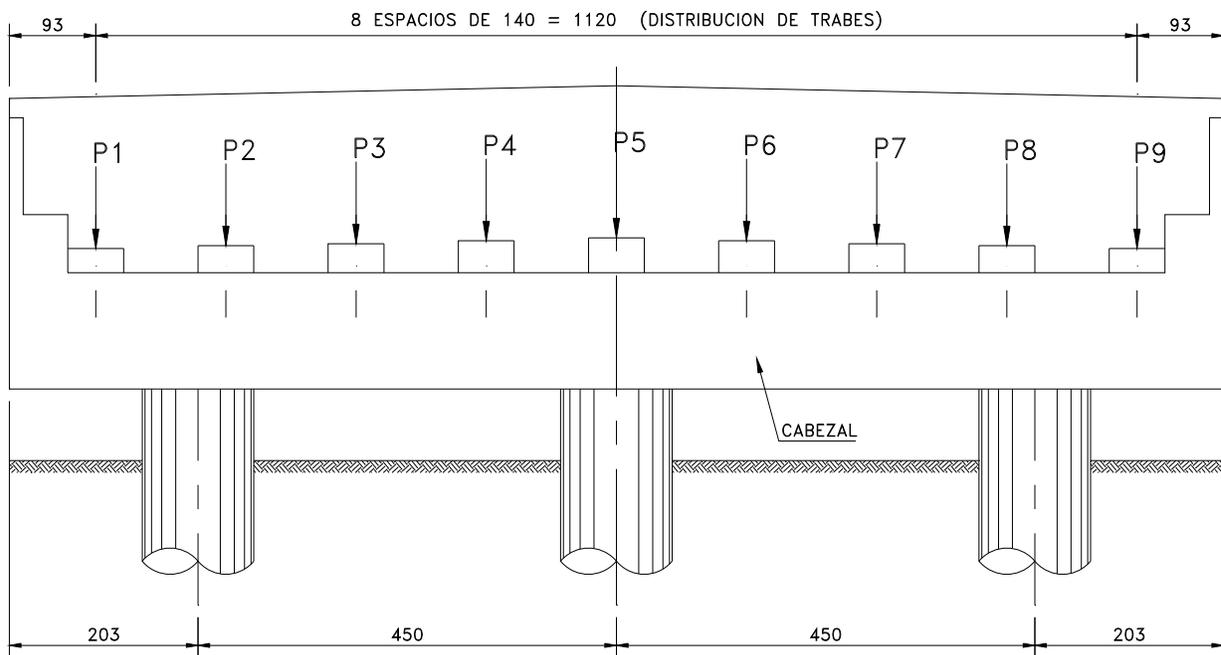
Trabes T2 a T8:	Trabe:	$w_{trabe} =$	19.13 ton	
	Losa:	$w_{losa} =$	9.64 ton	
	Carpeta:	$w_{carpeta} =$	5.65 ton	
	Diafragma:	$w_{diaf} =$	1.65 ton	$w_{total} = 36.07 \text{ ton}$

Descarga por Carga Viva:

De acuerdo al análisis del factor de distribución según el método de Courbon, las descargas por carga viva son las siguientes:

Trabe T1	$w_{cv} = 27.1$ ton
Trabe T2	$w_{cv} = 24.5$ ton
Trabe T3	$w_{cv} = 22.0$ ton
Trabe T4	$w_{cv} = 19.4$ ton
Trabe T5	$w_{cv} = 16.8$ ton
Trabe T6	$w_{cv} = 14.3$ ton
Trabe T7	$w_{cv} = 11.7$ ton
Trabe T8	$w_{cv} = 9.1$ ton
Trabe T9	$w_{cv} = 6.6$ ton

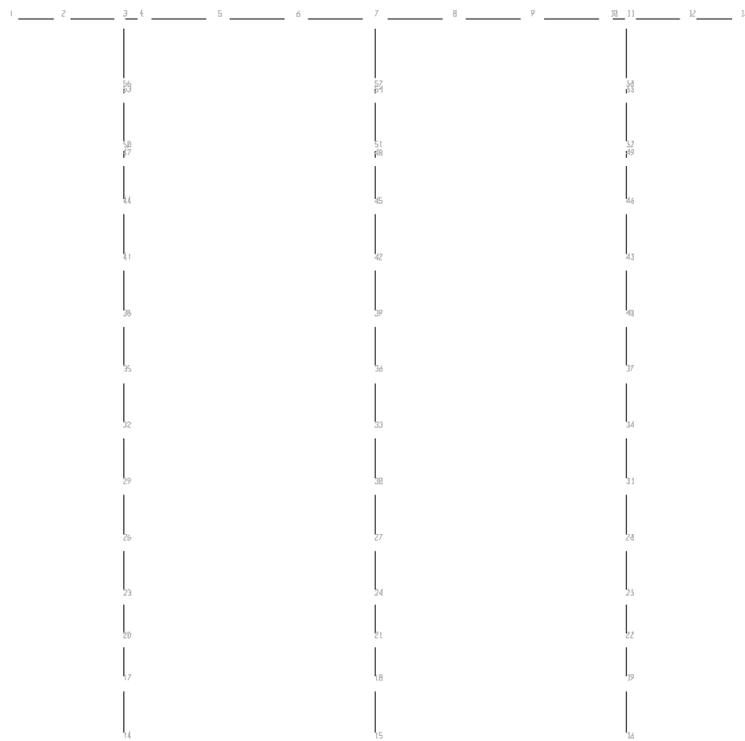
Estos valores de descarga por Cargas Muertas y Carga Viva se adicionan a las cargas estáticas y dinámicas por Empuje de Tierras, para conformar el esquema final de aplicación de cargas en el modelo de análisis realizado en el programa SAP2000.



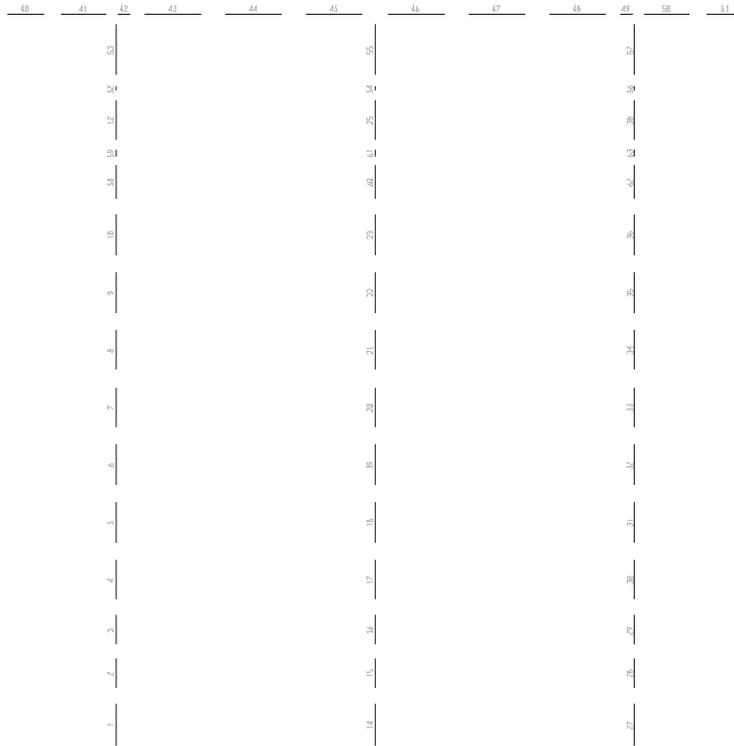
ESQUEMA DE APLICACION DE CARGAS EN EL MODELO DE ANALISIS



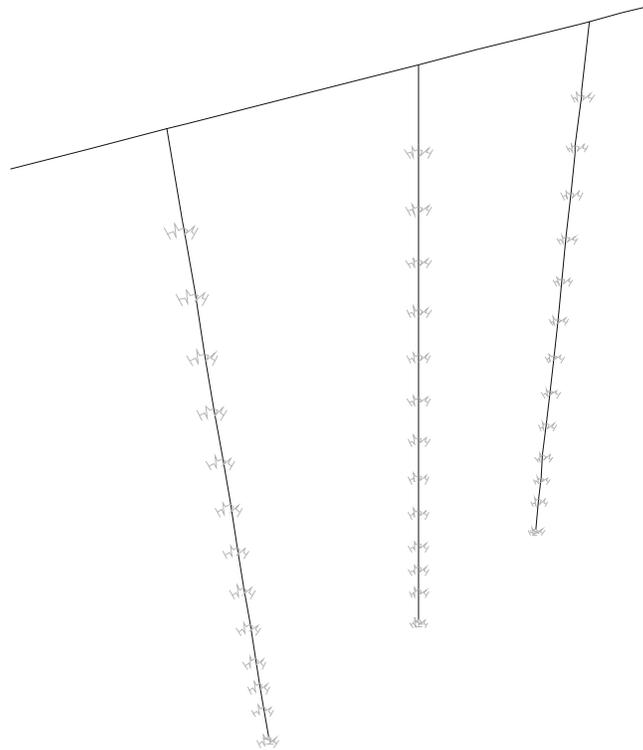
VISTA EXTRUIDA DEL MODELO DE ANALISIS GENERADO EN SAP 2000



NUMERACION DE NODOS DEL MODELO DE ANALISIS GENERADO EN SAP 2000



NUMERACION DE BARRAS DEL MODELO DE ANALISIS GENERADO EN SAP 2000



UBICACIÓN DE RESORTES DEL MODELO DE ANALISIS GENERADO EN SAP 2000

TABLE: Joint Coordinates

Joint	CoordSys	CoordType	XorR	Y	Z	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	m	m	m	Yes/No	m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	0	0	0	Yes	0	0	0
2	GLOBAL	Cartesian	0.93	0	0	Yes	0.93	0	0
3	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	0	Yes	2.03	0	0
4	GLOBAL	Cartesian	2.33	0	0	Yes	2.33	0	0
5	GLOBAL	Cartesian	3.73	0	0	Yes	3.73	0	0
6	GLOBAL	Cartesian	5.13	0	0	Yes	5.13	0	0
7	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	0	Yes	6.53	0	0
8	GLOBAL	Cartesian	7.93	0	0	Yes	7.93	0	0
9	GLOBAL	Cartesian	9.33	0	0	Yes	9.33	0	0
10	GLOBAL	Cartesian	10.73	0	0	Yes	10.73	0	0
11	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	0	Yes	11.03	0	0
12	GLOBAL	Cartesian	12.13	0	0	Yes	12.13	0	0
13	GLOBAL	Cartesian	13.06	0	0	Yes	13.06	0	0
14	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-12.9	Yes	2.03	0	-12.9
15	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-12.9	Yes	6.53	0	-12.9
16	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-12.9	Yes	11.03	0	-12.9
17	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-11.85	Yes	2.03	0	-11.85
18	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-11.85	Yes	6.53	0	-11.85
19	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-11.85	Yes	11.03	0	-11.85
20	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-11.1	Yes	2.03	0	-11.1
21	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-11.1	Yes	6.53	0	-11.1
22	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-11.1	Yes	11.03	0	-11.1
23	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-10.35	Yes	2.03	0	-10.35
24	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-10.35	Yes	6.53	0	-10.35
25	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-10.35	Yes	11.03	0	-10.35
26	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-9.35	Yes	2.03	0	-9.35
27	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-9.35	Yes	6.53	0	-9.35
28	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-9.35	Yes	11.03	0	-9.35
29	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-8.35	Yes	2.03	0	-8.35
30	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-8.35	Yes	6.53	0	-8.35
31	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-8.35	Yes	11.03	0	-8.35
32	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-7.35	Yes	2.03	0	-7.35
33	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-7.35	Yes	6.53	0	-7.35
34	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-7.35	Yes	11.03	0	-7.35
35	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-6.35	Yes	2.03	0	-6.35
36	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-6.35	Yes	6.53	0	-6.35
37	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-6.35	Yes	11.03	0	-6.35
38	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-5.35	Yes	2.03	0	-5.35
39	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-5.35	Yes	6.53	0	-5.35
40	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-5.35	Yes	11.03	0	-5.35
41	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-4.35	Yes	2.03	0	-4.35
42	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-4.35	Yes	6.53	0	-4.35
43	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-4.35	Yes	11.03	0	-4.35
44	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-3.35	Yes	2.03	0	-3.35
45	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-3.35	Yes	6.53	0	-3.35
46	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-3.35	Yes	11.03	0	-3.35
47	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-2.5	Yes	2.03	0	-2.5
48	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-2.5	Yes	6.53	0	-2.5
49	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-2.5	Yes	11.03	0	-2.5
50	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-2.35	Yes	2.03	0	-2.35
51	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-2.35	Yes	6.53	0	-2.35
52	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-2.35	Yes	11.03	0	-2.35
53	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-1.35	Yes	2.03	0	-1.35
54	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-1.35	Yes	6.53	0	-1.35
55	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-1.35	Yes	11.03	0	-1.35
56	GLOBAL	Cartesian	2.03	0	-1.25	Yes	2.03	0	-1.25
57	GLOBAL	Cartesian	6.53	0	-1.25	Yes	6.53	0	-1.25
58	GLOBAL	Cartesian	11.03	0	-1.25	Yes	11.03	0	-1.25

TABLE: Connectivity - Frame							
Frame	JointI	JointJ	IsCurved	Length	CentroidX	CentroidY	CentroidZ
Text	Text	Text	Yes/No	m	m	m	m
1	14	17	No	1.05	2.03	0	-12.375
2	17	20	No	0.75	2.03	0	-11.475
3	20	23	No	0.75	2.03	0	-10.725
4	23	26	No	1	2.03	0	-9.85
5	26	29	No	1	2.03	0	-8.85
6	29	32	No	1	2.03	0	-7.85
7	32	35	No	1	2.03	0	-6.85
8	35	38	No	1	2.03	0	-5.85
9	38	41	No	1	2.03	0	-4.85
10	41	44	No	1	2.03	0	-3.85
12	50	53	No	1	2.03	0	-1.85
14	15	18	No	1.05	6.53	0	-12.375
15	18	21	No	0.75	6.53	0	-11.475
16	21	24	No	0.75	6.53	0	-10.725
17	24	27	No	1	6.53	0	-9.85
18	27	30	No	1	6.53	0	-8.85
19	30	33	No	1	6.53	0	-7.85
20	33	36	No	1	6.53	0	-6.85
21	36	39	No	1	6.53	0	-5.85
22	39	42	No	1	6.53	0	-4.85
23	42	45	No	1	6.53	0	-3.85
25	51	54	No	1	6.53	0	-1.85
27	16	19	No	1.05	11.03	0	-12.375
28	19	22	No	0.75	11.03	0	-11.475
29	22	25	No	0.75	11.03	0	-10.725
30	25	28	No	1	11.03	0	-9.85
31	28	31	No	1	11.03	0	-8.85
32	31	34	No	1	11.03	0	-7.85
33	34	37	No	1	11.03	0	-6.85
34	37	40	No	1	11.03	0	-5.85
35	40	43	No	1	11.03	0	-4.85
36	43	46	No	1	11.03	0	-3.85
38	52	55	No	1	11.03	0	-1.85
40	1	2	No	0.93	0.465	0	0
41	2	3	No	1.1	1.48	0	0
42	3	4	No	0.3	2.18	0	0
43	4	5	No	1.4	3.03	0	0
44	5	6	No	1.4	4.43	0	0
45	6	7	No	1.4	5.83	0	0
46	7	8	No	1.4	7.23	0	0
47	8	9	No	1.4	8.63	0	0
48	9	10	No	1.4	10.03	0	0
49	10	11	No	0.3	10.88	0	0
50	11	12	No	1.1	11.58	0	0
51	12	13	No	0.93	12.595	0	0
52	53	56	No	0.1	2.03	0	-1.3
53	56	3	No	1.25	2.03	0	-0.625
54	54	57	No	0.1	6.53	0	-1.3
55	57	7	No	1.25	6.53	0	-0.625
56	55	58	No	0.1	11.03	0	-1.3
57	58	11	No	1.25	11.03	0	-0.625
58	44	47	No	0.85	2.03	0	-2.925
59	47	50	No	0.15	2.03	0	-2.425
60	45	48	No	0.85	6.53	0	-2.925
61	48	51	No	0.15	6.53	0	-2.425
62	46	49	No	0.85	11.03	0	-2.925
63	49	52	No	0.15	11.03	0	-2.425

TABLE: Joint Loads - Force								
Joint	LoadCase	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
10	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
12	DEAD	GLOBAL	0	0	-45.6	0	0	0
2	DEAD	GLOBAL	0	0	-45.6	0	0	0
4	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
5	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
6	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
7	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
8	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
9	DEAD	GLOBAL	0	0	-36.1	0	0	0
47	Empuje	GLOBAL	0	-29.67	0	0	0	0
48	Empuje	GLOBAL	0	-29.67	0	0	0	0
49	Empuje	GLOBAL	0	-29.67	0	0	0	0
56	EST	GLOBAL	0	-5.1	0	0	0	0
57	EST	GLOBAL	0	-5.1	0	0	0	0
58	EST	GLOBAL	0	-5.1	0	0	0	0
10	Viva	GLOBAL	0	0	-9.1	0	0	0
12	Viva	GLOBAL	0	0	-6.6	0	0	0
2	Viva	GLOBAL	0	0	-27.1	0	0	0
4	Viva	GLOBAL	0	0	-24.5	0	0	0
5	Viva	GLOBAL	0	0	-22	0	0	0
6	Viva	GLOBAL	0	0	-19.4	0	0	0
7	Viva	GLOBAL	0	0	-16.8	0	0	0
8	Viva	GLOBAL	0	0	-14.3	0	0	0
9	Viva	GLOBAL	0	0	-11.7	0	0	0

TABLE: Frame Loads - Distributed											
Frame	LoadCase	CoordSys	Type	Dir	DistType	RelDistA	RelDistB	AbsDistA	AbsDistB	FOverLA	FOverLB
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	Unitless	m	m	Ton/m	Ton/m
40	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	0.93	1.43	1.43
41	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.1	1.43	1.43
42	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	0.3	1.43	1.43
43	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.4	1.43	1.43
44	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.4	1.43	1.43
45	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.4	1.43	1.43
46	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.4	1.43	1.43
47	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.4	1.43	1.43
48	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.4	1.43	1.43
49	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	0.3	1.43	1.43
50	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	1.1	1.43	1.43
51	DEAD	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0	1	0	0.93	1.43	1.43
40	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.93	-2.855	-2.855
41	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.1	-2.855	-2.855
42	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.3	-2.855	-2.855
43	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-2.855	-2.855
44	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-2.855	-2.855
45	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-2.855	-2.855
46	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-2.855	-2.855
47	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-2.855	-2.855
48	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-2.855	-2.855
49	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.3	-2.855	-2.855
50	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.1	-2.855	-2.855
51	Empuje	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.93	-2.855	-2.855
40	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.93	-1.85	-1.85
41	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.1	-1.85	-1.85
42	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.3	-1.85	-1.85
43	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-1.85	-1.85
44	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-1.85	-1.85
45	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-1.85	-1.85
46	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-1.85	-1.85
47	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-1.85	-1.85
48	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.4	-1.85	-1.85
49	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.3	-1.85	-1.85
50	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	1.1	-1.85	-1.85
51	EST	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0	1	0	0.93	-1.85	-1.85

TABLE: Joint Added Mass Assignments							
Joint	CoordSys	Mass1	Mass2	Mass3	MMI1	MMI2	MMI3
Text	Text	Ton-s2/m	Ton-s2/m	Ton-s2/m	Ton-m-s2	Ton-m-s2	Ton-m-s2
1	Joint Local	0.068	0.068	0.068	0	0	0
2	Joint Local	0.15	0.15	0.15	0	0	0
2	Global	4.65	0	4.65	0	0	0
3	Joint Local	0.1	0.1	0.1	0	0	0
4	Joint Local	0.12	0.12	0.12	0	0	0
4	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
5	Joint Local	0.2	0.2	0.2	0	0	0
5	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
6	Joint Local	0.2	0.2	0.2	0	0	0
6	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
7	Joint Local	0.2	0.2	0.2	0	0	0
7	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
8	Joint Local	0.2	0.2	0.2	0	0	0
8	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
9	Joint Local	0.2	0.2	0.2	0	0	0
9	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
10	Joint Local	0.12	0.12	0.12	0	0	0
10	Global	3.68	0	3.68	0	0	0
11	Joint Local	0.1	0.1	0.1	0	0	0
12	Joint Local	0.15	0.15	0.15	0	0	0
12	Global	4.65	0	4.65	0	0	0
13	Joint Local	0.068	0.068	0.068	0	0	0

TABLE: Joint Spring Assignments 1 - Uncoupled							
Joint	CoordSys	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton-m/rad	Ton-m/rad	Ton-m/rad
14	GLOBAL	2520	2520	0	0	0	0
14	GLOBAL	0	0	5655	0	0	0
15	GLOBAL	2520	2520	0	0	0	0
15	GLOBAL	0	0	5655	0	0	0
16	GLOBAL	2520	2520	0	0	0	0
16	GLOBAL	0	0	5655	0	0	0
17	GLOBAL	3015	3015	0	0	0	0
18	GLOBAL	3015	3015	0	0	0	0
19	GLOBAL	3015	3015	0	0	0	0
20	GLOBAL	990	990	0	0	0	0
21	GLOBAL	990	990	0	0	0	0
22	GLOBAL	990	990	0	0	0	0
23	GLOBAL	1155	1155	0	0	0	0
24	GLOBAL	1155	1155	0	0	0	0
25	GLOBAL	1155	1155	0	0	0	0
26	GLOBAL	1320	1320	0	0	0	0
27	GLOBAL	1320	1320	0	0	0	0
28	GLOBAL	1320	1320	0	0	0	0
29	GLOBAL	1320	1320	0	0	0	0
30	GLOBAL	1320	1320	0	0	0	0
31	GLOBAL	1320	1320	0	0	0	0
32	GLOBAL	1110	1110	0	0	0	0
33	GLOBAL	1110	1110	0	0	0	0
34	GLOBAL	1110	1110	0	0	0	0
35	GLOBAL	900	900	0	0	0	0
36	GLOBAL	900	900	0	0	0	0
37	GLOBAL	900	900	0	0	0	0
38	GLOBAL	900	900	0	0	0	0
39	GLOBAL	900	900	0	0	0	0
40	GLOBAL	900	900	0	0	0	0
41	GLOBAL	660	660	0	0	0	0
42	GLOBAL	660	660	0	0	0	0
43	GLOBAL	660	660	0	0	0	0
44	GLOBAL	420	420	0	0	0	0
45	GLOBAL	420	420	0	0	0	0
46	GLOBAL	420	420	0	0	0	0
47	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
48	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
49	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
50	GLOBAL	420	420	0	0	0	0
51	GLOBAL	420	420	0	0	0	0
52	GLOBAL	420	420	0	0	0	0
53	GLOBAL	210	210	0	0	0	0
54	GLOBAL	210	210	0	0	0	0
55	GLOBAL	210	210	0	0	0	0

Determinación de los Elementos Mecánicos Ultimos en las Pilas-Pilote
(Obtenidos del modelo de análisis generado en SAP2000)

Elementos Mecánicos por Condición de Carga (Sin ductilidad)

CARGA MUERTA		CARGA VIVA		EMPUJE DE TIERRAS	
P =	175.7 ton	P =	67.5 ton	P =	0.0 ton
Mx =	0.0 ton-m	Mx =	0.0 ton-m	Mx =	-83.1 ton-m
My =	0.0 ton-m	My =	-22.1 ton-m	My =	0.0 ton-m
Vx =	0.0 ton	Vx =	2.6 ton	Vx =	0.0 ton
Vy =	0.0 ton	Vy =	0.0 ton	Vy =	28.2 ton
EMPUJE SISMICO DE TIERRAS		SISMO LONGITUDINAL		SISMO TRANSVERSAL	
P =	0.0 ton	P =	39.8 ton	P =	132.6 ton
Mx =	-38.0 ton-m	Mx =	80.1 ton-m	Mx =	24.0 ton-m
My =	0.0 ton-m	My =	85.7 ton-m	My =	285.6 ton-m
Vx =	0.0 ton	Vx =	30.3 ton	Vx =	101.1 ton
Vy =	13.2 ton	Vy =	22.3 ton	Vy =	6.7 ton

Elementos Mecánicos por Combinación de Carga (Con ductilidad)

1) Carga Muerta:

P =	175.7 ton	P =	387 kips
Mx =	0.0 ton-m	Mx =	0.0 ft-kips
My =	0.0 ton-m	My =	0.0 ft-kips
Vx =	0.0 ton	Vx =	0.0 kips
Vy =	0.0 ton	Vy =	0.0 kips

2) Carga Muerta + Carga Viva: Fc(CM+1.67CV)

P =	375.0 ton	P =	827 kips
Mx =	0.0 ton-m	Mx =	0.0 ft-kips
My =	-48.0 ton-m	My =	-347 ft-kips
Vx =	5.6 ton	Vx =	12 kips
Vy =	0.0 ton	Vy =	0.0 kips

3) Carga Muerta + Empuje de Tierras + Sismo Longitudinal: Fc(CM+ET+SL)

P =	215.5 ton	P =	475 kips
Mx =	-20.5 ton-m	Mx =	-148 ft-kips
My =	28.6 ton-m	My =	207 ft-kips
Vx =	30.3 ton	Vx =	67 kips
Vy =	63.7 ton	Vy =	140 kips

4) Carga Muerta + Empuje de Tierras - Sismo Longitudinal: Fc(CM+ET-SL)

P =	135.9 ton	P =	300 kips
Mx =	-100.6 ton-m	Mx =	-728 ft-kips
My =	-28.6 ton-m	My =	-207 ft-kips
Vx =	-30.3 ton	Vx =	-67 kips
Vy =	19.1 ton	Vy =	42 kips

5) Carga Muerta + Empuje de Tierras + Sismo Transversal: Fc(CM+ET+ST)

P =	308.3 ton	P =	680 kips
Mx =	12.0 ton-m	Mx =	87 ft-kips
My =	95.2 ton-m	My =	689 ft-kips
Vx =	101.1 ton	Vx =	223 kips
Vy =	6.7 ton	Vy =	15 kips

6) Carga Muerta + Empuje de Tierras - Sismo Transversal: Fc(CM+ET-ST)

P =	43.1 ton	P =	95 kips
Mx =	-12.0 ton-m	Mx =	-87 ft-kips
My =	-95.2 ton-m	My =	-689 ft-kips
Vx =	-101.1 ton	Vx =	-223 kips
Vy =	-6.7 ton	Vy =	-15 kips

7) 0.75Carga Muerta + Empuje de Tierras + Sismo Longitudinal: Fc(0.75CM+ET+SL)

P =	171.6 ton	P =	378 kips
Mx =	-20.5 ton-m	Mx =	-148 ft-kips
My =	28.6 ton-m	My =	207 ft-kips
Vx =	30.3 ton	Vx =	67 kips
Vy =	63.7 ton	Vy =	140 kips

8) 0.75Carga Muerta + Empuje de Tierras - Sismo Longitudinal: Fc(0.75CM+ET-SL)

P =	92.0 ton	P =	203 kips
Mx =	-100.6 ton-m	Mx =	-728 ft-kips
My =	-28.6 ton-m	My =	-207 ft-kips
Vx =	-30.3 ton	Vx =	-67 kips
Vy =	19.1 ton	Vy =	42 kips

9) 0.75Carga Muerta + Empuje de Tierras + Sismo Transversal: Fc(0.75CM+ET+ST)

P =	264.4 ton	P =	583 kips
Mx =	12.0 ton-m	Mx =	87 ft-kips
My =	95.2 ton-m	My =	689 ft-kips
Vx =	101.1 ton	Vx =	223 kips
Vy =	6.7 ton	Vy =	15 kips

10) 0.75Carga Muerta + Empuje de Tierras - Sismo Transversal: Fc(0.75CM+ET-ST)

P =	-0.8 ton	P =	-2 kips
Mx =	-12.0 ton-m	Mx =	-87 ft-kips
My =	-95.2 ton-m	My =	-689 ft-kips
Vx =	-101.1 ton	Vx =	-223 kips
Vy =	-6.7 ton	Vy =	-15 kips

Se ingresan los valores de los elementos mecánicos en el programa de flexocompresión PCAcol[®], para determinar la cuantía de acero obteniéndose los resultados mostrados en las gráficas siguientes. (Diagramas de interacción).

```
0000000 00000 00000 00000 00000 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 0000000 00 00 00 00
00000000 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00000 00 00 00000 00000 00000 (TM)
```

```
=====  
Computer program for the Strength Design of Reinforced Concrete Sections  
=====
```

Licensee stated above acknowledges that Portland Cement Association (PCA) is not and cannot be responsible for either the accuracy or adequacy of the material supplied as input for processing by the PCACOL(tm) computer program. Furthermore, PCA neither makes any warranty expressed nor implied with respect to the correctness of the output prepared by the PCACOL(tm) program. Although PCA has endeavored to produce PCACOL(tm) error free, the program is not and can't be certified infallible. The final and only responsibility for analysis, design and engineering documents is the licensees. Accordingly, PCA disclaims all responsibility in contract, negligence or other tort for any analysis, design or engineering documents prepared in connection with the use of the PCACOL(tm) program.

04/07/06 PCACOL V3.00 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION -
 14:47:24 Licensed to: Triada, México, D.F., Mex

Page 2
 PILOTE

General Information:

=====

File Name: C:\DATOS\CALERO\TESIS\CABALL-1\PILOTE.COL
 Project: PUENTE ARROYO EL CALERO
 Column: PILA-PILOTE Engineer: JCHB
 Code: ACI 318-95 Units: English

Run Option: Investigation Slenderness: Not considered
 Run Axis: Biaxial Column Type: Structural

Material Properties:

=====

f'c = 3.556 ksi fy = 60 ksi
 Ec = 3399.04 ksi Es = 29000 ksi
 fc = 3.0226 ksi Rupture strain = Infinity
 Ultimate strain = 0.003 in/in
 Beta1 = 0.85

Section:

=====

Circular: Diameter = 47.24 in
 Gross section area, Ag = 1752.71 in²
 Ix = 244461 in⁴ Iy = 244461 in⁴
 Xo = 0 in Yo = 0 in

Reinforcement:

=====

Rebar Database: ASTM A615

Size	Diam (in)	Area (in ²)	Size	Diam (in)	Area (in ²)	Size	Diam (in)	Area (in ²)
# 3	0.38	0.11	# 4	0.50	0.20	# 5	0.63	0.31
# 6	0.75	0.44	# 7	0.88	0.60	# 8	1.00	0.79
# 9	1.13	1.00	# 10	1.27	1.27	# 11	1.41	1.56
# 14	1.69	2.25	# 18	2.26	4.00			

Confinement: Tied; #3 ties with #10 bars, #4 with larger bars.
 phi(a) = 0.8, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.7

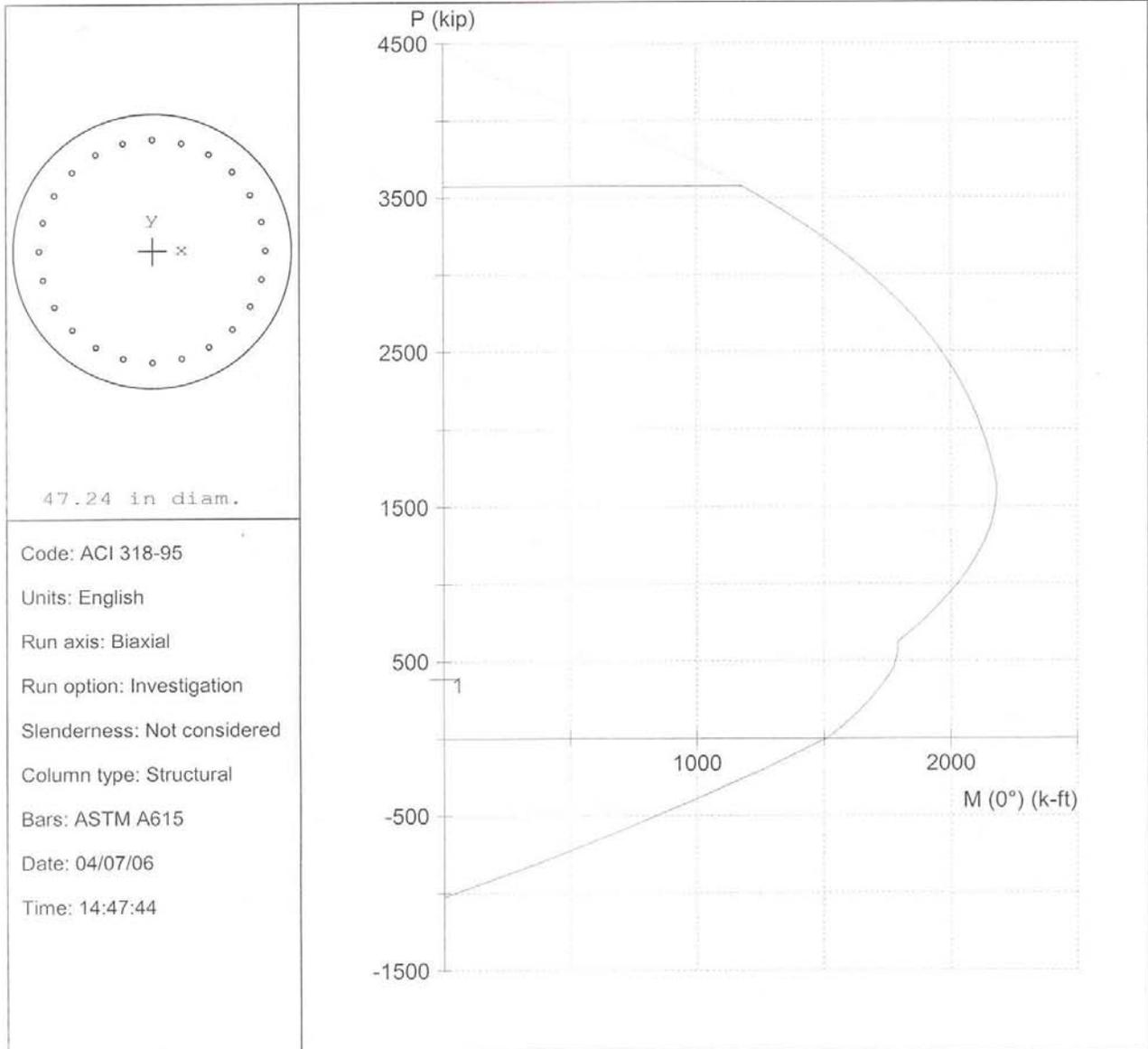
Layout: Circular
 Pattern: All Sides Equal (Cover to longitudinal reinforcement)
 Total steel area, As = 18.96 in² at 1.08%
 24 #8 Cover = 3.94 in

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

=====

No.	Pu kip	Mux k-ft	Muy k-ft	fMnx k-ft	fMny k-ft	fMn/Mu
1	387.0	0.0	0.0	1748.4	0.0	999.999
2	827.0	0.0	347.0	-0.0	1931.7	5.567
3	475.0	148.0	207.0	1033.0	1445.4	6.982
4	300.0	728.0	207.0	1642.7	467.6	2.257
5	680.0	87.0	689.0	231.9	1818.9	2.640
6	95.0	87.0	689.0	197.9	1570.1	2.279
7	378.0	148.0	207.0	1015.2	1419.6	6.859
8	203.0	728.0	207.0	1591.9	454.5	2.187
9	583.0	87.0	689.0	225.3	1781.5	2.586
10	-2.0	87.0	689.0	188.5	1499.7	2.176

*** Program completed as requested! ***



PCACOL V3.00 (PCA 1999) - Licensed to: Triada, México, D.F., Mex

File: C:\DATOS\CALERO\TESIS\CABALL~1\PILOTE.COL

Project: PUENTE ARROYO EL CALERO

Column: PILA-PILOTE

Engineer: JCHB

$f'_c = 3.556$ ksi

$f_y = 60$ ksi

$A_g = 1752.71$ in²

24 #8 bars

$E_c = 3399$ ksi

$E_s = 29000$ ksi

$A_s = 18.96$ in²

Rho = 1.08%

$f_c = 3.0226$ ksi

$e_{rup} = \text{Infinity}$

$X_o = 0.00$ in

$I_x = 244461$ in⁴

$e_u = 0.003$ in/in

$Y_o = 0.00$ in

$I_y = 244461$ in⁴

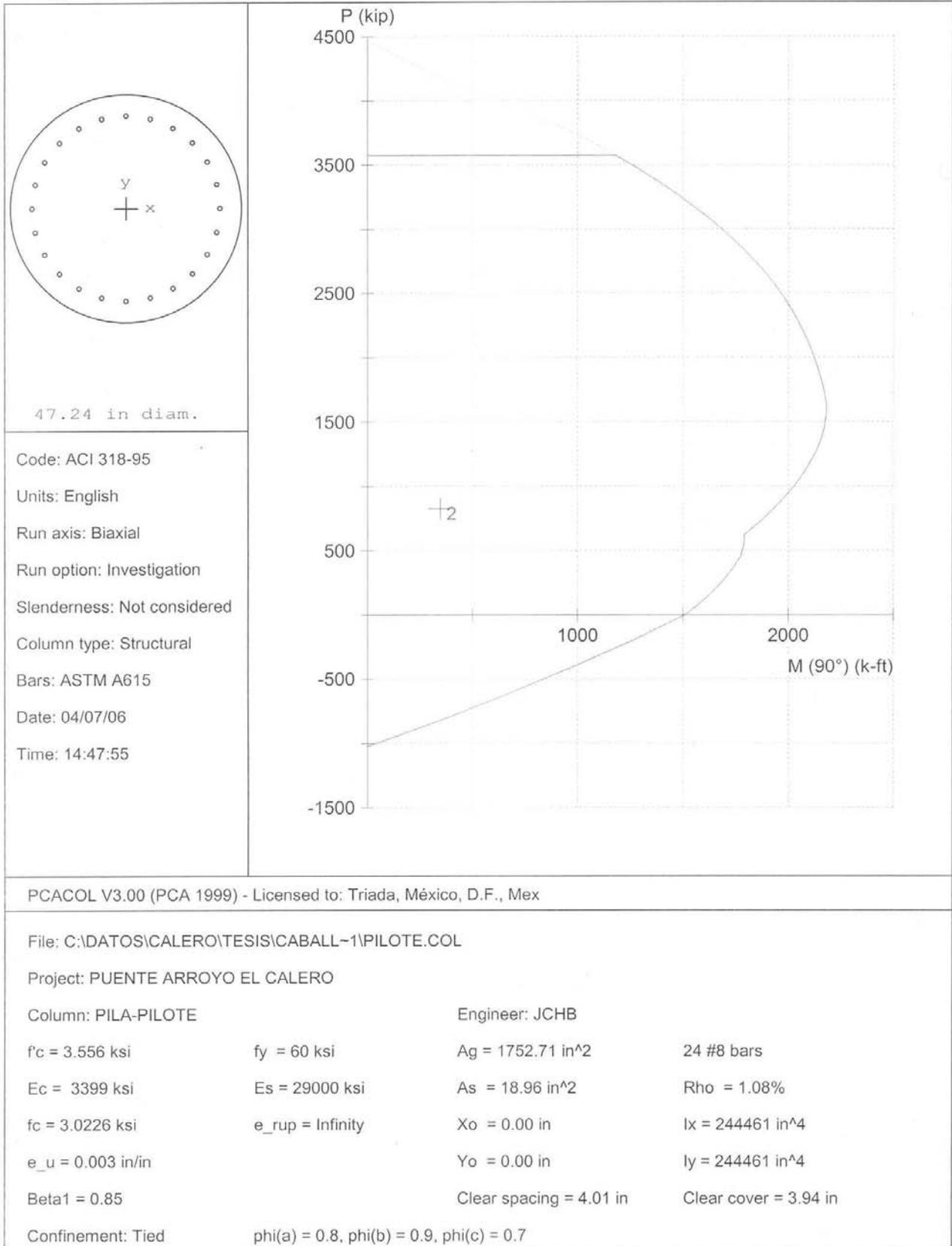
Beta1 = 0.85

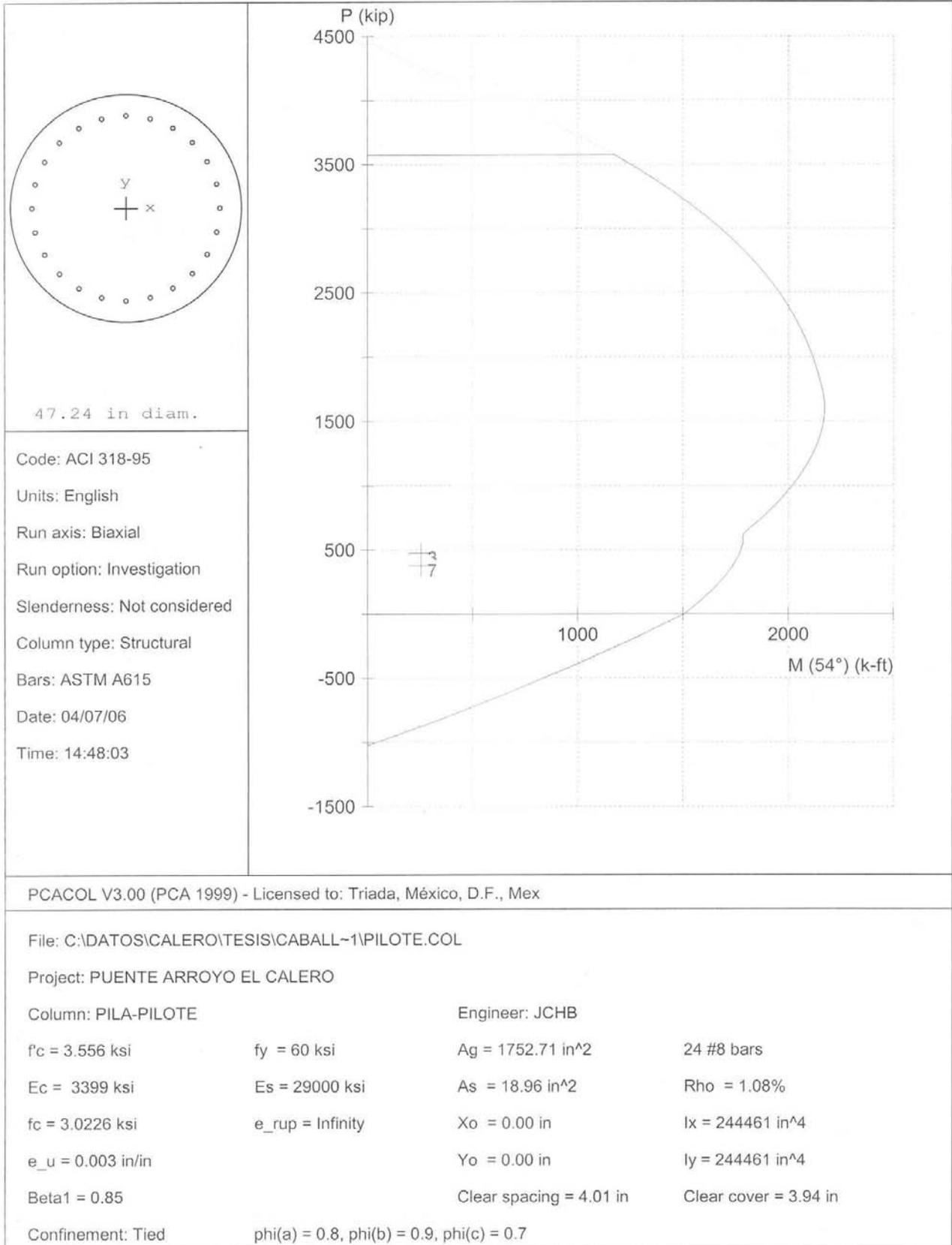
Clear spacing = 4.01 in

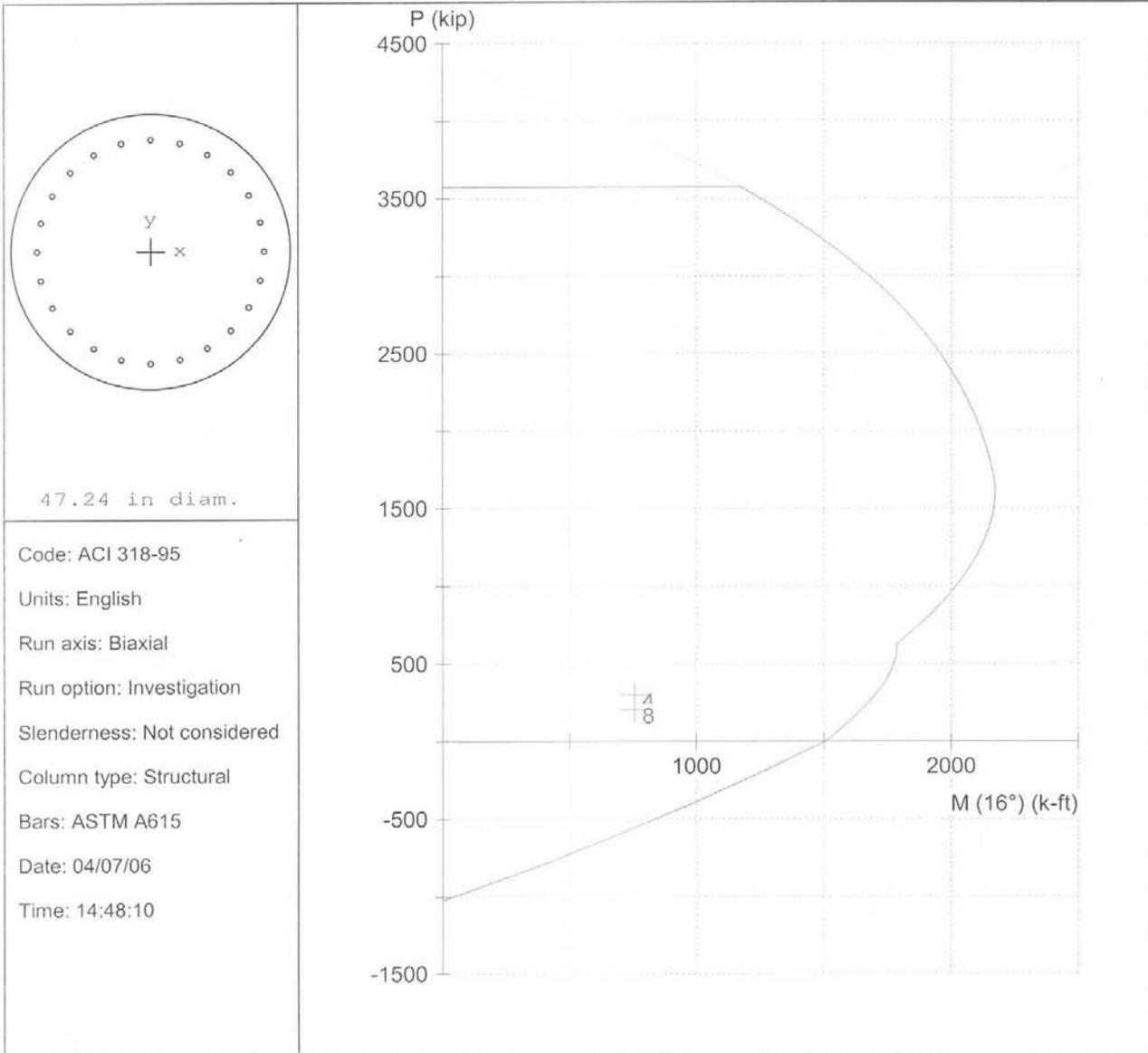
Clear cover = 3.94 in

Confinement: Tied

$\phi(a) = 0.8, \phi(b) = 0.9, \phi(c) = 0.7$







PCACOL V3.00 (PCA 1999) - Licensed to: Triada, México, D.F., Mex

File: C:\DATOS\CALERO\TESIS\CABALL-1\PILOTE.COL

Project: PUENTE ARROYO EL CALERO

Column: PILA-PILOTE

Engineer: JCHB

$f'_c = 3.556$ ksi

$f_y = 60$ ksi

$A_g = 1752.71$ in²

24 #8 bars

$E_c = 3399$ ksi

$E_s = 29000$ ksi

$A_s = 18.96$ in²

$Rho = 1.08\%$

$f_c = 3.0226$ ksi

$e_{rup} = \text{Infinity}$

$X_o = 0.00$ in

$I_x = 244461$ in⁴

$e_u = 0.003$ in/in

$Y_o = 0.00$ in

$I_y = 244461$ in⁴

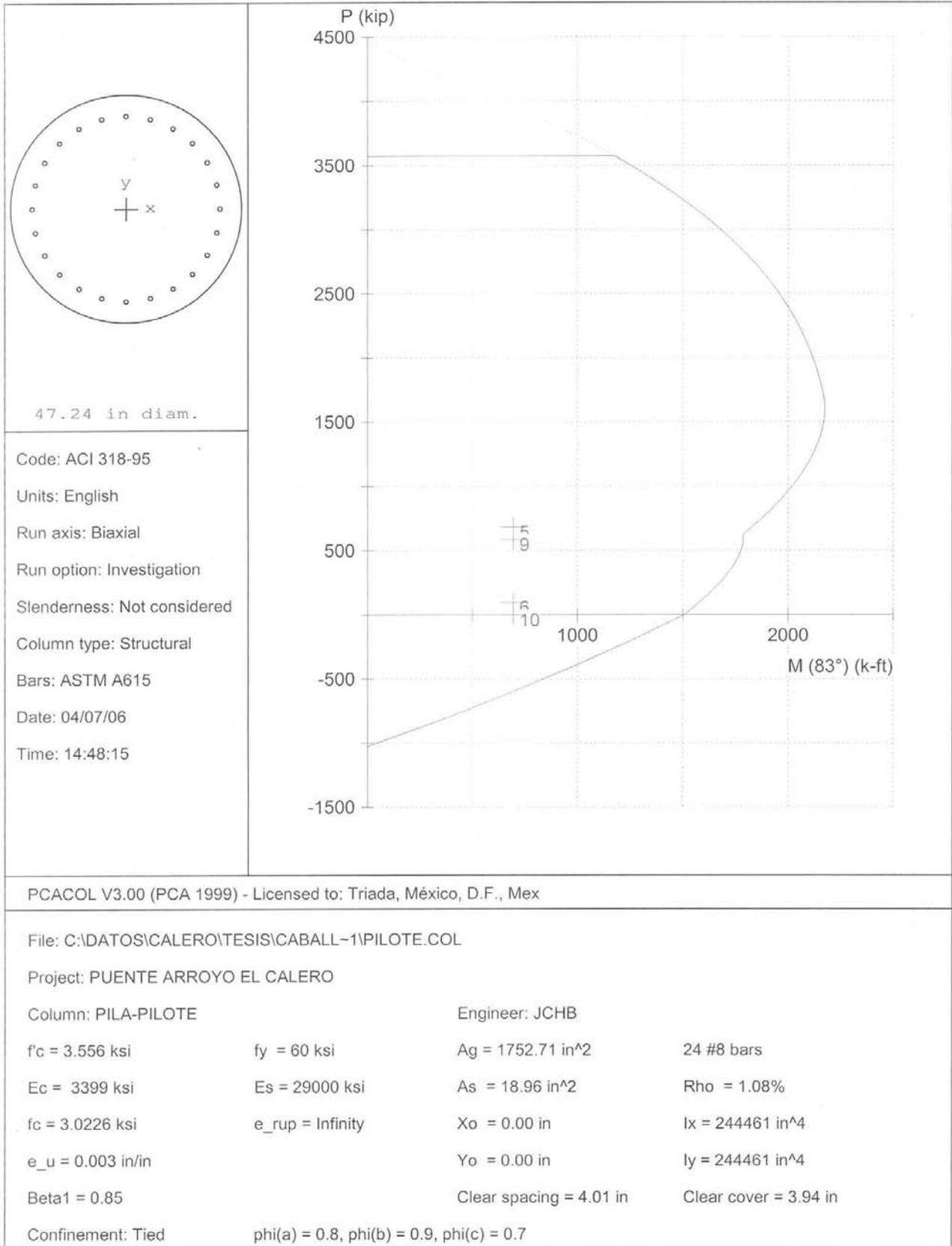
$Beta_1 = 0.85$

Clear spacing = 4.01 in

Clear cover = 3.94 in

Confinement: Tied

$\phi(a) = 0.8, \phi(b) = 0.9, \phi(c) = 0.7$



Diseño por Cortante

Cortantes Máximos por Combinación de Carga

CM	CM+CV	CM+ET+SL	CM+ET-SL	CM+ET+ST
V _x = 0.0 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = 5.6 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = 30.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = -30.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = 101.1 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$
V _y = 0.0 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 0.0 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 63.7 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 19.1 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 6.7 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$
V _R = 0.0 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 5.6 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 70.5 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 35.8 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 101.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$

CM+ET-ST	0.75CM+ET+SL	0.75CM+ET-SL	0.75CM+ET+ST	0.75CM+ET-ST
V _x = -101.1 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = 30.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = -30.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = 101.1 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _x = -101.1 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$
V _y = -6.7 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 63.7 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 19.1 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = 6.7 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _y = -6.7 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$
V _R = 101.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 70.5 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 35.8 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 101.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$	V _R = 101.3 $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$

$$V_u \leq \phi \cdot V_R \quad \text{con} \quad \phi \cdot V_R = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot bd \quad \text{y} \quad V_s = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c$$

Tenemos que: $V_u = 101.322 \text{ ton} = 101,322 \text{ kg}$
 $\Phi = 0.85$
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $\Phi V_c = 94,024 \text{ kg} < V_u \quad \therefore$ Requiere refuerzo transversal

Adicionalmente: $V_c = 0.53\sqrt{(f'c)bd} = 110,616 \text{ kg}$
 $V_s = (V_u/\Phi) - V_c = 8,586 \text{ kg}$
 $b = \text{Ancho} = 120 \text{ cm}$
 $H = \text{Peralte total} = 120 \text{ cm}$
 $r = \text{Recubrimiento} = 10 \text{ cm}$
 $d = \text{Peralte efectivo} = 110 \text{ cm}$

Proponiendo Estribos del #4c en 2 ramas: $A_v = 2.54 \text{ cm}^2$

Separación de estribos: $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 137 \text{ cm}$

Espaciamiento del refuerzo por Cortante según AASHTO: $\left\{ \begin{array}{l} 0.5d = 55 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 61 \text{ cm} \end{array} \right.$

Por lo que: Se proponen Estribos del #4c en 2 ramas @ 30 cm.

Determinación de Elementos Mecánicos Ultimos en el Cabezal

a) Para Momento Negativo

Elementos mecánicos por Condición de Carga (Sin ductilidad)

Carga Muerta	Carga Viva	Sismo Longitudinal	Sismo Transversal
My = 61.8 Ton-m Vz = 82.2 ton	My = 29.8 Ton-m Vz = 40.4 ton	My = 260.0 Ton-m Vz = 101.6 ton	My = 78.0 Ton-m Vz = 30.5 ton

Elementos mecánicos por Combinación de Carga (Con ductilidad)

1) Carga Muerta:

$$\begin{aligned} My &= 61.8 \text{ ton-m} \\ Vz &= 82.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

2) Carga Muerta + Carga Viva: Fc(CM+1.67CV)

$$\begin{aligned} My &= 145.0 \text{ ton-m} \\ Vz &= 194.6 \text{ ton} \end{aligned}$$

3) Carga Muerta + Sismo Longitudinal: Fc(CM+SL)

$$\begin{aligned} My &= 107.3 \text{ ton-m} \\ Vz &= 183.8 \text{ ton} \end{aligned}$$

4) Carga Muerta + Sismo Transversal: Fc(CM+ST)

$$\begin{aligned} My &= 46.6 \text{ ton-m} \\ Vz &= 112.7 \text{ ton} \end{aligned}$$

b) Para Momento Positivo

Elementos mecánicos por Condición de Carga (Sin ductilidad)

Carga Muerta	Carga Viva	Sismo Longitudinal	Sismo Transversal
My = 21.8 Ton-m Vz = 82.2 ton	My = 21.6 Ton-m Vz = 40.4 ton	My = 0.0 Ton-m Vz = 101.6 ton	My = 0 Ton-m Vz = 30.5 ton

Elementos mecánicos por Combinación de Carga (Con ductilidad)

1) Carga Muerta:

$$\begin{aligned} My &= 21.8 \text{ ton-m} \\ Vz &= 82.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

2) Carga Muerta + Carga Viva: Fc(CM+1.67CV)

$$\begin{aligned} My &= 75.2 \text{ ton-m} \\ Vz &= 194.6 \text{ ton} \end{aligned}$$

3) Carga Muerta + Sismo Longitudinal: Fc(CM+SL)

$$\begin{aligned} M_y &= 7.3 \text{ ton-m} \\ V_z &= 183.8 \text{ ton} \end{aligned}$$

4) Carga Muerta + Sismo Transversal: Fc(CM+ST)

$$\begin{aligned} M_y &= 7.3 \text{ ton-m} \\ V_z &= 112.7 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momentos Máximos por Combinación de Carga

a) Para Momento Negativo → $M_u = 145.0 \text{ ton-m}$

Se proponen varillas del No. 8 y No. 5 en paquetes de 1 varilla:

Separación =	20	cm
Area de las barras =	7.05	cm ²
Area total de acero (As) =	42.3	cm ²
Peralte total =	120	cm
Peralte efectivo (d) =	110	cm
Concreto f'c =	250	kg/cm ²
Acero fy =	4,200	kg/cm ²
Recubrimiento =	10	cm
Ancho b =	120	cm
a =	7.0	cm

$$M_R = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \text{donde:} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Por lo tanto: $M_R = 170.3 \text{ ton-m} > M_u = 145.0 \text{ ton-m}$

b) Para Momento Positivo → $M_u = 75.2 \text{ ton-m}$

Se proponen varillas del No. 8 y No. 4 en paquetes de 1 varilla:

Separación =	20	cm
Area de las barras =	6.34	cm ²
Area total de acero (As) =	38.0	cm ²
Peralte total =	120	cm
Peralte efectivo (d) =	110	cm
Concreto f'c =	250	kg/cm ²
Acero fy =	4,200	kg/cm ²
Recubrimiento =	10	cm
Ancho b =	120	cm
a =	6.3	cm

$$M_R = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \text{donde} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Por lo tanto: $M_R = 153.7 \text{ ton-m} > M_u = 75.2 \text{ ton-m}$

c) **Diseño por cortante** $\rightarrow V_u = 194.6 \text{ ton}$

$$V_u \leq \phi \cdot V_R \quad \text{con} \quad \phi \cdot V_R = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b d \quad \text{y} \quad V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c$$

Tenemos que: $V_u = 194.6 \text{ ton} = 194,600 \text{ kg}$
 $\Phi = 0.85$
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $\Phi V_c = 94,024 \text{ kg} < V_u \quad \therefore$ Requiere refuerzo transversal

Adicionalmente:

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d =$	110,616 kg
$V_s = (V_u / \Phi) - V_c =$	118,325 kg
$b = \text{Ancho} =$	120 cm
$H = \text{Peralte total} =$	120 cm
$r = \text{Recubrimiento} =$	10 cm
$d = \text{Peralte efectivo} =$	110 cm

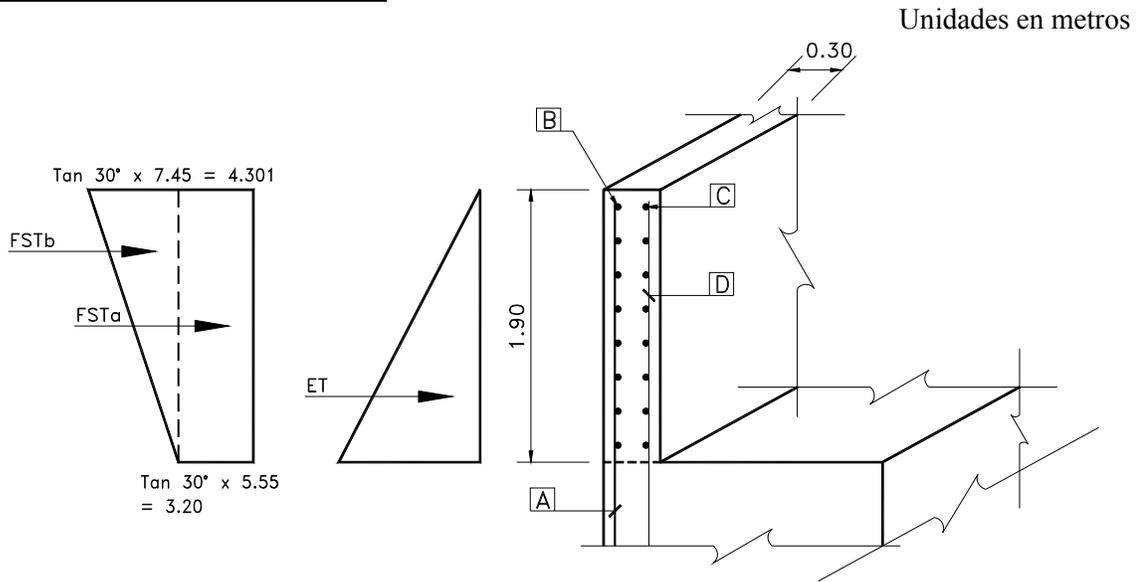
Proponiendo Estribos del #4c en 4 ramas: $A_v = 5.08 \text{ cm}^2$

Separación de estribos: $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 20 \text{ cm}$

Espaciamiento del refuerzo por Cortante según AASHTO: $\left\{ \begin{array}{l} 0.5d = 55 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 61 \text{ cm} \end{array} \right.$

Por lo que: Se proponen Estribos del #4c en 4 ramas @ 20 cm.

DISEÑO DE MURO DIAFRAGMA



Revisión por fuerzas sísmicas

$$ET = \frac{\sigma \times k_a \times h^2 \times L}{2} = \frac{1.8 \times 0.33 \times 3.61 \times 1.0}{2} = 1.07 \text{ ton}$$

$$FSTa = Area \times \sigma \times (a_0/2) \times L = 1.90 \times 3.20 \times 1.80 \times (0.195/2) \times 1.0 = 1.07 \text{ ton}$$

$$FSTb = Area \times \sigma \times (a_0/2) \times L = \left(\frac{1.90 \times 1.10}{2} \right) \times 1.80 \times (0.195/2) \times 1.0 = 0.18 \text{ ton}$$

	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
ET =	1.07	0.63	0.68
FSTa =	1.07	0.95	1.02
FSTb =	0.18	0.95	0.17
Total =			1.87

Revisión por empuje de tierras (considerando una sobrecarga de 2 pies de altura)

$$Fa = \frac{\sigma \times k_a \times h^2 \times L}{2} = \frac{1.8 \times 0.33 \times 2.51^2 \times 1.0}{2} = 1.87 \text{ ton}$$

Brazo = 0.837 m

Ma = 1.57 ton-m Por lo que: Mu = 1.3 x 1.57 = 2.04 ton-m

Se tomará: Mu = 2.04 ton-m

Se proponen varillas del No. 4:

Separación =	30	cm
Area de las barras =	1.27	cm ²
Area total de acero (As) =	4.23	cm ²
Peralte total =	30	cm
Peralte efectivo (d) =	25	cm
Concreto f'c =	250	kg/cm ²
Acero fy =	4,200	kg/cm ²
Recubrimiento =	5	cm
Ancho b =	100	cm
a =	0.84	cm

$$M_R = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \text{donde:} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Por lo tanto: $M_R = 3.93 \text{ ton-m} > M_u = 2.04 \text{ ton-m}$

Revisión a cortante

$$V_u = 1.3 \times 1.87 = 2.43 \text{ ton}$$

$$V_R = \Phi V_c \quad \text{donde:} \quad \Phi = 0.85$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b d = 20,950 \text{ kg}$$

$$b = \text{Ancho (cm)} = 100 \text{ cm}$$

$$d = \text{Peralte efectivo (cm)} = 25 \text{ cm}$$

$V_R = 17.8 \text{ ton} > V_u = 2.4 \text{ ton}$ (Cumple con sección propia)

Acero por Temperatura

El área por temperatura está dada por:

$$\frac{1}{8} \text{ in}^2/\text{pie} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Proponiendo:

$$\text{Vars. del \#4c @ 30 cm} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Área de las barras} = 1.27 \text{ cm}^2 \\ \text{Área del acero} = 4.23 \text{ cm}^2 \\ \text{Ancho b} = 100 \text{ cm} \end{array}$$

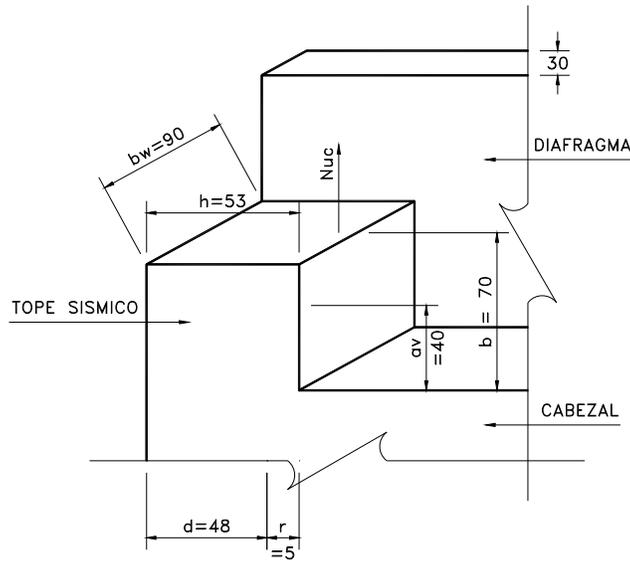
Por lo que:

$$A_{S_{\text{temp}}} = 4.23 \text{ cm}^2 \text{ ok.}$$

El calibre y separación del acero será finalmente, según el croquis indicado:

Vars. A =	4c	@	30	cm
Vars. B =	4c	@	30	cm
Vars. C =	4c	@	30	cm
Vars. D =	4c	@	30	cm

DISEÑO DE TOPE SISMICO



VISTA FRONTAL DE TOPE SISMICO

Comprobación de trabajo como ménsula:

1. $av/d < 1$ $= av/d = 40/48 = 0.833 < 1$
2. $h > 0.5d$ $h = 53 > 0.5 \times 48 = 24$
3. $Vu > Nuc$

Cálculo del cortante de diseño:

$$Vu = \frac{W_{super} \times C}{Q} \times F.C. = \frac{347 \times 0.75}{4} \times 1 = 65.1 \text{ ton}$$

Cálculo de la fuerza horizontal Nuc:

$$Nuc = 0.2 \times Vu = 0.20 \times 65.1 = 13 \text{ ton}$$

Cálculo del acero por fricción (Avf):

$$Avf = \frac{Vu}{\phi \times fy \times \mu} = \frac{65,100}{0.85 \times 4,200 \times 1.4} = 13 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero para resistir Nuc (An):

$$An = \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{13,013}{0.85 \times 4,200} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Tenemos que: $Vu \leq \Phi Vn$

Entonces: $V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{65.1}{0.85} = 76.5 \text{ ton}$

donde: $\Phi = 0.85$
 $V_n = 76.5 \text{ ton} = A_v f_y \times \mu = 168,751 \text{ lb}$
 $\mu = 1.4$
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 3,556 \text{ lb/in}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

V_n no debe ser mayor a los dos siguientes valores:

1.- $0.2 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d = 0.2 \cdot 3,556 \cdot 35.43 \cdot 18.90 = 476,200 \text{ lb (cumple)}$

2.- $800 \cdot b_w \cdot d = 800 \cdot 35.43 \cdot 18.90 = 535,681 \text{ lb (cumple)}$

Por lo tanto el valor de V_n se tomará igual a: $V_n = 76.5 \text{ ton}$

Acero para resistir el momento (A_f):

$M_u = (V_u \cdot a_v) + (N_{uc} \cdot (h-d)) = ((65.1 \times 0.4) + ((13.01 \cdot (0.53-0.48)))$

$M_u = 26.7 \text{ ton-m}$

Se proponen varillas del No. 6:

Separación =	15	cm
Area de las barras =	2.85	cm ²
Area total de acero (A_f) =	17.0	cm ²
Peralte total =	53	cm
Peralte efectivo (d) =	48	cm
Concreto f'_c =	250	kg/cm ²
Acero f_y =	4,200	kg/cm ²
Recubrimiento =	5	cm
b_w =	90	cm
a =	3.8	cm

$M_R = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$ donde $a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$

Por lo tanto: $M_R = 29.8 \text{ ton-m} > M_u = 26.7 \text{ ton-m}$ (cumple)

El área principal A_s debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

1.- $(A_f + A_n) = 17.1 + 3.6 = 20.7 \text{ cm}^2$

2.- $\left(\frac{2 \times A_v f}{3} \right) + A_n = \left(\frac{2 \times 13.02}{3} \right) + 3.6 = 12.3 \text{ cm}^2$

Por lo tanto se tomará $A_s = 20.7 \text{ cm}^2$

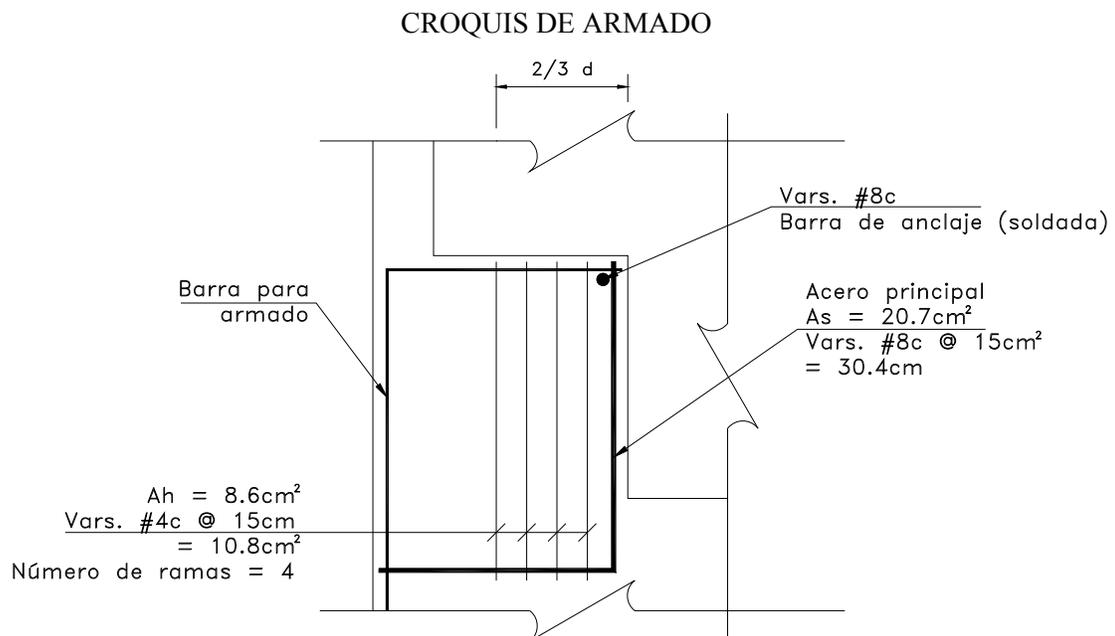
El área restante A_h debe ser igual a:

$$A_h = 0.5 \cdot (A_s - A_n) = 0.5 \cdot (20.745 - 3.6) = 8.6 \text{ cm}^2$$

La relación de refuerzo $\rho = \frac{A_s}{bd}$ no debe ser menor que: $0.04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$

$$0.04 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0024$$

$$\rho = \frac{20.7}{70 \times 48} = 0.0062 \text{ (cumple)}$$



DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

1) ESFUERZO A COMPRESION

El esfuerzo a compresión deberá ser menor a los dos siguientes valores:

$$\sigma_{\text{comp}} < 70.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comp}} < GS = 83.7 \text{ kg/cm}^2$$

donde:

G =	11.6	kg/cm ²	Módulo de Cortante
S =	$\frac{AB}{2h_{ri}(A+B)}$		Factor de forma
S =	7.2		
A =	50.0	cm	Largo del neopreno
B =	30.0	cm	Ancho del neopreno
h _{ri} =	1.3	cm	Espesor de una placa de neopreno
h _{rt} 4.1 =	3.2	cm	Espesor total de placas de neopreno para h =4.1
h _{rt} 5.7 =	4.5	cm	Espesor total de placas de neopreno para h =5.7
P _{popo} =	42.9	ton	
P _{cv+i} =	27.1	ton	(Del Courbon)
H _{sisimo} =	8	ton	(Con ductilidad)

$$\sigma_{(\text{popo}+\text{cv})} = 46.7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{comp}} \quad \text{ok.}$$

2) LIMITACION AL CORTANTE

La deformación al cortante deberá ser la mitad del espesor total de las placas de neopreno:

$$h_{rt} > 2D \quad \text{donde:} \quad D = \text{Deformación horizontal del neopreno}$$

Deformación por contracción por fraguado según AASHTO: $\Delta = 0.0002C_1$

$$\text{donde:} \quad C_1 = \text{Longitud de claro}$$

$$\text{entonces:} \quad \Delta = 0.60 \text{ cm}$$

Deformaciones permisibles:

$$\text{Neopreno de 4.1 cm de espesor total} \rightarrow \Delta_{4.1} = \frac{h_{rt}(4.1)}{2} = 1.6 \text{ cm} \quad \text{ok.}$$

$$\text{Neopreno de 5.7 cm de espesor total} \rightarrow \Delta_{4.1} = \frac{h_{rt}(5.7)}{2} = 2.25 \text{ cm} \quad \text{ok.}$$

3) RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

$$H = \frac{G \times A \times D}{h_{rt}}$$

donde: H = Fuerza resistente horizontal
A = Area en planta del neopreno

Fuerzas horizontales permisibles considerando la contracción por fraguado:

$$\text{Neopreno de 4.1 cm de espesor total} \rightarrow H_{4.1} = \frac{2GA \cdot \Delta_{4.1}}{h_{rt(4.1)}} = 10,875 \text{ kg} > H_{\text{sismo}} \text{ ok}$$

$$\text{Neopreno de 5.7 cm de espesor total} \rightarrow H_{5.7} = \frac{2GA \cdot \Delta_{5.7}}{h_{rt(5.7)}} = 12,760 \text{ kg} > H_{\text{sismo}} \text{ ok}$$

Nota: Se utilizó un factor de 2 para el módulo de cortante (G) debido a fuerzas dinámicas.

4) VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO

$$H < fr \cdot N$$

$$\text{donde: } fr = 0.1 + \frac{0.60}{\sigma} \text{ (Cuando la cara del apoyo en contacto es de elastómero)}$$

N = Fuerza vertical

H = Fuerza horizontal (ambos concomitantes)

$$\sigma_{\text{popo}} = 28.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 0.12$$

$$N = 42.9 \text{ ton}$$

$$H_{\text{sismo}} = 8,044 \text{ kg}$$

$$fr N = 5,190 \text{ kg} < H_{\text{sismo}} \therefore \text{ Requiere tope sísmico}$$

CAPITULO IV
OBRAS COMPLEMENTARIAS

TERRAPLENES DE ACCESO

Si bien los elementos principales que conforman el Puente son aquellos que constituyen la Superestructura y la Subestructura, la construcción integral de este tipo de estructuras (puentes en general) contempla la conformación de otro tipo de elementos que complementan y dan “forma” definitiva a la obra.

Dependiendo de la estructuración y la ubicación del Puente dentro del Proyecto de Terracerías, es decir, si se ubica en un tramo en Corte o en un tramo de Terraplén, se constituye el Proyecto de los Accesos al Puente.

Con la finalidad de estandarizar y optimizar el proyecto y construcción de las Obras Complementarias para Puentes, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con un compendio de *Proyectos Tipo* para este respecto, tomados básicamente de los proyectos de la extinta Secretaría de Obras Públicas (SOP).

La información contenida en cada uno de estos Proyectos Tipo, en cuanto a las características de geometría, refuerzo y especificaciones de los materiales por utilizar para cada elemento, cumple automáticamente con la normatividad de la SCT, por lo que es práctica común hacer uso de la información de estos Proyectos.

A continuación se presenta el *Proyecto Tipo No. T-30.1.1* correspondiente a los *Accesos para Puentes y Pasos a Densivel Normales*, en el cual se presentan los lineamientos geométricos y características de los materiales y elementos que conformarán dichos accesos, en particular se refiere a la geometría y talud del terraplén, geometría y refuerzo para postes y guarnición, así como la geometría y especificación para la defensa de lámina de acero galvanizado. El Proyecto contiene una cuantificación por metro lineal para cada elemento, lo que facilita la cuantificación total para el acceso.

M A T E R I A L E S									
ELEMENTO	ACERO GALVANIZADO		ACERO DE REFUERZO				C R O Q U I S	PESO Kg.	CONCRETO $f_c = 250$ Kg/cm ² (M3)
	CONEXION (Kg.)	SEP. DE CANAL (Kg.)	VAR.S	DIAM.	NUM.	LONG. (cm.)			
P O S T E	0.5	3	A	4C	4	179		7	0.06
			B	4C	15	70		11	
GUARNICION (POR METRO)			C	4C	6	100		6	0.10
			D	4C	5	134		7	

DEFENSA DE LAMINA DE ACERO GALVANIZADO (CAL. No.12) 12 Kg/M.
(INCLUIE LOS PERNOS QUE SE SURTEN CON LA LAMINA DE ACERO Y LOS EMPALMES)

NOTAS GENERALES

DIMENSIONES:
EN CENTIMETROS, EXCEPTO EN LAS QUE SE INDICA OTRA UNIDAD.

ESPECIFICACIONES:
LA ULTIMA EDICION DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE LA S.O.P. SE HARA REFERENCIA EN PARTICULAR A LOS SIGUIENTES CAPITULOS:
XI TERRAPLENES
XXII CONCRETO HIDRAULICO
XXIII ACERO P/CONCRETO HIDRAULICO

MATERIALES
DEBERAN SER ACEPTADOS POR LA D.G.C.F. Y CUMPLIRAN CON LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:
TERRAPLENES S.O.P. 11-03
CEMENTO S.O.P. 96-02-TIPO I & III
ACERADOS S.O.P. 98-05
AGUA PARA CONCRETO S.O.P. 96-07
ACERO DE REFUERZO S.O.P. 99-02 & 99-11
TIPO A, B CORRUGADO DE GRADO DURO, CON L.E. ≥ 4000 Kg/cm²
TIPO C, D CORRUGADO DE GRADO DURO, CON L.E. ≥ 6000 Kg/cm², CON ALARGAMIENTO MEDIO EN 20 cm DE 98 COMO MINIMO

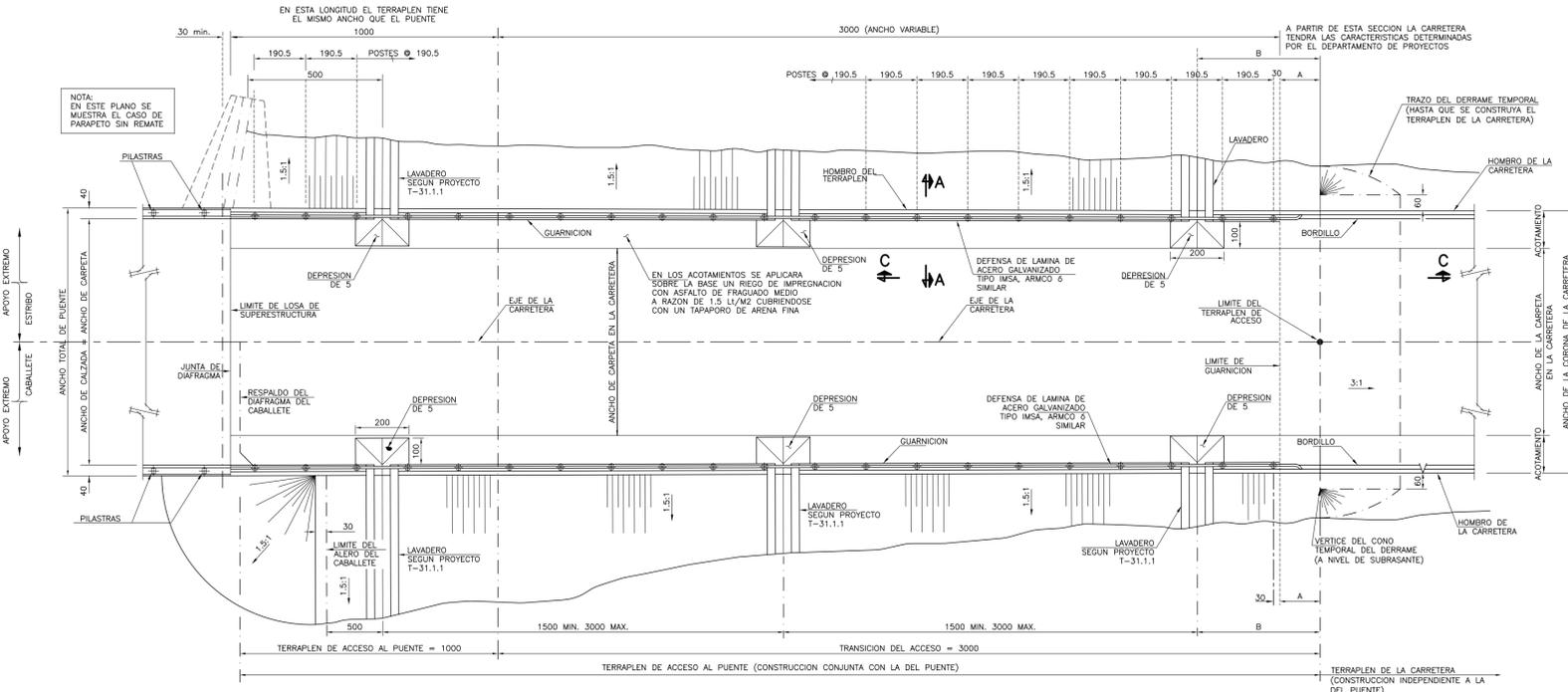
TERRAPLENES:
DEBERAN COMPACTARSE COMO MINIMO AL 90% DE SU PESO VOLUMETRICO OPTIMO DETERMINADO Y LAS PRUEBAS PORTOR & PROCTOR S.O.P. & LO QUE SE DETERMINE EN EL PROYECTO

CONCRETO:
SE USARA CONCRETO DE $f_c=250$ Kg/cm² PARA LA CONSTRUCCION DE LOS POSTES Y LA GUARNICION SE VIBRARA AL COLOCARLA.

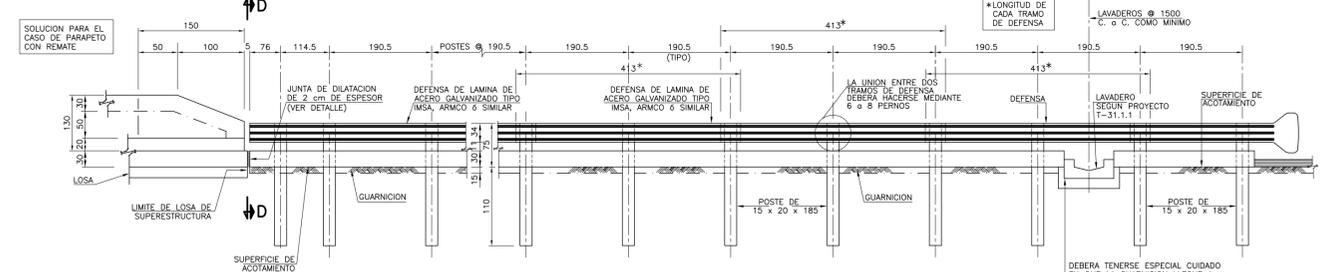
DEFENSAS:
LAS DEFENSAS SERAN DE LAMINA DE ACERO GALVANIZADO CALIBRE No.12, TIPO IMSA, ARMO 6 SIMILAR. LOS TRASLAPES DE LA DEFENSA Y DE LAS TERMINALES, DEBERAN HACERSE EN LA DIRECCION DEL TRANSITO.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION
1.- SE CONSTRUIRAN LOS TERRAPLENES DE ACCESO HASTA EL NIVEL DE LA SUBRASANTE
2.- SE CONSTRUIRAN LOS POSTES PRECOLADOS, LOS QUE PODRAN TRASLAPARSE Y COLOCARSE CUANDO EL CONCRETO TENGA UNA RESISTENCIA DE 200 Kg/cm².
3.- PARA COLOCAR EL POSTE EN EL TERRAPLEN SE HARA UNA PERFORACION CON POSTEADORA CON UN DIAMETRO NO MAYOR DE 40 cm.
4.- SE COLARAN Y SE ALINEARAN LOS POSTES, TANTO VERTICAL COMO HORIZONTALMENTE Y SE RELLENARA CON EL SOBRIANTE DE LAS EXCAVACIONES, COMPACTANDO EL MATERIAL.
5.- SE COLOCARA EL ACERO DE REFUERZO DE LAS GUARNICIONES Y SE HARA EL COLADO. ESTOS MOLDES PODRAN RETIRARSE A LAS 24 HORAS DE EFECTUADO EL COLADO, LA PARTE VISIBLE DEL CONCRETO SE FORMARA CON MOLDES DE MADERA CEPILADA, TRIPLAY O LAMINA.
6.- SE AFIRMAN LOS TUBOS DE LOS TERRAPLENES Y SE CONSTRUIRAN LOS LAVADEROS DE MAMPOSTERIA & DE CONCRETO, SEGUN SE INDIQUE EN EL PLANO GENERAL DEL PUENTE.
7.- SE COLARAN Y ALINEARAN LAS DEFENSAS Y SE ARRIETARAN LAS TUERCAS DE LOS PERNOS DE LA UNION, LLENANDO A CONTINUACION LAS CAJAS EN QUE SE ALOJAN LAS TUERCAS CON MORTERO DE CEMENTO 1:2.
8.- SE CONSTRUIRA LA BASE Y EL PAVIMENTO EN LA FORMA PREVISTA EN EL PROYECTO, TENIENDO CUIDADO DE EVITAR DAÑOS A LAS GUARNICIONES Y DEFENSAS YA COLOCADAS.

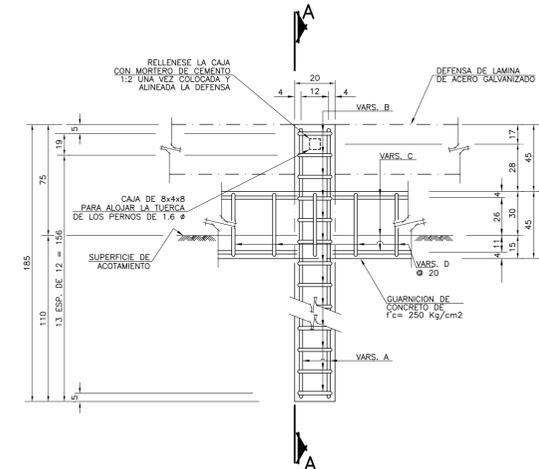
PROYECTOS COMPLEMENTARIOS
ESTE PLANO SE COMPLEMENTARIA DEL CORRESPONDIENTE AL PROYECTO QUE SE INDICE EN EL PLANO GENERAL DEL PUENTE & PASO A DESNIVEL.



PLANTA

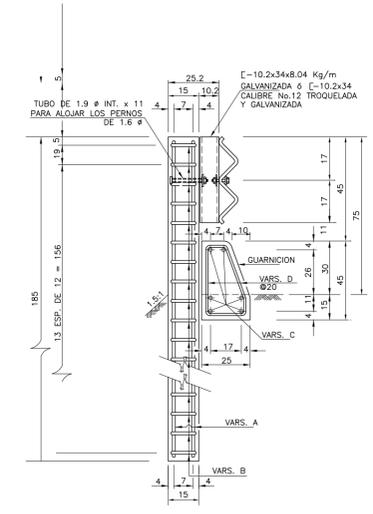


ELEVACION

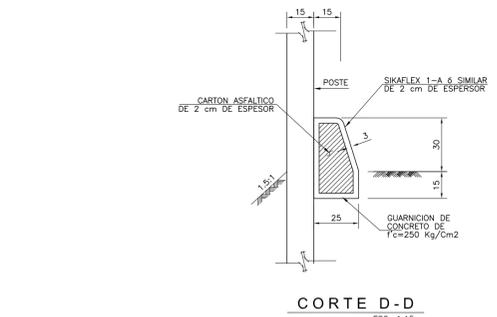


ELEVACION

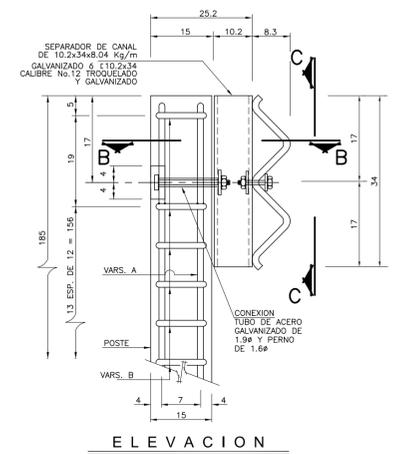
REFUERZO DE POSTES Y GUARNICION



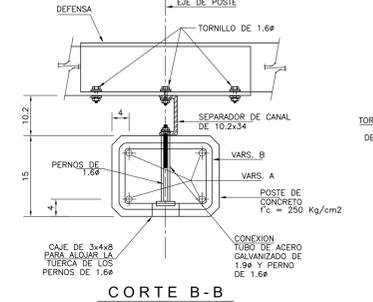
CORTE A-A



DETALLE DE JUNTA DE DILATACION

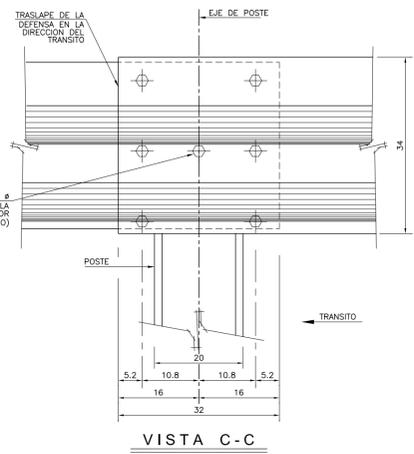


ELEVACION



CORTE B-B

DETALLES DE LA CONEXION DE LA DEFENSA AL SEPARADOR DEL CANAL



VISTA C-C

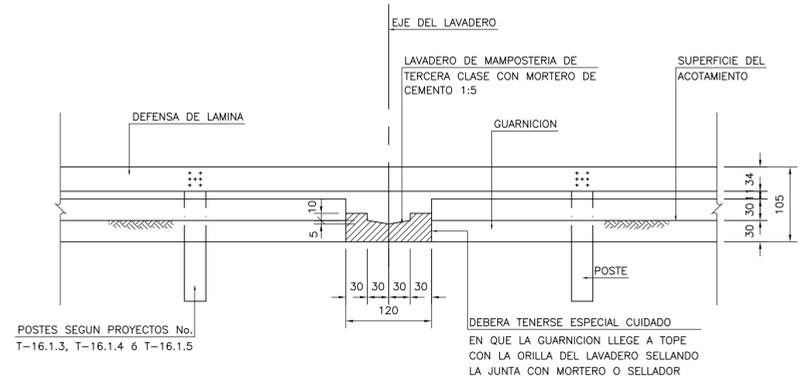
SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
SUBSECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
ACCESOS PARA PUENTES Y PASOS A DESNIVEL NORMALES

LAVADEROS DE CONCRETO

Un elemento que forma parte integral de los Accesos (en terraplén) para el Puente, lo constituyen los Lavaderos, obras de drenaje para esta parte de la carretera, fundamentales para la conservación del cuerpo del terraplén.

Para este elemento, se contempla el *Proyecto Tipo No. T-31.1.1* correspondiente a los *Lavaderos en Terraplén*, en el cual se presentan los lineamientos geométricos y características de los materiales que conforman estos elementos, los cuales pueden ser de Mampostería o bien de Concreto simple. El Proyecto contiene una cuantificación por metro cúbico / metro lineal para cada elemento, lo que facilita la cuantificación total para el acceso.

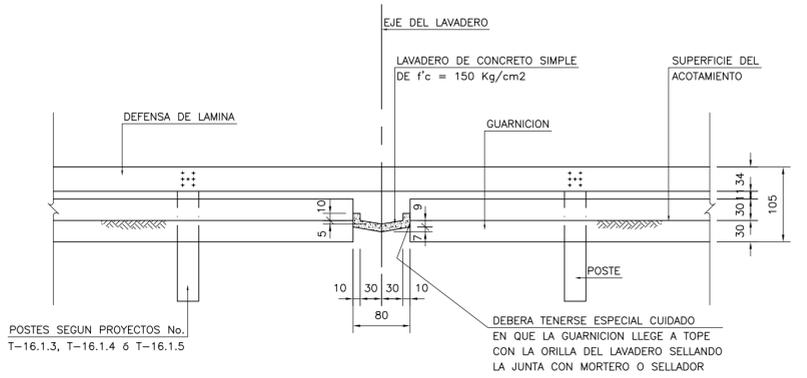
El Puente en estudio contempla la utilización de Lavaderos de concreto simple.



POSTES SEGUN PROYECTOS No. T-16.1.3, T-16.1.4 & T-16.1.5

DEBERA TENERSE ESPECIAL CUIDADO EN QUE LA GUARNICION LLEGE A TOPE CON LA ORILLA DEL LAVADERO SELLANDO LA JUNTA CON MORTERO O SELLADOR

ELEVACION
ESC. 1/50

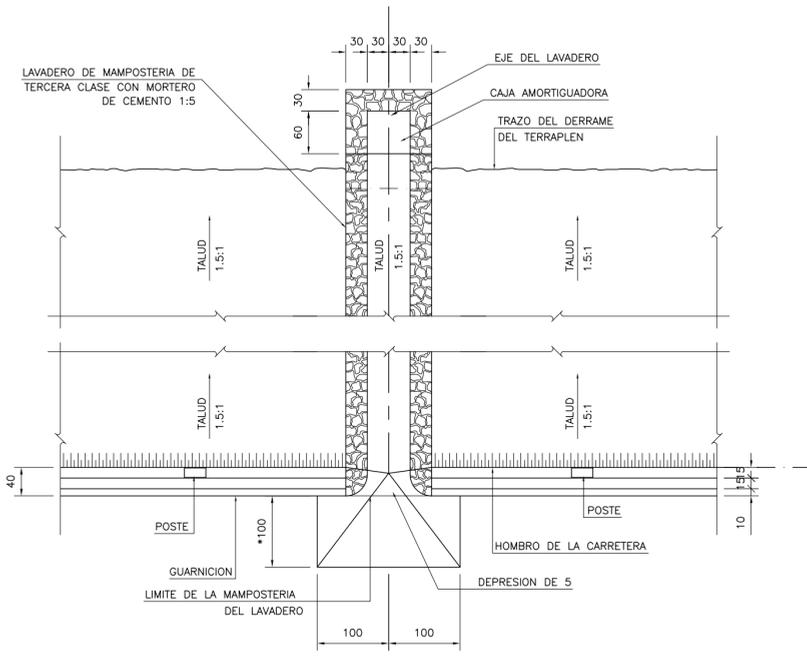


POSTES SEGUN PROYECTOS No. T-16.1.3, T-16.1.4 & T-16.1.5

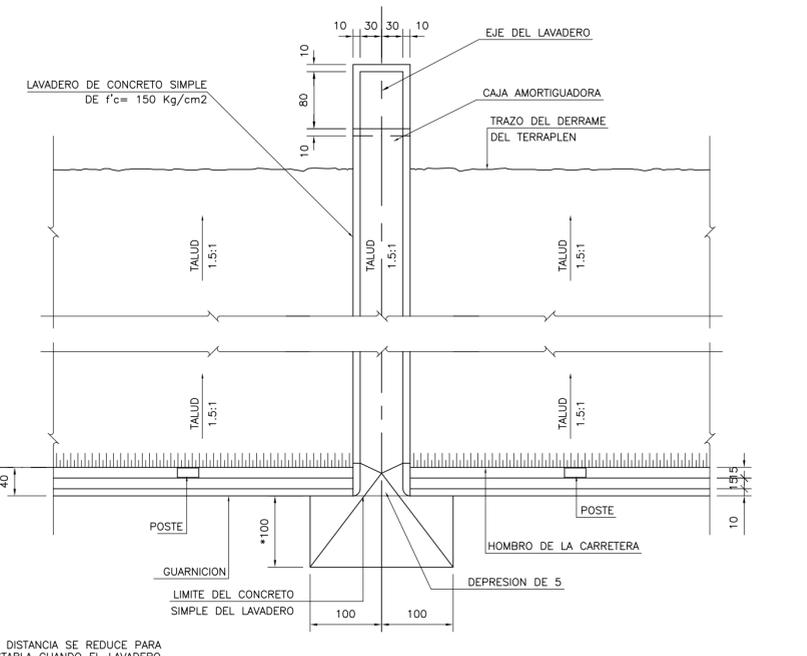
DEBERA TENERSE ESPECIAL CUIDADO EN QUE LA GUARNICION LLEGE A TOPE CON LA ORILLA DEL LAVADERO SELLANDO LA JUNTA CON MORTERO O SELLADOR

ELEVACION
ESC. 1/50

MATERIALES	
LAVADEROS DE MAMPOSTERIA DE 3ra CLASE	0.4 M3/M
LAVADEROS DE CONCRETO SIMPLE DE f'c=150 Kg/cm2	0.1 M3/M

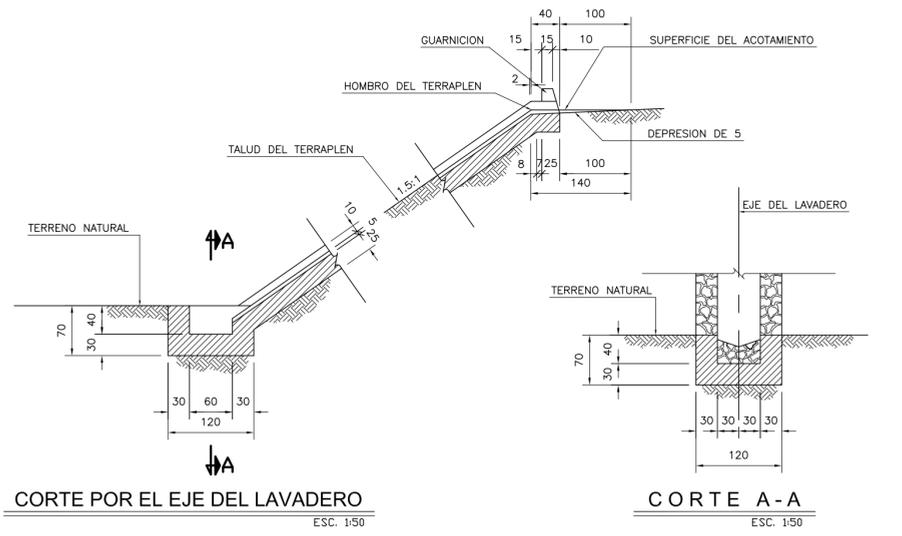


PLANTA
ESC. 1/50



PLANTA
ESC. 1/50

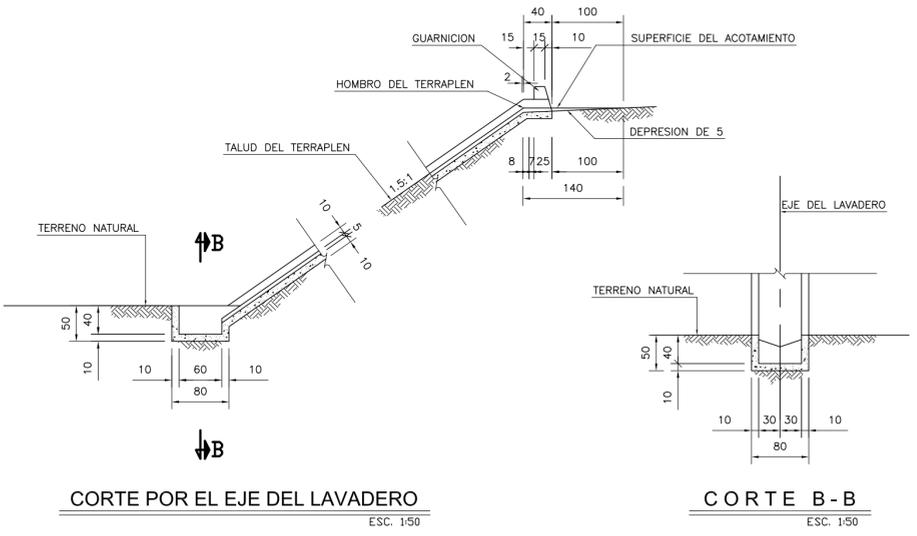
* ESTA DISTANCIA SE REDUCE PARA AJUSTARLA CUANDO EL LAVADERO ESTE CERCA DEL BORDILLO RESPETANDO EL ANCHO DE CARPETA



CORTE POR EL EJE DEL LAVADERO
ESC. 1/50

CORTE A-A
ESC. 1/50

LAVADERO DE MAMPOSTERIA



CORTE POR EL EJE DEL LAVADERO
ESC. 1/50

CORTE B-B
ESC. 1/50

LAVADERO DE CONCRETO

NOTAS:

- GENERALIDADES**
EN CENTIMETROS, EXCEPTO EN LAS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
- DIMENSIONES**
LA ULTIMA EDICION DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE LA S.O.P. Y EN PARTICULAR LO QUE CORRESPONDA DE LOS SIGUIENTES CAPITULOS:
- XXIII EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS
 - XX MAMPOSTERIA DE 3ra CLASE
 - XXII CONCRETO HIDRAULICO
 - XXIV ESTRUCTURAS DE CONCRETO
- MATERIALES**
DEBERAN SER ACEPTADOS POR LA D.G.C.F. Y CUMPLIRAN LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES
- | | |
|-------------------------|---------------------------|
| CEMENTO | S.O.P. 96-02 TIPO I 6 III |
| AGREGADOS PARA CONCRETO | S.O.P. 96-05 |
| AGUA PARA CONCRETO | S.O.P. 96-07 |
| PIEDRA NATURAL | S.O.P. 95-02 |

- CONCRETO**
SE EMPLEARA CONCRETO SIMPLE DE f'c=150 Kg/cm2
- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION**
PARA LA CONSTRUCCION DE ESTOS LAVADEROS SE HARAN LAS EXCAVACIONES NECESARIAS EN LOS TERRAPLENES YA COMPACTADOS.
LOS LAVADEROS DE CONCRETO SIMPLE DEBERAN CONSTRUIRSE EN UNA SOLA OPERACION.
COMO SE INDICA EN ESTE PLANO, DEBERA TENERSE ESPECIAL CUIDADO EN QUE LA GUARNICION LLEGE A TOPE CON LA ORILLA DEL LAVADERO, SELLANDO LA JUNTA CON MORTERO O SELLADOR, CON EL FIN DE EVITAR FILTRACIONES.
- PROYECTOS COMPLEMENTARIOS**
ESTE PLANO ES COMPLEMENTARIO DEL CORRESPONDIENTE A LOS TERRAPLENES QUE SE INDICAN EN EL PLANO GENERAL DEL PUENTE O PASO A DESNIVEL QUE SE PROYECTE.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
SUBSECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

LAVADEROS EN TERRAPLEN

México, D. F. Enero 1997 No. T-31.1.1

CONCLUSIONES

En el contexto del crecimiento y desarrollo social y económico que el país requiere, las obras de infraestructura carretera adquieren vital importancia, pues se convierten en el enlace físico entre las diversas poblaciones existentes a lo largo y ancho del país, fomentando todo tipo de actividades de intercambio, ya sea en el ámbito social, cultural, comercial o turístico.

Una de las estructuras que forman parte integral de las obras carreteras, la constituyen los Puentes, y cómo no ha de ser así si la diversidad topográfica de nuestro país va de las extensas planicies hasta las escarpadas montañas, dificultando en estas últimas zonas la construcción de caminos que cumplan con el objetivo de integrar a todos los rincones del país a las actividades de desarrollo mencionadas. De ahí la necesidad de contar con personal capacitado y especializado en el área del Proyecto y Construcción de Puentes Carreteros, optimizando los recursos para brindar caminos rápidos, seguros y funcionales.

Con el material aquí presentado, respecto a la integración de un Proyecto Ejecutivo para la Construcción de un Puente Carretero, el cual cumple con los requerimientos normativos de la legislación correspondiente, podemos deducir los siguientes razonamientos a este respecto.

La problemática que infiere la necesidad de salvar un obstáculo (natural o artificial) en el trazo de un camino por medio de un Puente, deriva en una variedad de posibles soluciones. Es responsabilidad del Ingeniero Civil, en cada una de sus especialidades, utilizar aquella solución que resulte la más práctica, segura, eficiente y económica, optimizando los recursos disponibles y elevando el estándar de calidad en cada una de las estructuras proyectadas y construidas.

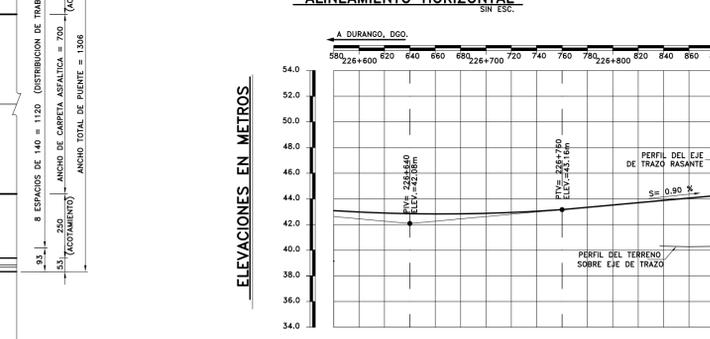
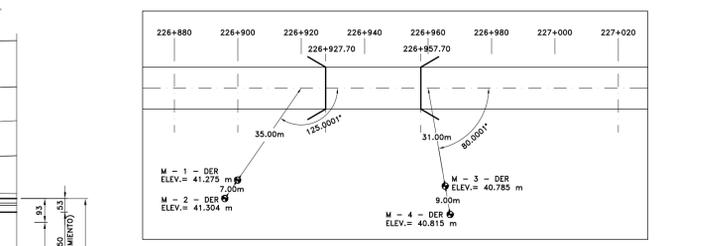
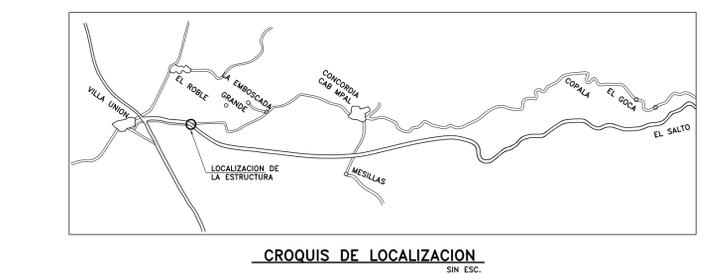
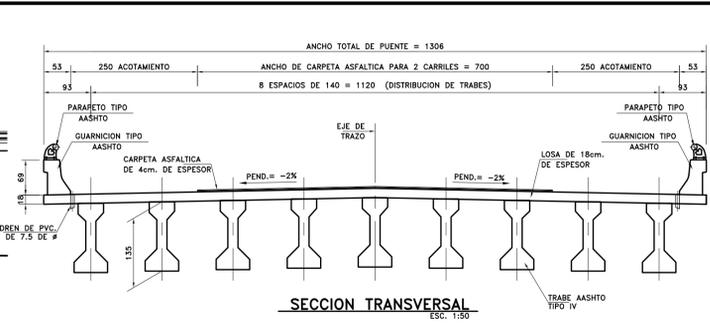
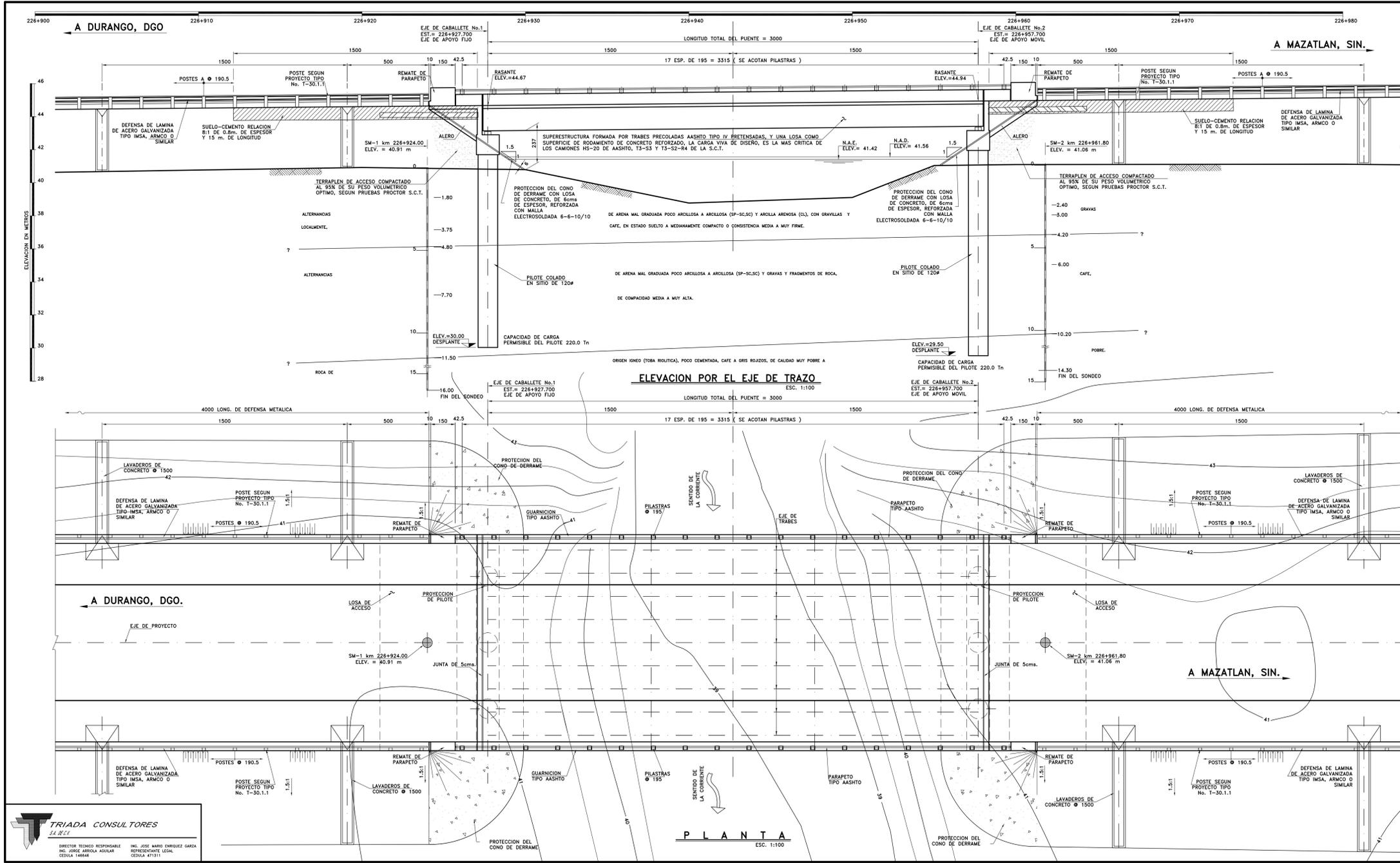
Para lograr lo anterior, es imprescindible cumplir con todos los lineamientos, normas y reglamentos que regulan las actividades a este respecto. Para el caso del tema que nos compete, pudimos notar que la instancia gubernamental de que se trate cuenta con sus propios lineamientos, los cuales siempre son complementados con reglamentos de instituciones, nacionales o internacionales, que se especializan en estos temas. En el caso específico del Proyecto para Puentes Carreteros en nuestro país, después de las Normas de Proyecto de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, el reglamento de la AASHTO se convierte en el manual de cabecera del ingeniero proyectista.

Una herramienta de gran utilidad en nuestros días es, sin duda, el uso de la computadora y los programas de análisis y diseño de estructuras que existen en el mercado, lo que ayuda en gran medida a agilizar las actividades ingenieriles y reducir los tiempos de ejecución. Sin embargo, no debe perderse de vista que estos programas son sólo una útil herramienta, pero que de ninguna manera sustituyen el sano juicio que los ingenieros deben aplicar para resolver los problemas que representa el proyectar una estructura de esta magnitud.

Resulta benéfico también, mantener un equilibrio entre las enseñanzas y experiencias adquiridas a través del tiempo y el fomento a la investigación de nuevos procedimientos y materiales, para proyectar estructuras carreteras que resulten prácticas, económicas, seguras y funcionales.

La información mostrada en este trabajo de tesis no intenta especificar o delimitar el criterio y metodologías para proyectar un Puente Carretero, pues si bien los lineamientos a seguir que marcan las autoridades respectivas son claros a este respecto, la solución final que se le dará a la estructura depende de factores tales como la disponibilidad de los materiales, su costo en el mercado en el momento de su proyecto y/o construcción, aspectos arquitectónicos, sociales e inclusive políticos, sin dejar de lado el criterio, experiencia y juicio del ingeniero proyectista.

ANEXO A
PLANOS DE
PROYECTO EJECUTIVO



DATOS HIDRAULICOS

Q = 92.00 m³/s
V = 2.90 m/s

LISTA DE MATERIALES

PARAPETO	LONGITUD TOTAL	68.0 m
TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 8.89 # (3 1/2") CED. 40		1007.0 Kg
TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 7.6 # (3") CED. 40		32.2 Kg
ACERO A-36 EN PILASTRAS		1260 Kg
PERNOS DE 1.9 # (3/4") CON TUERCA		144.0 Pzo
GUARNICION	LONGITUD TOTAL	68.0 m
ACERO DE REFUERZO f _y =4200 Kg/cm²		2720.0 Kg
CONCRETO f' _c =250 Kg/cm²		17.0 m³
REMATES	LONGITUD TOTAL	384.0 Kg
ACERO DE REFUERZO f _y =4200 Kg/cm²		2.8 m³
CONCRETO f' _c =250 Kg/cm²		
SUPERESTRUCTURA		
LOSAS Y DIAFRAGMAS	CONCRETO f' _c =250 Kg/cm²	83.8 m³
ACERO DE REFUERZO f _y =4200 Kg/cm²		8320.0 Kg
CONCRETO ASFALTICO		14.7 m³
BARRAS CON ROSCAS EN SUS EXTREMOS DE L.E.24000 Kg/cm²		208.0 Kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36 (PLACAS) GALVANIZADAS DE 30x10x1.9		35.8 Kg
TUERCAS Y BORNANAS DE ACERO GALVANIZADO		16.0 Pzo
DUCTOS DE PLASTICO DE 38 # cm		91.1 ml
DREN DE PLASTICO DURAFLEX CON ADAPTADOR Y NIFLE		20.0 Pzo
TRABES DE CONCRETO PREFORZADO	CONCRETO f' _c =400 Kg/cm²	137.7 m³
ACERO DE REFUERZO TORONES DE 1.27# DE L.E.19000 Kg/cm²		10449.0 Kg
ACERO DE REFUERZO f _y =4200 Kg/cm²		9990.0 Kg
CABLES TIPO CASCABEL GALVANIZADO SERIE G-37, ALMA DE ACERO DE 1.59# DE L.E.16.2 TON./CABLE PARA IZADO		396.0 Kg
APOYOS	NEOPRENO ASTM D240, DUREZA 60 (f _y =100Kg/cm²)	133.2 dm³
ACERO ESTRUCTURAL EN APOYOS DE NEOPRENO		210.8 Kg
JUNTA DE DILATACION	JUNTA DE CALZADA	26.1 m
SUBESTRUCTURA	CABALLETES 1 Y 2	
-ACERO DE REFUERZO f _y =4200 Kg/cm² EN:		9384.0 Kg
-PILOTES # 120		13460.0 Kg
-CABEZAL, TOPES, BANCOS, MURO PANTALLA, DIAFRAGMAS, LOSA DE ACCESO, ALEROS Y MENSULA		80.7 m³
-CONCRETO DE f' _c =250 Kg/cm² EN:		108.8 m³
-PILOTES # 120cm. COLADOS EN SITIO		66.9 m³
-CABEZAL, TOPES, BANCOS, MURO PANTALLA, DIAFRAGMAS, LOSA DE ACCESO, ALEROS Y MENSULA		6.4 dm³
-PERFORACION DE PILOTES DE 1.2m#		9.0 m³
-PLACA DE NEOPRENO LATERAL ASTM D 2240 DUREZA SHORE 60 DE 40x20x2		
-CARTON ASFALTADO DE 2.0cm DE ESPESOR		
ACCESOS	SUELO-CEMENTO EN PROPORCION 8:1	278.0 m³
BASE Y SUB-BASE		443.0 m³
CARPETA ASFALTICA		111.0 m³
TERRAPLEN DE ACCESO		4590.0 m³
LAVADERO DE CONCRETO f' _c =150 Kg/cm²		2.8 m³
CONCRETO f' _c =250 Kg/cm² EN POSTES		4.8 m³
CONCRETO f' _c =250 Kg/cm² EN GUARNICIONES		16.0 m³
CONCRETO f' _c =100 Kg/cm² EN PROTECCION AL TALLID.		32.0 m³
ACERO DE REFUERZO DE f _y >=4200 Kg/cm²		3680.0 Kg
DEFENSA DE LAMINA GALVANIZADA		1920.0 Kg
ACERO ESTRUCTURAL GALVANIZADO		384.0 Kg
MALLA ELECTROSOLDADA 6-6 - 10/10		271.0 m²

NOTAS

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
- LA JUNTA DE DILATACION UTILIZADA SERA TIPO MEX T 50 o SIMILAR
- ELEVACIONES EN METROS REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL BA. 228-2 SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE HUNDELE A 36.50 m. A LA IZQUIERDA DE LA ESTACION 227+000.00 CON ELEVACION PROMEDIO = 43.59 m.

ESPECIFICACIONES

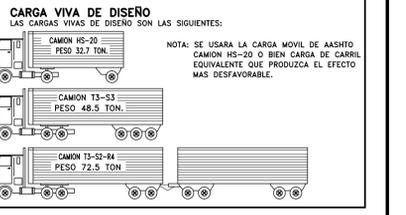
4- LA ULTIMA EDICION DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE LA S. C. T. EN PARTICULAR LA QUE CORRESPONDA A LOS SIGUIENTES CAPITULOS:

CEMENTO S. C. T. 4.01.02.004, TIPO I
ADRESCADOS S. C. T. 4.01.02.004
AGUA PARA CONCRETO S. C. T. 4.01.02.004
ACERO DE REFUERZO S. C. T. 4.01.02.005 TIPO A, B, D, C CORRUGADO DE GRANO DURO CON L.E. 2 4000 Kg/cm² CON ALARGAMIENTO MEDIDO EN 20 cm DE 8 % COMO MINIMO. S. C. T. 4.01.02.006.

SOLDADURA
CARGA MOVIL TIPO: T3-S2-R4 EN SU POSICION MAS DESFAVORABLE EN TRES BANDAS DE CIRCULACION

LISTA DE PLANOS:

PLANO GENERAL	No. 11268.01
SUPERESTRUCTURA:	
LOSA Y DIAFRAGMAS	No. 11268.02
TRABE PREFORZADA	No. 11268.03
SUBESTRUCTURA:	
CABALLETE No. 1 Y 2 GEOMETRIA Y REFUERZO	No. 11268.04
GUARNICION Y PARAPETO	No. 11268.05
PROYECTOS TIPO:	
TERRAPLENES DE ACCESO	No. T-30.1.1
LAVADEROS DE CONCRETO SIMPLE	No. T-31.1.1



REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

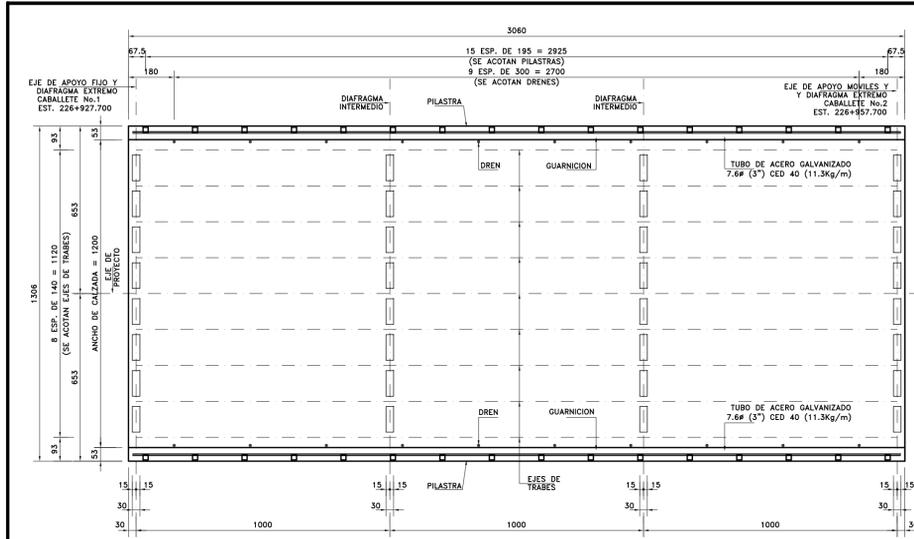
"PUENTE EL CALERO"
KM 226+944.00 (PROYECTO)
PLANO GENERAL

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN KM: 226+944.00
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION ORIGEN: DURANGO DGO.

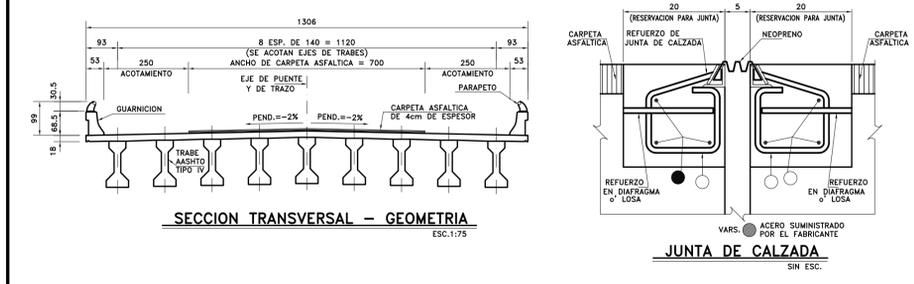
EL SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES EL DIRECTOR GENERAL DE PUENTES Y TRANSPORTES

ING. OSCAR RUIZ MENDOZA ING. ENRIQUE PADILLA CORONA ING. HORACIO ZAMBRANO RAMOS

MEXICO, D.F. NOVIEMBRE DEL 2001 No. PROY. 11268.01

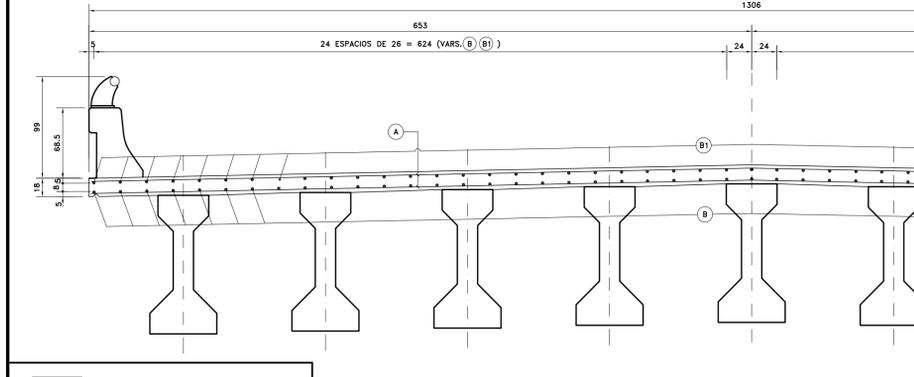


PLANTA LOSA - GEOMETRIA
ESC. 1:75

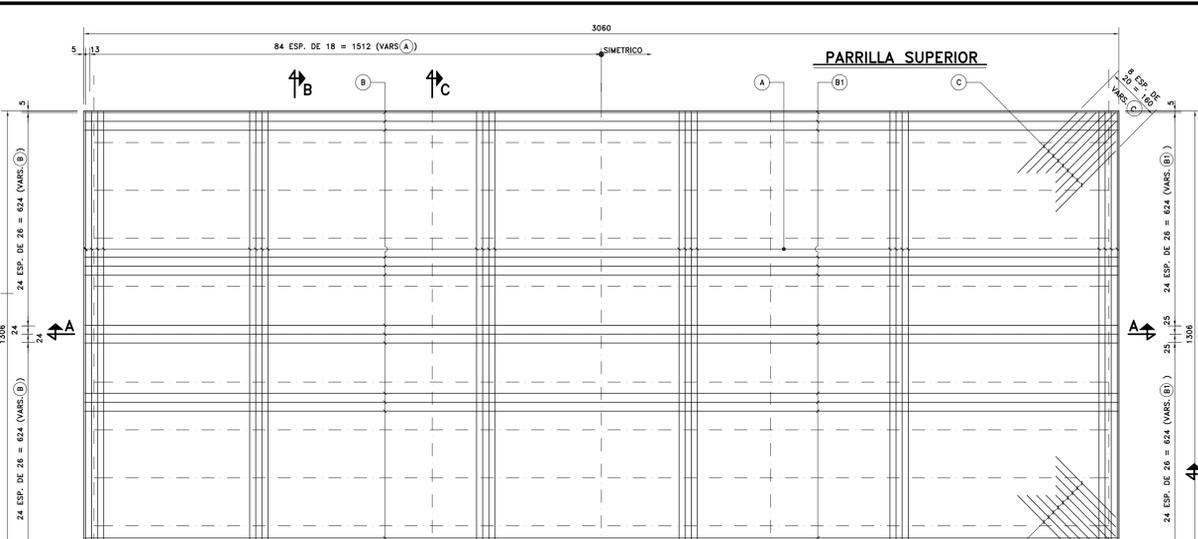


SECCION TRANSVERSAL - GEOMETRIA
ESC. 1:75

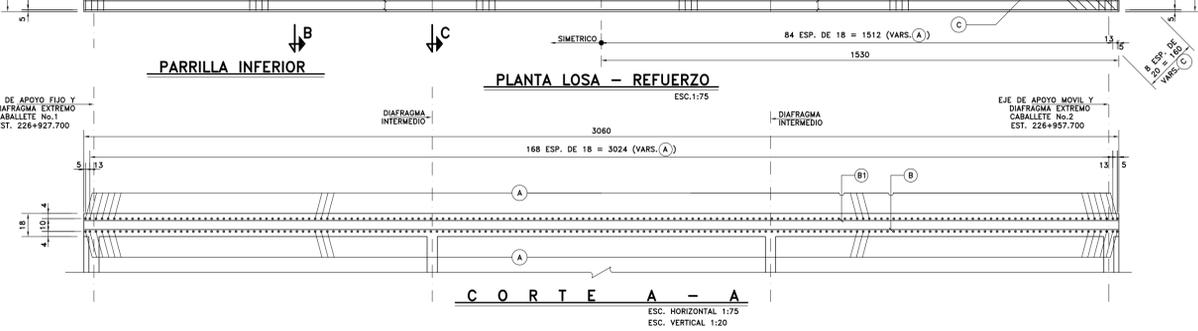
JUNTA DE CALZADA
VAR. ACERO SUMINISTRADO POR EL FABRICANTE SIN ESC.



CORTE B - B
SOLAMENTE MUESTRA REFUERZO DE LOSA
ESC. 1:25

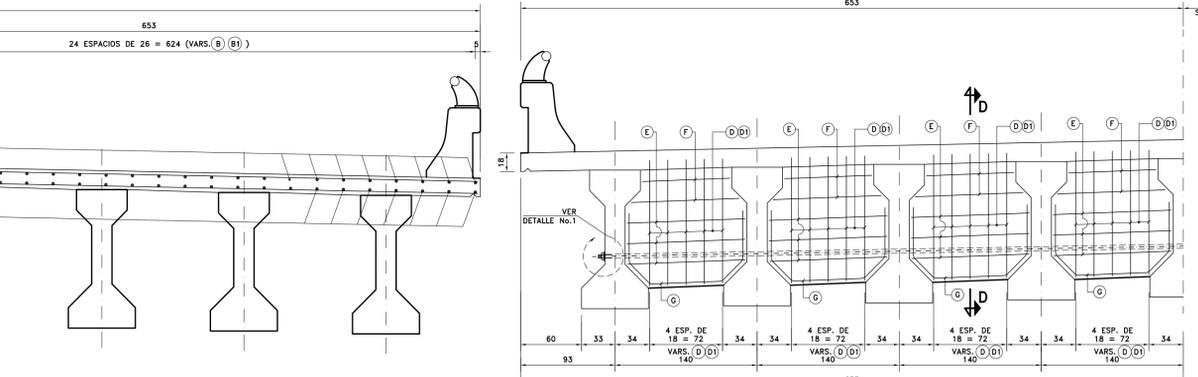


PARRILLA SUPERIOR



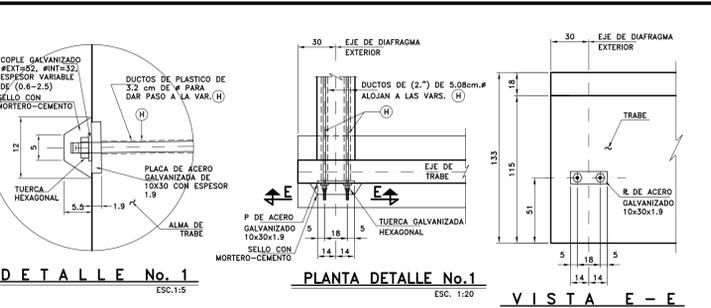
PARRILLA INFERIOR

PLANTA LOSA - REFUERZO
ESC. 1:75

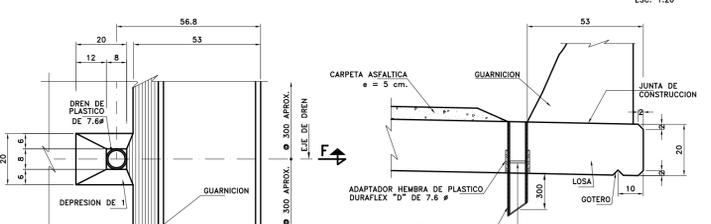


CORTE A - A
ESC. HORIZONTAL 1:75
ESC. VERTICAL 1:20

CORTE C - C
ESC. 1:25



DETALLE No. 1
ESC. 1:5



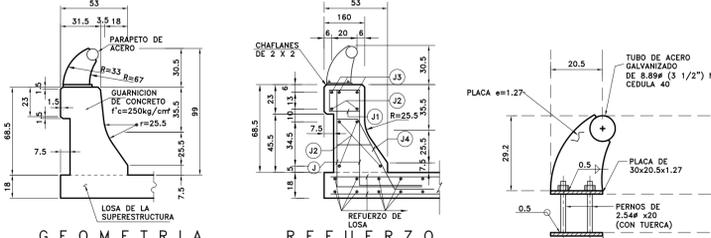
PLANTA DETALLE No. 1
ESC. 1:20

VISTA E - E
ESC. 1:20

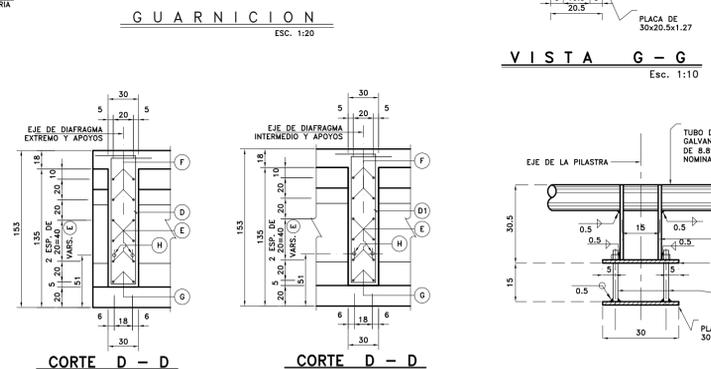


DETALLE DE DREN EN PLANTA

DETALLES TÍPICOS DE DRENS
ESC. 1:10



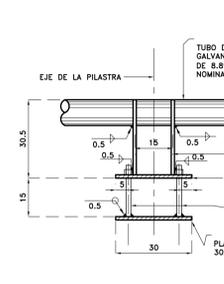
GEOMETRIA REFUERZO



CORTE D - D
DIAFRAGMA EXTERMO ESC. 1:25

CORTE D - D
DIAFRAGMA INTERMEDIO ESC. 1:25

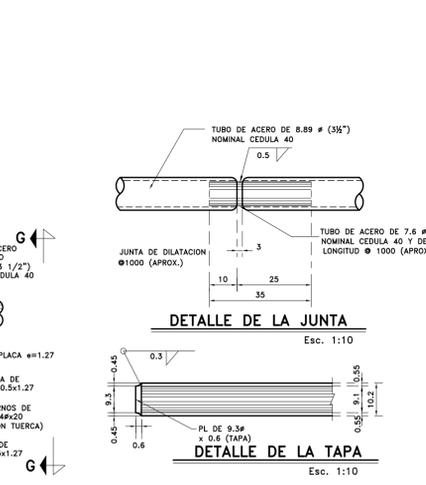
VISTA G - G
ESC. 1:10



ELEVACION
ESC. 1:10

LISTA DE VARILLAS												
VAR.	DIAM.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL	C R O Q U I S			a	b	c	PESO TOTAL KG.	
LOSA												
A	4c	18	342	1321	[Diagram]			1289	8	8	4487	
B	4c	26	51	3050	[Diagram]			3050	-	-	1545	
B1	3c	26	51	3050	[Diagram]			3050	-	-	870	
C	4c	20	36	250	[Diagram]			250	-	-	90	
DIAFRAGMAS												
D	4c	18	80	472	[Diagram]			43	116	8	378	
D1	4c	18	80	579	[Diagram]			150	116	8	463	
E	4c	20	96	304	[Diagram]			107	15	8	292	
F	4c	20	32	3005	[Diagram]			M=286 m=248 n=40	M=98 m=78 n=20	15	8	170
G	5c	-	64	225	[Diagram]			67	45	4	225	
GUARNICION (m)												
H	6c	-	8	1160	[Diagram]			1160	-	-	208	
J	4c	20	5	278	[Diagram]			88	10	8	14	
J1	4c	20	5	118	[Diagram]			18	11	8	6	
J2	4c	-	6	100	[Diagram]			100	-	-	6	
J3	6c	-	3	100	[Diagram]			100	-	-	7	
J4	4c	20	5	130	[Diagram]			53	50	6	7	

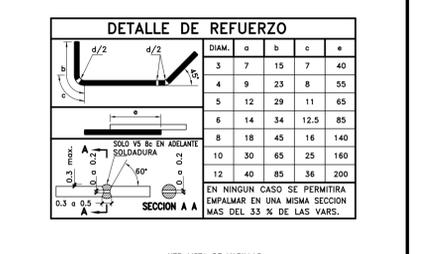
RESUMEN DE MATERIALES	
ACERO DE REFUERZO DE fy=4200 kg/cm2. EN:	
LOSA	6992.0 kg.
DIAFRAGMAS	1528.0 kg.
GUARNICION	2872.0 kg.
CONCRETO f'c=250 kg/cm2. EN:	
LOSA	71.9 m3.
DIAFRAGMAS	11.9 m3.
GUARNICION	17.0 m3.
TUERCA HEXAGONAL GALVANIZADA ESTANDAR DE 3/4" #	16.0 pzas.
DUCTO DE PLASTICO DE 3.8mm	91.2 ml.
BARROS ROSCADOS EN SUS EXTREMOS DE fy=4200 kg/cm2.	208.0 kg.
DREN DE PLASTICO DURAFLEX CON ADAPTADOR Y NIPLE	20.0 pzas.
LONGITUD DE GUARNICION Y PARAPETO	68.0 ml.
TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 3.89#(3 1/2'') CEDULA 40	1007.0 kg.
TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 7.6#(3'') CEDULA 40 (JUNTAS)	32.2 kg.
PERNO DE 1.9#(5/16'') CON TUERCA	144.0 pzas.
CARPETA ASFALTICA	14.7 m3.
ACERO A-36 EN PILASTRAS	1280.0 kg.
JUNTA DE CALZADA	26.1 ml.



DETALLE DE LA JUNTA
ESC. 1:10

DETALLE DE LA TAPA
ESC. 1:10

- NOTAS**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
 - ELEVACIONES EN METROS REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL B.N. 228-1 SOBRE GRUAS EN TRONCO DE HUIHUILE A 36.50 m. A LA IZQUIERDA DE LA ESTACION 27+000.00 CON ELVACION PROMEDIO = 43.350 m.
 - LA JUNTA DE DILATACION UTILIZADA SERA TIPO MEX T 150 O SIMILAR
 - LA ULTIMA EDICION DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE LA S. C. T. EN PARTICULAR LA QUE CORRESPONDA A LOS SIGUIENTES CAPITULOS:
 - CEMENTO S. C. T. 4.01.02.004. TIPO I
 - AGREGADOS S. C. T. 4.01.02.004
 - AGUA PARA CONCRETO S. C. T. 4.01.02.004
 - ACERO DE REFUERZO S. C. T. 4.01.02.005 TIPO A, B, O C CORRUGADO DE GRADO DURO CON LE > 4000 kg/cm2 CON ARMAZADO MEDIO EN 20 cm DE x COMO MINIMO. S. C. T. 4.01.02.006.
- ESPECIFICACIONES**
- SOLDADURA**
- CONCRETO**
- SE USARA CONCRETO f'c=250 kg/cm2 CUBA COMPACTADO NO SERA MENOR DE 0.8 CON REVENIMIENTO DE 5 cm. TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO DE 1.9 cm. SE VIBRARA AL COLARLO Y EN CASO QUE EL CONTRATISTA REQUIERA USAR ALGUN TIPO DE ADITIVO PARA EL CONCRETO, DEBERA JUSTIFICAR OPORTUNAMENTE LA CALIDAD Y DOSIFICACION DE ESTOS PRODUCTOS PRESENTANDO A LA S. C. T. PRUEBAS SATISFACTORIAS DE SU USO CON LOS AGREGADOS Y CEMENTO A UTILIZAR Y OBTENIENDO LA AUTORIZACION OFICIAL CORRESPONDIENTE.
 - LA FUNCION DEL ACERO DE REFUERZO SE HARA EN TAL FORMA QUE EL ARMAZO NO SE DESPLACE o SE DESALINE DURANTE EL COLADO Y VIBRADO, EL RESIDENTE DICTARA LAS MEDIDAS AL RESPECTO.
 - LOS PRECIOS UNITARIOS DEL ACERO DE REFUERZO DEBEN INCLUIR SILETAS, BARRAS PARA ARMAZO, ALAMBRE, TRASLAPES, ETC. DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES RESPECTIVAS
- JUNTAS DE CONSTRUCCION**
- EL COLADO ENTRE JUNTAS DE CONSTRUCCION DEBERA HACERSE EN UNA SOLA OPERACION DEBIDO PREPARAR DICHAS JUNTAS ANTES DEL SIGUIENTE COLADO COMO SE INDICA EN EL INCISO 3.01.02.26-F DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA CONSTRUCCION DE LA S.C.T.
- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION**
- SE TENDRA ESPECIAL CUIDADO AL EFECTUAR LOS COLADOS DE QUE EL CONCRETO NO CAIGA BRUSCAMENTE PARA EVITAR QUE EL AGREGADO GRUESO SE DESGREGUE Y SE DEPOSITE EN EL FONDO DEL AREA POR COLAR.
 - SE TENDRA ESPECIAL CUIDADO AL EFECTUAR LOS COLADOS DE QUE EL CONCRETO NO CAIGA BRUSCAMENTE PARA EVITAR QUE EL AGREGADO GRUESO SE DESGREGUE Y SE DEPOSITE EN EL FONDO DEL AREA POR COLAR.
 - EN NINGUN CASO SE PERMITIRA CAPELLAR EN UNA MISMA SECCION MAS DEL 33 % DE LAS VAR.



REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA

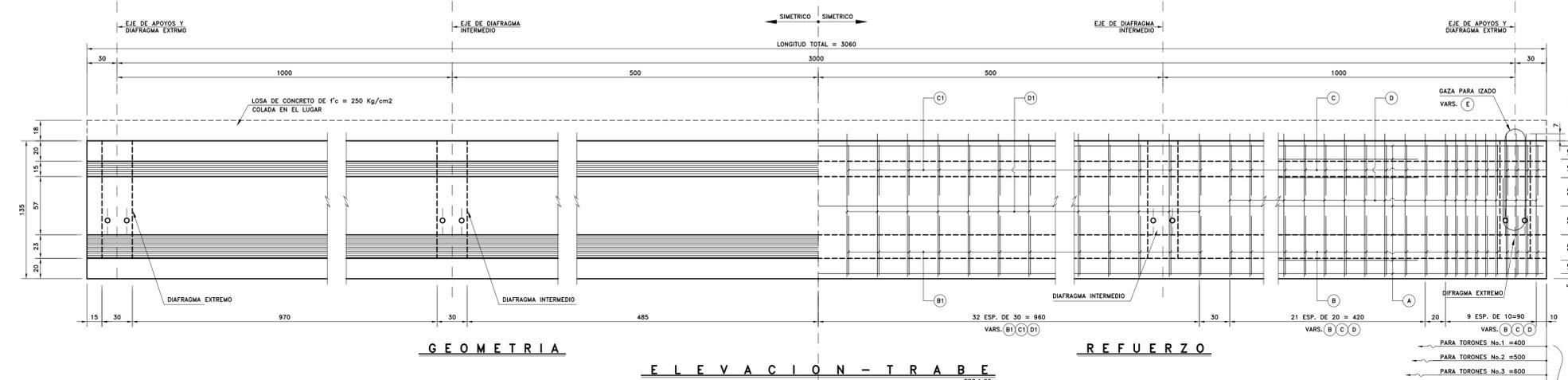
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

"PUENTE EL CALSERO"
KM 226+944.00 (PROYECTO)
LOSA Y DIAFRAGMAS
GEOMETRIA - REFUERZO

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN	KM: 226+944.00
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION	ORIGEN: DURANGO DGO.
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS ESPECIALES	EL SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES
ING. EDUARDO VELASCO SANTANA	ING. OSCAR RUIZ MENDETA
MEXICO, D.F. NOVIEMBRE DEL 2001	No. PROY. 11268.02

TRIADA CONSULTORES S.A. DE C.V.
DIRECCION TECNICA RESPONSABLE: ING. JORGE AMARILLO AGUILAR
ING. JORGE AMARILLO AGUILAR
CEDIJA 14666

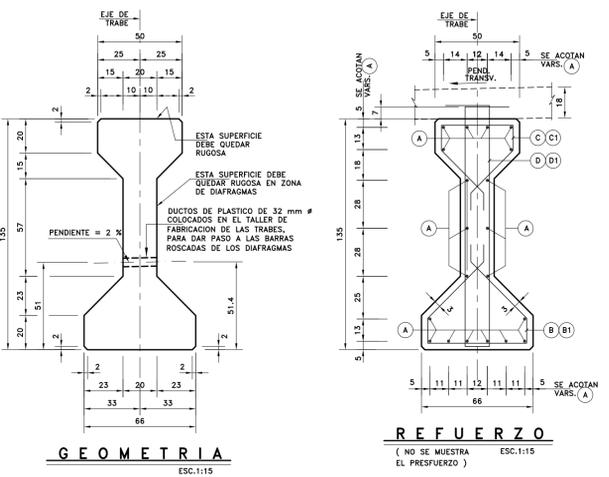
ING. JOSE MANUEL FERRAZ GARCIA
REPRESENTANTE LEGAL
CEDIJA 471311



GEOMETRIA

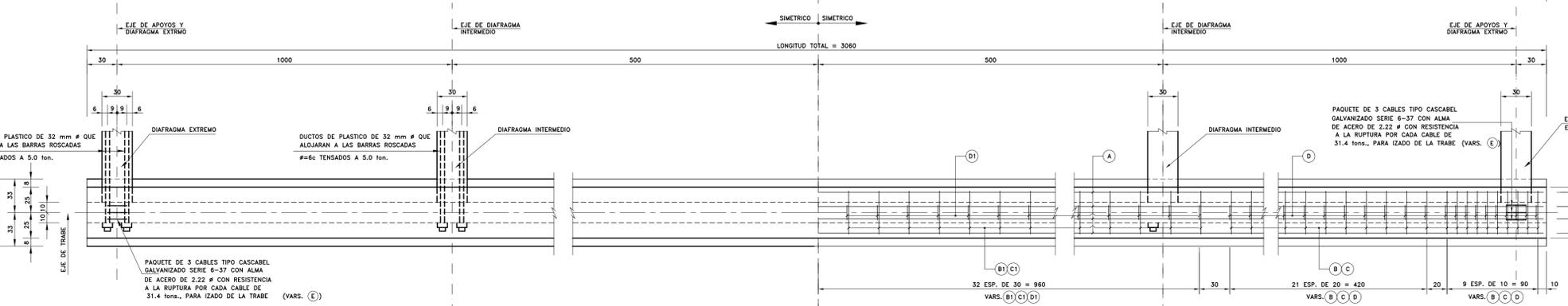
ELEVACION - TRABE

REFUERZO



GEOMETRIA

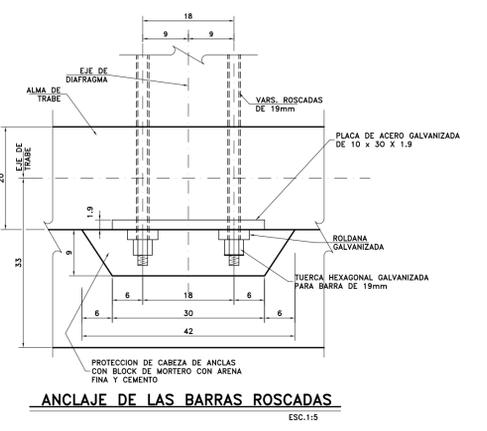
REFUERZO



GEOMETRIA

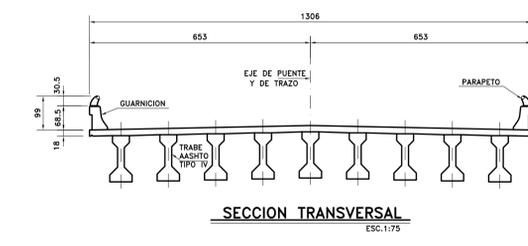
PLANTA - TRABE

REFUERZO



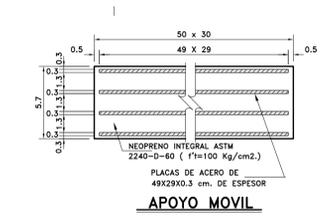
ANLAJE DE LAS BARRAS ROSCADAS

ESC. 1:5

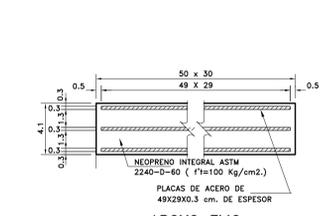


SECCION TRANSVERSAL

ESC. 1:75



APOYO MOVIL

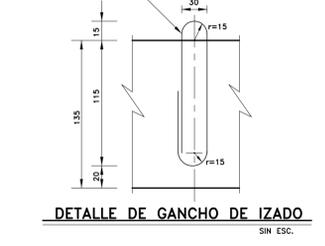


APOYO FIJO



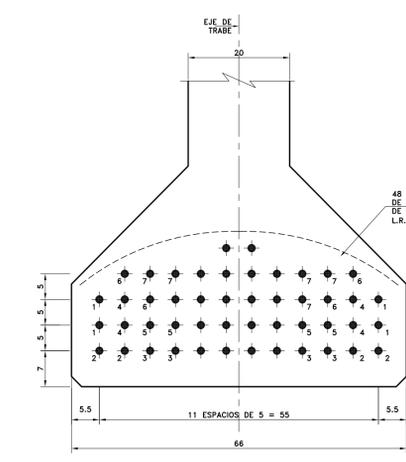
PLANTA DE APOYO DE NEOPRENO

ESC. 1:10



DETALLE DE GANCHO DE IZADO

SIN ESC.



DETALLE DEL PRESFUERZO

ESC. 1:5

NOTA: LOS TORONES SE ENCAMISARAN EN TUBOS DE PLASTICO CON LAS LONGITUDES INDICADAS EN LA TABLA DE ENDECUADO. LOS TORONES SE TENSARAN EN LA CAMA DE PRESFUERZO A 0.75 ton (14250 kg/cm2) PARA OBTENER UNA FUERZA TOTAL POR TRABE DE 875,188.0 kg.

LISTA DE VARILLAS (UNA TRABE)												
VAR.	DIAM.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL	CROQUIS			a	b	c	RESO TOTAL KG.	
A	3c	-	20	3054				3054	-	-	348	
B	3c	20	64	214				60	16	51	78	
B1	3c	30	65	214				60	16	51	79	
C	3c	20	10	176				44	16	40	64	
C1	3c	30	65	176				44	16	40	65	
D	4c	20	10	375				138	7	8	240	
D1	3c	30	65	368				147	14	-	136	
E	CABLE IZAJE	2.22	-	6	344				100	50	47	44

RESUMEN DE MATERIALES (PARA 1 TRABE)

ACERO DE REFUERZO DE f _y =4200 kg/cm ²	1010.0 kg.
CABLE TIPO CASCABEL GALVANIZADO SERIE 6-37 ALMA	44.0 kg.
DE ACERO DE 2.22# PARA IZADO	15.3 m ³ .
CONCRETO f' _c =400 kg/cm ²	1161.0 kg.
ACERO DE PRESFUERZO, TORONES DE 1.25# DE L.R.=19000 kg/cm ² . BAJA RELAJACION	1161.0 kg.
APYOTOS FIJOS DE NEOPRENO ASTM D2240 DUREZA 60 DE 50x30x4.1 DE ESPESOR	6.2 dm ³
APYOTOS MOVILES DE NEOPRENO ASTM D2240 DUREZA 60 DE 50x30x5.7 DE ESPESOR	8.6 dm ³
ACERO ESTRUCTURAL EN APOYOS DE NEOPRENO	23.4 kg.

RESUMEN DE MATERIALES (PARA 9 TRABES)

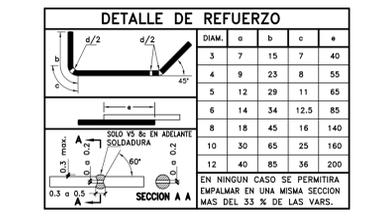
ACERO DE REFUERZO DE f _y =4200 kg/cm ²	9090.0 kg.
CABLE TIPO CASCABEL GALVANIZADO SERIE 6-37 ALMA	396.0 kg.
DE ACERO DE 2.22# PARA IZADO	137.7 m ³ .
CONCRETO f' _c =400 kg/cm ²	10449.0 kg.
ACERO DE PRESFUERZO, TORONES DE 1.25# DE L.R.=19000 kg/cm ² . BAJA RELAJACION	10449.0 kg.
APYOTOS FIJOS DE NEOPRENO ASTM D2240 DUREZA 60 DE 50x30x4.1 DE ESPESOR	55.8 dm ³
APYOTOS MOVILES DE NEOPRENO ASTM D2240 DUREZA 60 DE 50x30x5.7 DE ESPESOR	77.4 dm ³
ACERO ESTRUCTURAL EN APOYOS DE NEOPRENO	210.6 kg.

- NOTAS**
- 1.- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
 - 2.- ELEVACIONES EN METROS REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL B.N. 228-1 SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE HUINOLE A 58.50 m. A LA DERECHA DE LA ESTACION 227+060.00 CON ELEVACION PROMEDIO = 43.559 m.
 - 3.- EN TODAS LAS ARISTAS SE HARAN CHAPLANES DE 2x2

- ESPECIFICACIONES**
- 4.- LA ULTIMA EDICION DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE LA S. C. T. EN PARTICULAR LA QUE CORRESPONDA A LOS SIGUIENTES CAPTULOS:
CEMENTO S. C. T. 4.01.02.004, TIPO I
AGREGADOS S. C. T. 4.01.02.004
AGUA PARA CONCRETO S. C. T. 4.01.02.004
ACERO DE REFUERZO S. C. T. 4.01.02.005 TIPO A, B, O C CORRUGADO DE GRADO DURO CON L_E > 4000 kg/cm² CON ALARGAMIENTO MEDIO EN 20 cm de Ø & COMO MINIMO S. C. T. 4.01.02.006.
A.C.I. CAPITULO 4.0

- CONCRETO**
- 5.- SE USARA CONCRETO f'_c=400 kg/cm² CUYA COMPACTACION NO SERA MENOR DE 0.8 CON REVENIMIENTO DE 6 A 8 cm. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO GRUESO DE 1.9 cm SE VIBRARA AL COLARLO Y EN CASO DE QUE EL CONTRATISTA REQUIERA USAR ALGUN ADITIVO PARA EL CONCRETO, SEBERA JUSTIFICAR PROPORCIONALMENTE LA CALIDAD Y DOSIFICACION DE ESTOS PRODUCTOS PRESENTANDO A LA S. C. T. PRUEBAS SATISFACTORIAS DE SU USO CON LOS AGREGADOS Y CEMENTO A UTILIZAR Y OBTENIENDO SU AUTORIZACION OFICIAL CORRESPONDIENTE.

- ACERO DE REFUERZO**
- 6.- EL ACERO DE REFUERZO SE COLOCARA EN SU POSICION CORRECTA, SE TENDRA ESPECIAL CUIDADO EN LA LIMPIEZA DE LAS VARILLAS PARA EVITAR QUE TENGAN OXIDO SUELO ANTES DE DEPOSITAR EL CONCRETO.
 - 7.- LOS EMPALMES NO INDICADOS EN ESTE PLANO SE HARA CUATRAPANDEOLLOS Y EN NINGUN CASO SE PERMITIRA EMPALMAR EN LA MISMA SECCION MAS DEL 33% DEL REFUERZO.
 - 8.- LA FIJACION DEL ACERO DE REFUERZO SE HARA EN TAL FORMA QUE EL ARMADO NO SE DESPLACE O SE DESALINEE DURANTE EL COADO Y VIBRADO, EL RESIDENTE DICTARA LAS MEDIDAS AL RESPECTO.
 - 9.- LA TRANSFERENCIA DEL PRESFUERZO SE HARA CUANDO EL CONCRETO TENGA UNA RESISTENCIA DE f_c=360 kg/cm².



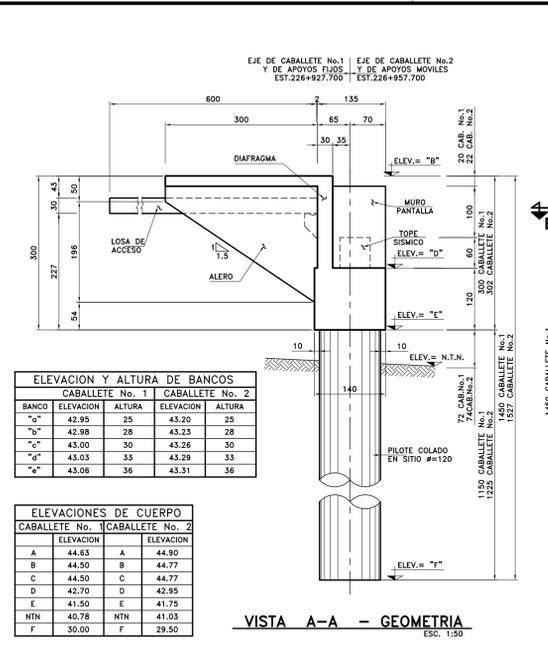
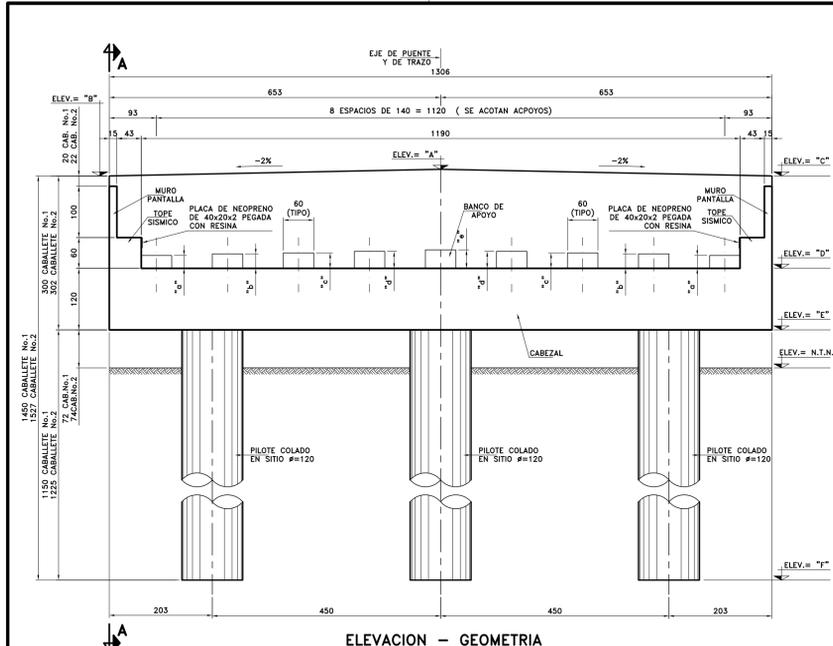
REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

"PUENTE EL CALERO"
KM 226+944.00 (PROYECTO)
TRABE PRESFORZADA
GEOMETRIA - REFUERZO

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN	KM: 226-944.00
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION	ORIGEN: DURANGO DGO.
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS ESPECIALES	EL SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES
EL DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS	
ING. EDUARDO VELASCO SANTANA	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA
ING. ENRIQUE PADILLA CORONA	
MEXICO, D.F. NOVIEMBRE DEL 2001	No. PROY. 11268.03

TRIADA CONSULTORES S.A. DE CV
DIRECTOR TECNICO RESPONSABLE: ING. JOSE MARCO ENRIQUE DARRA
ING. JORGE ARRIOLA ADUJAR
CEDULA 146648
ING. JOSE MARCO ENRIQUE DARRA
REPRESENTANTE LEGAL
CEDULA 47331

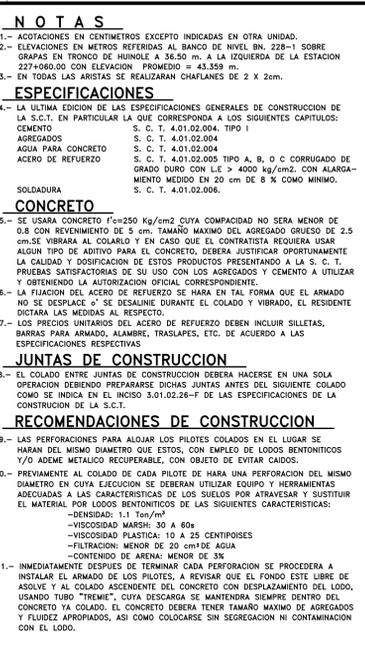
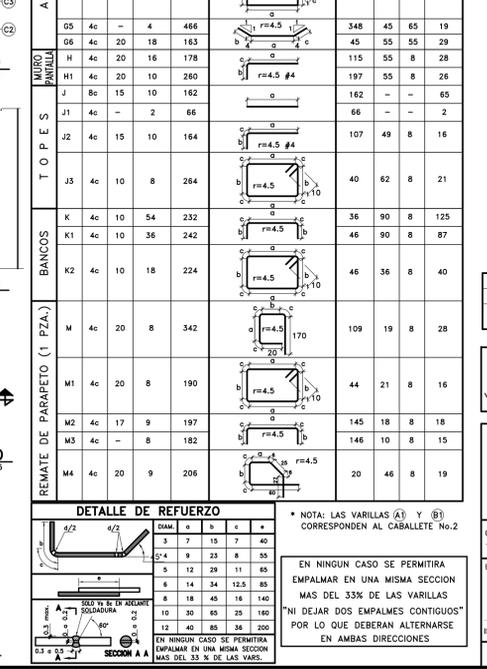
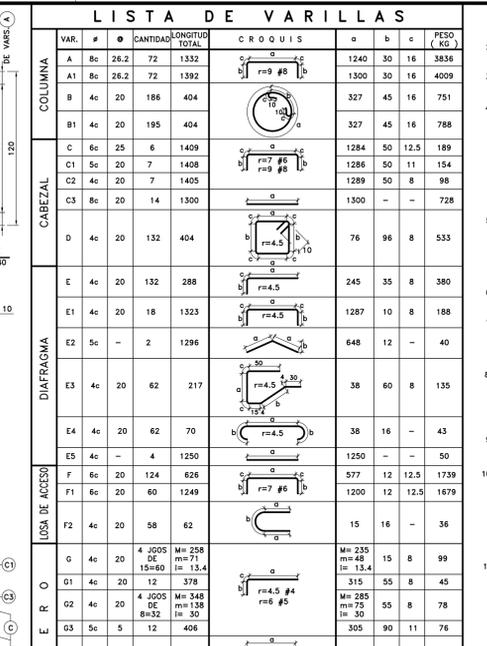
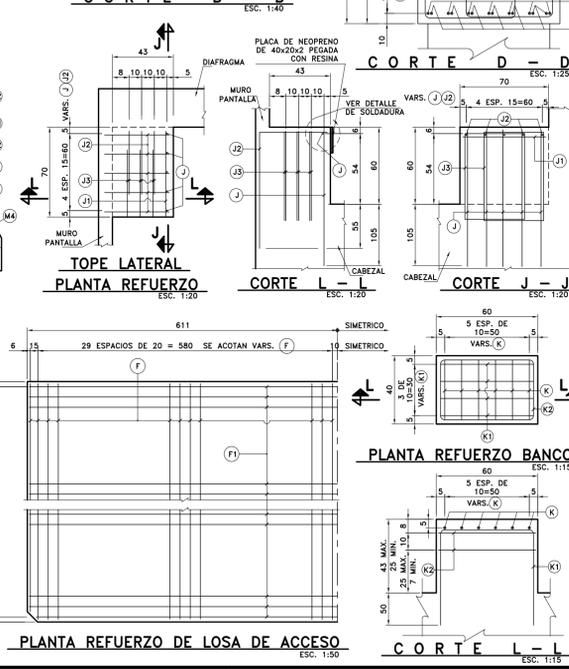
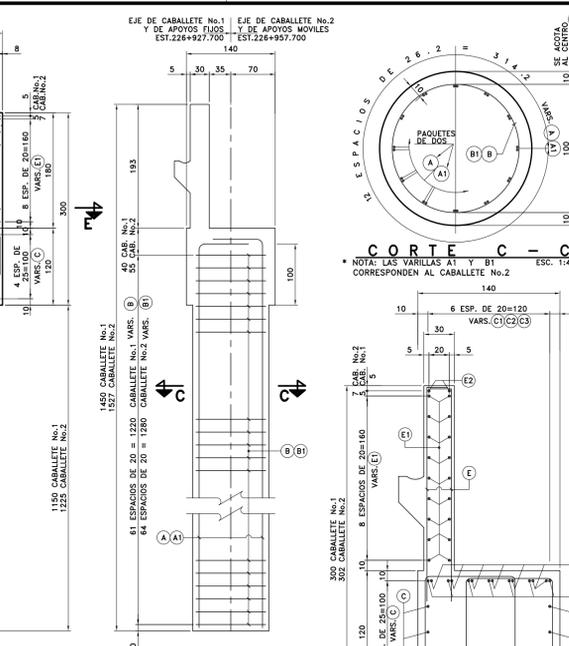
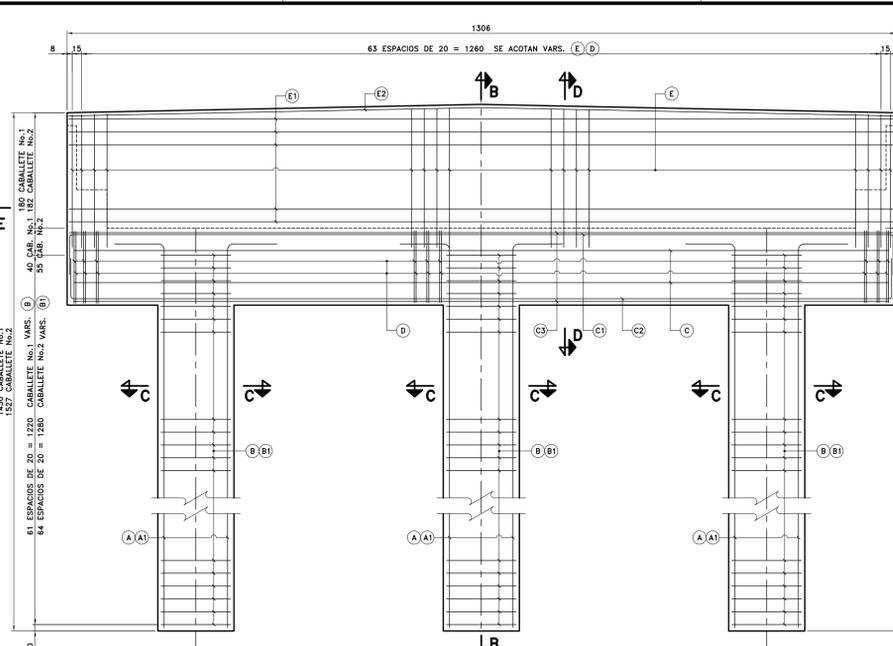
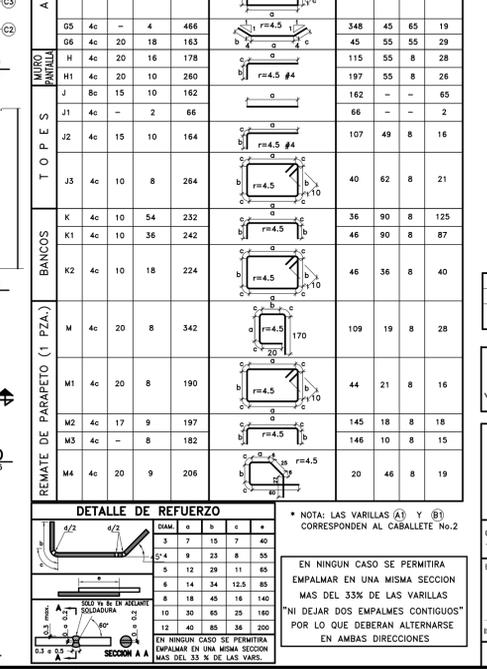
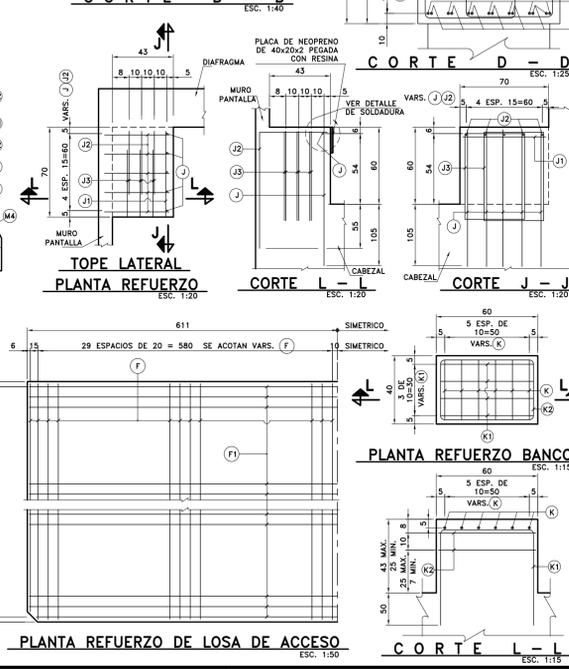
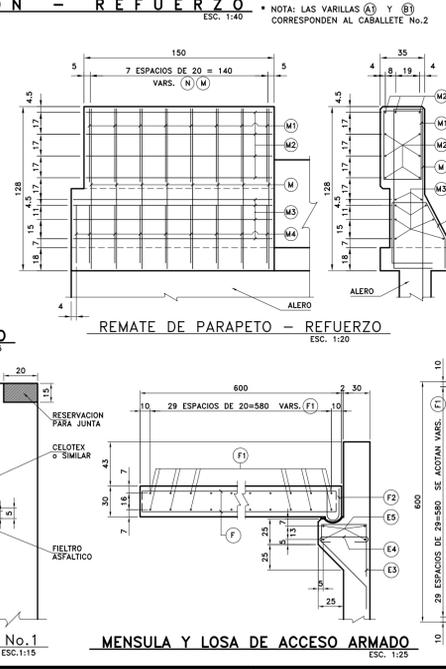
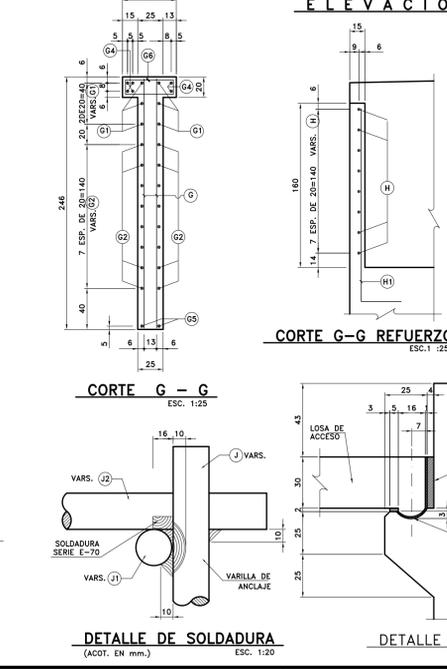
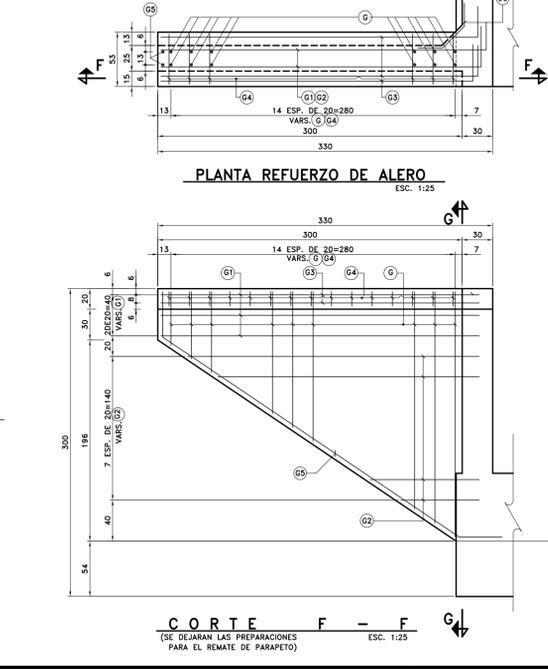
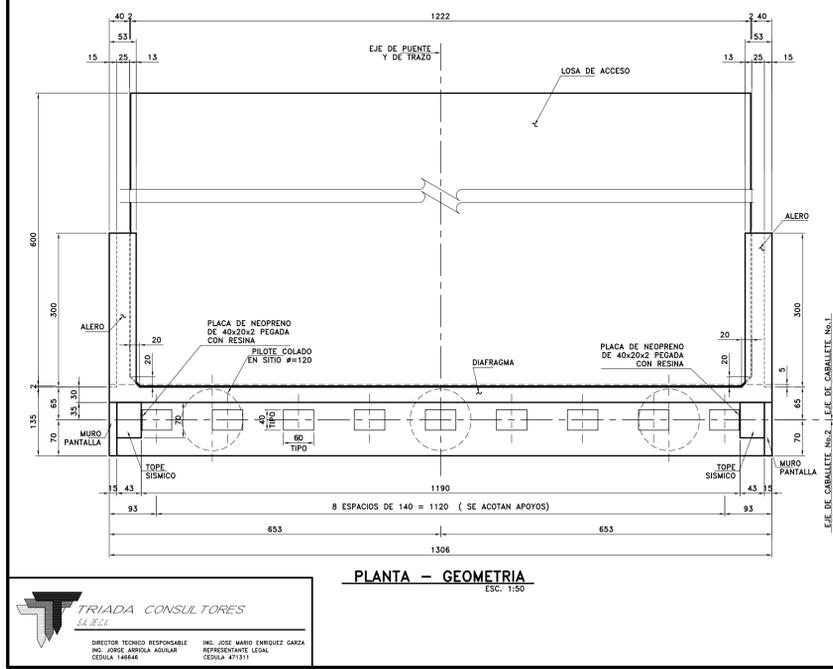


ELEVACION Y ALTURA DE BANCOS

BANCO	ELEVACION	ALTURA	CABALLETE No. 1	CABALLETE No. 2
"a"	42.95	25	43.20	25
"b"	42.98	28	43.23	28
"c"	43.00	30	43.26	30
"d"	43.03	33	43.29	33
"e"	43.06	36	43.31	36

ELEVACIONES DE CUERPO

CABALLETE No. 1	ELEVACION	CABALLETE No. 2	ELEVACION
A	44.63	A	44.90
B	44.50	B	44.77
C	44.50	C	44.77
D	42.70	D	42.95
E	41.50	E	41.75
NTN	40.78	NTN	41.03
F	30.00	F	29.50



TRIADA CONSULTORES S.A.S.
 DIRECTOR TECNICO RESPONSABLE: ING. JOSE MARIA BARRONZO GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL: ING. JOSE ANTONIO AGUIAR
 Cedula: 416646

ING. JOSE MARIA BARRONZO GARCIA
 REPRESENTANTE LEGAL
 Cedula: 413111

ING. JOSE ANTONIO AGUIAR
 REPRESENTANTE LEGAL
 Cedula: 416646

LISTA DE VARILLAS

VAR.	#	Ø	CANTIDAD	CONG. TOTAL	CR O Q U I S	a	b	c	PESO (KG.)
A1	8	26.2	72	1332		1240	30	16	3636
B1	4	20	186	404		1300	30	16	4009
B1	4	20	195	404		327	45	16	751
B1	4	20	195	404		327	45	16	788
C	6	25	6	1409		1284	50	12.5	189
C1	5	20	7	1408		1286	50	11	154
C2	4	20	7	1405		1289	50	8	98
C3	8	20	14	1300		1300	-	-	728
D	4	20	132	288		76	96	8	533
E	4	20	132	288		245	35	8	380
E1	4	20	18	1323		1287	10	8	188
E2	5	-	2	1296		648	12	-	40
E3	4	20	62	217		36	60	8	135
E4	4	20	62	70		38	16	-	45
E5	4	-	4	1250		1250	-	-	50
F	6	20	124	628		577	12	12.5	1739
F1	6	20	60	1249		1200	12	12.5	1679
F2	4	20	58	62		15	16	-	36
G	4	20	4	2058		M=235 m=48	15	8	99
G1	4	20	12	378		M=285 m=138	55	8	45
G2	4	20	4	2058		M=285 m=138	55	8	78
G3	5	5	12	406		305	90	11	76
G4	3	20	30	144		47	15	10	25
G5	4	-	4	466		348	45	65	19
G6	4	20	18	163		45	55	29	
H	4	20	16	178		115	55	8	28
H1	4	20	10	260		197	55	8	26
H2	8	15	10	162		162	-	-	65
J1	4	-	2	66		66	-	-	2
J2	4	15	10	164		107	49	8	16
J3	4	10	8	264		40	62	8	21
K	4	10	54	232		36	90	8	125
K1	4	10	36	242		46	90	8	87
K2	4	10	18	224		46	56	8	40
M	4	20	8	342		109	19	8	28
M1	4	20	8	190		44	21	8	16
M2	4	17	9	197		145	18	8	18
M3	4	-	8	182		146	10	8	15
M4	4	20	9	206		20	46	8	19

NOTAS

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
- ELEVACIONES EN METROS REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL BN 228-1 SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE HINDELE A 36.50 m. A LA DERECHA DE LA ESTACION 227+060.00 CON ELEVACION PROMEDIO = 43.359 m.
- EN TODAS LAS ARISTAS SE REALIZARAN CHAPLANES DE 2 X 2cm.

ESPECIFICACIONES

- LA ÚLTIMA EDICION DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION DE LA S.C.T. EN PARTICULAR LA QUE CORRESPONDA A LOS SIGUIENTES CAPITULOS:
 - CEMENTO S. C. T. 4.01.02.004 TIPO I
 - AGREGADOS S. C. T. 4.01.02.004
 - ACERO PARA CONCRETO S. C. T. 4.01.02.004
 - ACERO DE REFUERZO S. C. T. 4.01.02.005 TIPO A, B, O C CORRUGADO DE GRADO DURO CON L.E. > 4000 kg/cm2. CON ALARGAMIENTO MEDIDO EN 20 cm DE B X COMO MINIMO. S. C. T. 4.01.02.006.
- SE USARA CONCRETO F=2500 kg/cm2 CUYA COMPACTACION NO SERA MENOR DE 0.8 CON REVENIMIENTOS DE 5 cm. TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO REQUERA DE 2.5 cm SE VIBRARA AL COLARDO Y EN CASO QUE EL CONTRATISTA REQUERA USAR ALGUN TIPO DE ADITIVO PARA EL CONCRETO, DEBERA JUSTIFICAR OPORTUNAMENTE LA CALIDAD Y DOSIFICACION DE ESTOS PRODUCTOS PRESENTANDO A LA S. C. T. PRUEBAS SATISFATORIAS DE SU USO CON LOS AGREGADOS Y CEMENTO A UTILIZAR Y OBTENIENDO LA AUTORIZACION OFICIAL CORRESPONDIENTE.
- LA FIJACION DEL ACERO DE REFUERZO SE HARA EN TAL FORMA QUE EL ARMADO NO SE DESPLACE, O SE DESALINEE DURANTE EL COLADO Y VIBRADO, EL RESIDENTE DICHTARA LAS MEDIDAS AL RESPECTO.
- LOS PREDIOS UNITARIOS DEL ACERO DE REFUERZO DEBEN INCLUIR SILETAS, BARRAS PARA ARMADO, ALAMBRE, TRASLAPES, ETC. DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES RESPECTIVAS.
- JUNTAS DE CONSTRUCCION**
- EL COLADO ENTRE JUNTAS DE CONSTRUCCION DEBERA HACERSE EN UNA SOLA OPERACION DEBENDO PREPARARSE DICHAS JUNTAS ANTES DEL SIGUIENTE COLADO COMO SE INDICA EN EL INCISO 3.01.02.26-7 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA CONSTRUCCION DE LA S.C.T.
- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION**
- LAS PERFORACIONES PARA ALOJAR LOS PILOTES COLADOS EN EL LUGAR SE HARAN DEL MISMO DIAMETRO QUE ESTOS, CON EMPLEO DE LODOS BENTONITICOS ADECUADOS A LAS CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS POR ATRAVESAR Y SUSTITUIR EL MATERIAL POR LODOS BENTONITICOS DE LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:
 - DENSIDAD: 1.1 Ton/m³
 - VISCOSIDAD MARSH: 30 A 60s
 - VISCOSIDAD PLASTICA: 10 A 25 CENTIPOSES
 - FILTRACION: MENOR DE 20 cm DE AGUA
 - CONTENIDO DE ARENA: MENOR DE 3%
- INMEDIATAMENTE DESPUES DE TERMINAR CADA PERFORACION SE PROCEDERA A INSTALAR EL ARMADO DE LOS PILOTES, A REVISAR QUE EL FONDO ESTE LIBRE DE ASQUE Y AL COLADO ASCENDENTE DEL CONCRETO CON DESPLAZAMIENTO DEL LODOS, USANDO TUBO "TREMIE", CUYA DESCARGA SE MANTENDRA SIEMPRE DENTRO DEL CONCRETO YA COLADO. EL CONCRETO DEBERA TENER TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADOS Y FLUIDEZ APROPIADOS, ASI COMO COLARSE SIN SEGREGACION NI CONTAMINACION CON EL LODOS.

RESUMEN DE MATERIALES: CABALLETE No.1

CONCRETO DE Fc = 250 kg/cm² EN:	
CABEZAL, DIAFRAGMA, ALEROS, MURO PANTALLA, TOPES Y BANCOS	54.4 m³
PILOTES	39.1 m³
REMATES (DOS PIEZAS)	1.4 m³
ACERO DE REFUERZO CON Fy=4200 kg/cm² EN:	
CABEZAL, DIAFRAGMA, ALEROS, MURO PANTALLA, TOPES Y BANCOS	6730.0 kg.
PILOTES	4587.0 kg.
REMATES (DOS PIEZAS)	192.0 kg.
PLACAS DE NEOPRENO DE 40x20x2 cm DE ESPESOR	3.2 dm³.
PERFORACION PARA PILOTES DE 120Ø	32.3 ml
CARTON ASFALTADO DE 2cm DE ESPESOR	4.5 m²

RESUMEN DE MATERIALES: CABALLETE No.2

CONCRETO DE Fc = 250 kg/cm² EN:	
CABEZAL, DIAFRAGMA, ALEROS, MURO PANTALLA, TOPES Y BANCOS	54.4 m³
PILOTES	41.6 m³
REMATES (DOS PIEZAS)	1.4 m³
ACERO DE REFUERZO CON Fy=4200 kg/cm² EN:	
CABEZAL, DIAFRAGMA, ALEROS, MURO PANTALLA, TOPES Y BANCOS	6730.0 kg.
PILOTES	4797.0 kg.
REMATES (DOS PIEZAS)	192.0 kg.
PLACAS DE NEOPRENO DE 40x20x2 cm DE ESPESOR	3.2 dm³.
PERFORACION PARA PILOTES DE 120Ø	34.6 ml
CARTON ASFALTADO DE 2cm DE ESPESOR	4.5 m²

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA

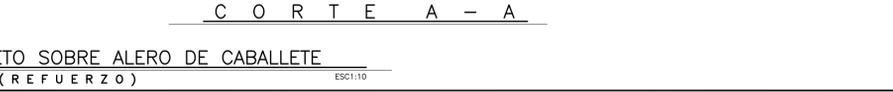
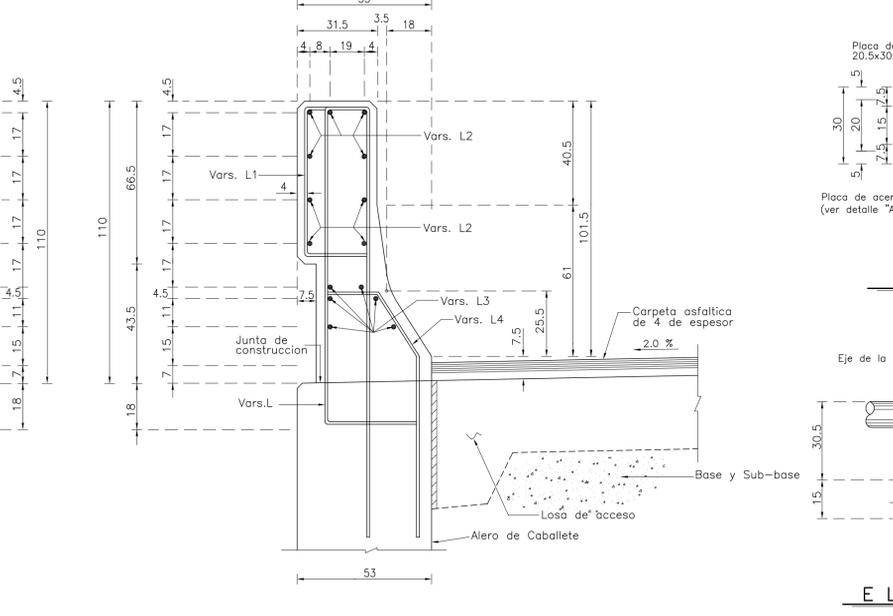
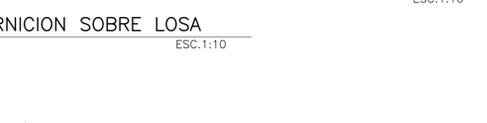
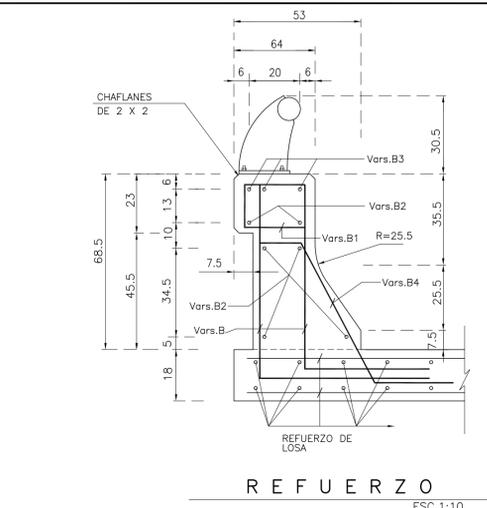
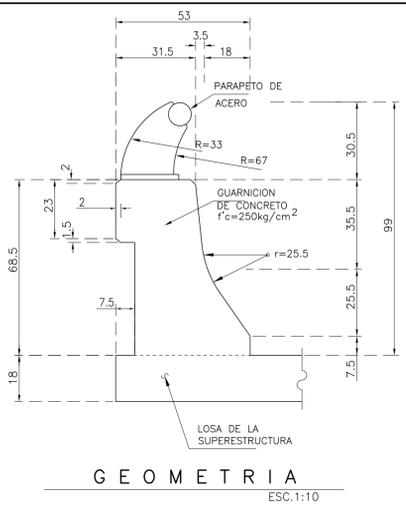
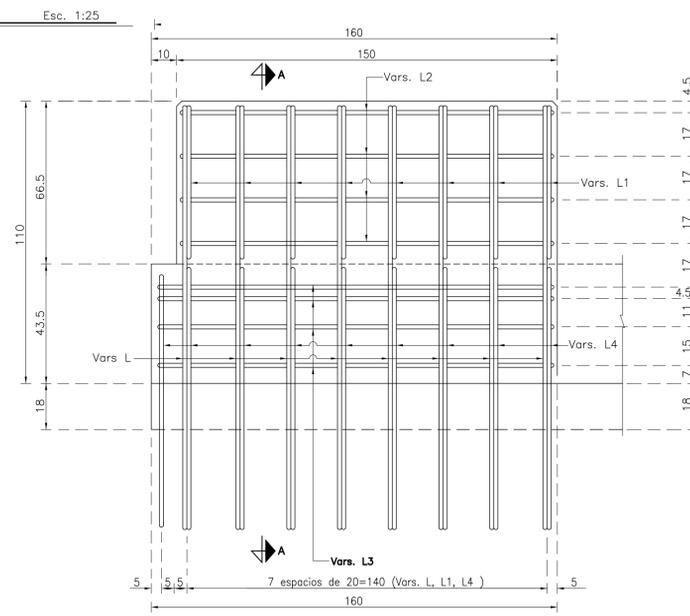
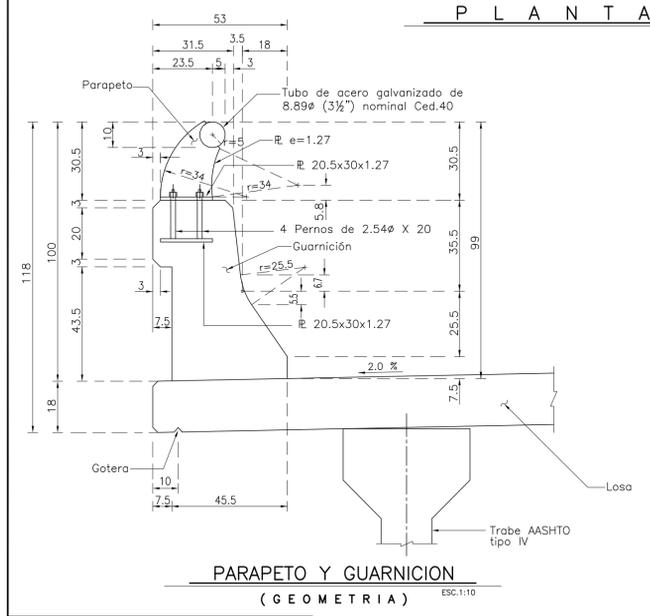
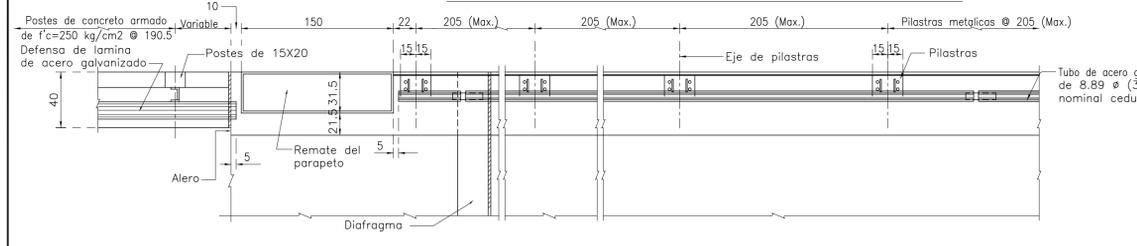
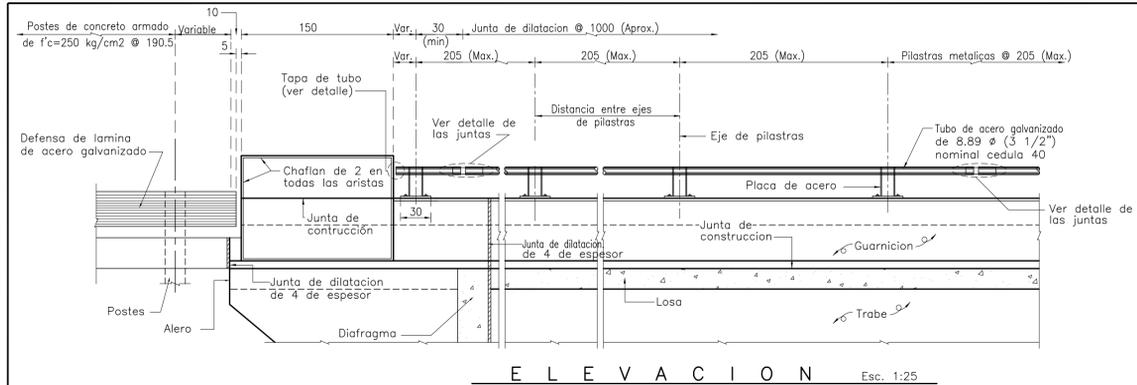
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
 DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

"PUENTE EL CALERO"
 KM 226+944.00 (PROYECTO)
 CABALLETES No.1 Y No.2
 GEOMETRIA - REFUERZO

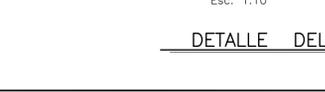
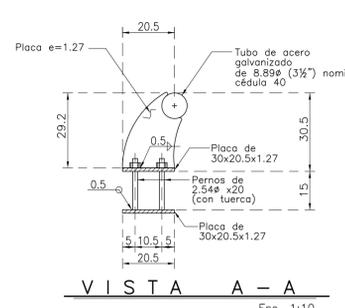
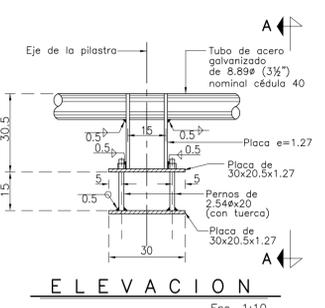
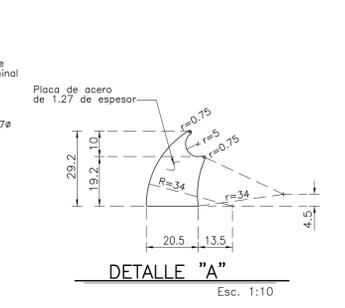
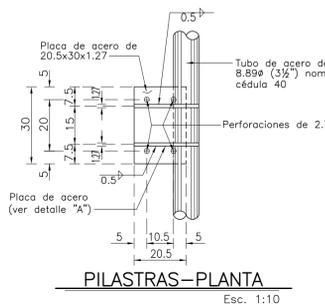
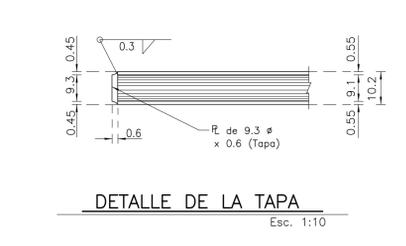
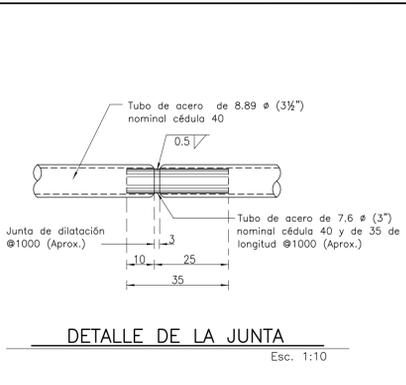
CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN	KM: 226+944.00
TRAMO: EL SALTO - VILLA UNION	ORIGEN: DURANGO DGO.

EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	EL SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	EL DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS
ING. EDUARDO VELASCO SANTANA	ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

MEXICO, D.F. NOVIEMBRE DEL 2001 No. PROY. 11268.04



TRIADA CONSULTORES
S.A. DE CV
DIRECCION TECNICA REGIONAL
ING. JORGE ARRIOLA AGUILAR
CEDELA 4700



LISTA DE VARILLAS									
VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL	CROQUIS	a	b	c	PESO (KG.)	Ø
REMATE PARAPETO (PZA)									
A	4C	20	8	342	170	109	19	8	28
A1	4C	20	8	190	170	44	21	8	16
A2	4C	17	9	197	170	145	18	8	18
A3	4C	-	8	182	170	146	10	8	15
A4	4C	20	9	206	170	20	46	8	19
GUARNICION (ml)									
B	4c	20	5	278	170	68	10	8	14
B1	4c	20	5	118	170	18	11	8	6
B2	4c	-	6	100	170	100	-	-	6
B3	6c	-	3	100	170	100	-	-	7
B4	4c	20	5	130	170	53	50	6	7

MATERIALES	
Tubo de acero galvanizado 8.89ø (3/8") ced.40 (Por metro)	14.8 kg/m
Tubo de acero galvanizado 7.6 ø (3") ced.40 (Por junta)	4.6 kg
PILASTRAS:	
Acero estructural A-36 (Por pilastras)	35 kg
Pernos de 2.54 ø X 20 (3/4") con tuerca (Por pilastra)	4 Pzas.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

"PUENTE EL CALERO"
KM 226+944.00 (PROYECTO)
GUARNICION Y PARAPETO
GEOMETRIA - REFUERZO

CARRETERA: DURANGO - MAZATLAN
FRANCO: EL SALTO - VILLA UNION

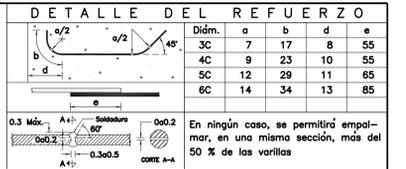
KM: 226+944.00
ORIGEN: DURANGO DGO.

EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS ESPECIALES
ING. EDUARDO VELASCO SANTANA

EL SUBDIRECTOR DE PUENTES Y ESTRUCTURAS ESPECIALES
ING. OSCAR RUIZ MENDIETA

EL DIRECTOR DE ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS
ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

MEXICO, D.F. NOVIEMBRE DEL 2001
No. PROY. 11268.05



NOTAS:
GENERALIDADES:
Dimensiones:
En centímetros, excepto en las que se indica otra unidad.

En ningún caso, se permitirá emplear, en una misma sección, más del 50 % de las varillas

Especificaciones:
La última edición de las normas para Construcción e Instalaciones de la S.C.T.

Capítulos:
3.01.02.026 Concreto hidráulico.
3.01.02.027 Acero para concreto hidráulico.
3.01.02.028 Estructuras de concreto reforzado.

MATERIALES:
Deberán ser aceptados por la D.G.C.F. y cumplirán las siguientes especificaciones:
Cemento Portland S.C.T. 4.01.02.004-B-Tipo I, II, III.
Agregados para concreto S.C.T. 4.01.02.004-E.
Acero para concreto S.C.T. 4.01.02.004-G.
Varillas de acero para refuerzo de concreto S.C.T. 4.01.02.005-D-Tipo A, B o C corrugada de grado duro.
S.C.T. 4.01.02.006 L.E.=4000 kg/cm2

Soldadura Concreto: S.C.T. 4.01.02.006
Se usará concreto de f'c=250 kg/cm2, su compactación no será menor de 0.80, con revestimiento de 5 a 10, y agregado grueso con tamaño máximo de 2.5 cm.
Se vibrará al colado.
En caso de que el Contratista requiera usar aditivos para el concreto, deberá justificar oportunamente la calidad y dosificación de estos productos, presentando al Residente pruebas satisfactorias de su empleo con los agregados y el cemento que se vayan a emplear.

Acero de refuerzo
Preferentemente las varillas de 8C serán de una sola pieza, sin soldadura ni empalmes por traslape. Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelto antes de depositar el concreto.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION:
El acero de refuerzo de la guarnición y/o el de la banqueta se anclará en la superestructura. Los moldes para el colado de la guarnición serán de madera de triplay de una sola pieza. La colocación de la cimbra se hará en forma que se asegure una apariencia satisfactoria de la guarnición terminada.
Antes del colado de la guarnición deberá dejarse anclado el refuerzo del parapeto de acuerdo con el plano correspondiente. El acabado del piso de la banqueta será escobillado.
La junta de colado entre superestructura y la guarnición se preparará de acuerdo a lo indicado en el capítulo 3.01.02.026-F-30.
Las placas base de las pilastras se fijarán en la guarnición por medio de anclas de varillas de 4C; para posteriormente soldar en el campo las pilastras metálicas.
Las partes metálicas del parapeto serán cubiertas con pintura anticorrosiva, la pintura para el acabado se sujetará a lo indicado en las normas para construcción e instalaciones de la S.C.T.

ANEXO B
TERMINOS DE REFERENCIA

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

TERMINOS DE REFERENCIA

PROYECTO CONSTRUCTIVO

- Básicamente, el Proyecto se apoyará en la última edición de la Standard Specifications For Highway Bridges de las AASHTO; particularmente cuando sea procedente en las Especificaciones AISC y AREA.
- Para determinar las condiciones de Viento, se utilizará la Regionalización y valores establecidos en El Manual de Obras Civiles de la C.F.E. última edición, o podrá utilizarse algún estudio regional existente en el sitio siempre que la Dependencia lo apruebe. Esto último, podrá ser aplicable para sismo.
- El contratista, oportunamente deberá justificar a satisfacción de la Dependencia si es necesario efectuar estudios complementarios para garantizar la estabilidad de la estructura, tales como: riesgo sísmico, intensidad y frecuencia de viento, investigación en modelos de viento, recopilación de información sobre las condiciones climáticas promedio y estacionarias de la localidad o cualquier otro evento propio del lugar.
- El proyecto deberá referirse a bancos de nivel y referencias de trazo indicados en planos del proyecto geométrico de la carretera que le sean proporcionados por la Dependencia.

I.- TRABAJOS QUE DESARROLLARA EL CONTRATISTA

- Analizará detalladamente la información que le proporcione la Dependencia y en caso de estar incompleta o que presente alguna incongruencia deberá comunicarlo a la Dependencia en un plazo máximo de siete días posteriores a la fecha del fallo para las aclaraciones pertinentes o para que se entregue la información correspondiente.
- Elaborará y someterá a consideración de la Dependencia un proyecto conceptual de cada PIV y PSV y dos para cada puente. En caso de que la Dependencia lo considere necesario, elaborará proyectos conceptuales adicionales hasta obtener su aprobación. Estos proyectos conceptuales deberán incluir cantidades de materiales.
- Efectuará todos los cálculos que sean necesarios para asegurar el buen funcionamiento de la estructura, tanto en la etapa constructiva como de servicio.

En la elaboración del proyecto constructivo tomará en cuenta lo siguiente:

LINEAMIENTOS GENERALES DE PROYECTO:

Se considerará para cálculo un espesor de carpeta asfáltica de 12 cm. En el plano se especificará, carpeta asfáltica de 4 cm de espesor.

En el cálculo de las superestructuras con travesaños presforzados deberá determinarse el número mínimo de travesaños de acuerdo con la capacidad máxima que desarrollen.

En el cálculo de las traves presforzadas invariablemente se calcularán las perdidas para acero de baja relajación, no se permitirá estimarlas mediante porcentaje.

Para la repartición transversal de la carga móvil se utilizarán anchos de carril de circulación de 3.50 m y ancho de carril de carga de 3.05 m y se calculará utilizando el método de **Courbon**; podrá utilizarse otro método que esté debidamente reconocido, debiendo en su caso, informar oportunamente a la dependencia, mediante escrito para su aprobación correspondiente.

En los topes laterales se colocará placas laterales de neopreno, pegadas con resina epóxica.

En vigas pretensadas se deberán colocar mínimo estribos para resistir el 4% de la fuerza total de presfuerzo distribuidos en una distancia $d/4$ a partir del extremo de la trabe, dichos estribos se proporcionarán para un esfuerzo de trabajo de 1400 kg/cm^2 .

El análisis de esfuerzos de las traves en la transferencia invariablemente se analizará la sección sobre el eje de apoyos y en la zona del gancho de izaje durante la maniobra de montaje de traves.

El cálculo del cortante que absorbe el concreto en vigas pretensadas con torones se tomará en cuenta la reducción de fuerza de presfuerzo debido a la longitud de transferencia de los torones, que podrá considerarse como 50 veces su diámetro a partir del extremo de la trabe.

La distancia entre el eje de apoyos y el extremo de las traves presforzadas será de 30 cm, salvo casos especiales por esviajes muy grandes.

En elementos sujetos a flexión que por dimensiones requieran bajos porcentajes de acero de refuerzo, se deberá proporcionar como mínimo el indicado en el capítulo 8.17.1.2. de las especificaciones AASHTO.

Para la valoración del empuje de tierras en las columnas de los caballetes extremos, considerará un área de influencia del terraplén igual a 2 veces el ancho de la columna, para el caso de columnas rectangulares y de 1.5 veces el diámetro para el caso de columnas circulares; se utilizarán columnas rectangulares de sección variable salvo casos en que la altura del caballete no sea muy grande y se obtengan columnas circulares con porcentaje de acero razonable.

ELABORACION DE PLANOS.

Todos los dibujos que contengan los planos deberán estar elaborados a escalas adecuadas para su correcta interpretación, se utilizará la misma escala horizontal y vertical, evitándose el uso de escalas poco comunes como 1:331/3, 1:125, 1:150, etc.

La nomenclatura de las varillas deberá ser con literales, pudiéndose combinar, en su caso, literales y números vr. gr. A, A1, A2, etc.

Las líneas que definan las varillas serán delgadas y se dibujarán en toda su longitud, no así en su número, en tanto que las que definan los contornos o geometrías de los elementos serán gruesas.

En los dibujos que indiquen refuerzos, además de las líneas de cotas de distribución de las varillas deberá indicarse una cota con la dimensión total de la cara del elemento.

Se indicará en las notas y dibujarse en los detalles chaflanes de $2 \times 2 \text{ cm}$ en todas las aristas de los elementos.

En los planos de refuerzo de cada elemento, se incluirá, cuando menos en uno de ellos, los “Detalles del Refuerzo”. Incluirá las Notas y Especificaciones tipificadas por la Dependencia indicando los procedimientos constructivos necesarios, tales como cimentaciones mediante ataguías o ademes, etc.

Si la cimentación es por medio de pilotes colados en el lugar, se indicará su procedimiento constructivo y si se requiere utilizar ademe metálico en algún tramo o lodos bentoníticos se señalará en su caso la composición de este, etc.

Si la cimentación es por medio de pilotes precolados, se indicará el criterio que se empleará para definir el final del hincado, en caso que se requiera perforación previa indicarlo así como su diámetro y longitud, en las notas se describirá la forma en la que está considerada su capacidad de carga sea por fricción, por punta o por ambas.

* En los planos de elementos para la superestructura deberán indicarse las contraflechas para todos los proyectos, tanto en losas como en vigas reforzadas y/o pretensadas.

El PLANO GENERAL deberá contener:

Corte elevación por el eje de trazo

Deberá contener estaciones y elevaciones de rasante de los apoyos, tipo de apoyo (fijo o móvil) longitud de cada tramo, longitud total de la estructura (entre apoyos extremos), Escala gráfica horizontal indicando estaciones a cada 20.00 m. Escala gráfica vertical con divisiones a cada metro, flechas indicando la dirección a cada margen o lado, estratigrafía del terreno, localización de los sondeos, elevación de desplante de los apoyos o pilotes, capacidad de carga del terreno en zona del desplante o del pilote, localización del NAF; si es río indicar el NAMED, NAMO y NAME, sobreelevación de corriente, espacio libre vertical mínimo, en caso de Pasos a desnivel indicar localización y valor del gálibo mínimo vertical calculado. Los gálibos mínimos verticales que se deben considerar son: para pasos vehiculares = **5.50** m para pasos de Ferrocarril = 7.50 m.

Planta

Se dibujará incluyendo sus accesos, se anotará las estaciones de los apoyos, en el caso de pasos a desnivel indicar en el cruce la estación de la carretera principal y de la secundaria, ancho de carpeta, de acotamientos y total de las carreteras, valor y sentido del esviajamiento, distribución de los postes, lavaderos etc., se deberán dibujar, con línea interrumpida, los apoyos con su cimentación, incluyendo, en su caso, pilotes, etc.

Corte transversal de la superestructura

Si la estructura está en curva se deberá precisar la estación en la que se ubica el corte indicando los valores de los voladizos de las losas, no se admitirá indicar variable. Se acotará el ancho total, ancho de calzada, pendientes transversales, etc.

Croquis de rasante

Deberá dibujarse el terreno natural y la rasante en una longitud mínima entre dos puntos de inflexión vertical (P.I.V.); se indicará la cantidad que deberá restarse para obtener los valores de subrasante, se indicará la longitud del puente dibujando con una línea la ubicación de cada apoyo extremo.

Monumentos de concreto o Referencias de trazo

Dibujar cuando menos dos de ellos, uno a cada margen o a cada lado de la estructura.

En los terraplenes de acceso deberá incluirse una nota que dirá: Terraplén de acceso compactado al 95% de su peso volumétrico óptimo, según pruebas proctor SCT, se dibujará y anotará un espesor de suelo-cemento en proporción 1:8 con espesor de 0.80 m en todo lo ancho del terraplén y en una longitud del 15.00 m en ambos

terraplenes, localizado debajo de la capa subrasante del proyecto de terracerías. En el caso de derrames frontales, se recabará de la dependencia el tipo de protección que se empleará la cual deberá cuantificarse.

Se colocará losas de transición en ambos terraplenes de acceso de las siguientes características.

Puentes longitud = 6.00 m

Pasos superiores e inferiores vehiculares que pertenezcan a una carretera, longitud = 4.00 m

Pasos inferiores vehiculares de uso local, no se proyectará losa de transición

En todos los casos, se dibujará el croquis de localización de la estructura, en el caso de entronques se deberá dibujar el croquis del entronque señalando la ubicación de la estructura, en ambos casos se denominará CROQUIS DE LOCALIZACIÓN.

En la descripción de la carga móvil para los camiones pesados, se deberá especificar tipo y entre paréntesis el valor total de su peso vr. gr. T3-S2-R4 Tipo I (72.5 Ton).

Lista de Materiales

Parapeto y Guarnición.- Se recabará de la dependencia el tipo de parapeto a utilizar. Indicando el número de proyecto de cada uno de ellos.

El volumen de concreto en la subestructura se dividirá en: zapatas, columnas, cabezales o coronas, y aleros diafragmas y bancos. Para los pilotes colados en el lugar o precolados, se indicará el valor del volumen de concreto y el valor del acero de refuerzo. El acero de refuerzo (excluyendo pilotes) de la subestructura se incluirá en un solo concepto.

El neopreno se cubicará en dm^3 (no por pieza).

Datos Hidráulicos

En puentes, se deberá complementar los datos solicitados en el cuadro correspondiente.

Presentación de los Planos

Los planos deberán elaborarse a tinta, dibujados por computadora, en papel Cronaflex o similar. Dichos planos serán de una sola pieza con las siguientes dimensiones: Largo = 153.50 cm y ancho = 55.0 cm, con los márgenes y cuadros que utiliza la dependencia.

En el ángulo inferior izquierdo en un cuadro de 12.0 cm por 3.5 cm se indicará la razón social de la empresa proyectista anotando además nombre y firma autógrafa del Director Técnico Responsable y del Representante Legal o Administrador Único de la empresa; así como el número de la Cédula Profesional de ambos profesionistas. En dicho cuadro, la empresa, si así lo desea, podrá insertar el logotipo de la misma sin indicar su número telefónico o dirección.

Para el análisis de carga móvil se considerará (se anexan croquis de los camiones tipo):

Puentes y Pasos Superiores en Carreteras tipo A4, A2, B4

La condición más desfavorable que resulte de aplicar la carga de camión T3-S3 Tipo I (48.5 Ton) ó T3-S2-R4 Tipo I (72.5 Ton). en todos los carriles de tránsito, analizándose las diferentes condiciones de simultaneidad para definir la que gobierne el diseño, afectando dichas condiciones por los coeficientes respectivos de acuerdo con el número de carriles cargados que indica AASHTO.

Puentes y Pasos Superiores en Carreteras tipo B2

Un carril cargado con un camión T3-S3 Tipo I (48.5 Ton) ó T3-S2-R4 Tipo I (72.5 Ton) y un carril cargado con HS-20, analizándose las condiciones de simultaneidad señaladas anteriormente.

Puentes y Pasos Superiores en Carreteras tipo C

Un carril cargado con un camión T3-S3 Tipo II (43.0 Ton) ó T3-S2-R4 Tipo II (58.0 Ton) y un carril cargado con HS-20 analizándose las condiciones de simultaneidad señaladas anteriormente.

Puentes y Pasos Superiores en Carreteras Tipo D

Un carril cargado con camión T3-S3 Tipo II (43.0 ton) y un carril con carga HS-20

Puentes y Pasos Superiores en Carreteras Tipo E

Todos los carriles cargados con carga HS-20.

Las estructuras de los entronques se proyectarán para la carga móvil de la Carretera a la cual darán servicio.

En los PIV's de servicio local de una ó dos vías se considerará carga HS-20 en los carriles correspondientes.

En caso de existir casos no contemplados, se recabará oportunamente de la dependencia, en forma escrita, la carga móvil por utilizar.

Para el análisis de elementos presforzados se tendrá en cuenta lo siguiente:

En estructuras presforzadas con torones, deberá considerarse la utilización de acero para presfuerzo de baja relajación, con 3.5% de alargamiento máximo después de 1000 horas de ser aplicada una carga correspondiente al 80% del límite de ruptura, siendo éste no menor de 190 kg/mm², características que se anotarán en los planos constructivos.

En consecuencia, el análisis para dichas estructuras, será elaborado con los siguientes esfuerzos permisibles:

1.- Para el acero de Presfuerzo:

TIPO DE ELEMENTO	AL TENSAR	AL ANCLAR
PRETENSADO	0.75 f's	-----
POSTENSADO	0.80 f's	0.70 f's

2.- Para el concreto:

TIPO DE ELEMENTO	AL TENSAR		EN OPERACION	
	COMPRESION	TENSION (*)	COMPRESION	TENSION (*)
PRETENSADO	0.60 f'ci		0.40 f'c	
POSTENSADO	0.55 f'ci		0.40 f'c	

SIENDO:

f'c = Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto a los 28 días.

f'ci = Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto al aplicar el presfuerzo inicial.

(*) En todos estos casos se deberá suministrar acero de refuerzo para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculada para sección agrietada.

La resistencia del concreto en la transferencia será de $0.8 f'c$, en casos especiales podrá ser de $0.9 f'c$ para lo cual requerirá la autorización de la Dependencia

Para el análisis sísmico se observarán los siguientes criterios :

1.- Método de la fuerza estática equivalente

En estructuras regulares con miembros de apoyo de rigidez aproximadamente igual, pueden calcularse los efectos del sismo para diseño aplicando una fuerza estática horizontal equivalente S , actuante en el centro de gravedad de la estructura. La distribución de esta fuerza tomará en cuenta la rigidez de la superestructura y de los miembros de apoyo, las restricciones en los estribos y la posición deformada de la estructura.

1.1 El valor de S se obtendrá mediante:

$$S=cW/Q$$

S = fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. (Ton.)

W = peso total de la estructura (Ton.)

c = ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura.

Q = factor de comportamiento sísmico.

El cociente c/Q no debe ser menor que a_0 , ordenada al origen del espectro. (tabla 1)

1.2 Con fines de diseño sísmico los puentes se clasificarán en comunes semi-importantes e importantes.

Se consideran importantes todos los puentes y pasos vehiculares localizados en y sobre las carreteras tipo A4, A2 y B4.

Se consideran semi-importantes los puentes y pasos vehiculares localizados en y sobre las carreteras tipo B2.

Se consideran comunes los puentes pasos vehiculares localizados en las carreteras tipo C, D y E, así como los pasos peatonales y obras en los caminos de acceso a instalaciones privadas.

Las estructuras ubicadas en entronques o intersecciones entre dos carreteras, su clasificación corresponderá a la carretera de mayor importancia.

Para los Puentes, PSV's ó PIV's comunes el coeficiente "c" será el proporcionado en la tabla 1, que toma en cuenta el mapa adjunto de regionalización sísmica de la república mexicana.

Para los Puentes, PSV's ó PIV's semi-importantes el coeficiente "c" de los espectros de la tabla 1 se multiplicará por 1.25.

Para los Puentes, PSV's ó PIV's importantes el coeficiente "c" de los espectros de la tabla 1 se multiplicará por 1.5.

Para casos no contemplados, se recabará oportunamente de la dependencia en forma escrita la importancia a considerar.

1.3 A menos que se justifiquen otros valores de Q con estudios especiales, podrán tomarse los siguientes:

Estructuras en las que la superestructura y los elementos de la subestructura formen un marco dúctil de concreto reforzado, preesforzado o de acero estructural, en el sentido del marco	$Q = 4$
Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna continua con el tablero de la superestructura	$Q = 2$
Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos elastoméricos tipo Neopreno	$Q = 4$
Para el caso anterior, si los dispositivos de apoyo no existen o son de otro tipo	$Q = 2$
Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura :	
En elementos formados por marcos dúctiles	$Q = 4$
En elementos tipo muro	$Q = 2$
En columnas aisladas	$Q = 2$
En elementos de mampostería	$Q = 1$

1.3 El coeficiente c de la expresión 1.1 podrá sustituirse por a , ordenada espectral correspondiente al período fundamental de la estructura T .

La gráfica de la tabla 1 proporciona el valor de a en función de T .

El valor del período T podrá valorarse mediante la expresión:

$$T = 0.2 \sqrt{\frac{W}{K}}$$

donde:

T = período de la estructura en seg.

W = peso total de la estructura en Ton.

K = rigidez de la estructura en Ton/cm y en la dirección de análisis = Fuerza horizontal estática que debe aplicarse para producir un desplazamiento de 1 cm.

Si $T < T_a$, el valor de Q recomendado en 1.2 deberá sustituirse por Q' , donde:

$$Q' = \frac{Q - 1}{T} T_a + 1$$

el valor de $\frac{a}{Q}$ o de $\frac{a}{Q'}$ no podrá ser menor que a_0 .

1.4 Los desplazamientos máximos de la estructura se obtendrán multiplicando los obtenidos con las fuerzas sísmicas equivalentes anteriores por Q (o por Q' en su caso).

Las juntas de expansión tendrán abertura suficiente para tomar estos desplazamientos; si se desea restringirlos mediante juntas elastoméricas u otros dispositivos, se realizará un análisis que considere el efecto no lineal correspondiente.

1.5 Para el diseño se tomará la más desfavorable de las combinaciones siguientes:

$$\begin{aligned} S_L + 0.3 S_T \\ S_T + 0.3 S_L \end{aligned}$$

donde S_L y S_T son las fuerzas sísmicas equivalentes en la dirección longitudinal y transversal del puente, respectivamente.

2. Casos especiales.

Para estructuras complejas, debe realizarse un método de análisis sísmico modal espectral. Son aplicables los espectros de diseño de la tabla 1 y los valores de Q recomendados en 1.2. Las fuerzas sísmicas resultantes de un análisis dinámico no serán menores que el 60% de las obtenidas de un análisis estático.

En el caso de puentes de estructura poco usual, con período fundamental muy largo, o en condiciones poco usuales de cimentación se requerirán estudios especiales para determinar la sismicidad del sitio, la respuesta del suelo y el comportamiento dinámico de la estructura. Lo cual deberá ser indicado por el contratista en forma oportuna.

3. Diseño de dispositivos de restricción.

Los dispositivos que tengan por objeto restringir los desplazamientos de la superestructura (por ejemplo tirantes de anclaje, topes sísmicos, etc.) se diseñarán para la siguiente fuerza:

$$S = c \cdot CM - V_s$$

Donde CM es la porción de carga muerta de la superestructura restringida por el dispositivo que se diseña y V_s son los cortantes en la estructura que se generan bajo la acción de la fuerza S y que se oponen a la acción del dispositivo; c será obtenido de la tabla 1.

4.- Combinación de cargas.

No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo; tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual.

Se tomarán en cuenta estas combinaciones. :

$$\begin{aligned} U &= 1.3 (CM + ET + S) \\ U &= 1.3 (CM + ET - S) \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned} CM &= \text{efectos de la carga muerta.} \\ ET &= \text{efectos del empuje de tierras.} \\ S &= \text{efectos del sismo.} \\ U &= \text{efectos últimos de diseño.} \end{aligned}$$

Para elementos sujetos a flexocompresión se verificará la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento mediante :

$$U = 1.3 (0.75 CM + ET \pm S)$$

5. Comentarios.

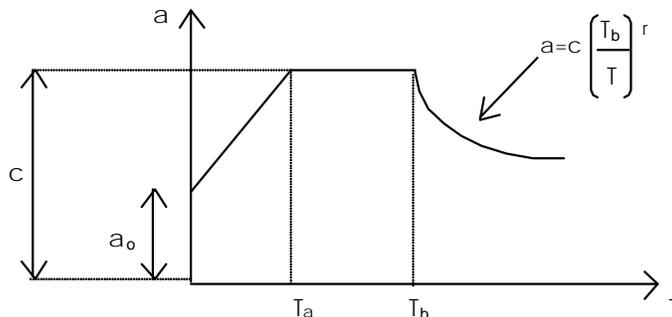
- Estos criterios serán aplicables a puentes regulares, de estructuración común, con claros máximos de 40 m y alturas máximas de 20 m.
- El criterio se basa en el Manual de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. (1994), y se aplicará la regionalización sísmica correspondiente.
- El formato es AASHTO 1996.
- El factor Q aplicado en el diseño de la subestructura se mantiene para el diseño de la cimentación.
- Los factores de carga incluidos en **4. Combinación de cargas** son AASHTO (Grupo VII).

TABLA 1
ESPECTROS DE DISEÑO
PARA ESTRUCTURAS COMUNES

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	a_0	c	T_a (seg)	T_b (seg)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.0	1.7	1
E (Zona metropolitana Ciudad de México)	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

donde :

- | | |
|---|--|
| I CORRESPONDE A TERRENO FIRME | |
| II CORRESPONDE A TERRENO INTERMEDIO | |
| III CORRESPONDE A TERRENO BLANDO | |



Datos necesarios para trazar la estructura.

En los planos generales se deberá considerar indistintamente lo siguiente:

- ⇒ El sector de alineamiento horizontal y vertical en que se ubique la estructura entre los puntos principales de los cambios de geometría incluyendo bancos de nivel. También deberá aparecer planta con referencia de puntos principales, alineamiento vertical con elementos de tangente o curva vertical completos, así como los puntos de apoyo terrestre desde los cuales se puedan destacar los ejes de la estructura; asimismo, se deberán indicar las coordenadas y todos los elementos necesarios para que, con esta información contenida en el plano general, la estructura pueda ser ubicada y trazada correctamente en campo.
- ⇒ Todos estos datos así como las especificaciones, deberán colocarse en forma de columna inmediatamente a la izquierda de la lista de materiales en forma clara y ordenada.

Estos datos así como las especificaciones, deberán aparecer a la izquierda de la lista de materiales.

II.- MATERIAL QUE ENTREGARA EL CONTRATISTA

Carpeta conteniendo los planos generales de todos los proyectos, motivo de esta licitación o contrato en reducción al 50 % de su tamaño normal e impresos en forma legible y ordenada en papel Cronaflex o similar.

Original de la memoria de cálculo, tamaño carta, de los trabajos motivo de la presente Licitación o contrato con la rúbrica autógrafa del Director Técnico en cada una de las hojas, las cuales deben contener la identificación de la empresa proyectista; esta memoria deberá estar formada de la siguiente manera:

Índice.

Descripción de la obra y trabajos por realizar.

Hipótesis completas de proyecto en las que se apoyan los trabajos, indicando características de materiales a emplear, cargas móviles que se utilizan, zona sísmica correspondiente, procedimiento constructivo, en caso de que se considere necesario, Normas y/o Especificaciones que se utilizan, etc.

Cálculo detallado de geometría general de la estructura y sus accesos.

Cálculos detallados y ordenados de cada elemento que compone la estructura, normas en las que se apoyan dichos cálculos indicando los capítulos correspondientes.

Si se utilizan programas de cómputo en los análisis estructurales de los elementos, se deberá indicar el nombre del programa, dibujar el modelo matemático correspondiente indicando claramente las condiciones y valores de carga que se utilizarán, características de materiales por emplear, propiedades geométricas de elementos, etc.

Si se utilizan programas de cómputo en los diseños estructurales de los elementos, se deberá indicar el nombre del programa, y los Reglamentos o Normas en los que se apoyó su elaboración; en caso de que los coeficientes de los materiales empleados en estos programas no correspondan con los especificados por AASHTO, se deberá indicar la forma en que se resolvió tal diferencia.

Bibliografía utilizada.

Disquetes de 3.5 pulgadas de alta densidad conteniendo los datos que se hayan generado por computadora en formato ASCII para los datos y resultados del proyecto y los dibujos de los planos en formato DWG identificándolos con el Número de la Licitación, Número de Contrato y nombre de la Empresa.

El(los) expediente(s) que forma(n) la memoria de cálculo deberán llevar identificación en su cubierta con los siguientes datos:

En su parte central:

- Número de proyecto.
- Tipo y nombre del proyecto.
- Carretera.
- Tramo.
- Kilómetro.
- Legajo "C" Proyecto constructivo.

En el ángulo inferior derecho:

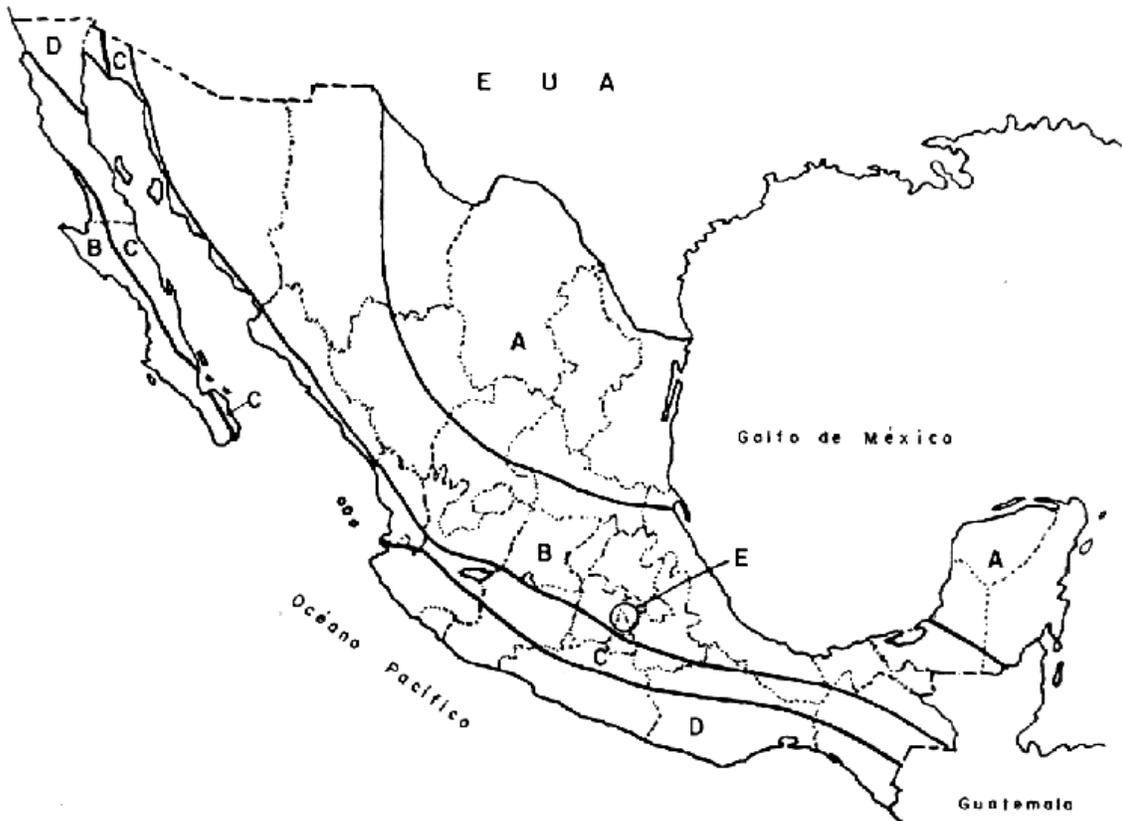
- Empresa.
- Licitación N°.
- Contrato N°.

El(los) expediente(s) que forma(n) la elección del tipo de la estructura deberá(n) llevar una identificación en su cubierta con los mismos datos que se indicaron en el párrafo anterior excepto en lo correspondiente a Legajo, el cual se designará como Legajo "B" Elección del tipo.

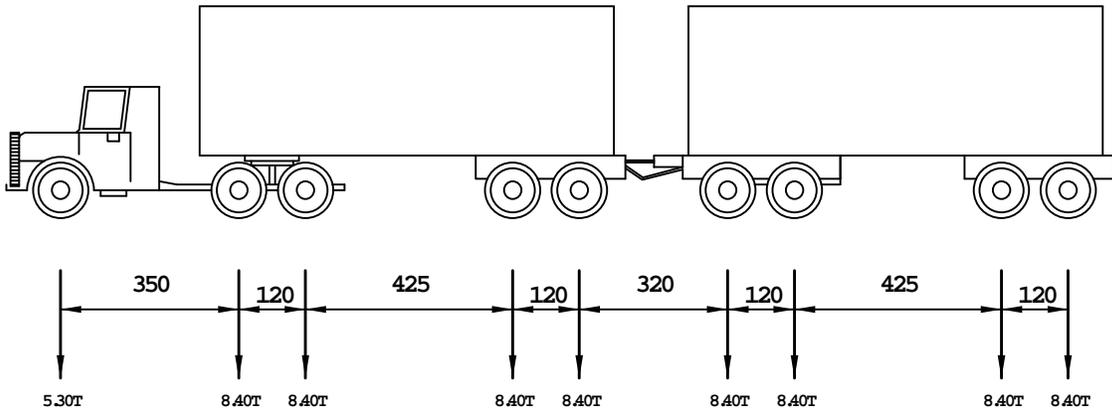
El(los) expediente(s) que forma(n) los datos de campo de la estructura deberá(n) llevar una identificación en su cubierta con los mismos datos que se indicaron anteriormente excepto en lo correspondiente a Legajo, el cual se designará como Legajo "A" Estudios de campo.

Estos documentos serán entregados a la Dependencia en su totalidad en una sola exhibición mediante oficio, el cual deberá contener la firma autógrafa del Responsable de la Empresa. En este oficio se mencionarán los documentos que se entregan.

Si los legajos están formados por más de un expediente, en sus portadas se anotarán los datos correspondientes en el orden señalado, identificando cada expediente con el número del tomo que le corresponda vgr.: TOMO 1/4, TOMO 2/4, etc.

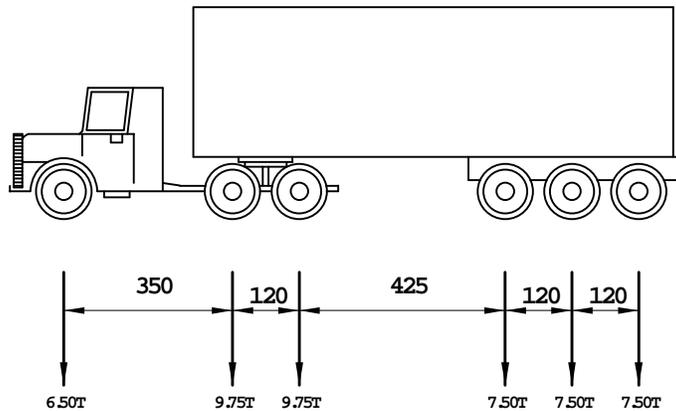


REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO



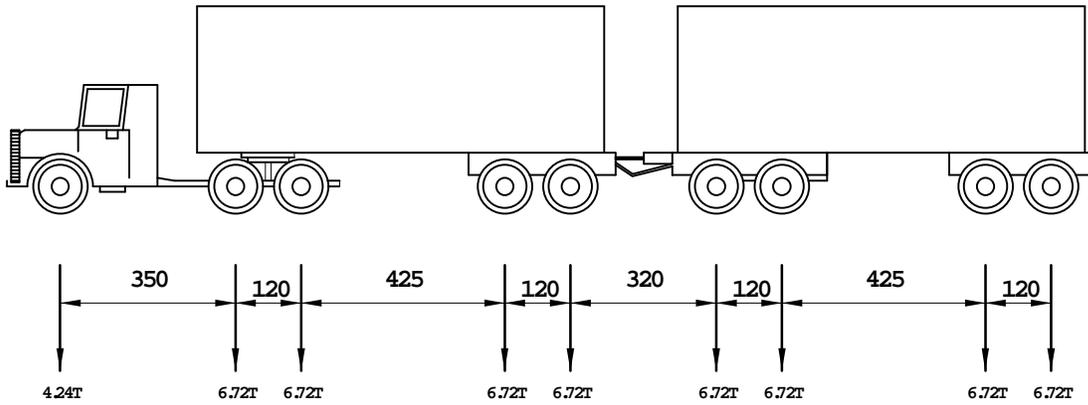
CAMION T3-S2-R4 TIPO I

PESO = 72.5 TON.



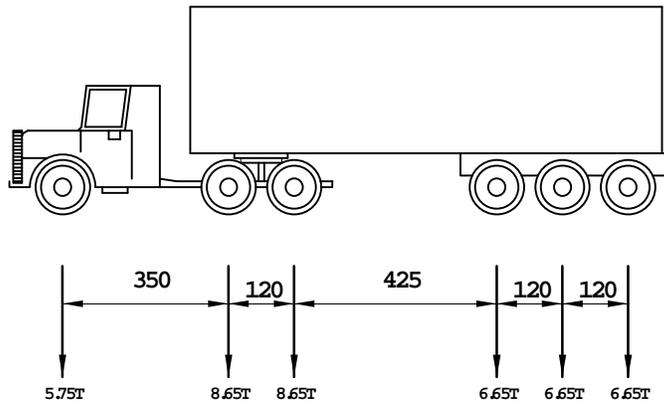
CAMION T3-S3 TIPO I

PESO = 48.5 TON.



CAMION T3-S2-R4 TIPO II

PESO = 58.0 TON.



CAMION T3-S3 TIPO II

PESO = 43.0 TON.

BIBLIOGRAFIA

1. Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Generalidades Sobre Concurso y Contratación, Terminología
Libro 1.01.01, Libro 1.01.02
México, 1985
2. Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Métodos Hidrológicos para Prevención de Escurrimientos
México, 1984
3. Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Periodo de Retorno
México, 1991
4. Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Proyecto Geométrico
Libro 2.01.01
México, 1984
5. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras
México, 1977
6. Secretaría de Obras Públicas
Socavación en Cauces Naturales
México, 1970
7. Crespo Villalaz Carlos
Vías De Comunicación
México, 1980
8. Sotelo Avila Gilberto
Hidráulica General. Vol. 1 Fundamentos
México, 1977
9. Comisión Federal de Electricidad
Manual de Diseño de Obras Civiles,
Estructuras de Tierra, Cimentaciones
10. Comisión Federal de Electricidad
Manual de Diseño de Obras Civiles,
Diseño por Sismo
11. Wayne C. Teng, N. M. Newmark
Foundation Design
12. Rico Alfonso
La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres
13. Terzaghi Karl, Peck Ralph B.
Mecánica de Suelos

14. Juárez Badillo A.
Mecánica de Suelos
15. Bowles Joseph E
Foundation Analysis and Design
16. American Association Of State Highway And Transportation Officials (AASHTO)
Standard Specifications For Highway Bridges
Washington, D.C., 1996
17. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado
(ACI 318-89) y sus Comentarios (ACI 318R-89)
México, 1991
18. Nilson Arthur H.
Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado
México, 1982
19. Gonzáles Cuevas Oscar M, Robles Fernández-Villegas Francisco
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
México, 2000