

120



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

MODELACIÓN, ANÁLISIS Y REVISIÓN
ESTRUCTURAL DE LA PILA 7 DEL
PUENTE CHIAPAS

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ENRIQUE ROCHA GONZÁLEZ

292566

DIRECTOR DE TESIS:
ING. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

MÉXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/075/01

Señor
ENRIQUE ROCHA GONZALEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"MODELACION, ANÁLISIS Y REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA 7 DEL PUENTE CHIAPAS"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
- II. ESTUDIOS PREVIOS**
- III. MODELACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN SU CONJUNTO**
- IV. REVISIÓN DE ACCIONES Y ESFUERZOS EN ELEMENTOS DEL PUENTE**
- V. REVISIÓN DE UNA CONEXIÓN TIPO EMPLEANDO EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO**
- VI. ALGUNAS GENERALIDADES CONSTRUCTIVAS DEL CONJUNTO DEL PUENTE**
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 18 de abril de 2001.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.



DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS
FEDERALES Of. No. 105.357

Ciudad de México, 6 de marzo del 2001.

SR. ENRIQUE ROCHA GONZALEZ
P R E S E N T E

Me refiero a su atenta sin fecha, por medio de la cual solicita autorización para hacer uso de los diversos estudios efectuados por la empresa "Triada Diseño Gerencia y Construcción" relacionados con el Puente Chiapas, a fin de utilizar esa información como soporte documental para elaborar y sustentar su tesis de licenciatura en la carrera de Ingeniería Civil.

Sobre el particular, comunico a usted que de parte de esta Dirección General no existe ningún inconveniente en que disponga de la documentación requerida y espero que su contenido contribuya a su formación como futuro profesionista.

A T E N T A M E N T E
EL DIRECTOR GENERAL

ING. HORACIO ZAMBRANO RAMOS

c.c.p. Ing. Enrique Padilla Corona .

AGRADECIMIENTOS

A Dios Nuestro Señor, por haberme dado la fortaleza para cerrar un capítulo más del libro de mi vida.

A mis padres, María Esther y Gustavo, de quienes he recibido tanto. Su cariño y comprensión son el faro que siempre busco en la oscuridad de mis tormentas.

A mi hermana Daniela, quien siempre ha estado para mí cuando la he necesitado. Lo logramos Stoopsy.

A mis abuelas Dinorah y Elvira (RIP), gracias por siempre pensar en mí. Tata, este momento lo comparto contigo, con todo mi corazón.

A mis familiares: primos y tíos, gracias por sus palabras de aliento, siempre son tan importantes.

A todos mis amigos, gracias por haberme concedido la recompensa de su amistad, y por haber podido crecer, aprender y vivir tanto a su lado. Tere, gracias por tu apoyo incondicional.

A todo el maravilloso grupo de hombres y mujeres trabajando en Triada, sin cuya ayuda esta tesis no habría sido posible. También envío mi gratitud a Ismael Vásquez, de Grupo Baysa, por su desinteresado auxilio.

Finalmente, a todos mis maestros, gracias por su devoción y sacrificio por nosotros los jóvenes. Mi eterna admiración por sus conocimientos y ejemplo.

CONTENIDO TEMATICO

Introducción

I) Antecedentes

1. Descripción del Cruce y del Puente.

II) Estudios Previos

1. Geología Regional.

1.1 Exploración Geológica.

- a) Fisiografía.
- b) Estratigrafía.
- c) Tectónica.
- d) Sismicidad regional.

2. Estudio Geotécnico.

2.1 Ensayes de Laboratorio y Columnas Estratigráficas.

2.2 Estratigrafía y Propiedades.

3. Integración Geomecánica.

3.1 Zonificación.

- a) Lado Raudales.
- b) Zona Central
- c) Lado Ocozocuautla.

3.2 Calidad de la Roca.

4. Análisis de las Cimentaciones.

4.1 Pilas No. 2 a 8

4.2 Capacidad de Carga por Punta en Roca.

4.3 Capacidad de Carga por Resistencia al Corte Lateral en Corte y Roca.

4.4 Resultados de Capacidad de Carga Axial.

5. Recomendaciones

5.1 Pilas No. 2 a 8

III) Modelación y Análisis Estructural del Puente en su Conjunto.

1. SAP2000.

2. Consideraciones sobre el Modelo Analítico.

2.1 Superestructura.

- a) Algunas consideraciones iniciales de diseño y dimensionamiento.
- b) Modelación de la superestructura.

2.2 Subestructura.

- a) Algunas consideraciones iniciales de diseño y dimensionamiento.
- b) Modelación de la subestructura.

3. Criterios de Diseño.

3.1 Reglamento de Cálculo y Especificaciones Utilizadas.

3.2 Características Mecánicas y Propiedades del los Materiales.

- a) Concreto.
- b) Material de relleno.
- c) Asfalto.
- d) Acero.
 - Acero de refuerzo
 - Acero estructural para pilas, tablero, mástil y nariz de lanzamiento.
 - Acero para cables de atirantamiento provisional.

3.3 Acciones

- a) Cargas permanentes.
 - Peso propio
 - Cargas muertas de servicio.
 - Carga viva.
- b) Sismo.
- c) Fuerzas hidrodinámicas.
- d) Acciones climáticas.
 - Viento
 - Fuerzas generadas por el viento sobre el tablero.
- e) Acciones debidas a efectos térmicos.
 - Variación uniforme de la temperatura.
 - Gradiente térmico.
- f) Cargas vivas de construcción (equipo, personal, etc).

3.4 Métodos de Cálculo.

- a) Modelo para análisis dinámicos
 - Coeficientes de comportamiento sísmico.
 - Incremento de resistencia por esfuerzos permisibles.
- b) Modelo para análisis estáticos.
- c) Combinaciones de carga.
- d) Diseño de los elementos.

Anexo 1: Datos para Cimentaciones.

Anexo 2: Parámetros para Diseño de Guarniciones y Parapetos.

4. Análisis Estructural usando el Programa SAP2000 Nonlinear.

IV) Revisión de Acciones y Esfuerzos en Elementos del Puente

1. Criterios de Diseño.

2. Revisión de Acciones y Esfuerzos en los Elementos de la Pila 7 del Puente Chiapas.

V) Revisión de una Conexión Tipo Empleando el Método del Elemento Finito.

- 1. Breve Introducción al Método del Elemento Finito.**
- 2. Procedimientos Reales Aplicados en el Puente (para una conexión tipo).**
- 3. Algunos Resultados Relevantes Arrojadados por el Programa SAP2000.**

VI) Algunas Generalidades Constructivas del Conjunto del Puente.

1. Subestructura.

1.1 Descripción.

1.2 Procedimiento constructivo.

2. Superestructura.

1.1 Descripción

1.2 Recomendaciones especiales para el empujado del puente Chiapas.

1.3 Procedimiento constructivo.

Notas

VII) Conclusiones y Recomendaciones.

Bibliografía.

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El puente es un elemento del camino. Una carretera, un ferrocarril, se sirven de puentes para salvar determinados obstáculos que se encuentran en su camino. Atravesar un río, cruzar una carretera, o una estación de ferrocarril, son obstáculos frecuentes.

La vía impone sus condiciones. Anchuras, alturas, peraltes, trazado en planta son datos para el diseño del puente y las variables que constituyen su dimensión funcional. Rara vez el puente impone sus condiciones a la carretera, tienen que ser cruces realmente excepcionales, que reúnan una máxima dificultad para las posibilidades de la tecnología y unos costes excesivos, para que sean éstos los que determinen a priori la ubicación del puente y sus condiciones geométricas a las cuales debe plegarse el trazado de la carretera.

Las condiciones funcionales las impone el modo de transporte que utiliza la vía. En un puente medieval, el perfil longitudinal en “lomo de asno” era perfectamente compatible con las exigencias del caminante o los carros y caballerías que utilizaban el puente. Con este perfil se resolvía un problema importante, por un lado adecuar el perfil del puente a unas márgenes situadas a poca altura sobre el agua, y por otro lado permitir la disposición de arcos de cierto claro, cuyos peraltes permitían su adecuada conformación y un fácil paso de las aguas. Hoy en día un perfil en “lomo de asno” es totalmente incompatible con las exigencias del tráfico de vehículos.

Existe otra condición funcional que el móvil impone al puente. Se trata de su rigidez. Un puente se deforma al paso de los vehículos. Se producen acortamientos o alargamientos, giros, flechas, desplazamientos en general que cambian las características del trazado. Las vibraciones del puente y su deformación, raramente eran tenidas en cuenta y su valor no influía en las condiciones de cruce y en el confort del usuario. Hoy en día pasa lo mismo en la mayoría de las ocasiones, pero existen móviles, tales como el paso de un tren de alta velocidad por ejemplo, que acota la cantidad de deformación que a su paso se puede producir en el puente o en las pasarelas de peatones que deban controlar u respuesta dinámica para asegurar un cruce confortable.

De la misma manera, de rudimentarios conocimientos sobre la respuesta de determinadas disposiciones resistentes, obtenidas por procedimientos de prueba y error, se ha pasado a un adecuado control de la respuesta resistente de estructuras cada vez más complejas y eficaces. Conocemos bien el comportamiento de arcos, celosías, vigas de grandes dimensiones, tableros atirantados o colgados. Sus disposiciones están además bastante optimizadas de manera que se conocen, en los casos normales, con suficiente precisión, que es más barato o más caro.

Junto a estas posibilidades, que constituyen la tipología estructural y los múltiples modelos de puentes que conocemos, el desarrollo en la geotecnia y las posibilidades de cimentación permiten realizar apoyos seguros en cursos de agua, laderas de montaña, y casi cualquier otro caso, resolviendo uno de los problemas clásicos de los puentes a lo largo de su historia: realizar cimentaciones, para que el río, por ejemplo, y la socavación que produce en el cauce y en la propia pila, no lo arruinen en épocas de avenidas.

Las posibilidades y las necesidades no son variables independientes. Realizar un puente entre Londres y Nueva York no se siente como necesario hoy en día, pero si se viese la posibilidad de realizarlo, a costes razonables, seguro que aparecería la necesidad con apremio. Hoy en día se están realizando obras que hace pocos años resultaban inimaginables. La posibilidad alienta la necesidad. Cruzar el estrecho de Gibraltar resulta posible hoy en día, aunque eso sí, a un precio descomunal como para ser una alternativa a las embarcaciones que ahora mismo cumplen ese papel. Existe aún mucha distancia entre la necesidad y los medios que hay que disponer para satisfacerla con un puente en dicho lugar. Sin embargo, a mediados del siglo XIX, cuando se decidió realizar el puente de Brooklyn, la intensidad del cruce y el coste de realizar un puente apareció como evidente. Posibilidades y necesidades están siempre relacionadas y la historia de los puentes no es sino una expresión de esta relación. Los puentes han ido satisfaciendo necesidades sociales alumbradas por lo posible.

En esta introducción han ido apareciendo variables que pertenecen al puente. Sus condiciones funcionales, impuestas por el tráfico que utilizan, las dificultades que presenta el obstáculo que hay que salvar, y la tecnología que permite resolverlas. Sin embargo, el puente no queda atrapado en este concepto.

Nos aproximamos más a lo que es un puente si introducimos la historia. Todo puente no es sino un momento en la historia de los puentes. Toda la tradición heredada de nuestros mayores configura y condiciona nuestra manera de pensar en puentes. Un puente romano o una pasarela colgada de los incas del Perú no es sólo una respuesta a un determinado problema de paso, utilizando una determinada tecnología, sino que también es una definición de lo que es un puente. Nos transmiten no sólo el cómo se han realizado y para qué sirven, sino empiezan a descubrirnos el qué de los puentes, su esencia.

En ellos podemos leer las preguntas que se hicieron sus constructores al realizarlo, y vemos que coinciden con las que nos hacemos ahora, qué materiales utilizar en él, cómo ordenarlo, cómo construirlo y qué resultado formal se encuentra. Definir entonces el puente como forma resistente construida es especialmente útil, pues incluye las principales preguntas que se hace todo constructor en general y de

puentes en particular. También es incompleto, pues los puentes no son sino el resultado de su historia y para el que los hace no son sino lo que él piensa que son.

Especifiquemos un poco más lo que significa este concepto. La forma de un pilar es mucho más que el mero vehículo de unas determinadas sollicitaciones, es el traductor en formas del sentimiento común de lo que es soportar, qué es resistir la casa o el dintel. Que produzca sensación de robustez o liviandad, de tranquilidad o de intranquilidad, es algo que está en nuestra mano. Que se sitúe sobre un basamento o no, que se corone por un capitel o tenga estrías o no, es algo que trasciende el hecho resistente para convertirse en la forma en la que lo resistente se manifiesta.

Hoy en día podemos determinar con bastante precisión cuál es el estado tensional que lo solicita, y la invención de la forma resistente pasa siempre por esa interacción de lo que sabemos que son las fuerzas resistentes heredadas y la respuesta resistente que suscitan. Podemos hacer el pilar macizo o hueco, con sección en doble T o en cruz, podemos hacerlo de espesor constante o variable, podemos articularlo o empotrarlo. Podemos, incluso, evidenciar su respuesta resistente descomponiéndolo en elementos simples triangulados que manifiestan la complejidad de los esfuerzos que lo solicitan. Todas estas formas, cuya explicación desde lo resistente es elemental, determinan formalmente una u otra versión que condicionará el resto del diseño.

El cambio introducido por Brown en el dintel del puente colgado, al pasar de la celosía rígida de la escuela americana a las secciones continuas pseudo-aerodinámicas del puente de Severn, es un buen ejemplo de lo que se está diciendo, y propicia la doble lectura física y formal, pues por un lado nos transmite la manera de tratar los esfuerzos aero-elásticos y por otro nos hace evidente la presencia del viento en la forma del dintel.

Ahora bien, a la presencia de lo resistente en la forma, es necesario añadir su dimensión de forma construida. Los ingenieros creamos estructuras de gran tamaño cuyo logro sólo puede ser obtenido por agregación y superposición de partes pequeñas y manejables. La dovela de piedra de un arco es el resultado de un acto creador de primera magnitud; su peso, su forma, su resistencia, son consustanciales a la forma final en que se ordenan (el arco), de manera que no se sabe qué es antes, si el arco o la dovela, pero lo que sí está claro es que no se habría descubierto el arco sin la dovela. Un arco monolítico es un producto de la naturaleza, no del hombre. Con muchos más medios y posibilidades, con muchos más conocimientos y dos mil años de historia constructiva, el puente de Parramatta, en la Bahía de Sydney, de 304 metros de claro, es una copia exacta en formas, conceptos y procedimientos de puesta en obra, de su antecesor, el puente romano.

El material impone sus características propias en todo este proceso. No sólo sus características resistentes, como son peso, resistencia y rigidez, sino las características formales en que puede ser obtenido y configurado. La viga en celosía es al acero o a la madera como la piedra al arco, un prodigio de simbiosis entre construcción y forma resistente. Tampoco aquí se sabe qué es antes o después, el elemento lineal corto o la celosía en que se ordena. Y aparece el nudo, la vinculación entre las partes, como elemento sustancial de lo construible. “Dios está en los detalles”, decía Mies Van der Rohe.

La conjunción de estos elementos, material resistente, forma en que se ordenan y construyen, constituyen un lenguaje que es el propio de los artífices en los puentes, con su vocabulario y sus reglas. Y desde el cual se producen diversas maneras de interpretar lo estructural de los puentes.

Desde el principio de los tiempos hasta la actualidad, se ha ido produciendo un sucesivo enriquecimiento de este lenguaje. A veces el desarrollo ha sido muy lento, en otros muy rápido. La historia de los puentes es el definitivo reflejo de toda esta complejidad y su única definición.

En lo referente a este trabajo de tesis, mencionaré que éste trata los principales aspectos estructurales que se involucraron en una de las partes más novedosas y complejas. En el capítulo I comienzo por describir la situación general del puente y plantear algunas de sus problemáticas de manera general, bosquejando la manera en que este sistema estructural está concebido. Posteriormente, en el segundo capítulo, trataré de los más relevantes estudios previos realizados para poder tener un claro entendimiento de las condiciones del sitio donde ha de construirse el puente, ya que esto es de vital importancia en cualquier proyecto, y más en uno de esta magnitud, puesto que dichas condiciones llegan a definir numerosos aspectos técnicos y económicos del proyecto. En el capítulo III, entraremos en materia, al tratar sobre la manera en la cual fue modelado el puente para su análisis estructural, y de los diversos elementos que en dicho análisis se emplearon, pudiendo ver de qué manera se comporta toda la estructura, así como la Pila 7 en particular, el elemento estructural del puente en el cual se está haciendo énfasis. Posteriormente, veremos (en el capítulo IV) de las revisiones que se hicieron en el conjunto de la pila para garantizar su seguridad (verificando que los esfuerzos en sus partes sean adecuados), para a continuación (en el capítulo V), hacer una revisión local, con el método del elemento finito, de los niveles de esfuerzos en las partes más delicadas de la pila: las conexiones. A continuación, apreciaremos (capítulo VI) algunos de los principales aspectos constructivos de esta gran obra de ingeniería, y así poder tener una idea más amplia sobre la estructura en general, para finalmente llegar al último capítulo, en el cual buscaremos formalizar los principales conceptos aprendidos a lo largo de este trabajo.

Espero sea de su agrado y provecho.

México D.F., abril del 2001

---O---

ANTECEDENTES

ANTECEDENTES

Con el firme propósito de sacar al Estado de Chiapas de su ancestral aislamiento y rezago, el Gobierno Federal decidió llevar a cabo una serie de acciones en materia de salud, educación, servicios, comunicaciones, etc, encaminadas a integrar esa Entidad al desarrollo social y económico del resto del país.

Como parte de dichas acciones, en el rubro de la Infraestructura, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) consideró con carácter prioritario en sus programas al año 2000, la terminación del tramo Las Choapas, Veracruz – Ocozocuahtla, Chiapas, de 202 km de longitud. Por medio de éste, la capital estatal Tuxtla Gutiérrez quedará comunicada de manera más directa con la capital y el centro de la República, a través de la moderna Red troncal de Autopistas de altas especificaciones; concretamente, y dentro de un contexto más amplio, por medio de la Carretera Cosoleacaque – Tuxtla Gutiérrez, a la cual pertenece el mencionado tramo, la cual establece una ruta que atraviesa la accidentada orografía de la sierra chiapaneca.

Asimismo, esta conexión permitirá complementar la vía nacional más corta para cruzar el país en dirección sur-norte, al unir ambas fronteras y llegar hasta Nuevo Laredo, Tamaulipas, principal centro de intercambio terrestre de carga con los Estados Unidos.

Pero más allá de los beneficios comerciales que traerá esta obra, cuya terminación está prevista para junio del 2001, cabe destacar la repercusión de su ingeniería en la escala mundial, pues para su realización se están empleando procedimientos constructivos nunca antes aplicados.

En la actualidad, la construcción de la carretera se encuentra muy avanzada en el tramo Raudales – Ocozocuahtla, de 62 km de longitud, al cual falta el subtramo de unos 13 km correspondiente a la Presa Nezahualcóyotl, también conocida como Presa Malpaso. Por su importancia y su dificultad, en este subtramo destaca la necesidad de proyectar y construir un puente de características especiales para atravesar el embalse de la citada presa, el cual ha sido denominado “Puente Malpaso – Raudales – Chiapas”.

Fue por ello que la Dirección General de Carreteras Federales (DGCF) de la SCT, publicó el 9 de abril de 1998, la convocatoria para la Licitación Pública Nacional, relativa a la elaboración de los Estudios Complementarios Batimétricos, Topográficos, Geológico – Geofísico local, Geotécnico de Riesgo Sísmico y de Incidencia De Viento, así como la elaboración del Proyecto Constructivo del Puente, denominado en aquel entonces como Raudales. La DGCF adjudicó a la empresa

Triada Diseño, Gerencia y Construcción la realización de dichos Estudios y Proyecto. De igual manera, la DGCF de la SCT, sacó a Licitación Pública Nacional la Realización y Construcción de la mencionada obra, la cual fue adjudicada a la empresa Ingenieros Civiles Asociados (ICA).

1. DESCRIPCION DEL CRUCE Y DEL PUENTE

El Estado de Chiapas es rico en corrientes fluviales, las cuales se agrupan en dos grandes vertientes separadas por el parteaguas de la Sierra Madre de Chiapas (Fig. 1.1): la del Océano Pacífico (Región Hidrológica N° 23 de la SRH), que corresponde a una franja costera de 270 km de longitud y ancho variable entre 30 y 60 km; y la del Golfo de México (Región Hidrológica N° 30 de la SRH), a su vez dividida en dos grandes cuencas, la del Río Grijalva y la del Río Usumacinta.

EL Río Grijalva nace con el nombre de Chejel en la Sierra de Cuchumatanes, en territorio de Guatemala, y corre hacia el NO a lo largo de la Provincia Fisiográfica de la Depresión Central de Chiapas, hasta la confluencia del Río de La Venta. A partir de este punto adopta localmente el nombre de Río Mezcalapa y cambia su curso en dirección N y NE, pasando por la Ciudad de Villahermosa, Tab. para desembocar en el Golfo de México.

La extensa cuenca del Río Grijalva tiene una superficie total de 38,240 km², de los cuales el 85 % pertenece a México y el 15 % restante a Guatemala. A su paso por la Central Hidroeléctrica de Chicoasén, se le ha medido un escurrimiento medio anual de 11,880 millones de m³.

Debido a su gran caudal, el Río Grijalva ha sido aprovechado para instalar el Sistema Hidroeléctrico más importante del país, el cual genera aproximadamente el 50 % de la energía hidroeléctrica nacional. Este Sistema está compuesto por cuatro grandes presas y sus correspondientes centrales hidroeléctricas (Fig. 1.2), denominadas en orden descendente: La Angostura (Dr. Belisario Domínguez), Chicoasén (Ing. Manuel Moreno Torres), Malpaso (Nezahualcóyotl) y Peñitas, cuyas principales características se ilustran en la Fig. 1.2.

En particular, la Presa Malpaso fue construida entre 1960 y 1965 por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), luego Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y hoy Comisión Nacional del Agua (CNA), con el propósito fundamental de controlar las avenidas que producían continuas inundaciones en las partes bajas del norte de Chiapas y sobre todo del Estado de Tabasco. Acto seguido la CFE construyó la Central Hidroeléctrica Malpaso en dos etapas, la primera de 1965 a 1969 y la segunda entre 1974 y 1977. Entre 1979 y 1980 la CFE y la SARH modificaron el nivel del cimacio del vertedor de servicio de

la presa, con lo cual se aumentó en más de 3 m la carga útil para generación, y por ende la capacidad de almacenamiento, mejorando el manejo del vaso y la eficiencia operativa.

Por lo que se refiere a las fluctuaciones del nivel del agua en el embalse, en el Plano General 2 de 2 se presentan los datos proporcionados por la CFE sobre el comportamiento histórico de los niveles de la Presa Nezahualcóyotl, desde su primer llenado parcial en 1964 hasta la fecha.

El Puente Malpaso - Raudales - Chiapas estará ubicado con centro en el kilómetro 961 + 731 del Tramo Raudales - Ocozocoautla de la Carretera Las Choapas - Ocozocoautla, en el Estado de Chiapas. Las coordenadas geográficas aproximadas del sitio son: 17° 08' de Latitud Norte y 93° 36' de Longitud Oeste.

Con objeto de reducir en lo posible la longitud del puente, el cruce fue seleccionado de manera que la carretera atravesase el embalse de la Presa Nezahualcóyotl aprovechando un estrechamiento notable del mismo (Fig. 1.3), localizado a unos 5 km al sur de la cortina y central hidroeléctrica de la presa, y a unos 6 km también al sur del poblado de Raudales de Malpaso, Chiapas, al cual debe su nombre el puente.

Los datos del alineamiento horizontal del camino en el cruce fueron proporcionados por la DGCF en reunión celebrada en sus oficinas el día 24 de junio de 1998, y corresponde a una tangente de 1,935.569 m de longitud libre con azimut 193° 14' 54.333", definida por sus dos puntos extremos de tangencia con sendas curvas espirales:

TABLA 1 DATOS DE LA TANGENTE HORIZONTAL EN EL CRUCE

PUNTOS EXTREMOS	CADENAMIENTO	COORDENADAS UTM	
	(km)	X (m)	Y (m)
Espiral-Tangente (ET)	960 + 760.884	437,046.053	1,895,441.620
Tangente-Espiral (TE)	962 + 696.453	436,602.472	1,893,557.564

A fines del mes de junio, cuando el nivel del agua en la presa se encontraba a la elevación 156.73 m (167.53 m CNA), la más baja registrada en los últimos 17 años, se localizó la orilla del embalse principal sobre el eje en las estaciones km 961 + 163 y km 962 + 260, de donde la longitud de la lámina de agua continua era de 1,097 m.

Del Lado Raudales la costa del embalse tenía una forma muy irregular, con salientes de penínsulas e islas de poca altura sobre el espejo del agua, entrantes de pequeñas bahías e incluso algunas lagunetas interiores. Esto hacía que el perfil del terreno entre las estaciones km 960 + 400 y km 961 + 163 adquiriera un aspecto ondulado, con tirantes de agua poco profundos en los bajos.

Por el contrario, la línea costera del Lado Ocozocoautla presentaba una forma regular, de manera que del km 962 + 260 al km 962 + 480 el trazo ascendía unos 70 m sobre la ladera de un cerro.

El cauce original del Río Grijalva se localiza en el cruce más cargado hacia el Lado Ocozocoautla, aproximadamente entre las estaciones km 961 + 750 y km 961 + 910. Precisamente en este tramo el fondo del embalse alcanza su elevación más baja y el tirante de agua es máximo, de unos 72 m en las fechas de referencia.

El descenso del nivel del agua en el embalse dejó a descubierto una franja litoral denudada de vegetación, en cuya superficie existen suelos arcillosos producto de alteración, emergiendo de las aguas poco profundas los troncos de algunos árboles secos. Hacia arriba de esa franja, la vegetación natural es el bosque típico del clima tropical subhúmedo prevaleciente.

Por lo que se refiere a la estructura del puente, se localizará entre los kilómetros 961+127 y 962+335, de donde su longitud total será de 1,208 m, dividida en 8 claros de 124, 168, 168, 168, 168, 168, 152 y 92 m entre apoyos (véase Plano General 1 de 2).

La superestructura consistirá en un cajón de acero A-50 ortotrópico, de 5.5 m de peralte constante, sobre cuya placa superior se colocará una capa de rodamiento de 5 cm de espesor. En conjunto con la SCT, se acordó que la rasante del puente fuera horizontal a la Elev. 184.75 m, a efecto de que el lecho inferior del cajón se sitúe a la elevación 179.20 m. Con esto la rasante quedará a 3.55 m sobre la corona de la cortina de la presa Elev. 181.20 m (CFE 192.00 m), y el espacio libre vertical será de 7.50 m respecto al NAMO Elev. 171.70 m (CFE 182.50 m), y de 2.00 m respecto al NAME Elev. 177.20 m (CFE 188.00 m). Ese NAMO es el nivel máximo al que usualmente ha llegado el agua en el embalse prácticamente cada año desde 1982, si bien a finales del presente año especialmente seco y húmedo, dicha elevación se rebasó en 0.92 m. Por su parte el NAME no ha sido alcanzado nunca en los 35 años de registro histórico desde la construcción de la presa, y su probabilidad de ocurrencia en la vida útil del puente es mínima.

En una primera etapa el tablero tendrá un ancho de 10.00 m para alojar 2 carriles de circulación, pero estará preparado de manera que a futuro, cuando la demanda del tránsito así lo requiera, pueda ampliarse a 16.00 m permitiendo la circulación en 4 carriles. La ampliación se realizará soldando placas de acero también ortotrópicas a ambos lados del cajón, para extender los volados por fuera de éste; estos aumentos se soportarán mediante puntales inclinados de acero, espaciados longitudinalmente a cada 4 m, a su vez apoyados en la parte inferior del cajón (Plano General 2 de 2).

El procedimiento constructivo de la superestructura será el de empujado desde un parque de fabricación construido en el acceso del Lado Ocozocoautla. En virtud de la gran magnitud de los claros entre apoyos, será necesario utilizar una nariz ligera de lanzamiento y un mástil para atirantamiento provisional, ambos de acero.

Por su parte, la subestructura consistirá en dos estribos extremos, designados N° 1 del Lado Raudales y N° 9 del Lado Ocozocoautla, y siete pilas intermedias, numeradas 2 a 8 en ese mismo orden, cuya ubicación sobre el trazo se anota en la Tabla 2. De acuerdo a esta posición y a la elevación del lecho inferior del tablero arriba definida, las pilas tendrán alturas desde el fondo del embalse de 27 a 89 m, y se construirán en tirantes de agua que pueden variar de unos 5 m hasta 88 m, dependiendo de la época del año en que se construyan.

Debido a la gran dificultad que representa la construcción de las pilas y su cimentación en tirantes de agua de esas magnitudes, fue necesario considerar soluciones y procedimientos que han sido experimentados con buenos resultados en las subestructuras de plataformas marinas. Así se seleccionaron para las pilas sendas estructuras de acero A-36 tipo "Jacket", formadas cada una por cuatro tubos principales verticales, separados "centro a centro" 10.00 m en el sentido longitudinal y 18.00 m en el transversal (excepto las Pilas N° 2 y 8 que tendrán 10.00 x 10.00 m), los cuales funcionarán como "patas" de la pila. Estos tubos, de 2.78 m (109") de diámetro exterior y 2.54 cm (1") de espesor, se unirán entre sí por sistemas de contraventeo horizontal y vertical compuestos también por tubos de acero soldados.

Los Jackets se ensamblarán totalmente en los patios de fabricación y serán llevados mediante flotación al sitio de cada pila. Una vez ahí se girarán gradualmente hasta alcanzar la posición vertical, permitiendo el acceso controlado de agua al interior de los tubos con ayuda de lastres. La ubicación precisa y verticalidad de cada pila se controlará mediante chalanes debidamente anclados, desde los cuales se efectuarán los ajustes necesarios para asegurar su correcta posición.

El Estribo N° 9 será un cajón de concreto reforzado, alojado en una excavación hecha ex-profeso en el cerro de la margen del Lado Ocozocoautla. En él se anclará la superestructura para restringir su desplazamiento longitudinal, por lo que recibirá las fuerzas sísmicas horizontales de ésta que actúen en esa misma dirección.

El Estribo N° 1, también de concreto reforzado, se construirá al final del pedraplén de acceso al puente del Lado Raudales, y permitirá el desplazamiento libre de la superestructura.

En lo que respecta a las cargas que la subestructura transmitirá a la cimentación, la Tabla 2 contiene los valores de las cargas totales de los estribos y las máximas por "pata" de las pilas, debidas a las combinaciones de acciones más significativas en

cada caso, tanto en la primera etapa con tablero para dos carriles, como en la segunda de ampliación a cuatro carriles.

TABLA 2. UBICACION DE APOYOS; CARGAS TOTALES DE ESTRIBOS Y MAXIMAS POR "PATA" DE PILAS

APOYO (km)	COMBINACION+CARGA	COMBINACION+CARGA	COMBINACION+CARGA	COMBINACION+CARGA
Estribo N° 1 961 + 127	P+CMS+CV (V2) - 1020 ton	P+CMS+CV (V4) - 1275 Ton	P+CMS+ST (V4) - 1095 ton	ST (H4) ± 130 ton
Pila N° 2 961 + 251	P+CMS-SL (V2) - 2,122 ton	P+CMS-SL (V4) - 2,262 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,438 ton	P+CMS+SL (V2) - 160 ton
Pila N° 3 961 + 419	P+CMS-SL (V2) - 2,760 ton	P+CMS-SL (V4) - 2,900 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,570 ton	P+CMS+SL (V2) + 310 ton
Pila N° 4 961 + 587	P+CMS-SL (V2) - 2,922 ton	P+CMS-ST (V4) - 3,112 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,589 ton	P+CMS+SL (V2) + 325 ton
Pila N° 5 961 + 755	P+CMS-ST (V2) - 3,225 ton	P+CMS-ST (V4) - 3,465 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,604 ton	P+CMS+ST (V2) + 695 ton
Pila N° 6 961 + 923	P+CMS-SL (V2) - 2,907 ton	P+CMS-SL (V4) - 3,047 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,598 ton	P+CMS+SL (V2) + 435 ton
Pila N° 7 962 + 091	P+CMS-SL (V2) - 2,303 ton	P+CMS-SL (V4) - 2,438 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,512 ton	P+CMS+SL (V2) - 180 ton
Pila N° 8 962 + 243	P+CMS-SL (V2) - 1,727 ton	P+CMS-SL (V4) - 1,827 ton	P+CMS+CV (V4) - 1,254 ton	P+CMS+SL (V2) - 370 ton
Estribo N° 9 962 + 335	SL (H2) ± 2546 ton	P+CMS+SL (V4) - 57 t/m ²	SL (H4) ± 3121 ton	

SIMBOLOGIA:

P Peso propio
 CMS Carga muerta de servicio
 SL Sismo longitudinal

- Compresión
 + Tensión

ST Sismo transversal
CV Carga viva
H ó V Dirección horizontal o vertical
2 ó 4 Dos o cuatro carriles

En el acceso al puente del lado Raudales será necesario construir un pedraplén de poco más de 700 m de largo, cuya rasante fue fijada por la SCT en su inicio a la elevación 182.95 m (km 960 + 400) y a la 184.75 m al final del mismo (km 961 + 000), con lo que se tiene una altura de 5.75 a 7.55 m sobre el NAME. Según esto, el pedraplén tendrá una altura máxima de 38 m sobre el eje de trazo, y se construirá parte en tierra y parte en agua, con tirantes de hasta unos 15 m al NAMIN con el que ha venido operando la presa a la elevación 160.20 m (CFE 171.00 m), el cual se presenta cada año entre los meses de agosto y septiembre. Dada la longitud y características particulares de este pedraplén, la DGCF tomó la decisión de que su proyecto específico fuera elaborado por la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la misma SCT.

En el acceso del lado Ocozocoautla se efectuará un corte en el cerro, cuyo piso deberá mantenerse horizontal a una elevación aproximada 178.40 m, por lo menos en una longitud de 240 m inmediata al puente, para permitir la construcción y operación del parque de fabricación y empujado de la superestructura. Luego de que se haya terminado este proceso de empujado, el corte se rellenará parcialmente hasta alcanzar la rasante que indique el proyecto de terracerías.

---O---

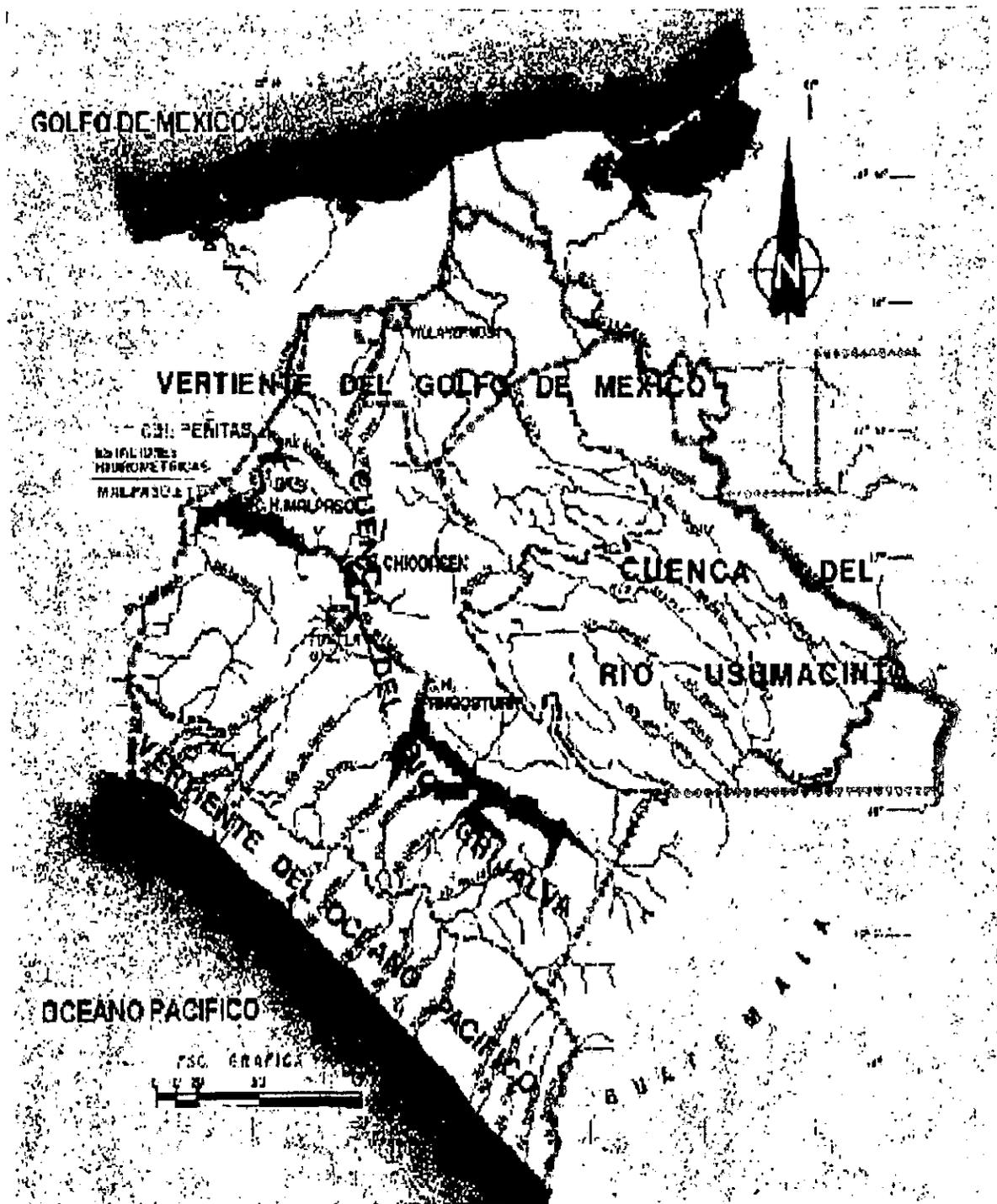
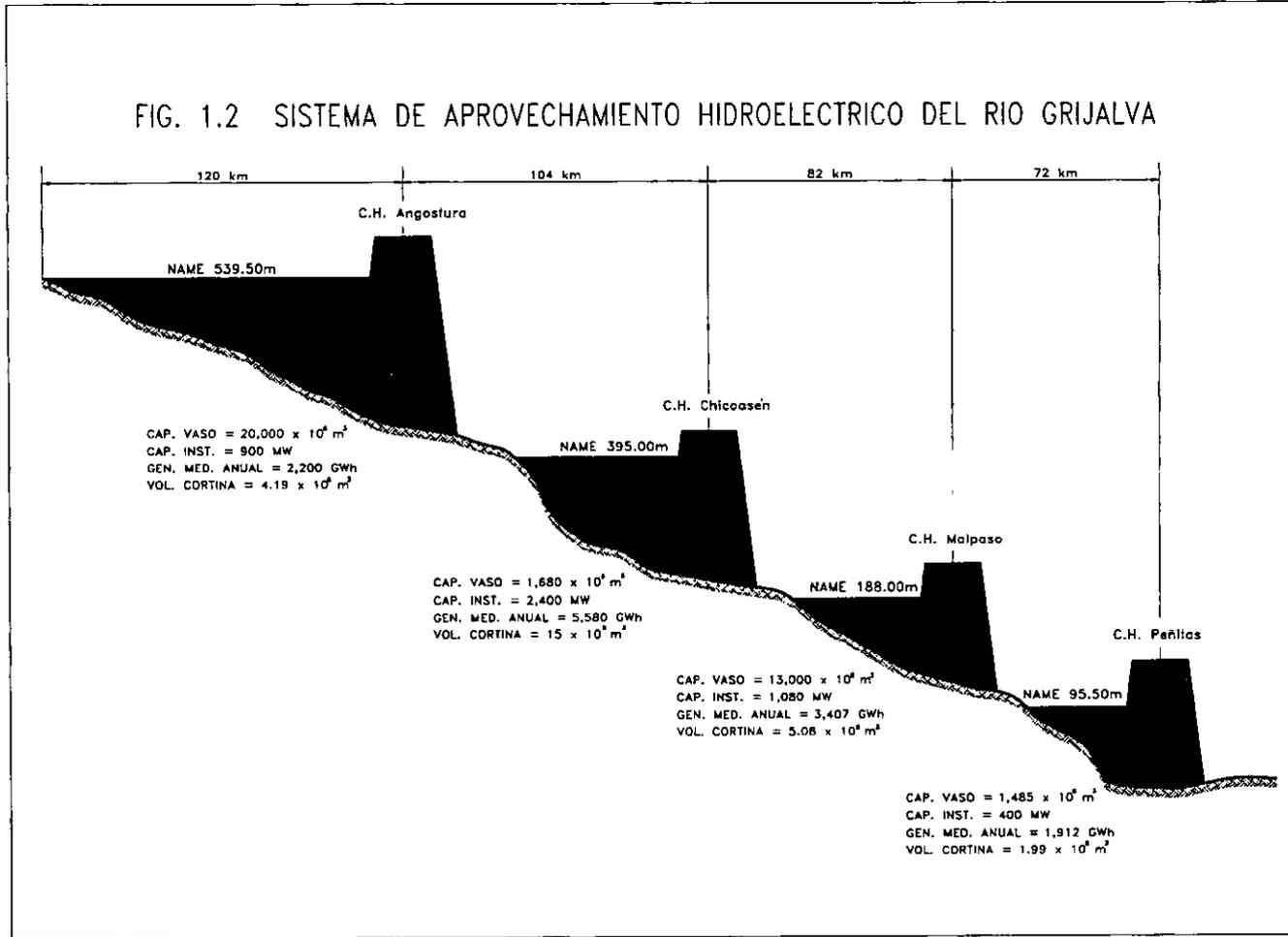


Figura 1.1 Hidrografía del Estado de Chiapas

FIG. 1.2 SISTEMA DE APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO DEL RIO GRIJALVA



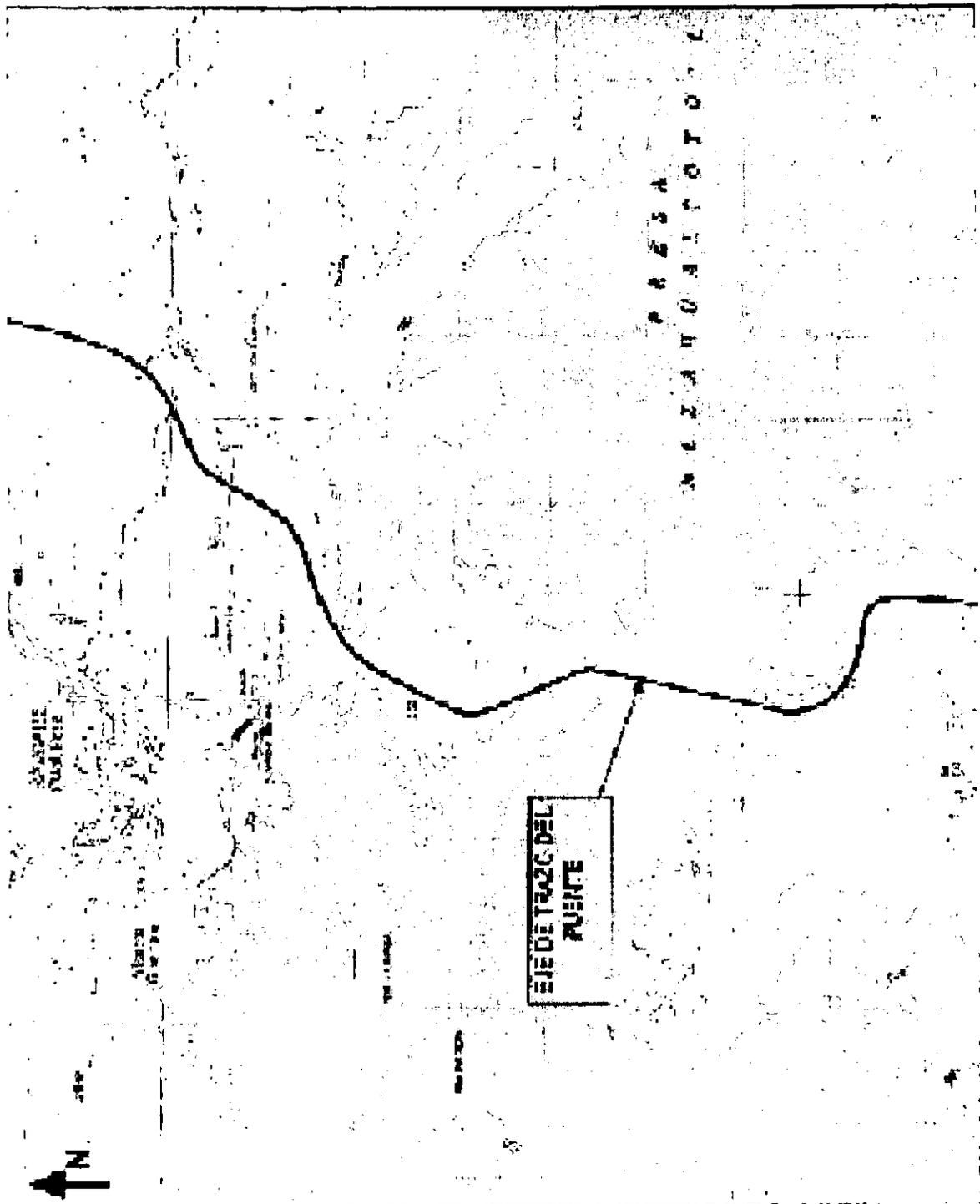


Figura 1.3 Plano de Localización

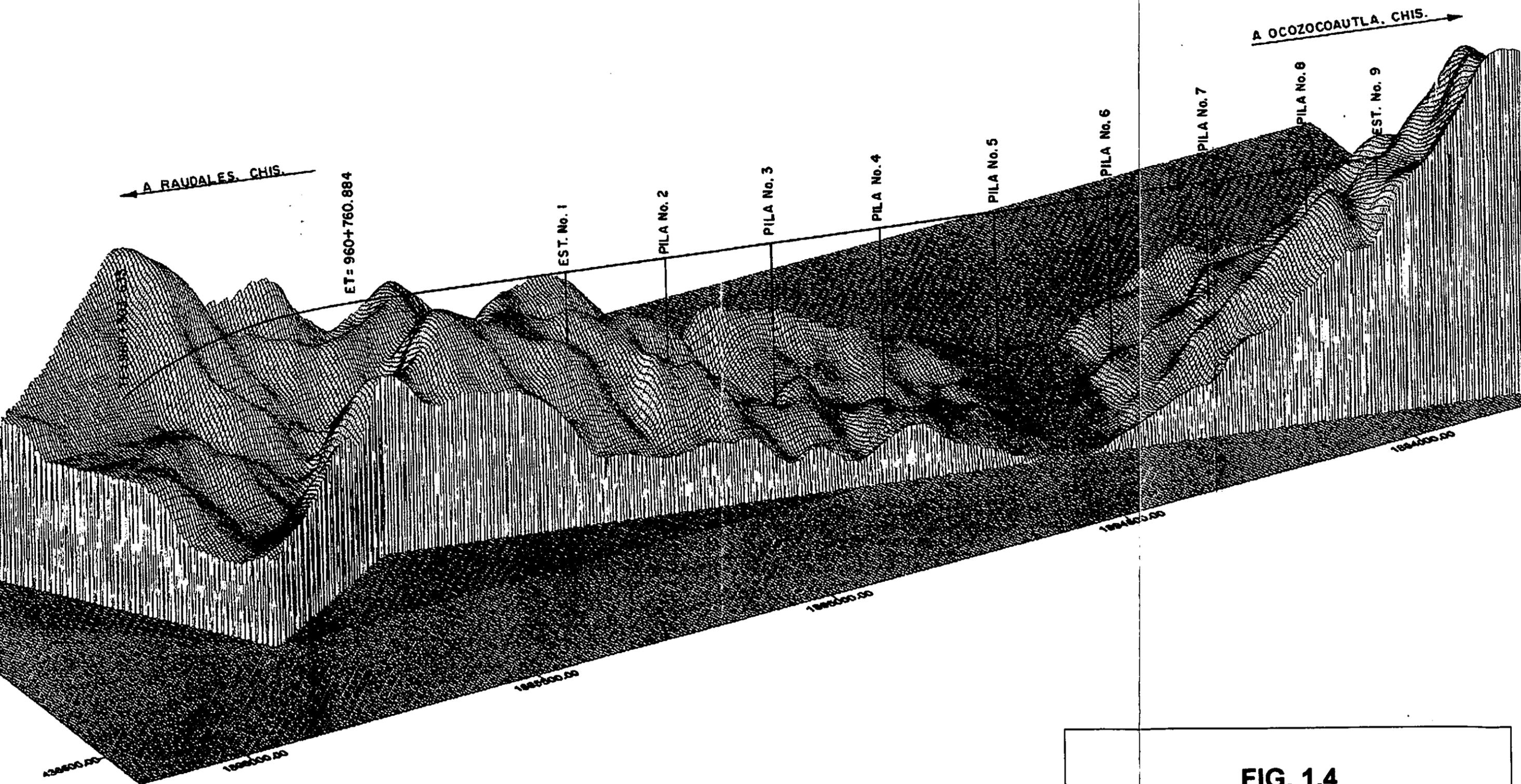
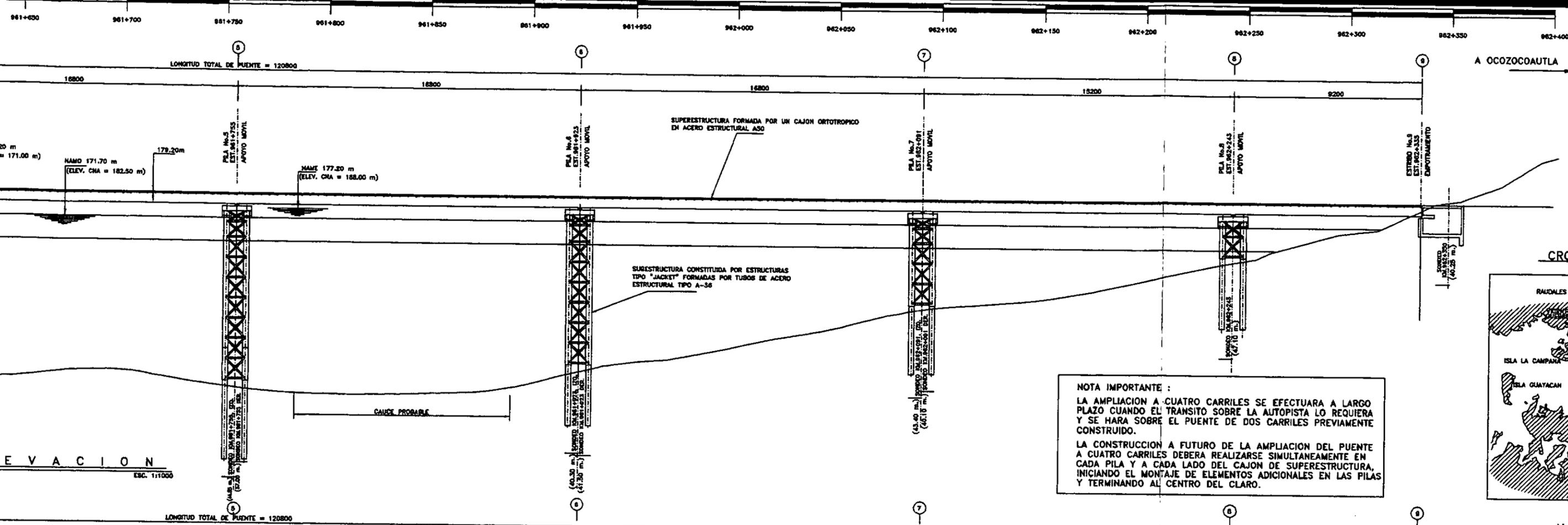
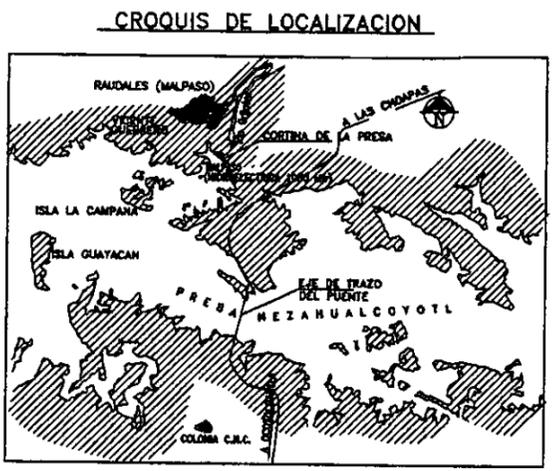


FIG. 1.4
PROYECCION EN 3D DE LA
ZONA LEVANTADA

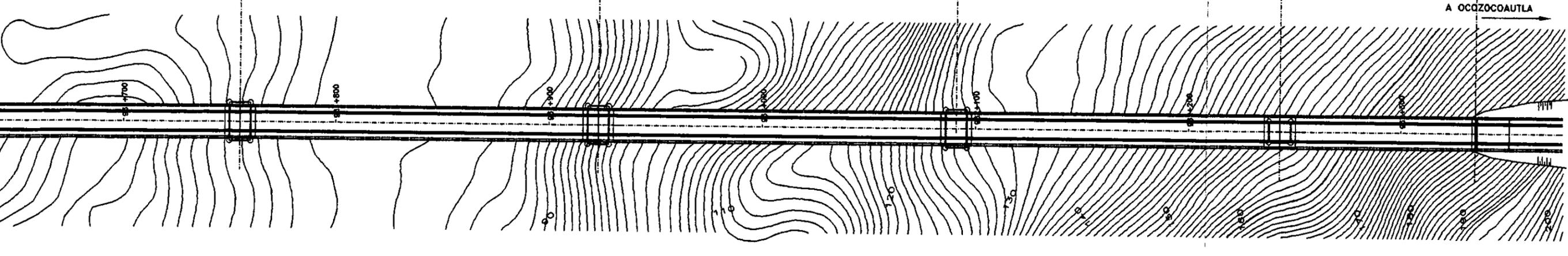


E V A C I O N
ESC. 1:11000

NOTA IMPORTANTE :
 LA AMPLIACION A CUATRO CARRILES SE EFECTUARA A LARGO PLAZO CUANDO EL TRANSITO SOBRE LA AUTOPISTA LO REQUIERA Y SE HARA SOBRE EL PUENTE DE DOS CARRILES PREVIAMENTE CONSTRUIDO.
 LA CONSTRUCCION A FUTURO DE LA AMPLIACION DEL PUENTE A CUATRO CARRILES DEBERA REALIZARSE SIMULTANEAMENTE EN CADA PILA Y A CADA LADO DEL CAJON DE SUPERESTRUCTURA, INICIANDO EL MONTAJE DE ELEMENTOS ADICIONALES EN LAS PILAS Y TERMINANDO AL CENTRO DEL CLARO.



- NOTAS**
- 1.- ACOTACIONES EN CENTIMETROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
 - 2.- ELEVACIONES Y CADENAMIENTOS EN METROS
 - 3.- SUPERESTRUCTURA FORMADA POR UN CAJON DE ACERO ORTOTROPICO.
 - 4.- LAS PILAS ESTAN FORMADAS POR ESTRUCTURAS METALICAS TIPO "JACKET", CONSTITUIDAS POR CUATRO TUBOS PRINCIPALES UNIDOS MEDIANTE SISTEMAS DE CONTRAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL, FORMADOS POR TUBOS DE MENOR DIAMETRO.
 - 5.- EXISTE UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 10.80 M ENTRE LOS BANCOS USADOS POR CHA PARA EL PROYECTO Y LA CONSTRUCCION DE LA PRESA. Y LOS BANCOS EMPLEADOS POR LA SCT PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA. ELEV. SCT = ELEV. CHA - 10.80 M
 - 6.- PARA MAYOR INFORMACION SOBRE LOS SONDEOS VER PLANO "PERFIL CON UBICACION Y PROFUNDIDAD DE SONDEOS DIRECTOS"



A N T A
ESC. 1:1000

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
1	SE ADICIONA PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION PARA CUATRO CARRILES.	TRIADA	1-DIC-99

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
 DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

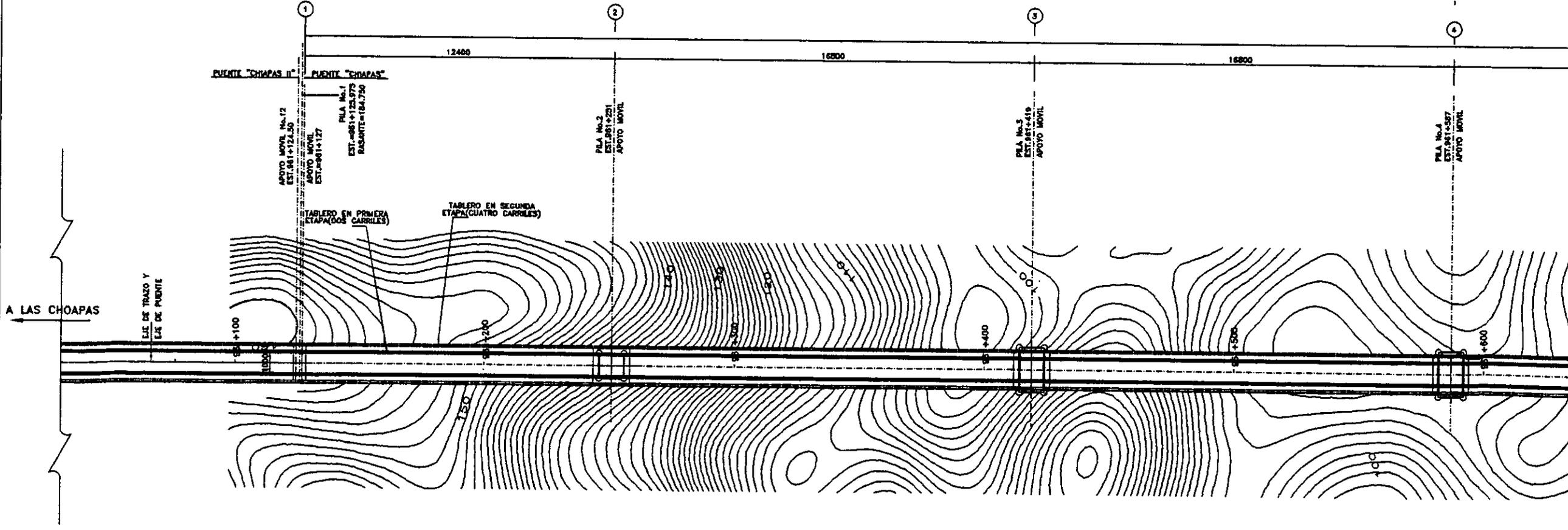
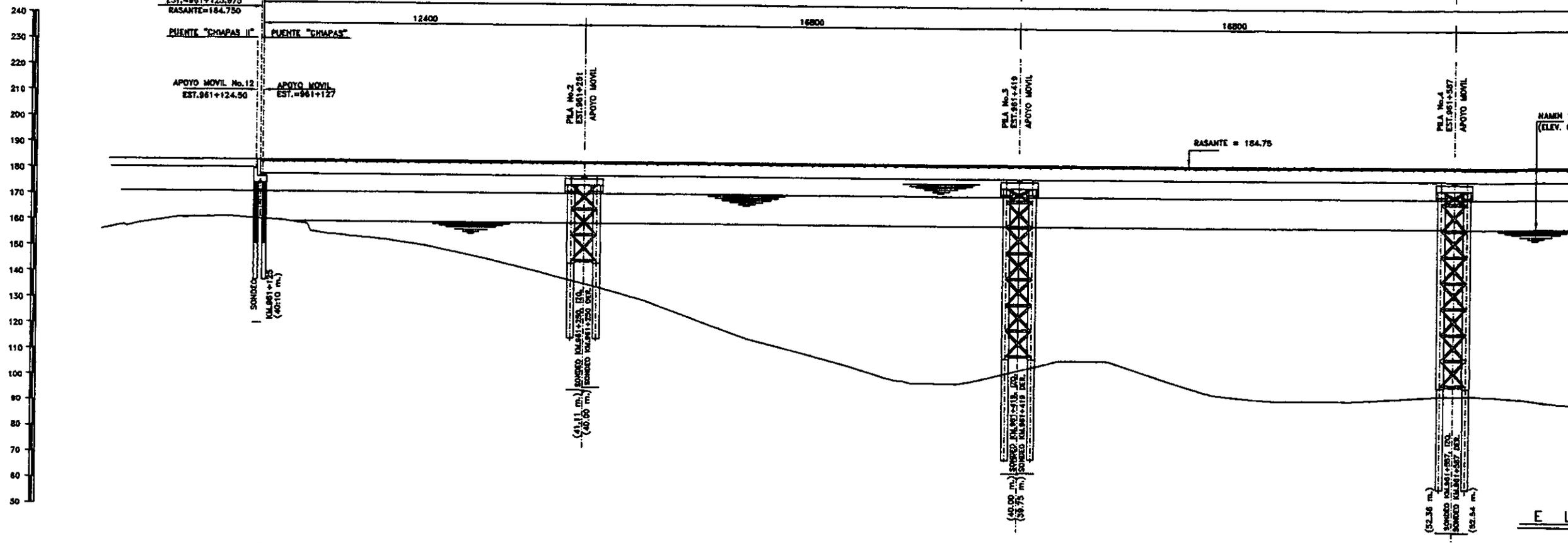
PUENTE: MALPASO-RAUDALES
 "CHIAPAS"
 PLANO GENERAL
 (1 DE 2)

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA KM: 961 + 781.00
 TRAMO: PRESA MEZAHUACYOYOTL ORIGEN: LAS CHOAPAS VER. (0+700 KM)

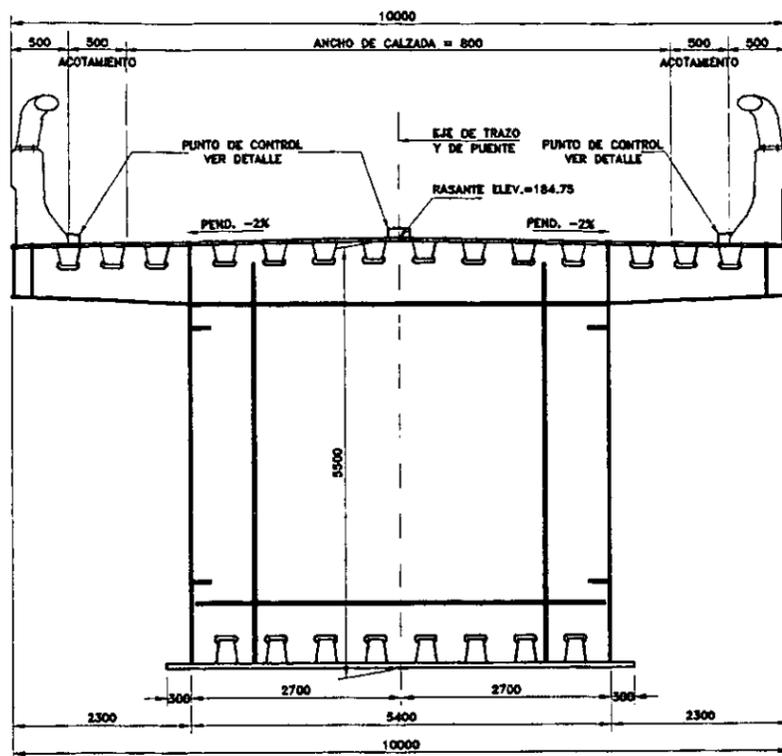
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	EL SUBDIRECTOR DE ESTRUCTURAS	EL DIRECTOR DE PROYECTO

961+050 961+100 961+150 961+200 961+250 961+300 961+350 961+400 961+450 961+500 961+550 961+600

A LAS CHOAPAS

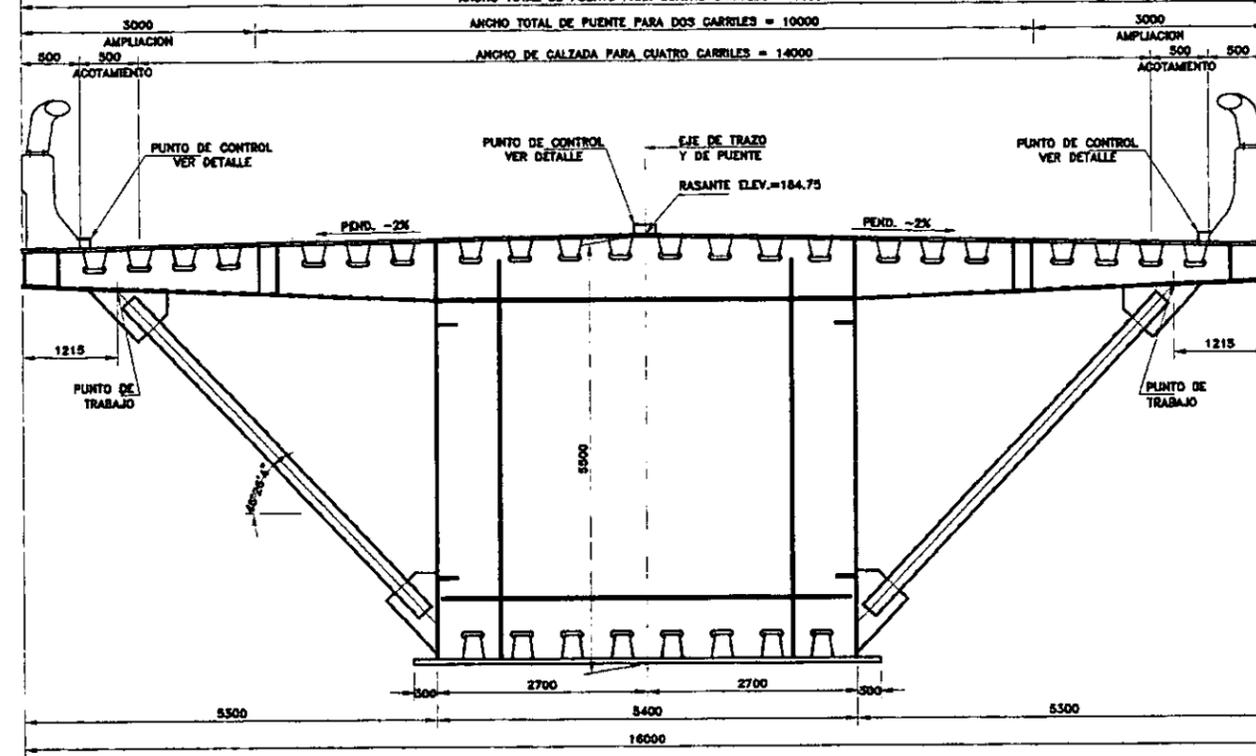


RIADA, S. de C. V.
 Ingenieros Civiles, Arquitectos y
 Urbanistas S. de C. V.
 DIRECTOR TÉCNICO RESPONSABLE: DR. JOSÉ MARÍA GONZÁLEZ GARCÍA
 DR. JOSÉ ARANDA AGUILAR INGENIERO CIVIL
 REVISOR: DR. OSCAR RUIZ MENDIETA
 CED. PROFESIONAL No. 1903256



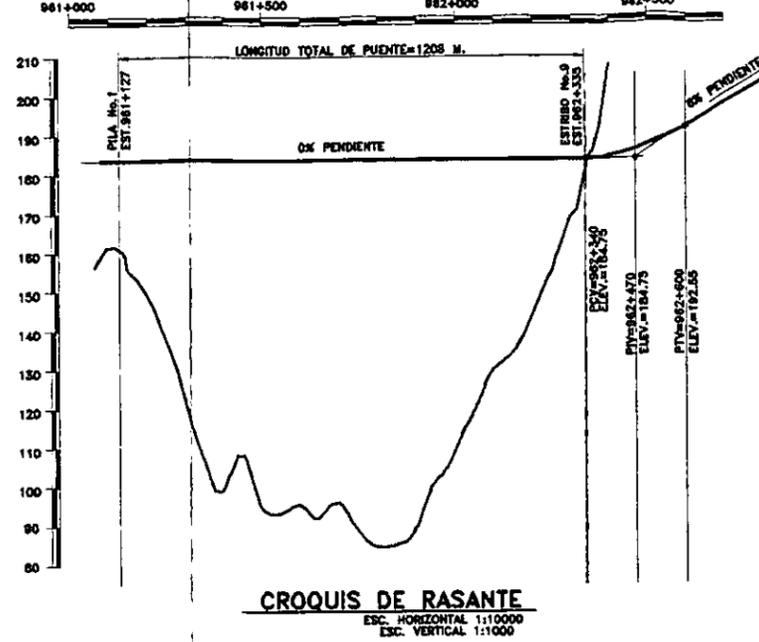
(1a. ETAPA - DOS CARRILES)
SECCION TRANSVERSAL

ACOT. MM. 1:50



(2a. ETAPA - CUATRO CARRILES)
SECCION TRANSVERSAL

ACOT. MM. 1:50



CROQUIS DE RASANTE
ESC. HORIZONTAL 1:10000
ESC. VERTICAL 1:1000

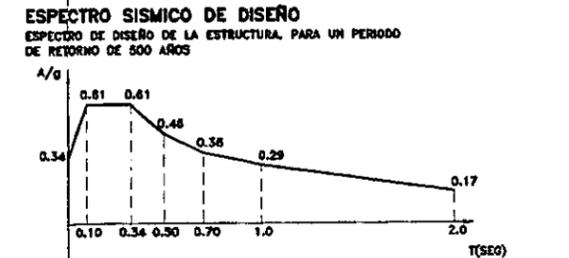
CARGA VIVA DE DISEÑO
LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO SON LAS SIGUIENTES:

CAMION HS-20
PESO 32.7 TON.

NOTA: SE USARA LA CARGA MOVIL DE ASBITO CAMION HS-20 O BIEN CARGA DE CARRIL EQUIVALENTE QUE PRODUZCA EL EFECTO MAS DESFAVORABLE.

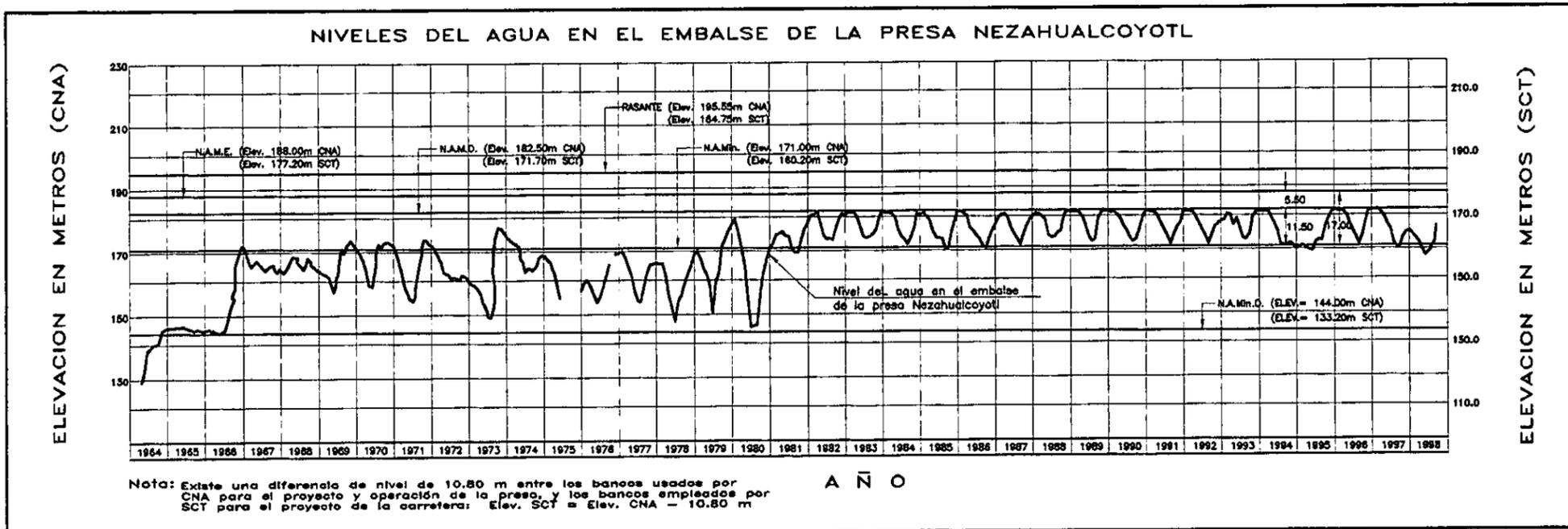
CAMION T3-S3
PESO 48.5 TON.

CAMION T3-S3-R4
PESO 72.5 TON.



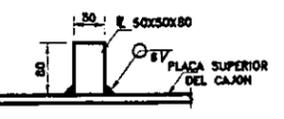
WIENTO DE DISEÑO
EN EL ESTUDIO DE INCIDENCIA DE WIENTO DEL SITIO DEL PUENTE SE DEFINIO QUE LA VELOCIDAD MAXIMA REGIONAL PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 200 AÑOS ES:

$V_{max} = 166.2 \text{ KM/HR}$

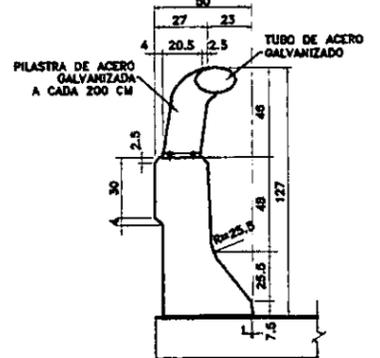


Nota: Existe una diferencia de nivel de 10.80 m entre los bancos usados por CNA para el proyecto y operación de la presa, y los bancos empleados por SCT para el proyecto de la carretera: Elev. SCT = Elev. CNA - 10.80 m

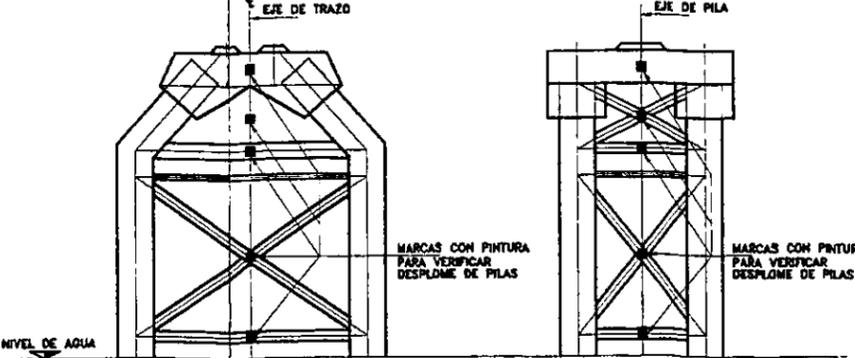
AÑO



DETALLE DE PUNTO DE CONTROL



DETALLE DE GUARNICIÓN Y PARAPETO



PUNTOS DE CONTROL PARA VERIFICAR DESPLOME DE PILAS

SUBESTRUCTURA

LIMPIEZA DEL FONDO DEL EMBALSE DE LA PRESA	7	FILA
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS		
EXCAVACION CUALQUIERA QUE SEA SU CLASIFICACION O PROFUNDIDAD EN ESTRIBO No. 9	11640	M ³
RELLENOS		
DE EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL CLASIFICADO COMPACTADO AL 95% DE LA PRUEBA PROCTOR	1755	M ³
CONCRETO HIDRAULICO		
PILOTES COLADOS EN EL LUGAR DE 1.50 M. DE DIAMETRO DENTRO DE UNA PERFORACION PREVIA EN CUALQUIER TIPO DE MATERIAL UTILIZANDO CONCRETO f' _c =280 kg/cm ² . COLADO EN AGUA Y/O SECO	494	M ³
PILOTES COLADOS EN EL LUGAR DE 2.50 M. DE DIAMETRO DENTRO DE UNA PERFORACION PREVIA EN CUALQUIER TIPO DE MATERIAL UTILIZANDO CONCRETO f' _c =300 kg/cm ² . COLADO EN AGUA	4483	M ³
PILOTES COLADOS EN EL LUGAR DE 2.50 M. DE DIAMETRO DENTRO DE UNA PERFORACION PREVIA EN CUALQUIER TIPO DE MATERIAL UTILIZANDO CONCRETO f' _c =400 kg/cm ² . COLADO EN AGUA	2203	M ³
CONCRETO HIDRAULICO COLADO EN SECO:		
DE f' _c =250 KG/CM ² EN CABEZAL, TOPES Y DIFRAGMAS DE PILA No. 1	252	M ³
DE f' _c =300 KG/CM ² EN CABEZALES DE PLAS	4393	M ³
DE f' _c =250 KG/CM ² EN CUERPO DE ESTRIBO No. 9	2531	M ³
DE f' _c =250 KG/CM ² EN ZAPATA Y DENTELON DE ESTRIBO No. 9	672	M ³
DE f' _c =250 KG/CM ² EN LOSAS DE ACCESO	57	M ³
DE f' _c =250 KG/CM ² EN PARAPETOS SOBRE ESTRIBOS	12	M ³
ACERO PARA CONCRETO HIDRAULICO		
ACERO DE REFUERZO VARELLAS DE LIMITE ELASTICO IGUAL O MAYOR A 4000 KG/CM ²	708789	KG
ESTRUCTURAS DE ACERO		
ACERO ESTRUCTURAL EN PILAS (A-36 Y A-53 GRADO B)		
PILA No.2	393108	KG
PILA No.3	821605	KG
PILA No.4	1058218	KG
PILA No.5	1128448	KG
PILA No.6	1051937	KG
PILA No.7	844835	KG
PILA No.8	287034	KG
RECOBRIMIENTO DE PROTECCION ANTICORROSIVA	45696	M ²
CONECTORES DE CORTANTE TIPO NELSON O SIMILAR DE ACERO ASTM A-108 DE 10.0 CM DE ALTURA Y 1.9 CM DE DIAMETRO	56816	PZA
APOYOS ESPECIALES DE NEOPRENO REFORZADO DE DUREZA SHORE 60	10	DM ³
SISTEMA DE PROTECCION CATODICA PARA LAS PILAS	1	LOTE
SUPERESTRUCTURA		
ACERO ESTRUCTURAL EN CAJON ORTOTROPICO FORMADO A BASE DE PLACAS METALICAS DE ACERO ASTM A709 GRADO 50	8900000	KG
RECOBRIMIENTO DE PROTECCION ANTICORROSIVA	85182	M ²
CONECTORES DE CORTANTE TIPO NELSON O SIMILAR DE ACERO ASTM A-108 DE 10.0 CM DE ALTURA Y 1.9 CM DE DIAMETRO	866	PZA
JUNTA DE DILATACION METALICA DENTADA DE 10 METROS DE LONGITUD Y QUE PERMITA DESPLAZAMIENTOS DE ±300 MM	1	PZA
APOYOS ESPECIALES UNIDIRECCIONALES PARA PILA No.1 DE 400 TON. DE CAPACIDAD VERTICAL Y DE 120 TON DE CAPACIDAD TRANSVERSAL CADA UNO Y CON CAPACIDAD PARA ABSORBER DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DE ± 50 CM Y GROS DE ± 0.01 RADIANES	2	PZA
APOYOS ESPECIALES UNIDIRECCIONALES PARA PILAS 2 Y 6 DE 1300 TON. DE CAPACIDAD VERTICAL Y DE 350 TON DE CAPACIDAD TRANSVERSAL CADA UNO Y CON CAPACIDAD PARA ABSORBER DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DE ± 70 CM Y GROS DE ± 0.01 RADIANES	4	PZA
APOYOS ESPECIALES UNIDIRECCIONALES PARA PILA 3, 4 Y 5 DE 1300 TON. DE CAPACIDAD VERTICAL Y DE 300 TON DE CAPACIDAD TRANSVERSAL CADA UNO Y CON CAPACIDAD PARA ABSORBER DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DE ± 100 CM Y GROS DE ± 0.01 RADIANES	6	PZA
APOYOS ESPECIALES UNIDIRECCIONALES PARA PILA No.7 DE 1300 TON. DE CAPACIDAD VERTICAL Y DE 350 TON DE CAPACIDAD TRANSVERSAL CADA UNO Y CON CAPACIDAD PARA ABSORBER DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DE ± 40 CM Y GROS DE ± 0.01 RADIANES	2	PZA
APOYOS ESPECIALES UNIDIRECCIONALES PARA PILA No.8 DE 1000 TON. DE CAPACIDAD VERTICAL Y DE 300 TON DE CAPACIDAD TRANSVERSAL CADA UNO Y CON CAPACIDAD PARA ABSORBER DESPLAZAMIENTOS LONGITUDINALES DE ± 40 CM Y GROS DE ± 0.01 RADIANES	2	PZA
DRENEOS DE PLASTICO DURAFLEX "D" O SIMILAR DE 76 MM DE DIAMETRO Y 500 MM DE LONGITUD	804	PZA
CONCRETO f' _c =250 KG/CM ² EN GUARNICION	590	M ³
ACERO DE REFUERZO L.E.>4000 KG/CM ² EN GUARNICION	10815	KG
ACERO ESTRUCTURAL A-36 EN PARAPETO (TUBO Y PILASTRAS)	41106	KG
CAPA DE RODAMIENTO DE 5 cm DE ESPESOR	10881	M ²
SISTEMA DE LIGA DE CARPETA ASFALTICA CON EL ACERO	12090	M ²
RIEGO DE SELLO CON MATERIAL SE	10881	M ²
Puerta METALICA DE ACCESO AL TABLERO POR LA PILA No.1	1	PZA

ACCESOS

BASE HIDRAULICA	780	M ³
BASE ASFALTICA	312	M ³
DEFENSA DE LAMINA DE ACERO GALVANIZADA DE TRES CRESTAS	500	M
CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO, COMPACTADA AL (95%) NOVENTA Y CINCO POR CIENTO	240	M ²
EXCAVACION EN PARQUE DE FABRICACION DE DOVELAS	298400	M ³
RELLENO EN PARQUE DE FABRICACION DE DOVELAS	28740	M ³

ILUMINACION DE PUNTE

SUMINISTRO E INSTALACION DE EQUIPO PARA POSTE DE TRANSICION DE LINEA AEREA A CABLE SUBTERRANEO INCLUYENDO SISTEMA DE TIERRAS	2	LOTE
SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA CONDUIT METALICA CEDULA 40 DE 58 mm.	2640	M.
SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA CONDUIT METALICA CEDULA 40 DE 102 mm.	1320	M.
SUMINISTRO Y MONTAJE DE POSTE METALICO CON TRATAMIENTO ANTICORROSIVO DE 10 mts. DE ALTURA PARA UNA UNIDAD DE ALUMBRADO PUBLICO	26	PZA.
CONSTRUCCION DE FIACION PARA POSTE METALICO DE 10mts.	35	PZA.
SUMINISTRO Y COLOCACION DE CABLE DE ENERGIA TIPO XLP CALIBRE 1/0 AWG CLASE 15 KV ALDOJADO EN TUBERIA CONDUIT METALICA DE 102 mm.Ø PARA SISTEMA TRIFASICO DE 13.2 KV.	4100	M.
SUMINISTRO Y COLOCACION DE CABLE THW CALIBRE 6 AWG 90 GRADOS GERTIFICADOS ALDOJADO EN TUBERIA CONDUIT METALICA DE 58 mm.Ø PARA SISTEMA TRIFASICO DE 220V.	7600	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE EQUIPO DE FOTOCONTROL TIPO CONTACTOR MAGNETICO DE 3 POLOS 60 AMP. EN CAJA NEMA SR. A PRUEBA DE LLUVIA 600 V. CON FOTOCELDA INTEGRADA.	6	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE TRANSFORMADOR TIPO PEDESTAL TRIFASICO DE 30 KVA, 13.2 KV/220-127 VOLTS	2	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE REFLECTORES DE ADITIVOS METALICOS DE 250 WATTS.	55	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE REFLECTORES DE 250 W., DE VSAP.	14	PZA.

ILUMINACION CAMINO ABIERTO

SUMINISTRO E INSTALACION DE SUBESTACION TIPO POSTE CON TRANSFORMADOR TRIFASICO DE 15 KVA. 60 Hz, 13.2 kv, 220/127 VOLTS	4	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE POSTE DE CONCRETO 11500 SEGUN NORMA CFE. PARA SOPORTAR LINEA DE 13.2 KV.	35	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE LINEAS DE 3 HILOS CON CONDUCTOR DE ACSR 1/0 CON AISLADOR 13A DE ACUERDO A NORMA DE CFE. CON DISTANCIA INTERPOSTAL DE 50 M.	1900	M.
SUMINISTRO Y MONTAJE DE POSTE METALICO CON TRATAMIENTO ANTICORROSIVO DE 10 mts. DE ALTURA PARA UNA UNIDAD DE ALUMBRADO PUBLICO	54	PZA.
SUMINISTRO Y COLOCACION DE EQUIPO DE FOTOCONTROL TIPO CONTACTOR MAGNETICO DE 3 POLOS, 60 A, CON CAJA NEMA SR A PRUEBA DE LLUVIA 600 V. CON FOTOCELDA INTEGRADA.	12	PZA.
SUMINISTRO E INSTALACION DE UNIDAD DE ILUMINACION SOLAR 400 DE 250 W., DE VSAP, 220 V.	54	PZA.
CONSTRUCCION DE BASE DE CONCRETO PARA MONTAJE DE POSTE DE 10 mts. DE ALTURA TIPO TRONCO PRISMAL DE f' _c =180 kg/cm ²	54	PZA.
EXCAVACION DE ZANJA PARA CABLEADO CON MEDIDAS DE 35 cms. DE ANCHO POR 50 cms. DE PROFUNDIDAD CON RELLENO COMPACTADO	2000	M.
SUMINISTRO E INSTALACION DE CONDUCTOR TIPO CABLE CALIBRE 10 AWG TIPO THW AISLAMIENTO PARA 600 V.	650	M.
CONSTRUCCION DE REGISTROS DE CONCRETO PARA ALUMBRADO PUBLICO	12	PZA.

REV.	DESCRIPCION	REALIZO	FECHA
1	SE ADICIONA TABLA DE EQUIVALENCIAS	TRIADA	12/01/00



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

PUNTE: MALPASO-RAUDALES

**"CHIAPAS"
PLANO GENERAL
(2 DE 2)**

CARRERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA	KM: 981 + 731.00	
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL	ORIGEN: LAS CHOAPAS VER. (0+700 KM)	
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUNTES	EL SUBDIRECTOR DE ESTRUCTURAS	EL DIRECTOR DE PROYECTO
DR. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. RICARDO REVELLO PEREZ	ING. BULMARO CABRERA BLIZ

TABLA DE ESPESORES DE PLACAS EQUIVALENTES ENTRE EL SISTEMA INGLES Y EL INTERNACIONAL

SISTEMA INGLES (PULGADAS)	SISTEMA INTERNACIONAL (MM)	ESPEORES REDONDEADOS USADOS EN EL PROYECTO
1/4"	6.4	6
5/16"	7.9	8
3/8"	9.5	10
1/2"	12.7	13
5/8"	15.9	16
3/4"	19.1	19
1"	25.4	25
1 1/8"	28.6	29
1 1/4"	31.8	32
1 1/2"	38.1	38
1 3/4"	44.5	44
2"	50.8	51
2 1/2"	63.5	64
3"	76.2	76
4"	101.6	102

NOTAS

- ELEVACIONES Y CADENAMIENTOS EN METROS
- SUPERESTRUCTURA FORMADA POR UN CAJON DE ACERO ORTOTROPICO.
- LAS PILAS ESTAN FORMADAS POR ESTRUCTURAS METALICAS TIPO "JACKET", CONSTITUIDAS POR CUATRO TUBOS PRINCIPALES UNIDOS MEDIANTE SISTEMAS DE CONTRAVIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL, FORMADOS POR TUBOS DE MENOR DIAMETRO.
- EXISTE UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 10.80 M ENTRE LOS BANCOS USADOS POR CNA PARA EL PROYECTO Y LA CONSTRUCCION DE LA PRESA Y LOS BANCOS EMPLEADOS POR LA SCT PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA. ELEV. SCT. = ELEV. CNA - 10.80 M.
- LOS LIMITES DEL ALCANCE DEL CONTRATISTA DEL PUNTE SON DEL KM. 981+127 AL KM. 982+575
- ES OBLIGACION DEL CONTRATISTA EL CORRECTO ACABADO DE TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
- EN TODAS LAS ARISTAS EN DONDE SE UTILICEN ELEMENTOS DE CONCRETO, SE HARAN CHAFLANES DE 2X2 cm.
- ELEVACIONES SCT. EN METROS Y REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL EN 981-3 S/GRAPAS EN TRONCO DE NANCHE A 52.00 M. A LA DERECHA DE LA ESTACION 980+978 ELEV.PROMEDIO=172.566 M.
- PARA EL CONTROL DE DEFORMACIONES DEL PUNTE SE LLEVARAN A CABO NIVELACIONES DEL TABLERO SEGUN FRECUENCIAS ESPECIFICADAS EN EL MANUAL DE MANTENIMIENTO, EN LOS PUNTOS DE CONTROL UBICADOS EN EL TABLERO SOBRE APOYO EN PILAS, EN LOS CUARTOS DEL CLARO Y AL CENTRO DE CADA CLARO ENTRE APOYOS.

ESTUDIOS PREVIOS

ESTUDIOS PREVIOS

1. Geología Regional

1.1 Exploración Geológica

a) Fisiografía

El sitio se localiza en la Sierra del Estado de Chiapas, zona de cordilleras y serranías formadas por plegamientos de las rocas marinas que fueron depositadas en la cuenca sedimentaria Tabasco-Chiapas. La región delimita la parte sur de la Sierra Madre Oriental.

La morfología está constituida por una topografía accidentada, gobernada por las características estructurales de los plegamientos existentes en la región cuyos ejes presentan una orientación NW-SE. Los valles y escarpes corresponden a zonas de fallas y fracturas que en general son paralelas a la dirección del eje de los pliegues y otros conjugados con orientación NE-SW. Los cambios de dirección que muestran los cursos de los ríos y arroyos también son reflejo del patrón estructural que predomina en la zona.

La erosión diferencial sobre los distintos tipos de rocas sedimentarias ha contribuido también a la formación de escarpes y drenajes profundos característicos de la topografía accidentada de la región.

Localmente se observan contornos semicirculares y depósitos de material suelto producto del deslizamiento de los suelos residuales que ocupan las partes elevadas de las sierras.

b) Estratigrafía

La columna estratigráfica regional comprende formaciones sedimentarias marinas cuya edad va desde el Cretácico Inferior hasta el Reciente.

Del Cretácico Inferior se tienen las rocas calizas de la Formación Chinameca y calizas con lutitas de la Formación Malpaso.

Del Cretácico Medio y Superior corresponde el Grupo Sierra Madre el cual está constituido por una serie de formaciones de rocas calizas con diferentes intercalaciones que van desde el Albiano hasta el Maestrichiano, como son las formaciones Cantelhá, Cintalapa, Jalpabuchil y Angostura. También las formaciones Ocozocoautla y Méndez son de esta edad, pero están constituidas la

primera por areniscas rojas, lutitas y calizas con madera y carbón fósiles, y la segunda por lutitas laminares y areniscas.

En el Cenozoico las rocas están constituidas principalmente por sedimentos de tipo clástico como lutitas, areniscas y conglomerados; las formaciones de esta edad son: Soyalo del Paleoceno, El Bosque y Nanchital del Eoceno, Simojovel y La Laja del Oligoceno y el Grupo Malpaso del Mioceno, este último incluye las formaciones Encanto, Filisola y Paraje Sólo, y la formación Cedral del Plioceno.

Existe en la región un gran intrusivo de composición granodiorítica con orientación NE-SW que afecta a las rocas hasta del Oligoceno Inferior, la edad precisa del intrusivo no está bien definida.

Los depósitos del Reciente están separados de las rocas del Cenozoico por una discordancia. Estos depósitos están constituidos por arenas, limos, gravas y cantos rodados en los cauces de los ríos. El espesor de estos depósitos es del orden de 20 m.

Hacia el NE del sitio, aproximadamente a 45 km, se localiza el volcán Chichonal que hizo erupción recientemente (segunda mitad del siglo XX) y hacia el SW existe otro foco ígneo volcánico denominado La Unión, que también ha registrado actividad hasta tiempos históricos; en ambos casos las rocas están constituidas principalmente por materiales piroclásticos que cubren a las rocas terciarias en algunas regiones.

En el sitio del Puente Malpaso - Raudales - Chiapas afloran rocas del Cenozoico, la formación El Bosque de edad Eoceno en el Lado Ocozocoautla (margen izquierda) y del Grupo Malpaso del Mioceno del Lado Raudales (margen derecha).

En la Tabla 2.1 siguiente se presenta la columna estratigráfica regional.

Tabla 2.1 Secuencia Estratigráfica Regional

Edad	Nombre de la formación	Litología
Cretácico Inferior	Caliza Chinameca	Calizas
	Malpaso	Calizas y lutitas
	Grupo Sierra Madre	
	Cantelhá	Caliza micrita
Cretácico Medio – Superior	Cintalapa	Caliza c/pedernal blanco
	Jalpabuchil	Caliza c/pedernal negro y

		estratificación delgada
	Angostura	Caliza c/rudistas y estratificación media
	Ocozocoautla	Areniscas rojas, lutitas y calizas c/ madera y carbón fósiles
	Méndez	Lutitas laminares y areniscas
Cenozoico Paleoceno	Soyaló	Lutitas y areniscas
Eoceno	El Bosque Nanchital	Areniscas micáceas rojas c/ lutitas y conglomerados
Oligoceno	Simojovel La Laja	Caliza arrecifal, areniscas, lutitas y conglomerados
Mioceno	Grupo Malpaso	
	Encanto	
	Filisola y Paraje Sólo	Areniscas y lutitas
Plioceno	Cedral	Arena, arcilla y conglomerados
Terciario no definido	Roca ígnea intrusiva	Granodiorita
Reciente		Arena, limo, arcilla y cantos rodados Piroclastos

c) Tectónica

La tectónica de la zona de Chiapas es compleja, afectada por diapirismo de la sal en las estructuras mesozoicas que tuvo lugar durante el Cenozoico, desde el Paleoceno hasta el Oligoceno, que experimentó movimientos provocados por la plataforma metamórfica de Yucatán, con su extremo meridional moviéndose, girando de Este a Noroeste y Norte, desde Guatemala, donde se manifiesta con las fallas de transcurrencia Motagua y Polochic. Las fallas de transcurrencia de Chiapas se generaron probablemente desde el Paleoceno hasta el Plioceno.

Regionalmente existen numerosos plegamientos con orientación general NW-SE, característica de la tectónica de la Sierra Madre Oriental.

Los plegamientos fueron originados por la acción de los esfuerzos tectónicos de compresión durante la orogenia Laramide en las rocas sedimentarias marinas depositadas en el Geosinclinal Mexicano del Mesozoico al Cenozoico.

A partir del Mioceno la orogenia Chiapaneca indujo esfuerzos de compresión, principalmente en dirección NE-SW, afectando a las rocas de esta edad y anteriores.

Los esfuerzos de ambas orogenias originaron el fallamiento y fracturamiento de las rocas plegadas, produciendo fallas con movimiento tipo transcurrente principalmente, como la falla Chiapa-La Venta que corre paralela a la dirección de los ríos La Venta y Grijalva con dirección NW-SE, y los sistemas de falla conjugados NE-SW y NW-SE.

Existen en la región fallas escalonadas de tipo gravitacional o normal producidas al suspenderse esfuerzos de origen tectónico. Estas estructuras conservan también la dirección NW-SE, esto es, perpendiculares a la dirección del esfuerzo tectónico principal mayor, como las fallas normales que se observan en el conglomerado Malpaso, en la zona donde fue construida la presa Nezahualcóyotl.

Las fallas no son activas, ya que los esfuerzos tectónicos que las produjeron actuaron hasta el Plioceno, esto es, hace más de un millón de años. Sin embargo, la región aún continúa siendo afectada por procesos de tipo neotectónico como lo demuestra la sismicidad regional y la presencia reciente de cuerpos ígneos extrusivos como los volcanes La Unión y Chichonal.

La falla Chiapa - La Venta que será cruzada por el puente fue estudiada en forma especial para investigar su posible actividad en el Reciente. Los estudios de riesgo sísmico que fueron realizados para la construcción del proyecto hidroeléctrico "Chicoasén" incluyeron el análisis de esta falla que corre desde Chicoasén hasta Malpaso. Como resultado de estos estudios se concluye que la falla ha permanecido inactiva desde hace 5 millones de años.

Por otra parte, el Dique N° 2 de la presa Nezahualcóyotl fue construido sobre el plano de la falla Chiapa - La Venta. Los resultados de la instrumentación colocada en la cimentación y cuerpo del dique han permitido determinar que la falla se encuentra inactiva. Bajo el dique existe una galería revestida con concreto para drenaje de las laderas y cimentación; una inspección de esta galería realizada en el año de 1996, reporta que el revestimiento no muestra grietas o fracturas que den evidencia de movimiento de la falla; de la misma forma se reporta que en las laderas y en el enrocamiento del dique no se observan asentamientos o hundimientos.

En la Fig. 2.1 se muestra el plano tectónico regional en el que se localiza la zona del proyecto.

d) Sismicidad regional

En la Fig. 2.2 se presenta la carta sísmica del estado de Chiapas. Como se observa en los epifocos, la mayor actividad se ha desarrollado en la zona del océano Pacífico y hacia el Este en territorio de Guatemala. En la zona de

Malpaso los sismos son poco numerosos, con magnitud menor a 6.5 en la escala Richter y profundidad focal entre 60 y 100 km. El territorio se considera de alta sismicidad (Zona 3) en la carta sísmica de México.

2. Estudio Geotécnico

2.1 Ensayes de Laboratorio y Columnas Estratigráficas

En laboratorio todas las muestras de suelo y roca obtenidas por los distintos sondeos efectuados, fueron ensayadas para determinarles:

Suelos:

- a) Clasificación manual y visual según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (norma ASTM D2488-93).
- b) Contenido de agua (norma ASTM D2216-92), w.

A muestras típicas seleccionadas se les determinaron, además:

- c) Límites de consistencia líquido y plástico (norma ASTM D4318-95a), LL y LP.
- d) Porcentaje de finos o fracción que pasa la malla N'200 (norma ASTM D1140-97)9 F.
- e) Análisis granulométrico por mallas (norma ASTM D422-63).

En adición, a muestras inalteradas se les determinaron:

- f) Densidad de sólidos (norma ASTM D854-92), Ss.
- g) Resistencia al corte con veleta de mano (torcómetro), St.
- h) Resistencia al corte en compresión triaxial rápida (Q) (norma ASTM D285095), C_{uu} y Φ_{uu} .
- i) Compresibilidad en consolidación unidimensional (norma ASTM D2435-96). Grado de saturación (G_w), relación de vacíos (e) y peso volumétrico (S_m), calculados.

Roca:

- k) Clasificación megascópica.
- l) Identificación petrográfica.
- m) Resistencia en compresión no confinada (norma ASTM D3148-96), qu.
- n) Resistencia a tensión indirecta (tensión brasileña, norma ASTM C496-71), R_t.
Peso volumétrico (S_m) y módulo de elasticidad de la roca (E₅₀), calculados.

La clasificación de los suelos y rocas a) y k), así como la variación con la profundidad de sus propiedades b) a d), f) a h), i) m) y n), se presentaron en las columnas estratigráficas individuales de los 18 sondeos efectuados.

2.2 Estratigrafía y Propiedades

Con base en las columnas individuales de los sondeos se construyó el perfil estratigráfico que se presenta en el Plano Estratigráfico (Plano 2). A continuación se describen las características y propiedades del subsuelo y roca para el apoyo de interés de este trabajo (la pila No. 7).

Pila N° 7 km 962 + 091

En los primeros 11.75 - 11.80 m se encontró suelo residual constituido por arcilla (CL, CH) con arena fina, café amarillento a rojizo, de consistencia variable de muy blanda a dura, con intercalaciones de arena fina arcillosa (SC) en los mismos tonos de café, medianamente compacta a muy compacta.

De 11.75 - 11.80 m a 23.60 - 28.55 m el material obtenido es una arena arcillosa (SC) de granulometría fina a gruesa, de diferentes tonos de café, muy compacta, con intercalaciones de lutita alterada a arcilla muy dura.

De 23.60 - 28.55 a 40.10 - 43.40 (fin de los sondeos), se recuperaron núcleos de arenisca conglomerática y arenisca muy fracturada a poco fracturada, café claro a café rojizo, con intercalaciones de lutita.

En la Tabla 2.2 siguiente se presentan los valores de resistencia en compresión simple (q_u), de tensión brasileña (R_t), módulo de elasticidad de la roca (E_{50}), así como valores estadísticos de los resultados.

Tabla 2.2 Valores de Resistencia en Núcleos de Roca

Sondeo	Prof. (m)	q_u (kg/cm ²)	R_t (kg/cm ²)	R_t/q_u (%)	E_{50} (kg/cm ²)	P.V. (t/m ²)	Observaciones	
km 962+091	32.55	157.70	45.71		300000	2.6	Arenisca. Seco.	Media: $X_{qu} = 186.50$ Desviación Estándar: $\sigma_{qu} = 136.83$
lza.								
	35.70	394.30	57.63		190000	2.58	Arenisca. Saturado.	
	35.84	287.90	40.02		97778	2.51	Arenisca. Saturado.	
	36.94		51.01			2.57	Arenisca. Saturado.	Coeficiente de variación $C.V. = 0.73$
km 962+091	29.78	44.80				2.11	Arenisca cong. Saturada.	
Der.	37.40	47.80				2.15	Arenisca cong. Saturada.	

3. Integración Geomecánica

En este capítulo se presenta una integración de los estudios geológico, geofísico y geotécnico realizados, para su aplicación en la definición de la cimentación del Puente Malpaso - Raudales - Chiapas.

3.1 Zonificación

En sentido horizontal, es decir, de acuerdo a los cadenamientos, los estudios realizados permitieron definir tres unidades litológicas:

- a) Lado Raudales (km 960 + 400 a km 961 + 450).

A la principal unidad de esta zona se le denominó **M2**, la cual subyace al Conglomerado Malpaso **M1**, y se encuentra constituida por rocas fuertemente intemperizadas que forman los suelos residuales o *saprolitos* característicos de la región, con espesores variables de 5 a 27 m. A mayor profundidad se encuentran lutitas, limolitas, areniscas y areniscas conglomeráticas.

En la Tabla 2.3 se presenta un resumen de los valores de resistencia obtenidos en compresión simple y a tensión indirecta, así como de módulo de elasticidad para condiciones secas de la roca de esta unidad y en la Tabla 2.4 los mismos valores para condiciones saturadas.

Tabla 2.3 Resumen de Resultados de Ensayes en Roca Intacta de la Unidad M2 en Condiciones Secas

Propiedad	No. Pruebas	Promedio (kg/cm ²)	Desv.Stand. (kg/cm ²)	Coef.Var. (%)
Qu	26	135.8	73.1	53.8
Rt	13	19.0	10.9	57.4
E ₅₀	17	32,308	19,629	60.8

Tabla 2.4 Resumen de Resultados de Ensayes en Roca Intacta de la Unidad M2 en Condiciones Saturadas

Propiedad	No. Pruebas	Promedio (kg/cm ²)	Desv.Stand. (kg/cm ²)	Coef.Var. (%)
Qu	11	65.2	54.1	82.9
Rt	8	9.0	4.34	48.2
E ₅₀	11	17,634	34,863	197.7

b) Zona Central (km 961 + 450 a km 961 + 650).

En esta zona se encuentra la falla regional Chiapa - La Venta y se ubicará la Pila N' 4 del puente. Está constituida por material muy deformado de rocas lutitas, limolitas y areniscas de las formaciones del Eoceno (unidad B de la siguiente zona) y del Mioceno (unidad M2 anterior). La parte superior está cubierta por azolve del vaso y subyaciendo aparece suelo residual producto de la alteración del material de falla.

En la tabla 2.5 se presenta un resumen de resultados obtenidos en ensayos de compresión simple en dichos materiales.

Tabla 2.5 Resumen de Resultados de Ensayes en Núcleos del Sondeo km 961 + 587, en Condiciones Secas

Propiedad	No. Pruebas	Promedio (kg/cm ²)	Desv.Stand. (kg/cm ²)	Coef.Var. (%)
qu	18	23.3	16.6	71.0

c) Lado Ocozocoautla (km 961 + 650 a km 962 + 350)

Las rocas que afloran en esta margen son lutitas y limolitas de estratificación delgada, que presentan esporádicamente intercalaciones de estratos de arenisca y arenisca conglomerática bien cementadas de estratificación gruesa, correspondientes a la formación El Bosque de edad Eoceno, denominándose como unidad litológica B. La alteración y el fracturamiento de estas rocas son variables.

En la roca intacta de esta unidad se obtuvieron los valores de resistencia a la compresión simple y a tensión indirecta, así como de módulo de elasticidad que se indican en las Tablas 2.6 y 2.7, la primera de ellas para condiciones secas y la segunda para condiciones saturadas.

Tabla 2.6 Resumen de Resultados de Ensayes en Roca Intacta de la Unidad B en Condiciones Secas

Propiedad	No. Pruebas	Promedio (kg/cm ²)	Desv.Stand. (kg/cm ²)	Coef.Var. (%)
Qu	37	95.4	66.2	69.4
Rt	14	25.9	18.8	72.7
E ₅₀	22	56,768	58,061	102.3

**Tabla 2.7 Resumen de Resultados de Ensayes en Roca Intacta de la
Unidad B
en Condiciones Saturadas**

Propiedad	No. Pruebas	Promedio (kg/cm ²)	Desv.Stand. (kg/cm ²)	Coef.Var. (%)
Qu	23	123.6	97.7	79.1
Rt	18	17.6	17.4	99.1
E₅₀	9	100,031	54,787	54.8

Por otra parte, e independientemente de la unidad litológica de que se trate, el macizo rocoso se puede dividir verticalmente en tres zonas marcadas en la Fig. 2.3 (perfil geológico sobre eje de proyecto), las cuales se definieron con base en la presencia de azolve y el grado de alteración de las rocas a suelo residual, número de golpes en la prueba SPT, índices de recuperación y de calidad de la roca RQD, velocidad de onda compresional Vp obtenida en los estudios de prospección geofísica y en las propiedades índice y mecánicas obtenidas en los ensayos de laboratorio.

En la Tabla 2.8 siguiente se presenta la zonificación general del macizo rocoso para fines de cimentación del puente. Dicha zonificación es en sentido vertical y el espesor de cada zona es variable.

Tabla 2.8 Zonificación Vertical del Macizo Rocos

ZONA	DESCRIPCIÓN	PROPIEDADES
1	Azolve del vaso y/o suelo residual que constituye el horizonte más alterado de los sedimentos basales, conformado principalmente por arcilla con contenido variable de arena y arenas arcillosas, de color café rojizo a café amarillento, de consistencia variable de blanda a muy firme o compacidad media a alta.	Nº de golpes en la prueba SPT: N < 50 Velocidad de onda compresional menor a 600 m/s. El suelo residual tiene un espesor máximo de 27m, dependiendo del sondeo analizado.
2	Horizonte superior alterado de los sedimentos basales, constituido por la alteración a suelo de rocas areniscas, limolitas y lutitas poco fracturadas, de consistencia dura o	Nº de golpes en la prueba SPT: N > 50 La velocidad de onda compresional varía entre 1200 y 1500 m/s.

	compacidad muy densa. Con frecuencia las areniscas presentan intercalaciones de lutitas muy alteradas.	
3	Rocas de origen sedimentario areniscas, areniscas conglomeráticas, conglomerado, lutitas y limolitas mal cementadas, con poca o nada de alteración y fracturamiento.	La recuperación varió de 10 a 100%, y el RQD de 0 a 100%, dependiendo del sondeo analizado. La velocidad de onda compresional varía de 1500 a más de 2000 m/s.

De acuerdo con la zonificación anterior, la zona 3 es la que presenta las mejores condiciones para el desplante de la cimentación del puente.

3.2 Calidad de la Roca

De acuerdo con el criterio de Bieniawski, la calidad de la roca (RMR) en la Zona 3 se clasifica valorando las características de resistencia, fisuración y estado de esfuerzos del macizo rocoso, agrupándolas por parámetros, como se indica en la siguiente Tabla 2.9:

Tabla 2.9 Clasificación RMR de la Roca en la Zona 3 para cada Apoyo del Puente.

Pila N°	Qu (kg/cm ²)	RQD %	Espac. (m)	Condic. Discon.	Conde. Agua	Calificación RMR
2	25.4 sat	80	0.06 - 0.2			Regular
	112 seco 2	17	8	20	7	= 54
3	151 seco	75	0.06 - 0.2			Regular
	2	17	8	20	7	= 54
4	23.3 seco	20	< 0.06			Pobre
	0	3	5	10	7	= 25
5	69.5 seco	40	0.06			Regular
	1	8	5	20	7	= 41
6	166 seco	60	0.06			Regular
	2	13	5	20	7	= 47
7	45 sat	10	< 0.06			Pobre

	2	3	4	10	7	= 26
8	113 sat	40	0.06			Pobre
	2	8	5	10	7	= 32

De acuerdo con el sistema de clasificación empleado, en las Pilas N° 2, 3, 5 y 6 la calificación de la roca es regular, mientras que para las pilas restantes N° 4, 7 y 8 su calificación es pobre.

4. Análisis de las Cimentaciones

4.1 Pilas No. 2 a 8

Como ya se trató en el Inciso 1, las pilas tendrán alturas variables de 27 a 89 m y consistirán en estructuras de acero tipo "Jacket", formadas cada una por cuatro tubos principales contraventeados, los cuales funcionarán como "patas" de apoyo de la pila. Los tubos tendrán 2.78 m (109 ") de diámetro exterior 2.54 cm (1 ") de espesor, y estarán separados "centro a centro" 10.00 m en el sentido longitudinal y 10.00 o 18.00 m en el transversal.

Como una variante del sistema de "Jacket" convencional cimentado con pilotes hincados, para asegurar en este caso que la cimentación penetre lo necesario en los materiales compactos y rocas del subsuelo, se propone el uso de pilotes de 2.5 m de diámetro de concreto reforzado colados in situ integrados uno a uno a las patas de cada pila. Para la perforación de los pilotes se usarán modernas técnicas y equipos utilizados con buenos resultados en obras similares, accionados por el interior de los tubos principales de la estructura tipo "Jacket", efectuándose igualmente el colado de los mismos por el interior de dichos tubos.

Un punto importante a considerar es que, según consultas hechas a los fabricantes de los equipos alemanes e italianos y a especialistas en la materia, la perforación previa de los pilotes solamente puede realizarse con seguridad en forma vertical. Esto implica que los tubos principales de las estructuras tipo jacket deberán ser verticales, sin ninguna inclinación.

Para analizar los estados límite de falla y de servicio de los pilotes, se efectuó una investigación y recopilación de bibliografía técnica publicada, sobre criterios propuestos y experiencias obtenidas con cimentaciones similares perforadas y coladas en rocas, con especial énfasis en rocas sedimentarias del tipo lutitas y areniscas como las que se tienen en el sitio. En general la capacidad de carga de los pilotes será debida a su trabajo por resistencia lateral desarrollada a lo largo del fuste y a su apoyo en su punta o base, aspectos que se tratan por separado en lo que sigue.

4.2 Capacidad de Carga por Punta en Roca

Esta capacidad es comúnmente analizada empleando criterios que involucran a la resistencia en compresión no confinada de la sustancia rocosa, haciendo diversas consideraciones para tomar en cuenta que el comportamiento de la masa de roca en la práctica está gobernado además por su alteración y fracturamiento. La expresión para calcular la capacidad de carga tiene la siguiente forma general:

$$q_a = q_u \cdot K \cdot d$$

donde:

- q_a capacidad de carga admisible, en ton/M2.
- q_u resistencia en compresión no confinada, en ton/m².
- K , coeficiente empírico o experimental que depende de la alteración y fracturamiento de la roca. Implica factor de seguridad y/o limitaciones por asentamientos.
- d , factor función de la profundidad de penetración en la roca.

Para determinar la capacidad de carga en la base de los pilotes, se aplicó el criterio propuesto en la bibliografía consultada, para rocas con referencia particular en areniscas, el cual se basa en un sistema de clasificación en 5 categorías (Tabla 2.10), de acuerdo a la resistencia, fracturamiento y defectos de la masa afectada por la cimentación.

TABLA 2.10 Sistema de Clasificación de Areniscas para Fines de Cimentaciones

CLA-SE	DESCRIPCION	q_u^* (kg/cm ²)	FRACTU- RAMIENT O	DEFEC TOS**
I	Arenisca resistente. Los núcleos de 5 cm de diámetro no pueden romperse con la mano, y sólo se pueden rayar ligeramente con una navaja de acero.	> 245	Intacta o ligeramente fracturada.	1.5 %
II	Arenisca de resistencia media a alta. Los núcleos pueden romperse con dificultad con la mano y ser ligeramente raspados con una navaja de acero.	122 - 245	Ligeramente fracturada.	3 %
III	Arenisca medianamente resistente. Los núcleos pueden fácilmente ser rotos con la mano y raspados con una navaja de acero.	71 - 122	Fracturada	5 %
IV	Arenisca débil. Los núcleos se rompen fácilmente y pueden rasparse	20 -71	Fracturada	10 %

	profundamente o cortarse con una navaja de acero.			
V	Arenisca muy débil. La roca contiene frecuentes zonas deleznable y se desmorona con la mano.	No medible normalmente	Altamente fracturada o fragmentada	--

* Resistencia en compresión no confinada en estado saturado.

** Espesor acumulado de vetas de arcilla, zonas fragmentadas y fracturas fuertemente alteradas en una profundidad igual al diámetro de la pila por debajo del desplante.

Con base en los resultados de pruebas de carga de laboratorio y de campo efectuadas en rocas areniscas clasificadas conforme a la tabla anterior, el criterio proporciona los siguientes valores de presiones admisibles máximas de la base de las pilas:

Tabla 2.11 Presión Máxima Admisible de Cimentaciones Apoyadas en Areniscas

CLASE DE ARENISCA	PRESION MAXIMA ADMISIBLE PARA ASENTAMIENTOS DE	
	1 %	2 %
I	1.1 qu	2.2 qu
II	1.0 qu	2.0 qu
III	0.6 qu*	1.1 qu*
IV	0.4 qu	0.7 qu
V	12 kg/cm ²	25 kg/cm ²

* Valores interpolados

Estos valores de presiones máximas admisibles corresponden a asentamientos preestablecidos de 1 y 2 % del diámetro de la pila, e involucran un factor de seguridad superior a 2 respecto a la capacidad de carga última de falla, excepto en el caso de la arenisca de Clase V con 2 % de asentamiento. No obstante esto, para diseño se recomienda dividir dichos valores entre un factor de seguridad adicional de 1.5.

4.3 Capacidad de Carga por Resistencia al Corte Lateral entre Concreto y Roca

Por lo que toca al trabajo de los pilotes por resistencia lateral desarrollada a lo largo del fuste, se aplicaron los resultados de investigaciones experimentales en pilotes perforados y colados en areniscas. Según éstas, cuando las paredes de la perforación están limpias y los defectos de la arenisca comprenden menos de cerca del 5 % de la longitud del fuste, la resistencia al corte última promedio está relacionada directamente con la resistencia no confinada de la roca como sigue:

$$f_{su} = \alpha \cdot q_u$$

donde:

f_{su} resistencia al corte lateral última.

α factor de reducción de la resistencia lateral.

El valor del factor α depende fundamentalmente de la rugosidad del fuste, de tal modo que es del orden de 0.20 a 0.27 si el fuste es rugoso y varia entre 0.12 y 0.17 cuando el fuste es liso; el uso de lodos bentoníticos para ademar las perforaciones puede reducir significativamente la resistencia lateral. La rugosidad también tiene influencia en la forma de la curva esfuerzo cortante - deformación, ya que si el fuste es liso el comportamiento es frágil, y la resistencia lateral disminuye rápidamente con la deformación a un valor residual del 40 al 60 % de la resistencia última o pico; cuando el fuste es rugoso no se aprecia un pico en la curva, y ésta presenta "endurecimiento" aun para deformaciones importantes.

Para cargas de tensión es usual reducir la resistencia al corte lateral última a 0.7 de su f_{su} .

En este caso para determinar la capacidad de carga admisible de los pilotes por resistencia al corte lateral entre concreto y roca, se utilizó un valor de $\alpha = 0.15$ y un factor de seguridad de 2.5. Ante cargas de tensión la capacidad se redujo en un 50%.

4.4 Resultados de Capacidad de Carga Axial

Conforme a los criterios indicados, se procedió a efectuar los análisis de capacidad de carga axial por adherencia y por punta, tomando en cuenta tanto las características de resistencia y propiedades de la roca, así como la profundidad de desplante que se consideró más adecuada para cada apoyo. Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente Tabla 2.12

TABLA 2.12 Profundidad de Desplante y Capacidad de Carga Axial Admisible por Pilote para cada Apoyo.

APOYO	ESTACION (km)	PROF. DE DESPLANTE (m)*	CAPACIDAD DE CARGA AXIAL ADMISIBLE (ton)	
Pila N° 2	961 + 251	27	- 3,730	- - -
Pila N° 3	961 + 419	25	- 4,750	+ 1,320
Pila N° 4	961 + 587	45	- 3,110	+ 1,170
Pila N° 5	961 + 755	32	- 3,570	+ 1,330
Pila N° 6	961 + 923	25	- 4,370	+ 1,130

Pila N° 7	962 + 091	32	- 2,480	---
Pila N° 8	962 + 243	30	- 1,880	---

* A partir del fondo del embalse (-) A compresión (+) A tensión

En todos los casos, las capacidades de carga admisibles calculadas son iguales o mayores que las cargas máximas por pata de pila indicadas.

Asimismo, es conveniente reiterar que para dichas capacidades y de acuerdo a los criterios adoptados, los asentamientos se encuentran limitados a valores del 2 al 4% del diámetro del pilote, esto es, serán del orden de 5 a 10 cm, y se estima ocurrirán en su mayor parte al aplicar las cargas durante la construcción y al ocurrir un sismo.

5. Recomendaciones

5.1 Pilas N° 2 a 8

La cimentación de las pilas de subestructura tipo "Jacket" consistirá en pilotes verticales de concreto reforzado de 2.5 m de diámetro, perforados y colados por el interior de las cuatro patas de cada pila, de manera que quedaran integrados a éstas.

Para fines de diseño de los pilotes, las profundidades de desplante y las capacidades de carga axial admisibles están dadas para cada pila en la Tabla 26. Ante cargas horizontales por sismo, los valores del módulo de reacción subgrado del terreno que se considerarán se anotan en la Tabla 2.13 siguiente:

TABLA 2.13 Valores del Módulo de Reacción Subgrado del Terreno de Cimentación.

APOYO	ESTACION (km)	ESPEJOR DE ESTRATO (H) EN m Y MODULO DE REACCION (Kh y Kv) EN t/m ³						
		Hazol ve	Kh	Hsue lo	Kh	Hroc a	Kh	Kv
Pila N° 2	961 + 251	5	0	6	2,000	16	9,000	20,000
Pila N° 3	961 + 419	5	0	5	2,000	15	15,000	20,000
Pila N° 4	961 + 587	10	0	3	5,000	32	9,000	15,000
Pila N° 5	961 + 755	11	0	3	5,000	18	9,000	15,000
Pila N° 6	961 + 923	8	0	3	5,000	14	15,000	20,000
Pila N° 7	962 + 091	8	0	4	800	15	3,000	15,000
				5	1500			
Pila N° 8	962 + 243	11	0	5	2,000	14	4,000	15,000

Pila N° 7	962 + 091	32	- 2,480	---
Pila N° 8	962 + 243	30	- 1,880	---

* A partir del fondo del embalse (-) A compresión (+) A tensión

En todos los casos, las capacidades de carga admisibles calculadas son iguales o mayores que las cargas máximas por pata de pila indicadas.

Asimismo, es conveniente reiterar que para dichas capacidades y de acuerdo a los criterios adoptados, los asentamientos se encuentran limitados a valores del 2 al 4% del diámetro del pilote, esto es, serán del orden de 5 a 10 cm, y se estima ocurrirán en su mayor parte al aplicar las cargas durante la construcción y al ocurrir un sismo.

5. Recomendaciones

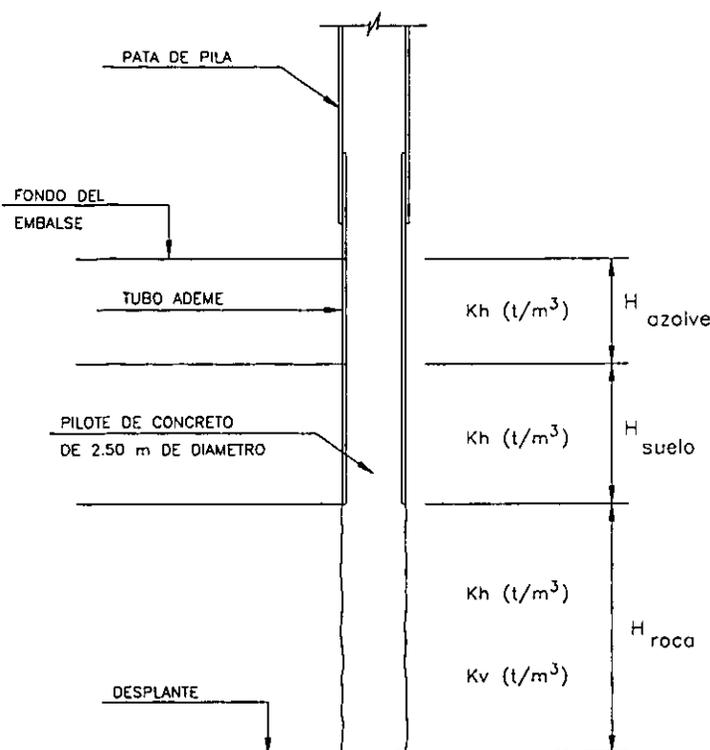
5.1 Pilas N° 2 a 8

La cimentación de las pilas de subestructura tipo 'Jacket' consistirá en pilotes verticales de concreto reforzado de 2.5 m de diámetro, perforados y colados por el interior de las cuatro patas de cada pila, de manera que quedaran integrados a éstas.

Para fines de diseño de los pilotes, las profundidades de desplante y las capacidades de carga axial admisibles están dadas para cada pila en la Tabla 26. Ante cargas horizontales por sismo, los valores del módulo de reacción subgrado del terreno que se considerarán se anotan en la Tabla 2.13 siguiente:

TABLA 2.13 Valores del Módulo de Reacción Subgrado del Terreno de Cimentación.

APOYO	ESTACION (km)	ESPESOR DE ESTRATO (H) EN m Y MODULO DE REACCION (Kh y Kv) EN t/m ³						
		Hazol ve	Kh	Hsue lo	Kh	Hroc a	Kh	Kv
Pila N° 2	961 + 251	5	0	6	2,000	16	9,000	20,000
Pila N° 3	961 + 419	5	0	5	2,000	15	15,000	20,000
Pila N° 4	961 + 587	10	0	3	5,000	32	9,000	15,000
Pila N° 5	961 + 755	11	0	3	5,000	18	9,000	15,000
Pila N° 6	961 + 923	8	0	3	5,000	14	15,000	20,000
Pila N° 7	962 + 091	8	0	4	800	15	3,000	15,000
				5	1500			
Pila N° 8	962 + 243	11	0	5	2,000	14	4,000	15,000



ESTRATOS Y MODULOS DE REACCION SUBGRADO DEL TERRENO DE CIMENTACION

Dado que en este caso los procedimientos de construcción de las pilas de subestructura y de los pilotes de cimentación están relacionados, se han detallado en conjunto en un capítulo posterior. Con referencia a estos planos y a la especificación particular **EP-03**, cabe destacar y/o agregar lo que sigue:

Previamente a la construcción se deberá efectuar una limpieza minuciosa del fondo del embalse en el sitio de instalación de las pilas, retirando troncos de árboles, ramas, raíces, azolve, restos de construcciones o cualquier otro obstáculo que se presente, mediante el uso de rastras, arietes, almejas u otras herramientas adecuadas similares (Ver especificación particular **EP-01**).

Una vez limpiado el fondo en el sitio de una pila, se procederá a realizar un levantamiento batimétrico local de detalle con el apoyo de buzos. Esta batimetría se referirá a los bancos de nivel del proyecto y servirá para afinar los niveles a los que se dejará la parte inferior de las patas de cada una de las pilas.

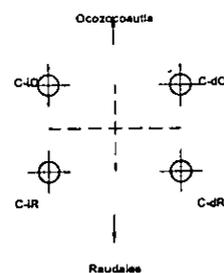
Para fijar provisionalmente la estructura de una pila en su sitio se recurrirá al hincado de cuatro pilotes de tubo de acero de 90 cm de diámetro, adosados uno a cada pata de la pila mediante guías dispuestas con este fin. Los pilotes de

fijación se hincarán en el fondo del embalse usando un martinete de la energía adecuada a su peso y tal que su capacidad de carga según fórmulas y pruebas de carga dinámicas debe ser por lo menos de 400 ton, una vez que se lleven prácticamente al "rechazo" al penetrar en la roca basal. El tubo de estos pilotes se recuperará en su mayor parte posteriormente, sea dejando preparaciones para desacoplar el tramo superior que funcionaría como seguidor, o bien cortándolo con soplete bajo agua.

TABLA 2.14 Perforación de Pilotes y Longitudes No Recuperables de Pilotes de Fijación y Ademe.

Apoyo (km)	Pata	Lperf (m)	Lfijac. (m)	Lademe (m)
Pila N° 2 961+251	C-iR	27.00	30.0	17.0
	C-dR	27.00	36.2	23.2
	C-iO	27.00	32.8	19.8
	C-dO	27.00	38.5	25.5
Pila N° 3 961+419	C-iR	25.00	38.1	25.1
	C-dR	25.00	33.0	20.0
	C-iO	25.00	36.0	23.0
	C-dO	25.00	29.0	16.0
Pila N° 4 961+587	C-iR	45.00	33.9	20.9
	C-dR	45.00	30.0	17.0
	C-iO	45.00	36.4	23.4
	C-dO	45.00	31.0	18.0
Pila N° 5 961+755	C-iR	32.00	30.0	18.0
	C-dR	32.00	33.2	21.2
	C-iO	32.00	31.5	19.5
	C-dO	32.00	33.2	21.2
Pila N° 6 961+923	C-iR	25.00	34.5	22.5
	C-dR	25.00	32.1	20.1
	C-iO	25.00	31.3	19.3
	C-dO	25.00	30.0	18.0
Pila N° 7 962+091	C-iR	32.00	36.6	23.6
	C-dR	32.00	34.1	21.1
	C-iO	32.00	34.0	21.0
	C-dO	32.00	36.9	23.9
Pila N° 8 962+243	C-iR	30.00	38.0	24.0
	C-dR	30.00	36.6	22.6
	C-iO	30.00	36.2	22.2
	C-dO	30.00	35.0	21.0

Lperf. - Longitud de perforación para el pilote.
 Lfijac. - Longitud no recuperable del pilote de fijación.
 Lademe.- Longitud no recuperable del tubo de ademe.



Ubicación en planta de patas de la pila.

Una vez fijada la pila se instalará por el interior del tubo principal de cada pata un tubo ademe de acero de 2.50 m de diámetro interior, el cual deberá atravesar los azolves y suelos de calidad variable en el fondo, hasta alcanzar la roca subyacente. El ademe podrá hincarse mediante osciladora, tomando en cuenta que deberá desacoplarse para recuperar los tramos superiores y dejar perdido únicamente un casquillo inferior cuya función será evitar la entrada de azolve y material alterado las perforaciones que se efectuarán a continuación; la longitud estimada del casquillo de ademe que no se recuperará se anota en la Tabla 2.14 anterior. Otra opción factible sería hincar el casquillo de ademe a golpes con un martinete de energía suficiente y la ayuda de un "seguidor" recuperable.

Por el interior del tubo principal de cada pata y su casquillo de ademe se procederá a efectuar desde la superficie la perforación previa del pilote de 2.5 m de diámetro la cual deberá penetrar en la roca hasta la profundidad indicada en la Tabla 2.12. Para esta actividad deberá emplearse maquinaria y herramientas especiales, de capacidad suficiente para efectuar perforaciones de ese diámetro hasta profundidades máximas de 140 m, que incluyen 90 m de tirante de agua y 50 m de penetración en los azolves, suelos y rocas en el fondo del embalse. Se deberán incluir herramientas que permitan ampliar el diámetro de la perforación en su fuste (underreamer) y en el fondo a modo de campana (belling bucket). Es importante que el fuste de las perforaciones quede limpio y rugoso, y que no se utilice lodo bentonítico.

Una vez terminada cada perforación se realizará su inspección mediante cámara de video y equipo de ultrasonido accionados por el interior de la pata de la pila y el tubo ademe, para verificar sus condiciones de estabilidad y limpieza de las paredes y fondo. En caso necesario, se efectuarán trabajos de limpieza, reperforación y/o profundización del tubo ademe, hasta cumplir dichas condiciones.

A continuación se procederá al desacoplamiento e inyección de sellado del tubo ademe, así como a la introducción del armado de refuerzo y colado del concreto del pilote se detalla en los planos pertinentes referentes a procedimiento constructivo.

---O---

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

EP - 01 LIMPIEZA DEL FONDO DEL EMBALSE DE LA PRESA, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA

DEFINICIÓN.- Es el conjunto de actividades que se deben realizar para despejar de árboles, arbustos, ramas, maleza, raíces, construcciones antiguas y/o cualquier otro obstáculo, materia vegetal sumergida, azolves, residuos y/u otro tipo de material suelto, que impida la correcta instalación de las pilas del puente, en los sitios de desplante que indica el proyecto, en un área circundante mínima de treinta (30) por veinticinco (25) metros y con un tirante máximo del embalse a considerar de noventa (90) metros.

EJECUCIÓN.- La limpieza del fondo del embalse, en los sitios donde se instalarán cada una de las pilas del puente, se deberá llevar a cabo con cucharón de almeja y/o ariete, con la capacidad que el Contratista considere necesaria, de acuerdo a los procedimientos de ejecución propuestos por el mismo Contratista y que sean aprobados por la Dependencia, en la inteligencia de que, cualquier cambio en dichos procedimientos y/o el equipo que el Contratista llegara a proponer posteriormente, no implicará ninguna modificación en el precio unitario originalmente presentado en esta Licitación y sin ninguna responsabilidad para la Dependencia. La selección del equipo a utilizar deberá hacerse de tal manera que se logren los rendimientos apropiados, conforme al período de ejecución establecido en el programa de obra. El Contratista deberá considerar todo lo necesario para la correcta y completa ejecución de los trabajos, ya que será el único responsable de los mismos.

Los desperdicios y materiales extraídos durante la operación de limpieza, deberán ser retirados y depositados, en la misma maniobra, en un radio mínimo de cuarenta (40) metros del sitio de emplazamiento de la pila, del lado en el que se encuentren los niveles más bajos del fondo del embalse, para evitar que dichos materiales puedan deslizar nuevamente al área de trabajo, cuidando también que no se afecte el área de trabajo de las pilas contiguas.

Las condiciones de limpieza del área tratada deberán verificarse visualmente mediante la inspección de buzos equipados con equipo de video, que envíe imágenes a la superficie, para que los trabajos sean aprobados a entera satisfacción de la Dependencia. Cualquier anomalía o retraso que pudieran presentarse en los trabajos subsecuentes de instalación de las pilas, como consecuencia de una limpieza deficiente del sitio, será responsabilidad exclusiva del Contratista y la Dependencia no considerará ninguna reclamación al respecto.

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

**CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL**

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

MEDICIÓN.- La limpieza de la superficie de emplazamiento de las pilas, en el fondo del embalse de la presa, se medirá tomando como unidad la pila, en un área mínima de veinticinco (25) por treinta (30) metros, con una tolerancia en menos de dos (2) metros, medidos en el sitio de emplazamiento mismo de la pila; por lo tanto, las áreas despejadas en una superficie mayor a la especificada, no podrá ser reclamada por el Contratista.

BASE DE PAGO.- La limpieza de las áreas de construcción de las pilas del puente por unidad de obra terminada en el fondo del embalse, se pagará al precio fijado en el contrato para cada pila, en el área despejada, con las dimensiones mínimas especificadas, por el equipo básico de limpieza, consistente en el cucharón de almeja, ariete o el equipo que proponga el Contratista y apruebe la Dependencia, sin responsabilidad para la misma.

Este precio unitario incluye lo que corresponda por: adquisición, habilitación, almacenamiento, transporte, montaje y desmantelamiento de la plataforma de trabajo; adquisición, habilitación, almacenamiento, carga, transporte y descarga de todo el equipo, herramienta, y personal necesarios para efectuar las labores de limpieza, al lugar de embarque para su traslado e instalación en la plataforma flotante de trabajo, en la ubicación de cada pila; su transporte a dichos sitios; las maniobras para habilitar y botar el o los transportes acuáticos y/o la plataforma flotante de trabajo, en su caso; las operaciones necesarias para izar, colocar y fijar el equipo en el transporte acuático durante su transporte y/o para las operaciones de limpieza en la plataforma de trabajo; la estiba de la herramienta y los implementos que se requieran para su transporte al sitio y/o en la plataforma de trabajo, para los trabajos de limpieza; los labores para anclar la plataforma de trabajo; las operaciones de extracción de árboles, arbustos, ramas, maleza, raíces y/o cualquier otra materia vegetal sumergida, así como de azolves, residuos y/u otro tipo de material suelto; las maniobras de retiro y depósito de los materiales extraídos, hasta el sitio donde no ocasionen perjuicios a las pilas circundantes o a la del sitio de limpieza, en un radio mínimo de cuarenta (40) metros de éste; el equipo completo y todos los materiales para el buceo y el de videofilmación; las operaciones de buceo para la verificación de limpieza del sitio; los tiempos de transporte y el traslado del personal de buceo; los tiempos de los vehículos terrestres y acuáticos empleados durante su almacenamiento y/o las cargas, los acarreos y las descargas de los equipos, herramientas e implementos; carga de los equipos de transporte, acarreo al lugar del almacenamiento fijado, descarga en este lugar, cargo por almacenamiento; rampas para las maniobras; equipo y operación de alumbrado; y todo lo necesario para la correcta ejecución de los trabajos, a satisfacción de la Dependencia.

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

EP - 02 PERFORACION Y CONSTRUCCION DE PILOTES COLADOS EN EL LUGAR DE 1.50 m DE DIAMETRO CON ADEME Y PERFORACION PREVIA POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA

Para la ejecución de estos trabajos regirán las especificaciones generales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y las Normas para construcción e instalaciones de la misma Secretaría, Libro 3.01.02, Capítulos 026 (Concreto hidráulico), 027 (Acero para concreto hidráulico) y 035 (Pilotes colados en el lugar), así como los conceptos que intervienen o pueden intervenir relativos a dichos capítulos y las Especificaciones Particulares aplicables de la Dependencia.

DEFINICION.- Los pilotes colados en el lugar de 1.50 m de diámetro con ademe y perforación previa, son elementos de concreto reforzado que constituyen la cimentación del Estribo N° 1 del puente Raudales, los cuales se colarán en perforaciones previamente efectuadas en el subsuelo, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

MATERIALES.- Los materiales que se emplearán en los pilotes colados en el lugar son los siguientes:

Tubo ademe de acero A-36 de 1.54 m de diámetro interior y 0.63 cm (1/4") de espesor

Concreto hidráulico

Acero para concreto hidráulico

EJECUCION.- Para todos los licitantes, los trabajos se cotizarán de acuerdo a los lineamientos indicados en esta especificación, pero una vez adjudicados, se podrá presentar algún otro procedimiento alternativo para ser analizado y autorizado por la Dependencia, sin que por ello ésta adquiera alguna responsabilidad, o bien que sea motivo para incrementar el precio propuesto.

Desde la superficie del terreno se efectuará la perforación de 1.50 m de diámetro, penetrando hasta la profundidad fijada en el proyecto (desplante a la elevación 136.00 m). Al mismo tiempo se bajará un tubo ademe de acero de 1.54 m de

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

diámetro y 0.63 cm de espesor (1/4"), que atravesará los suelos de calidad variable, hasta alcanzar la profundidad indicada en el proyecto (Elevación 144.71 m).

Para ambas operaciones deberá emplearse maquinaria con capacidad suficiente para cumplir con el programa de construcción.

La estratigrafía en el sitio del Estribo N° 1 se entrega a nivel informativo y en caso de presentarse variaciones, éstas no serán motivo para incrementar el precio propuesto, sin ninguna responsabilidad para la **Dependencia**. El constructor deberá considerar todo lo necesario para la correcta y completa ejecución de los trabajos, ya que será el único responsable de los mismos.

Una vez terminada cada perforación fijada en el proyecto, se efectuarán trabajos de inspección para su aprobación o rechazo, mediante cámaras de video con iluminación adecuada que envíe imágenes a la superficie, y equipo de ultrasonido, a fin de verificar la estabilidad y limpieza de las paredes y fondo de la perforación, así como su buen estado, sin contaminación o derrumbes interiores. En caso de que no se cumpla con lo anterior, se deberán efectuar trabajos de limpieza, réperforación y/o profundización de tubo ademe, hasta verificar que se cumplan las condiciones de estabilidad y limpieza de paredes y fondo señaladas en el proyecto, a fin de que los trabajos sean aprobados a entera satisfacción de la **Dependencia**.

Cualquier anomalía o retraso que pudieran presentarse en los trabajos subsecuentes de armado y colado del pilote como consecuencia de una limpieza deficiente de la perforación, será responsabilidad exclusiva del Contratista y la **Dependencia** no considerará ninguna reclamación al respecto.

Posteriormente y de acuerdo con el programa de construcción, se adicionarán tramos de tubo ademe de acero y se colarán tramos adicionales de pilote, hasta las elevaciones que se indican en el proyecto.

Con fines informativos y sin ninguna responsabilidad para la **Dependencia**, a continuación se presentan las características particulares de los pilotes que se han considerado en el proyecto. En caso de presentarse variaciones por cualquier causa, éstas no serán motivo para incrementar el precio propuesto.

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

Características informativas por pilote en el Estribo N° 1:

Longitud de perforación promedio:	25.20 m
Longitud de pilote promedio:	40.50 m
Longitud de tubo ademe de acero de $\Phi = 1.54$ m y 1/4" de espesor:	31.80 m
Cantidad de acero de refuerzo:	7,980 kg
Resistencia del concreto ($f'c$):	250 kg/cm ²

MEDICION.- Los pilotes colados en el lugar con ademe y perforación previa por unidad de obra terminada para el Estribo N° 1 (11 pilotes), se medirán tomando como unidad el metro cúbico de concreto hidráulico y no se considerará ningún tiempo perdido por cualquier circunstancia interna o externa.

BASE DE PAGO.- Los pilotes colados en el lugar con ademe metálico y perforación previa por unidad de obra terminada para el Estribo N° 1, se pagarán al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de concreto colado. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: el concreto simple y el acero de refuerzo, considerados bajo el criterio de pago por unidad de obra terminada, de acuerdo con lo indicado en los incisos (01.02.026-H.10) y (01.02.027-H.03) del libro 3.01.02 de las Normas para construcción e instalaciones, y la parte proporcional del ademe metálico y la perforación previa.

En el precio unitario de este concepto se incluyen trabajos de inspección, mediante cámaras de video con iluminación adecuada y equipo de ultrasonido, así como trabajos de limpieza, reperfusión y/o profundización de tubo ademe, en caso de que no se cumplan las condiciones de estabilidad y limpieza de las paredes y fondo de la perforación señaladas en el proyecto.

Asimismo, en este precio unitario se incluye todo el personal y equipos de construcción necesarios (osciladoras, perforadoras, grúas, herramientas, brocas, rimas, botes, bombas, barrenas, etc.), plantas de concreto de capacidad suficiente para colar en forma ininterrumpida pilotes de las dimensiones marcadas en el proyecto, y plantas de respaldo para emergencia. También se consideran equipos de tubo Tremie con tolva apropiada.

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

CONCURSO No. 00009001-112-98

**CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL**

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

**EP - 03 PERFORACION Y CONSTRUCCION DE PILOTES COLADOS EN
EL LUGAR DE 2.50 m DE DIAMETRO CON ADEME Y
PERFORACION PREVIA POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA**

Para la ejecución de estos trabajos regirán las especificaciones generales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y las Normas para construcción e instalaciones de la misma Secretaría, Libro 3.01.02, Capítulos 026 (Concreto hidráulico), 027 (Acero para concreto hidráulico) y 035 (Pilotes colados en el lugar), así como los conceptos que intervienen o pueden intervenir relativos a dichos capítulos y las Especificaciones Particulares aplicables de la **Dependencia**.

DEFINICION.- Los pilotes colados en el lugar de 2.50 m de diámetro con ademe y perforación previa son elementos de concreto reforzado que constituyen la cimentación de las pilas de subestructura (apoyos 2 a 8) del puente Raudales, los cuales se colarán en una perforación previamente efectuada en el subsuelo bajo el embalse de la presa Nezahualcóyotl, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

MATERIALES.- Los materiales que se emplearán en los pilotes colados en el lugar son los siguientes:

Tubo ademe de acero A - 36 de 2.50 m (100") de diámetro interior y 2.54cm (1") de espesor

Concreto hidráulico

Acero para concreto hidráulico

EJECUCION.- Para todos los licitantes, los trabajos se cotizarán de acuerdo a los lineamientos indicados en esta especificación, pero una vez adjudicados, se podrá presentar algún otro procedimiento alternativo para ser analizado y autorizado por la **Dependencia**, sin que por ello ésta adquiera alguna responsabilidad, o bien que sea motivo para incrementar el precio propuesto.

Previo a la perforación para el pilote y una vez fijada provisionalmente la estructura conforme a proyecto, mediante cuatro (4) pilotes de noventa (90) cm de

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

diámetro y transferida la carga a los mismos (véase plano N° 1006.37 "Procedimiento Constructivo de Pilas, 1 de 3"), se instalará un tubo ademe de acero que atravesará los azolves y suelos de calidad variable en el fondo, hasta alcanzar la roca subyacente, en la forma en que se describe en el plano 2 de 3 (Plano N° 1006.38), del mismo procedimiento constructivo.

Una vez efectuado lo anterior, la perforación propiamente del pilote se efectuará desde la superficie de la plataforma de trabajo al nivel del agua del embalse, y por el interior del tubo principal de cada pata, con un diámetro de 2.5 m, penetrando en la roca basal hasta la profundidad indicada en el proyecto (profundidad máxima 140 m, 90 m en agua y 45 m en azolves, suelo y roca, Tabla 1). Para dicha operación deberá emplearse maquinaria con capacidad suficiente para cumplir con el programa de construcción, así como el equipo marino que sea necesario.

La estratigrafía bajo el fondo del embalse se entrega a nivel informativo y en caso de presentarse variaciones, éstas no serán motivo para incrementar el precio propuesto, sin ninguna responsabilidad para la **Dependencia**. El constructor deberá considerar todo lo necesario para la correcta y completa ejecución de los trabajos, ya que será el único responsable de los mismos.

Una vez terminada cada perforación fijada en el proyecto, se efectuarán trabajos de inspección para su aprobación o rechazo, mediante cámaras de video con iluminación adecuada que envíe imágenes a la superficie, equipo de ultrasonido y buzos especializados, a fin de verificar la estabilidad y limpieza de las paredes y fondo de la perforación, así como su buen estado, sin contaminación o derrumbes interiores. En caso de que no se cumpla con lo anterior, se deberán efectuar trabajos de limpieza, reperfóración y/o profundización de tubo ademe, hasta verificar que se cumplan las condiciones de estabilidad y limpieza de paredes y fondo señaladas en el proyecto, a fin de que los trabajos sean aprobados a entera satisfacción de la **Dependencia**.

Cualquier anomalía o retraso que pudieran presentarse en los trabajos subsecuentes de armado y colado del pilote (cuyo procedimiento se indica en los planos 2 de 3, y 3 de 3 de los planos constructivos ya señalados), como consecuencia de una limpieza deficiente de la perforación, será responsabilidad exclusiva del Contratista y la **Dependencia** no considerará ninguna reclamación al respecto.

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

Con fines informativos y sin ninguna responsabilidad para la Dependencia, en la Tabla 1 se presentan las características particulares para la construcción de los pilotes que se han considerado en el proyecto. En caso de presentarse variaciones por cualquier causa, éstas no serán motivo para incrementar el precio propuesto.

Tabla 1 Características informativas de pilotes en las Pilas N° 2 a 8.

Apoyo	Pata	Lperf. (m)	Lpilote (m)	f _c (kg/cm ²)	Volumen (m ³)	Acero (kg)	Lfijac, (m)	Lademe (m)
Pila No.2	C-iR	27.00	40.70	300	202	22819	30.0	17.0
	C-dR	27.00	46.90	300	232.4	26229	36.2	23.2
	C-iO	27.00	43.50	300	215.7	24329	32.8	19.8
	C-dO	27.00	49.20	300	243.7	27514	38.5	25.5
Pila No.3	C-iR	25.00	47.80	300	236.8	30601	38.1	25.1
	C-dR	25.00	42.70	300	211.8	28217	33.0	20.0
	C-iO	25.00	45.70	300	226.5	30287	36.0	23.0
	C-dO	25.00	38.70	300	192.2	26801	29.0	16.0
Pila No.4	C-iR	45.00	65.40	400	325.8	46394	33.9	20.9
	C-dR	45.00	61.50	400	306.7	43036	30.0	17.0
	C-iO	45.00	67.90	400	338.1	45978	36.4	23.4
	C-dO	45.00	62.50	400	311.6	43627	31.0	18.0
Pila No.5	C-iR	32.00	48.50	400	242.9	35597	30.0	18.0
	C-dR	32.00	51.70	400	258.6	37954	33.2	21.2
	C-iO	32.00	50.00	400	250.2	37708	31.5	19.5
	C-dO	32.00	51.70	400	258.6	37954	33.2	21.2
Pila No.6	C-iR	25.00	46.00	300	230.6	29769	34.5	22.5
	C-dR	25.00	43.60	300	218.8	28138	32.1	20.1
	C-iO	25.00	42.80	300	214.9	27875	31.3	19.3
	C-dO	25.00	41.50	300	208.5	29766	30.0	18.0
Pila No.7	C-iR	32.00	48.30	300	239.3	28596	36.6	23.6
	C-dR	32.00	45.80	300	227	27117	34.1	21.1
	C-iO	32.00	45.70	300	226.5	27057	34.0	21.0
	C-dO	32.00	48.60	300	240.8	28774	36.9	23.9
Pila No.8	C-iR	30.00	46.70	300	231.4	22638	38.0	24.0
	C-dR	30.00	45.30	300	224.6	21971	36.6	22.6
	C-iO	30.00	44.90	300	222.6	21762	36.2	22.2
	C-dO	30.00	43.70	300	216.7	21191	35.0	21.0

- Lperf. - Longitud de perforación para el pilote (m).
- Lpilote.- Longitud total del pilote (m).
- Volumen - Volumen total del pilote (m³).
- Acero - Peso total del acero de refuerzo del pilote (kg).
- Lfijac. - Longitud no recuperable del pilote de fijación (m).
- Lademe. - Longitud no recuperable del tubo de ademe (m).

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

CONCURSO No. 00009001-112-98

CARRETERA: LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA
TRAMO: PRESA NEZAHUALCOYOTL

PUENTE "MALPASO - RAUDALES - CHIAPAS"

MEDICION.- Los pilotes colados en el lugar con ademe y perforación previa por unidad de obra terminada (uno para cada una de las cuatro (4) patas de las pilas N° 2 a 8 de la subestructura), se medirán tomando como unidad el metro cúbico de concreto hidráulico y no se considerará ningún tiempo perdido por cualquier circunstancia interna o externa.

BASE DE PAGO.- Los pilotes colados en el lugar con ademe metálico y perforación previa por unidad de obra terminada, se pagarán al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de concreto colado. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: el concreto simple y el acero de refuerzo, considerados bajo el criterio de pago por unidad de obra terminada, de acuerdo con lo indicado en los incisos (01.02.026-H.10) y (01.02.027-H.03) del libro 3.01.02 de las Normas para construcción e instalaciones, y la parte proporcional del ademe metálico y la perforación previa.

En el precio unitario de este concepto se incluyen trabajos de inspección, mediante cámaras de video con iluminación adecuada que envíe imágenes a la superficie, equipo de ultrasonido y buzos especializados, así como trabajos de limpieza, reperforación y/o profundización de tubo ademe, en caso de que no se cumplan las condiciones de estabilidad y limpieza de las paredes y fondo de la perforación señaladas en el proyecto.

Asimismo, en este precio unitario se incluyen todo el personal y equipos de construcción necesarios (martinetes, osciladoras, perforadoras, grúas, herramientas, brocas, rimas, botes, bombas, barrenas, etc), equipos marinos (unidades flotantes, chalánes, lanchas, cables, estrobos, malacates, anclajes, etc.), plantas de concreto de capacidad suficiente para colar en forma ininterrumpida pilotes de las dimensiones marcadas en el proyecto (la máxima del orden de 340 m³), y plantas de respaldo para emergencia. También se consideran equipos de tubo Tremie con tolva apropiada y 140 m de tubería en secciones fácilmente desarmables, para colado de pilotes bajo agua.

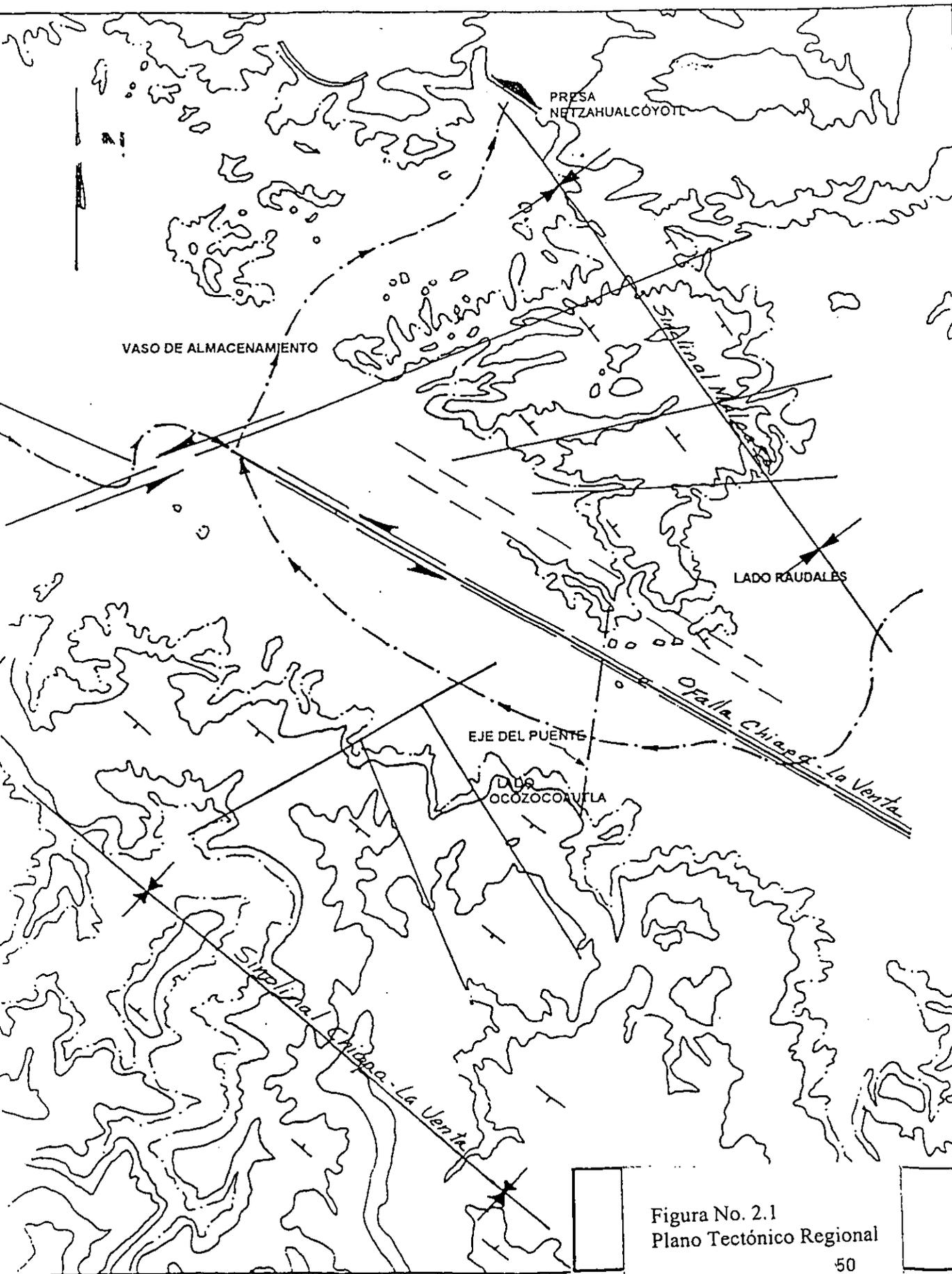
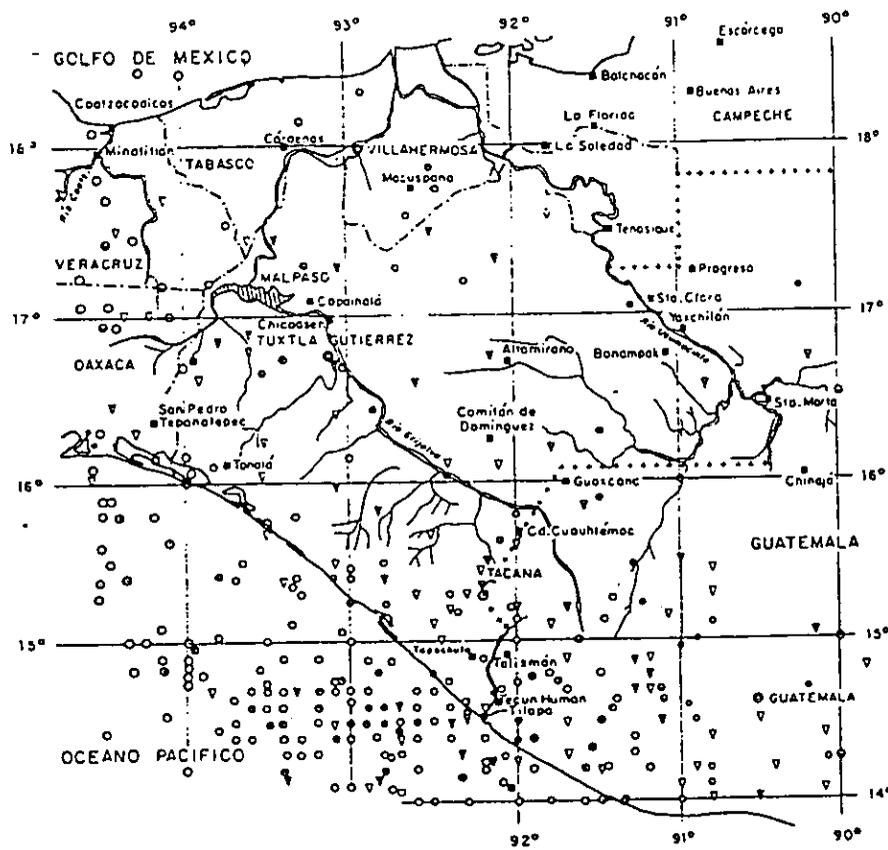


Figura No. 2.1
 Plano Tectónico Regional

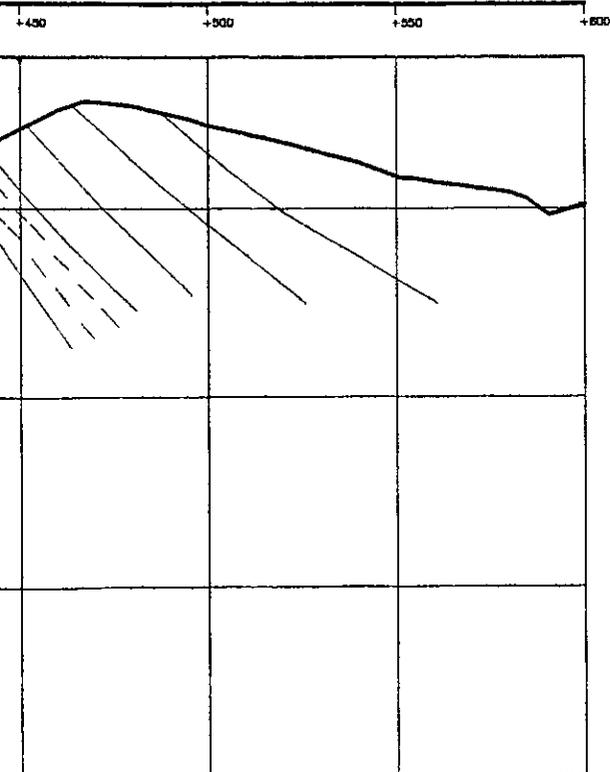


A		B	
< 60	> 60	Richter	
○	▽	≤ 5	
●	▽	5.1-6.0	
●	▽	6.1-7.0	
●	▽	7.1-7.7	
●	▽	7.8-8.5	

Instituto Geológico de México
 Servicio Sismológico, Inst. Geofísica, UNAM
 USCGS-NOAA

Figura No. 2.2 Carta Sísmica del Estado de Chiapas

A OCOZOCOAUTLA, CHIS.



SIMBOLOGIA

- ALUVION
- ARENISCA
- LUTITA Y LIMOLITA
- ZONA DE FALLA
- LIMITE INFERIOR
- PLANO DE ESTRATIFICACION
- FORMACION "EL BOSQUE"
- CUERPO MALPASO
- CONGLOMERADO MALPASO

ESCALA 1:2000



SECRETARIA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

PUENTE: "MALPASO - RAUDALES"

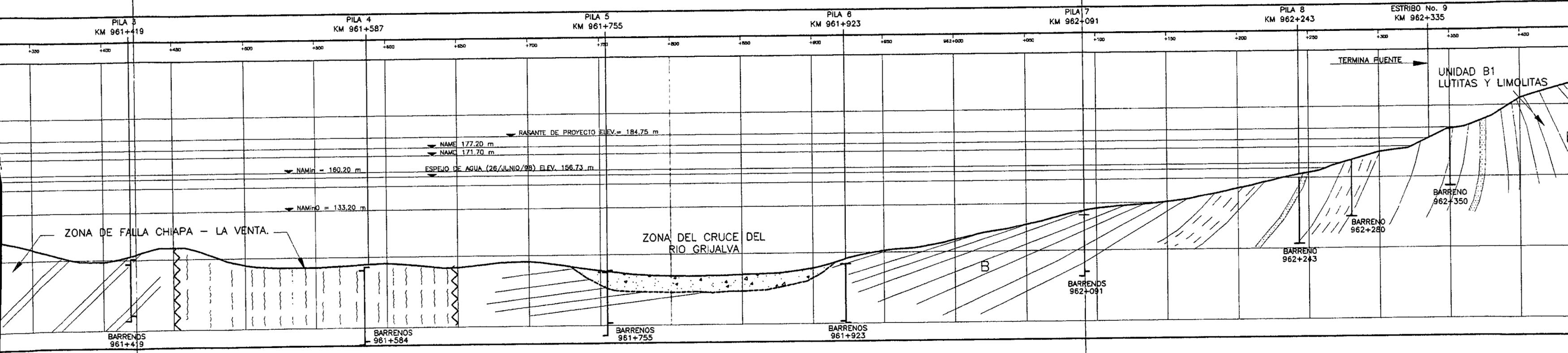
CHIAPAS

FIG. PERFIL GEOLOGICO SOBRE
EJE DE PROYECTO

CARRETERA : LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA KM : 961+731.00
TRAMO : PRESA NEZAHUALCOYOTL ORIGEN : LAS CHOAPAS, VER. (0+700 Km)

EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	EL SUBDIRECTOR DE ESTRUCTURAS	EL DIRECTOR DE PROYECTO
ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. RICARDO REVELO PEREZ	ING. BULMARO CABRERA RUIZ

MEXICO, D.F. OCTUBRE 1998 No. DE PROY. 10006



1

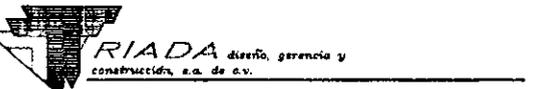
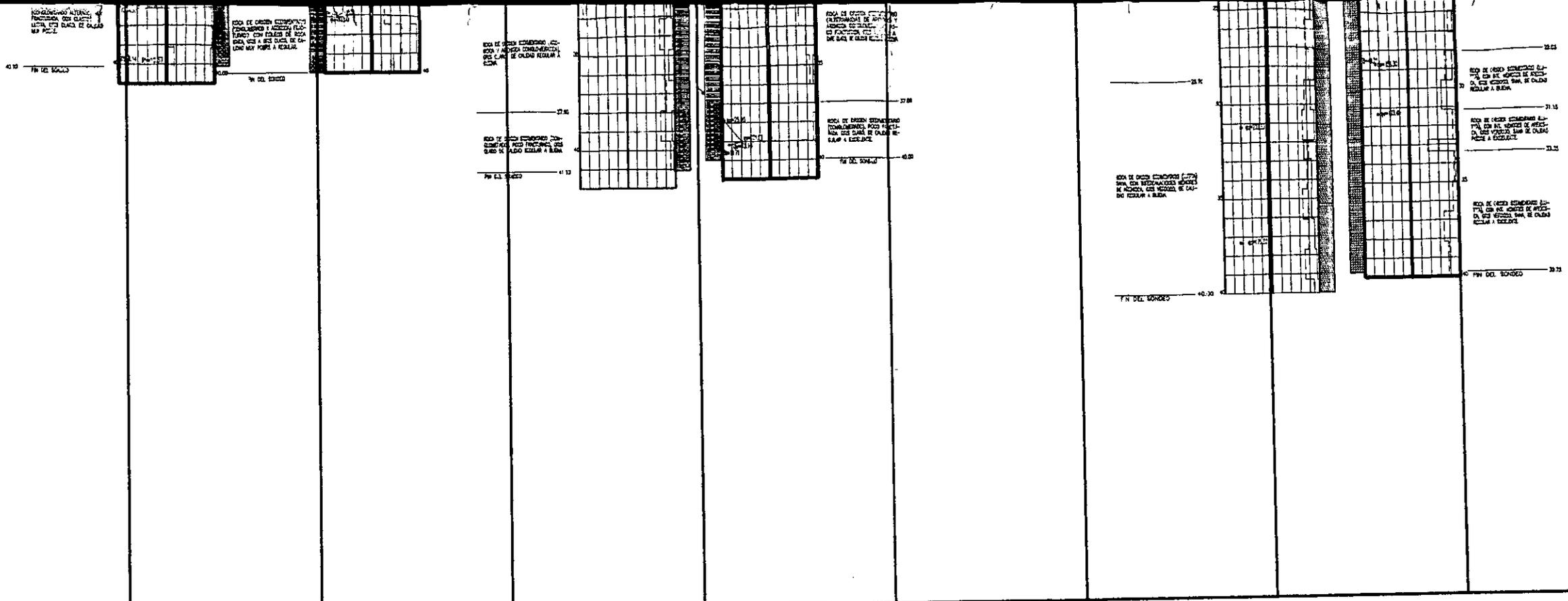
AZOLVE DEL VASO Y/O SUELO RESIDUAL QUE CONSTITUYE EL HORIZONTE MAS ALTERADO DE LOS SEDIMENTOS BASALES, CONFORMADO PRINCIPALMENTE POR ARCILLA CON CONTENIDO VARIABLE DE ARENA Y ARENAS ARCILLOSAS, DE COLOR CAFE ROJIZO A CAFE AMARILLENTO, DE CONSISTENCIA VARIABLE DE BLANDA A MUY FIRME O COMPACIDAD MEDIA A ALTA.

2

HORIZONTE SUPERIOR ALTERADO DE LOS SEDIMENTOS BASALES, CONSTITUIDO POR LA ALTERACION A SUELO DE ROCAS ARENISCAS, LIMOLITAS Y LUTITAS POCO FRACTURADAS, DE CONSISTENCIA DURA O COMPACIDAD MUY DENSA.

3

ROCAS DE ORIGEN SEDIMENTARIO ARENISCAS, ARENISCAS CONGLOMERATICAS, CONGLOMERADO, LUTITAS Y LIMOLITAS MAL CEMENTADAS, CON POCAS O NADA DE ALTERACION Y FRACTURAMIENTO



LAZOLA AGUILAR M. EN I. ALBERTO RAMIREZ P. ING. JOSE MARIO ENRIQUEZ GARZA
 TECNICO RESPONSABLE RESPONSABLE TECNICO RESPONSABLE LEGAL
 43849 CEDULA 506608 CEDULA 471311

+500 +550 +600 +650 +700 +750 +800 +850 +900 +950 962+000 +050 +100 +150

P U E N T E

PILA No. 4
961+584

PILA No. 5
961+755

PILA No. 6
961+923

PILA No. 7
962+001

240
230
220
210
200
190
180
170
160
150
140
130
120
110
100
90

RASANTE DE PROYECTO ELEV.= 184.75 m

NAMC 177.20 m
NAMC 171.70 m

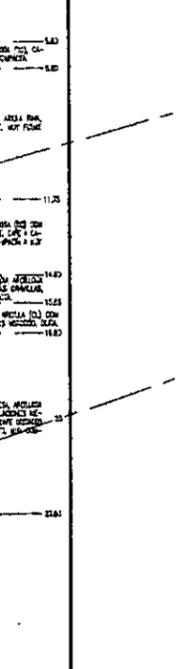
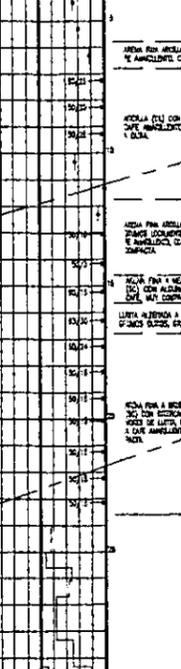
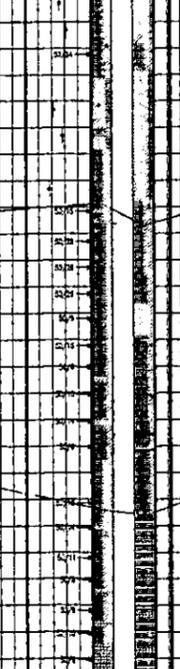
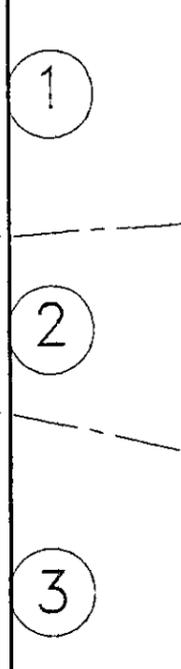
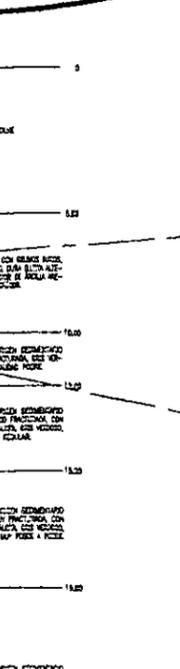
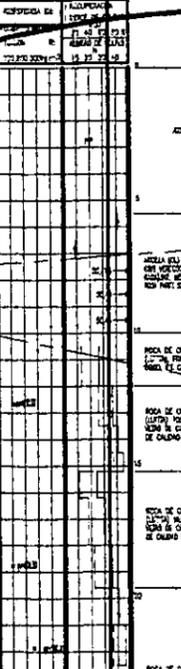
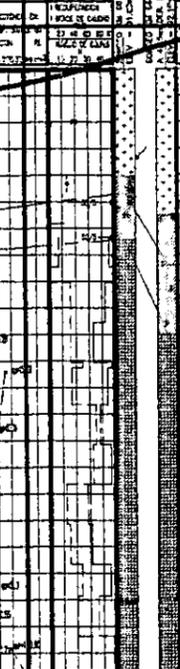
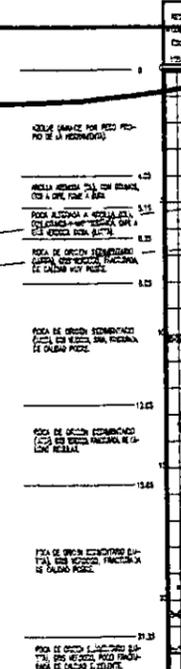
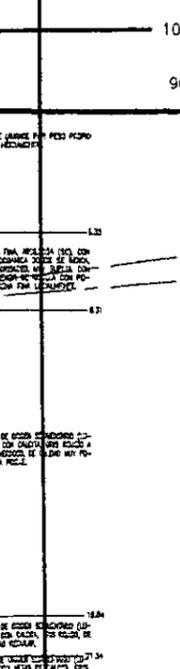
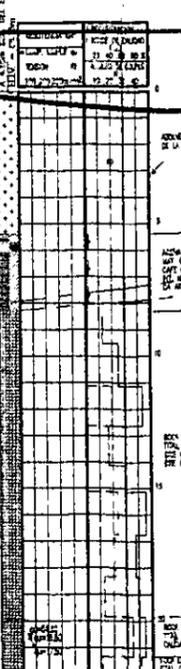
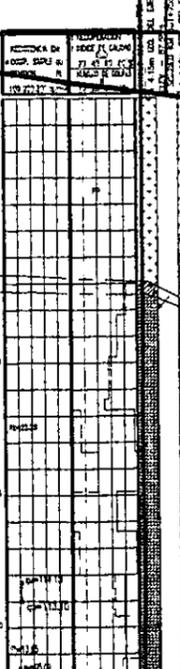
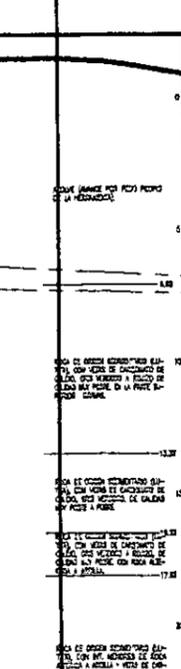
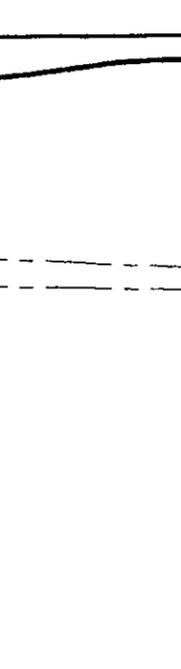
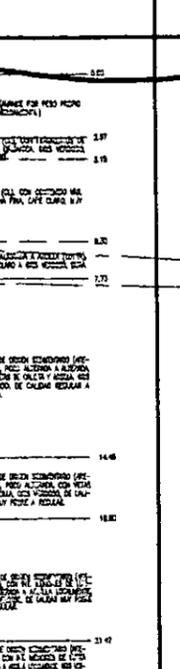
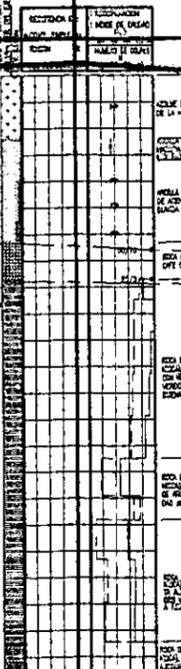
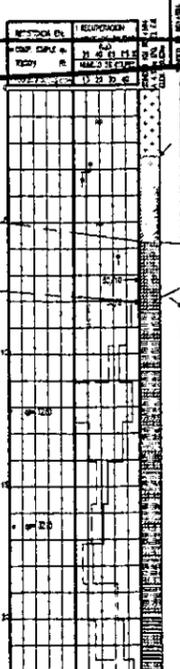
ESPEJO DE AGUA (26/JUNIO/98) ELEV. 156.73 m

NAMin = 160.20 m

NAMin0 = 133.20 m

1
2
3

1
2
3



ESTACION DE	ALTIMETRIA	ESTACION DE	ALTIMETRIA
961+584	177.20	961+755	171.70
961+923	160.20	962+001	133.20

ESTACION DE	ALTIMETRIA	ESTACION DE	ALTIMETRIA
961+584	177.20	961+755	171.70
961+923	160.20	962+001	133.20

+200 +250 +300 +350 +400 +450 962+500 +550 962+600

PARQUE DE FABRICACION DE DOVELAS

TERMINA PUENTE
ESTRIBO No. 9
962+335

PILA No. B
962+243

NOTAS

BANCOS

- B.N. 961-2 S/GRAPAS EN TRONCO DE GUAPNOL A 86.50m
A LA IZQ. DE LA EST. 960+590.00 ELEV. PROM.= 172.622m
- B.N. 961-3 S/GRAPAS EN TRONCO DE NANCHE A 52.00m
A LA DER. DE LA EST 960+378.00 ELEV. PROM.= 172.586m
- B.N. 963-1 S/ROCA A 56.00m A LA DER. DE LA
EST. 962+264.50 ELEV. PROM.= 176.777m
- B.N. 963-2 S/GRAPAS EN TRONCO DE LAUREL A 28.80m
A LA DER. DE LA EST 962+709.00 ELEV. PROM.= 208.393m AT.
ELEV. PROM.= 208.080m AD.

ELEVACIONES EN METROS

PUNTOS DE LIGA

- KV 960+890.000 X= 437 016.463
Y= 1, 895 315.940
Z= 173.045
- KV 961+149.831 X= 436 956.917
Y= 1, 895 063.024
- KV 962+276.798 X= 436 698.646
Y= 1, 893 966.051

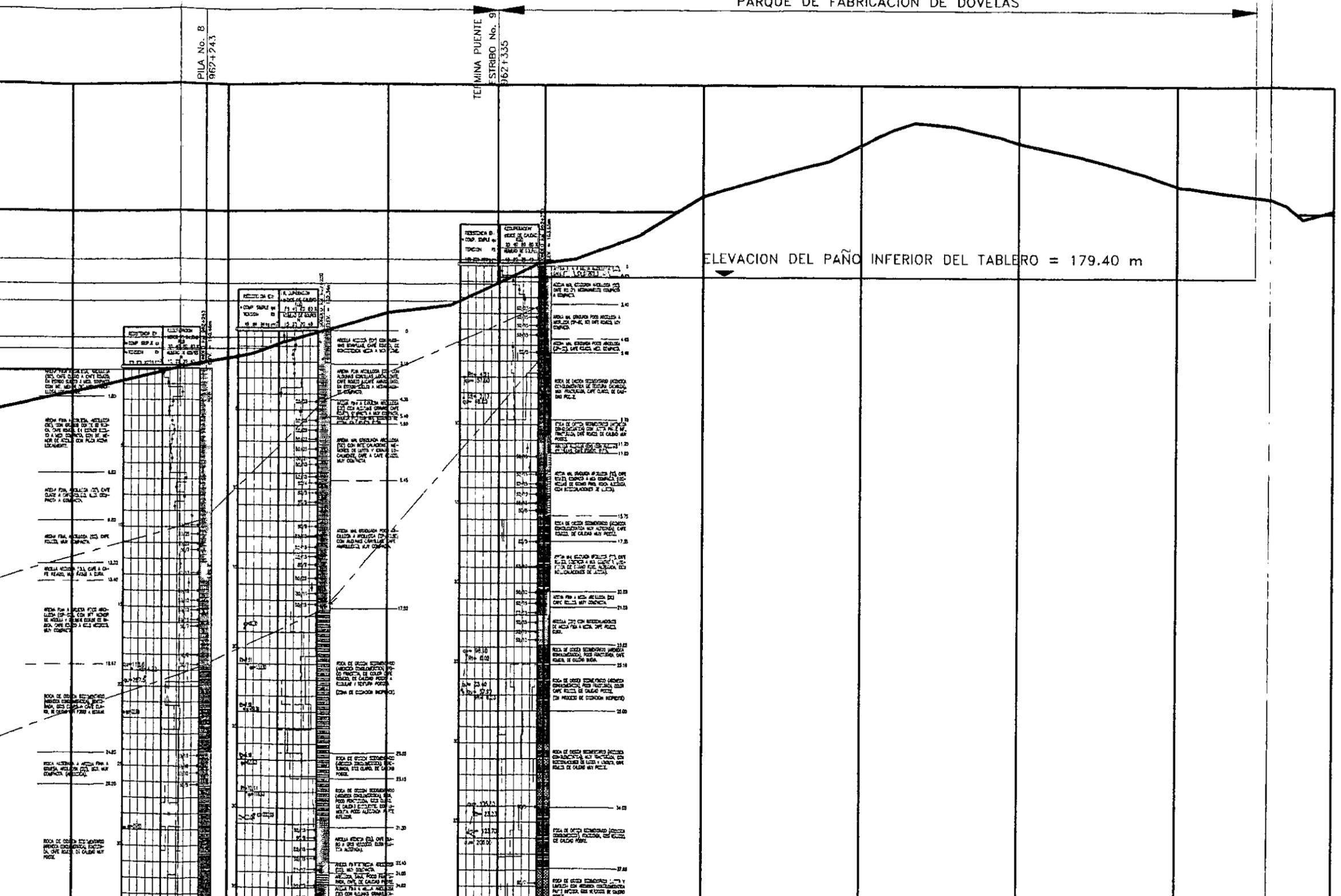
ESCALAS

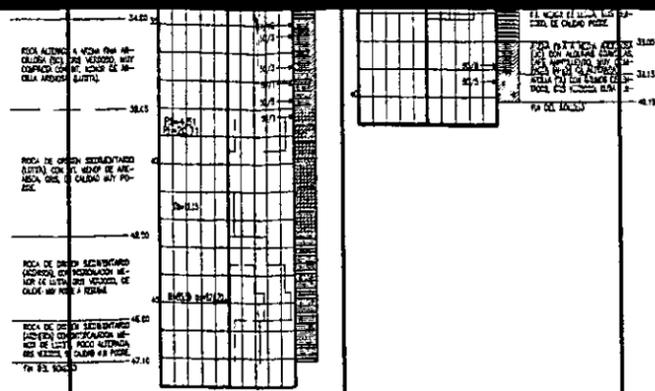
A FIN DE VISUALIZAR CON MAYOR FACILIDAD LAS CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DEL TERRENO Y FONDO DEL EMBALSE, ASI COMO LA ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO, EN ESTE PLANO SE HAN MANEJADO DOS ESCALAS:

- ESCALA 1:1000 (HORIZONTAL Y VERTICAL) PARA LAS ELEVACIONES Y CADENAMIENTOS DE: NIVELES DE AGUA, RASANTE, LOCALIZACION DE APOYOS, PEDRAPLEN, PARQUE DE FABRICACION, PERFIL DEL TERRENO Y FONDO DEL EMBALSE, INCLUIDOS ESTOS DOS ULTIMOS.
- ESCALA 1:200 VERTICAL PARA LAS PROFUNDIDADES DE LOS SONDEOS INDICADOS, CUYA POSICION DE BROCAL EN PLANTA Y ELEVACION SE REFIRIO AL PERFIL DE TERRENO DIBUJADO A ESCALA 1:1000.

ELEVACION DEL PAÑO INFERIOR DEL TABLERO = 179.40 m

DESCRIPCION





1

AZOLVE DEL VASO Y/O SUELO RESIDUAL QUE CONSTITUYE EL HORIZONTE MAS ALTERADO DE LOS SEDIMENTOS BASALES, CONFORMADO PRINCIPALMENTE POR ARCILLA CON CONTENIDO VARIABLE DE ARENA Y ARENAS ARCILLOSAS, DE COLOR CAFE ROJIZO A CAFE AMARILLENTO, DE CONSISTENCIA VARIABLE DE BLANDA A MUY FIRME O COMPACIDAD MEDIA A ALTA.

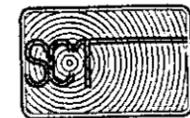
2

HORIZONTE SUPERIOR ALTERADO DE LOS SEDIMENTOS BASALES, CONSTITUIDO POR LA ALTERACION A SUELO DE ROCAS ARENISCAS, LIMOLITAS Y LUTITAS POCO FRACTURADAS, DE CONSISTENCIA DURA O COMPACIDAD MUY DENSA.

3

ROCAS DE ORIGEN SEDIMENTARIO ARENISCAS, ARENISCAS CONGLOMERATICAS, COLGLOMERADO, LUTITAS Y LIMOLITAS MAL CEMENTADAS, CON POCAS NADA DE ALTERACION Y FRACTURAMIENTO

PLANO 2



SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

PUENTE: MALPASO - RAUDALES
CHIAPAS
PLANO ESTRATIGRAFICO

CARRETERA : LAS CHOAPAS - OCOZOCOAUTLA KM : 961+731.00
TRAMO : PRESA NEZAHUALCOYOTL ORIGEN : LAS CHOAPAS, VER. (0+700 Km)

EL JEFE DEL DEPARTAMENTO DE PUENTES	EL SUBDIRECTOR DE ESTRUCTURAS	EL DIRECTOR DE PROYECTO
ING. OSCAR RUIZ MENDIETA	ING. RICARDO REVELO PEREZ	ING. BULMARO CABRERA RUIZ

MEXICO, D.F. DICIEMBRE 1998 No. DE PROY.10006

MODELACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN SU CONJUNTO

MODELACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN SU CONJUNTO

1. SAP 2000

El programa SAP2000 (Structural Analysis Program, o Programa de Análisis Estructural) representa la más sofisticada y "user friendly" versión de la serie de programas computacionales SAP. Esta es la primera versión de SAP totalmente integrada a ambiente Microsoft Windows. Uno de sus rasgos característicos es una poderosa interfaz gráfica de usuario.

La creación y modificación de un modelo, ejecución del análisis, y revisión y optimización del diseño, son todas hechas a través de esta sola interfaz. El despliegue gráfico de resultados incluye un despliegue en tiempo real de la historia de tiempo vs desplazamientos. Este programa ofrece innovadoras características en cuanto a la manera en que los modelos son creados y editados, así como en la forma en que el análisis y el diseño son manejados.

Las capacidades analíticas del SAP son también muy poderosas, representando éstas algunas de los más novedosos métodos numéricos y algoritmos de solución. Esta versión está disponible en 3 diferentes versiones de análisis, las cuales comparten la característica de la interfaz gráfica de usuario: SAP2000, SAP2000 PLUS y SAP2000 Nonlinear.

Todos estos programas incluyen sofisticadas características, tales como solucionadores rápidos de ecuaciones, aplicación de fuerzas y desplazamientos, elementos estructurales no prismáticos, altamente precisos elementos cascarón, Eigen y Ritz análisis dinámico, múltiples sistemas coordinados para geometrías esviajadas, muy diferentes opciones de constreñimiento (restricciones al movimiento), la habilidad para fusionar mallados definidos de manera independiente, una totalmente acoplada rigidez de resorte (de 6 por 6), y la opción de combinar o envolver múltiples análisis dinámicos en la misma corrida.

La versión SAP2000 Nonlinear añade capacidad ilimitada, posibilidades de análisis de puente, una completa variedad de elementos finitos, y la opción análisis tiempo-historia. Adicionalmente, esta versión también incluye un elemento de enlace dinámico no lineal para brechas, ganchos, aisladores, amortiguadores, placas de ensamblaje, y más aún. Este elemento no lineal de enlace (Nlink) permite a los usuarios modelar el comportamiento dinámico de cualquier cosa desde riostras y puntales a tensión, hasta placas de ensamblaje post-fluencia y apoyos elastoméricos para puentes y edificios aislados en la base. SAP2000 Nonlinear también contiene

Todas las versiones del programa incluyen aplicaciones de diseño para acero y concreto totalmente integradas, disponibles desde la misma interfaz empleada para crear y analizar el modelo. El diseño de miembros estructurales de acero está caracterizado por un dimensionamiento inicial del miembro, y posterior optimización iterativa. El diseño de elementos estructurales de concreto incluye el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo requerida. Los miembros pueden ser agrupados para propósitos de diseño, y un simple "click" del "mouse" en un elemento despliega los cálculos detallados de diseño.

Retomando lo referente al diseño automatizado y revisión de elementos estructurales de acero y concreto, el programa está estructurado para operar de manera enteramente compatible con una gran variedad de los más recientes reglamentos de diseño. El programa actualmente es compatible con los siguiente códigos de diseño de elementos de concreto:

- U.S. ACI 318-95 (1995) y AASHTO LRFD (1997).
- CSA-A23.3-94 (1994) canadiense.
- BS 8110-85 (1989) británico.
- Eurocode 2 ENV 1992-1-1 (1992)
- NZS 3101-95 (1995) neozelandés.

El programa también es compatible con los siguientes códigos de diseño en acero:

- U.S. AISC/ASD (1989), AISC/LRFD (1994), AASHTO LRFD (1997).
- CAN/CSA-S16.1-94 (1994) canadiense.
- BS 5950 (1990) británico
- Eurocode 3 (ENV 1993-1-1)

2. Consideraciones sobre el Modelo Analítico

2.1) Superestructura

a) Algunas consideraciones iniciales de diseño y dimensionamiento

En el proceso de toma de decisiones respecto a la óptima solución para la construcción de un puente localizado en el cruce mencionado, se eligió la opción de un puente empujado debido a que las otras opciones analizadas (puente atirantado, puente flotante, puente acostillado, etc), no reunían las condiciones necesarias en cuanto a tiempo, costo, funcionalidad, requeridas por la SCT. Cabe señalar que la opción atirantada, resultaba una posibilidad técnicamente más eficiente, pero se decidió utilizar la opción de un puente empujado, ya que éste resultaba más

económico en su fase inicial, dejando abierta la posibilidad de una posterior ampliación de 2 a 4 carriles; esto no resultaba posible en la opción atirantada, en la cual se tenía que implementar, desde el inicio, el número final de carriles vehiculares en la sección transversal de la superestructura. Así pues como vemos, el costo fue uno de los factores determinantes en la elección del tipo de solución a implementar, puesto que definitivamente un puente atirantado (que resultaba ser el principal rival del puente empujado) hubiese resultado más costoso. Otro factor relevante a mencionar fue el tiempo de construcción, ya que el puente empujado resultaba algo más rápido en su construcción que otras opciones, y dicho factor revestía una fuerte importancia, al tener la obra también un costo político significativo.

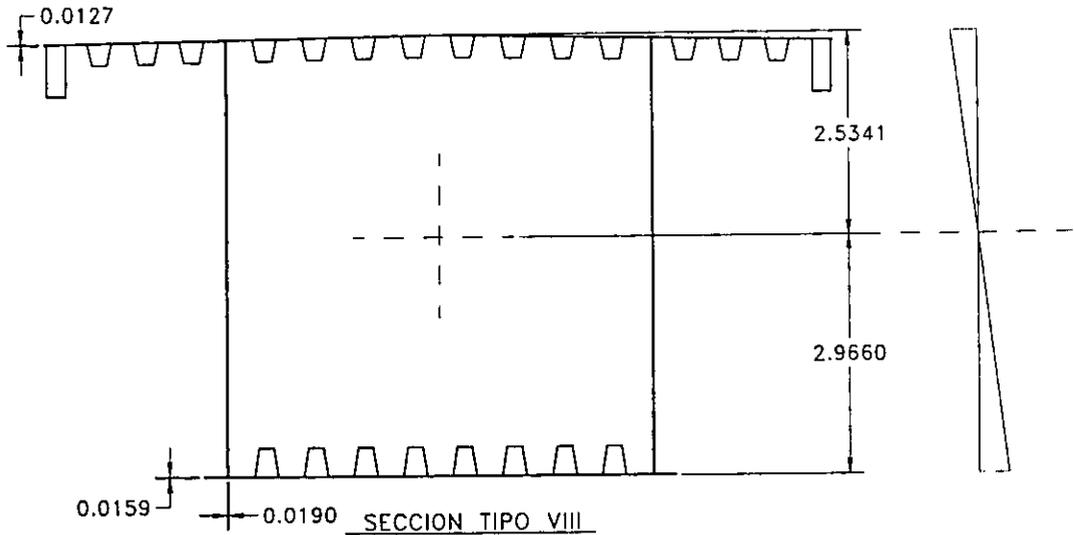
Cabe recordar que la selección de un sistema estructural, de los materiales de construcción y detalles de las dimensiones dependen de las necesidades de seguridad estructural, economía de fabricación, construcción, operación, y mantenimiento, así como consideraciones de estética.

El proceso de diseño del Puente Chiapas, como en la mayoría de los puentes, resultó involucrar una etapa conceptual de prediseño, una posterior asignación tentativa de primeros elementos y dimensiones de los mismos, y una serie de ulteriores optimizaciones y modificaciones de éstos basada en la revisión de los esfuerzos presentes en cada uno de ellos, incluyendo la posibilidad de sustituirlos por alguna otra solución que resultara más satisfactoria, ya fuera en su comportamiento estructural, o bien tal vez por algunas otras razones prácticas.

Resulta necesario señalar que en éstos casos, no existen fórmulas iniciales que permitan dimensionar, y a partir de sus resultados, solamente realizar breves correcciones. Debido a la complejidad de muchas de las técnicas y programas de análisis estructural empleados en la resolución del cálculo estructural de una obra de esta naturaleza, se hace necesario asignar unos valores iniciales de dimensiones, los cuales se van revisando, como ya comenté anteriormente. Es por ello, que haré referencia de algunos de los diversos aspectos que influyeron en la elección de varias de las soluciones, para posteriormente pasar a mostrar ya el análisis y la modelación del puente con sus secciones definitivas, en su última revisión, detallando los diversos aspectos que en ella intervinieron.

Posteriormente, en la elección de la clase de sección a emplear, se decidió utilizar la opción de una sección cajón ortotrópico de acero. Un cajón ortotrópico de acero es, en esencia, una pieza de sección transversal rectangular formada por placas continuas de acero, unidas mediante soldadura, con atiesadores (nervaduras, bulbos o costillas) soldados a la parte interior de la lámina en la dirección transversal en disposición pareja o rectangular. El término ortotrópico se refiere a la abreviación de

ortogonal anisotrópico, referente a la teoría matemática que se utiliza en el análisis de la flexión de tales cajones.



Mirando desde el punto de vista resistente, la sección cajón tiene las siguientes ventajas:

- 1) Tiene una gran cabeza superior e inferior lo que la hace apta para soportar grandes momentos flexionantes positivos y negativos.
- 2) Su condición de sección cerrada le proporciona una gran rigidez a la torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida.
- 3) Por la propiedad anterior, la sección cajón es apta para soportar cargas descentradas sin que se produzca una gran disimetría en la distribución de las tensiones longitudinales de flexión.
- 4) Su gran rigidez transversal le permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.
- 5) Tiene un gran radio de giro, relación Inercia/Area.

La elección de esta clase de solución estuvo además motivada por el gran claro a salvar en el empujado, lo cual hacía necesario el uso de una sección gran peralte que pudiera resistir los momentos flexionantes de gran magnitud que habían de presentarse, lo cual como ya señalamos, es una de las cualidades de la sección cajón. Cabe señalar que, en su fase terminada, el puente funciona, de una manera muy

sobresimplificada, como una viga continua a través de varios claros. Es por ello, que no resulta factible emplear una sección transversal de tablero más esbelta, como en el caso de un puente atirantado, por ejemplo, donde la presencia de los tirantes nos permite tomar la mayoría de los esfuerzos de flexión. En este caso del Puente Chiapas, todos los momentos flexionantes (el elemento mecánico más predominante en el diseño, aunque definitivamente no el único) deberán ser resistidos por la superestructura, sin ningún auxilio adicional. Inclusive, en los apoyos, es necesario hacer consideraciones de diseño adecuadas para que el patín inferior del cajón haga una transferencia adecuada de carga a los apoyos.

Sin embargo, no se puede dejar de mencionar otro de los problemas resistentes específicos de un puente empujado como lo es el dimensionamiento del cajón ortotrópico debido a las sollicitaciones constructivas, problemática que también fue contemplada en el diseño. Recordemos que cada una de las secciones del puente en uno u otro momento pasará por el eje de la pila (debido al proceso de empujado) y transmitirá cargas muy importantes.

Fue por estas razones, que se decidió utilizar el mencionado cajón ortotrópico, puesto que la optimización del rendimiento resistente que le proporciona su distribución del material, la sección cajón, en sus múltiples modalidades, constituye la morfología transversal básica en los tableros de los puentes rectos, atirantados y colgados de grandes claros. Y es aquí donde cabe hacer mención que además se empleó una sección de cajón del tipo II, es decir aquella en la que el peralte es constante, pero la inercia varía al acercarnos al apoyo, lo cual se logra aumentando el espesor de la placa de acero inferior, desde una posición situada aproximadamente a $1/4$ ó $1/5$ del claro, contada desde la sección de apoyo, hasta el apoyo mismo. Este incremento de resistencia es necesario para controlar el estado tensional producido por los grandes momentos negativos que se presentan en esta zona.

Hace unos años, esta morfología raramente sobrepasaba los 80 ó 90 m de claro. Últimamente se observa una tendencia cada vez mayor a extender el ámbito de aplicación del peralte constante hasta claros del orden de 120 a 150 metros (por no mencionar el caso del puente en cuestión, de 168 m).

Hay que señalar que algunas de las relaciones que se deben observar en un primer prediseño son por ejemplo, la distribución de claros, donde los claros extremos suelen estar entre 0.25 y 0.75 del claro de los tramos centrales. La primera determina la necesidad de anclaje, y la segunda corresponde a la distribución de claros clásica de una viga continua. Ambas crean leyes de momentos flexionantes muy adecuadas. De igual modo, también hay que observar que el peralte en puentes de sección variable (tipo III), puede oscilar alrededor de $c/l = 20$ en el apoyo, y de $c/l = 50$ en el centro del claro; al ser éste un puente tipo II, se utilizó de manera

inicial un peralte de 5 metros (aprox. igual a $c/l = 35$, un promedio de las 2 magnitudes referidas).

Algunos otros detalles que influyeron en este tipo de dimensionamiento fueron, entre muchos otros, el cambio del tipo de la superestructura, pasando de un acero grado 36, a uno grado 50, que permitía un mejor comportamiento de la sección cajón, puesto que con el acero grado 36, se obtenían esfuerzos demasiado cercanos al permisible. De igual forma, también se modificó el peralte de la sección, aumentándolo de 5 a 5.5 metros, y permitir un mejor trabajo de ésta.

De manera adicional, es necesario hacer mención de los detalles de fabricación de cajones ortotrópicos, los cuales también fueron tomados en consideración en la elección de esta solución estructural. Resulta importante el recordar que las secciones ortotrópicas se fabrican en talleres en paneles tan grande como lo permitan los medios de transporte y montaje. Los paneles de placa se fabricarán soldando a tope placa rolada comercial. Las costillas, nervaduras, etc se sueldan a filete a la placa de cubierta o a la placa inferior (patín inferior).

Es importante programar todas las secuencias de la soldadura para minimizar la distorsión y los esfuerzos residuales.

b) Modelación de la superestructura

El modelo analítico se implementó en esta instancia de tal manera que se consideró a la superestructura como una barra rígida a la cual se le fue asignando cada una de las diferentes propiedades del cajón de sección ortotrópica, de acuerdo a las diversas condiciones que se mencionaron anteriormente. Una ilustración clara de una de las secciones empleadas se muestra en la ilustración anterior de este capítulo (la referente a la sección tipo VII). Es así como se encontró que el mayor espesor de placa en las secciones del tablero, debía localizarse en las secciones por encima de los apoyos, mientras que las secciones más débiles (espesor más delgado) debían ser precedidas por una sección de transición de espesores medios. Debido al proceso constructivo, tales secciones de transición tuvieron que ser reforzadas aún más, debido a un castigo adicional propiciado por el proceso de empujado de la nariz de lanzamiento atirantada.

De igual manera, debe señalarse que la mencionada modelación de barra en el tablero, fue realizada considerando elementos barra a cada cuatro metros, que es la longitud que existe entre diafragmas internos en la sección del cajón, los cuales se colocaron para dar rigidez en la dirección transversal a éste, mientras que los bulbos atiesadores se colocaron para dar rigidez en la dirección longitudinal.

2.2 Subestructura

a) Algunas consideraciones iniciales de diseño y de dimensionamiento

El sistema estructural elegido para la subestructura fue el del “jacket” o plataforma “template”, la cual representa por mucho el más largo número de plataformas “offshore” instaladas a la fecha. Fue desarrollada para cumplir con los requerimientos y solicitudes de la perforación “offshore” y operaciones productivas en el Golfo de México y el Lago Maracaibo. Ambas áreas están caracterizadas por grandes espesores de suaves y recientes capas de sedimentos marinos, y el apoyo de la cimentación debe ser ubicado a una cierta profundidad por debajo de la línea de sedimentos y lodos, condiciones muy similares a las del sitio de la Presa Nezahualcóyotl. De igual manera, los requerimientos de tiempo fueron un factor importante, debido a que este procedimiento constructivo implicaba un tiempo de ejecución menor que el de las otras alternativas viables. Así pues, debido a estas condiciones, aunadas a los grandes tirantes de agua involucrados, fue que se decidió por este sistema como mejor solución para la subestructura, debido a que los procedimientos de ingeniería “offshore” están perfectamente capacitados para manejar esta clase de problemática.

Adicionalmente, cabe señalar que otra razón que indujo a favorecer la utilización de este sistema, fueron las condiciones del fondo de la presa, ya que en algunos lugares, como en la pila 7 de la que nos ocupamos, la roca del fondo se encontraba muy alterada, además de tener pendientes en el fondo del embalse del orden de los 45°, lo cual hacía sumamente complicado el intentar resolver la subestructura a través de un macizo de concreto apoyado en el fondo de la presa (el cual tendría que ser excavado para poder dejarlo en condiciones horizontales), pues se correría el riesgo de una falla y un consecuente deslizamiento del fondo.

La manera en que este procedimiento constructivo ha de ser implementado, será comentado en mayor detalle posteriormente, y ya ha sido esbozado con anterioridad, así que no resulta necesario repetirla aquí.

Lo que sí resulta pertinente mencionar son algunos aspectos que tuvieron que ver en cuanto al proceso de dimensionamiento del jacket. Por ejemplo, a partir del estudio de geotecnia se determinó, debido a la capacidad de carga del suelo, la dimensión que debían requerir los pilotes. De ahí, y consultando las disponibilidades de equipo constructivos para realizar una perforación de estas magnitudes (2.50 metros), se encontró el diámetro necesario del tubo principal de cada una de las “patas” a través de las cuales realizar la mencionada perforación en la que se iban a colar los pilotes.

De igual forma, se realizaron ensayos en cuanto a las dimensiones del jacket, e inclusive en la forma de los contraventeos en la dirección longitudinal, pasándose de

un contraventeo en forma de “x”, en toda la cara contraventeada, a uno en forma de “k” en dos caras contraventeadas. También, entre otras variantes, se ensayó con la calidad del acero a emplearse, viéndose que aquí resultaba suficiente utilizar un acero grado 36.

b) Modelación de la Subestructura

La subestructura se modeló de igual manera que la superestructura, al utilizar elementos barra a los cuales se les asignó las propiedades geométricas y de los materiales en las secciones a emplearse. Cabe señalar que el principio general de esta clase de subestructura, es una plantilla de cuatro tubos de gran diámetro, contraventeados en diversas direcciones a través de tubos de menor calibre.

De igual manera, se modeló una serie de resortes (con el correspondiente módulo de reacción cada uno) en la parte inferior de la pila, donde se encuentran presentes los pilotes, para así poder modelar la interacción suelo- estructura, y esto se hizo para tres dimensiones ortogonales entre sí, tanto la longitudinal como la transversal, e inclusive la vertical. Adicionalmente, en la zona de transmisión de cargas del pilote de concreto al tubo de acero (llamados bulbos, donde se encuentran ubicados una serie de conectores de cortantes), que en realidad es una sección mixta, se modeló una sección transformada, en la cual se convirtió el espesor del tubo de acero a concreto, lo cual nos dio como resultado una sección de concreto equivalente de mayor diámetro que la inmediatamente inferior, correspondiente al pilote de concreto.

3. Criterios De Diseño

3.1 Reglamentos De Cálculo Y Especificaciones Utilizadas.

- Especificaciones para puentes carreteros de la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO), edición 1996.
- Reglamento para construcciones de concreto reforzado ; ACI-318-95.
- Manual para el diseño de estructuras de acero AISC-95.
- Recomendaciones para el cálculo de los efectos del viento sobre las construcciones, Convención Europea para las Construcciones Metálicas (ECCS, 1987).

- Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, edición 1996 ; Diseño por Viento.
- Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, edición 1996 ; Diseño por Sismo.
- Estudios realizados por Triada :
 - ◊ Estudio de Riesgo Sísmico para el sitio del puente Raudales.
 - ◊ Estudio de Incidencia del Viento para el Puente Raudales.

3.2 Características mecánicas y propiedades de los materiales

a) Concreto.

- Concreto para cabezales de pilas : $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.
- Concreto para pilotes colados en el lugar : $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Concreto para cuerpo de estribos : $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso volumétrico del concreto reforzado : 2.5 ton/m^3 .
- Peso volumétrico del concreto sin refuerzo : 2.4 ton/m^3 .
- El módulo de elasticidad del concreto se estima a partir de la expresión :

$$E_c = 15000 * (f'c)^{1/2}$$

donde $f'c$ es la resistencia característica del concreto en kg/cm^2 .

- Módulo de Poisson : $\nu = 0.2$

b) Material de relleno.

Para el estribo No. 9 se usará un material de relleno con un peso volumétrico de 1.8 t/m^3 .

c) Asfalto.

- Para el asfalto que compone la superficie de rodamiento se considera un peso volumétrico de 2.2 ton/m^3 .

d) Acero

- Acero de refuerzo.

- Para el acero de refuerzo se considera un esfuerzo de fluencia $f_y = 42000 \text{ ton/m}^2$.
- El peso volumétrico es de 7.85 ton/m^3 .
- Recubrimientos :
 - ◊ Refuerzo principal del cabezal de pilas : 7.5 cm
 - ◊ Refuerzo principal de pilotes : 7.5 cm
 - ◊ Refuerzo principal no expuesto a tierra en estribos : 5.0 cm
 - ◊ Refuerzo principal a tierra en estribos : 7.5 cm

- Acero estructural para pilas, tablero, mástil y nariz de lanzamiento.

Para los diferentes elementos que forman las *pilas* metálicas tipo “jacket” , la nariz de lanzamiento y el mástil de atirantamiento provisional se utilizará un acero estructural ASTM A709 A-36 , con las siguientes características mecánicas. :

- Peso volumétrico : 7.85 ton/m^3 .
- Esfuerzo de fluencia $f_y = 25\,300 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de elasticidad : $E_s = 21\,000\,000 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de Poisson : $\nu = 0.3$

Para los elementos metálicos que constituyen el *tablero ortotrópico* se utilizará acero estructural ASTM A709 de tipo A-50 , con las siguientes características mecánicas. :

- Peso volumétrico : 7.85 ton/m^3 .
- Esfuerzo de fluencia $f_y = 35\,100 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de elasticidad : $E_s = 21\,000\,000 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de Poisson : $\nu = 0.3$

- Acero para cables de atirantamiento provisional.

- Peso volumétrico : 7.85 ton/m^3 .
- Esfuerzo último de ruptura $f_{pu} = 190\,000 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de elasticidad : $E_s = 19\,700\,000 \text{ ton/m}^2$.
- Módulo de Poisson : $\nu = 0.3$

3.3 Acciones.

a) Cargas permanentes

- Peso propio

Los efectos del peso propio son calculados considerando una densidad de 2.5 ton/m^3 para el concreto y de 7.85 ton/m^3 para el acero. Para las partes de las pilas que se encuentren sumergidas en el agua se consideraran respectivamente 1.5 y 6.85 ton/m^3 como densidades aparentes.

- Cargas muertas de servicio.

Para fines de diseño se considerará una *carpeta asfáltica de 12 cm* de espesor, con un ancho de carpeta de 9.0 m , en primera etapa y de 15.0 m para la segunda etapa (4 carriles).

El peso de parapetos y guarniciones será calculado conforme al parapeto tipo *Texas Concrete Safety Shape bridge* de AASHTO, especificados en la Figura 3.1.

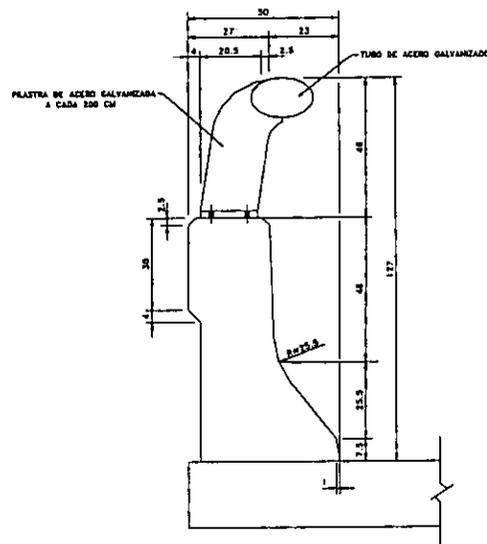


Figura 3.1 : Parapetos y Guarnición Propuestos.

- Carga viva

Los efectos de carga viva se estimarán a partir de las cargas vehiculares siguientes :

- T3-S2-R4 (S.C.T.),
- T3-S3 (S.C.T),
- HS-20 truck (AASHTO)
- HS-20 lane (AASHTO)

realizándose todas las combinaciones posibles entre ellas con el fin de producir las condiciones mas críticas sobre las estructura (Figs. 3.2, 3.3 y 3.4). Aplicándose los siguientes *factores de reducción por simultaneidad de cargas* :

- Dos carriles cargados ; $F = 1.00$
- Tres carriles cargados ; $F = 0.90$
- Cuatro carriles cargados ; $F = 0.75$

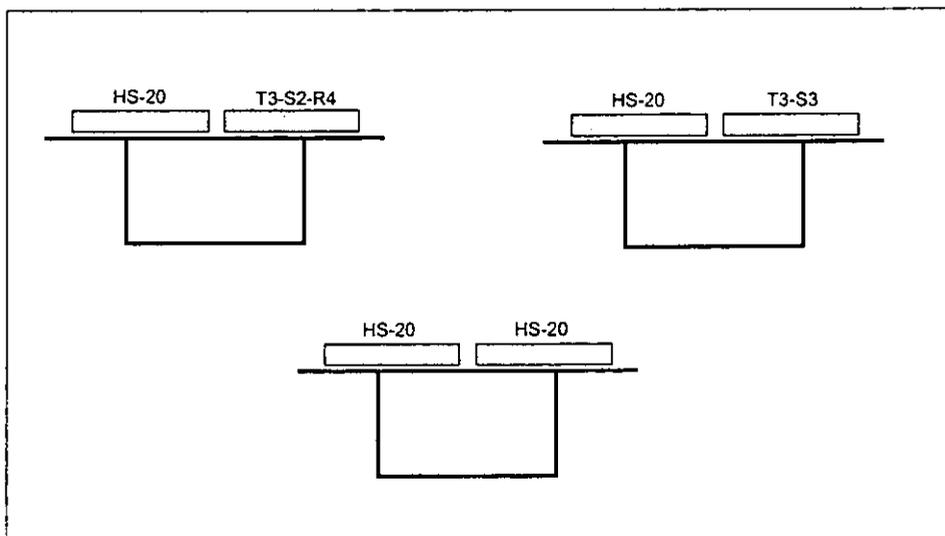


Figura 3.2 : Condiciones Críticas de Carga Viva para la Primera Etapa

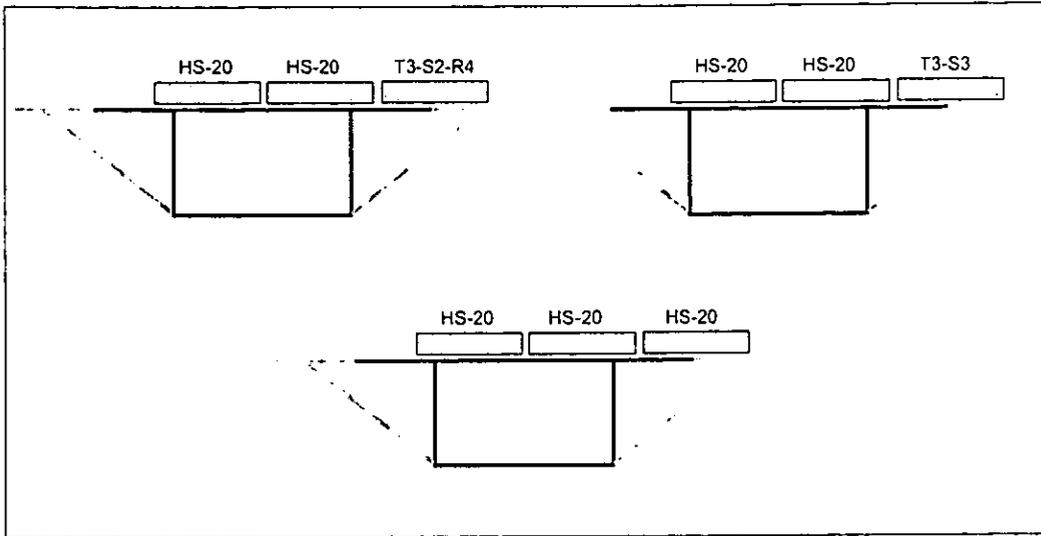


Figura 3.3 : Condiciones Críticas de Carga Viva para la Segunda Etapa

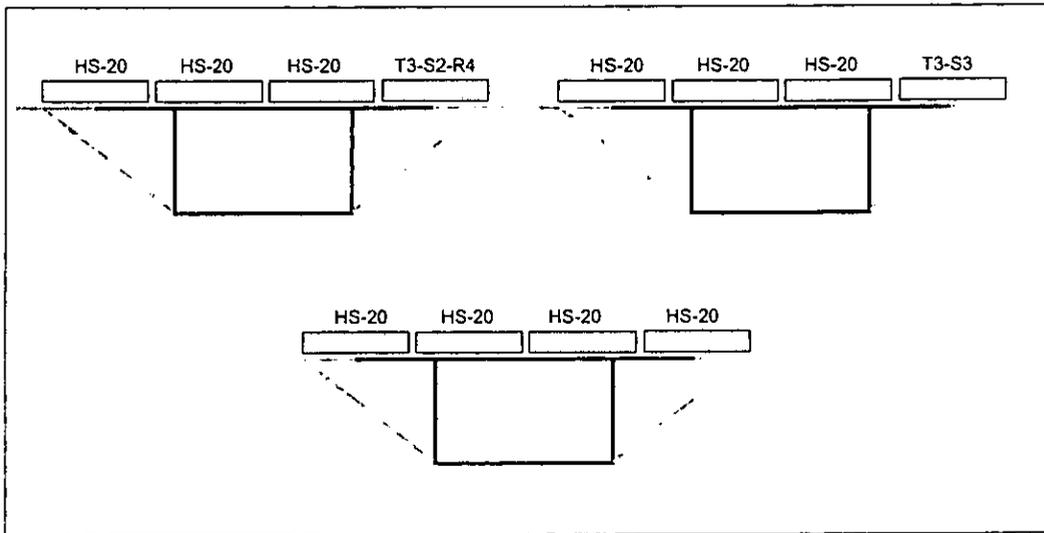


Figura No.4 : Condiciones Críticas de Carga Viva para la Segunda Etapa

Para la revisión del tablero bajo torsión, las condiciones de carga críticas que deberán de revisarse se presentan en las figuras 3.4a y 3.4b.

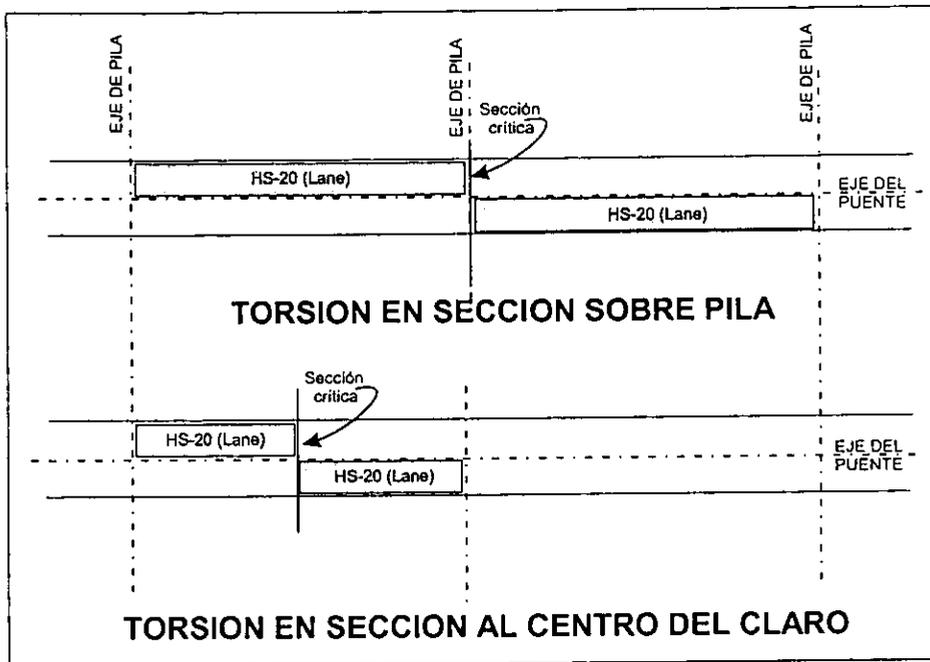


Figura 3.4a : Condiciones Críticas de Carga Viva para Torsión en Primera Etapa

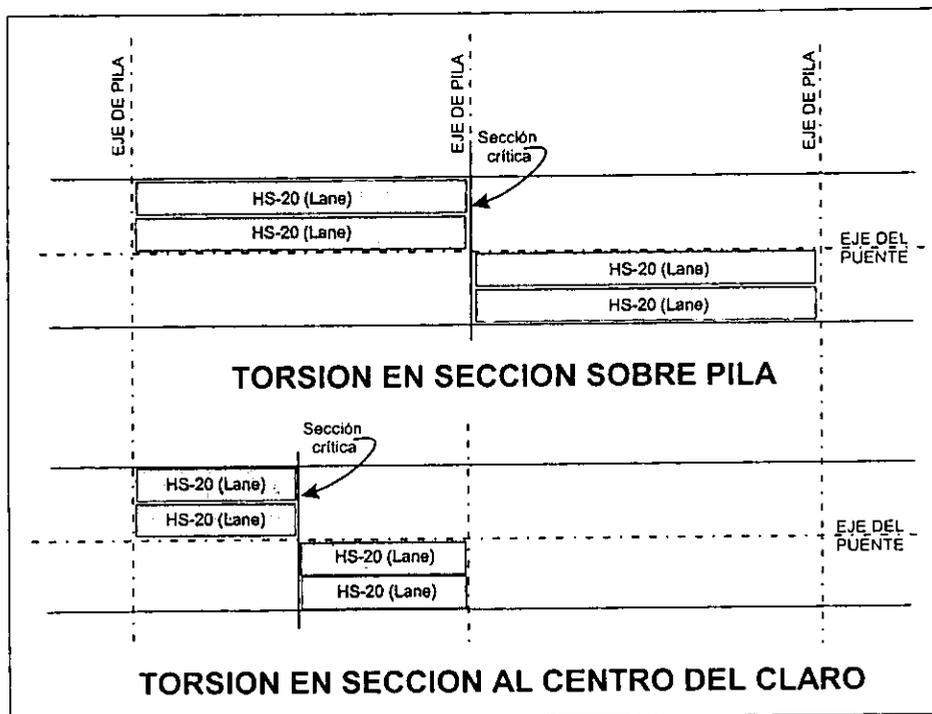


Figura 3.4b : Condiciones Críticas de Carga Viva para Torsión en Segunda Etapa

b) Sismo

Para el estudio de la respuesta sísmica se realizará un análisis modal espectral de la estructura. El estudio de riesgo sísmico realizado para el sitio de la obra permitió definir el siguiente espectro de diseño (para condiciones de servicio) para las componentes horizontales de la excitación :

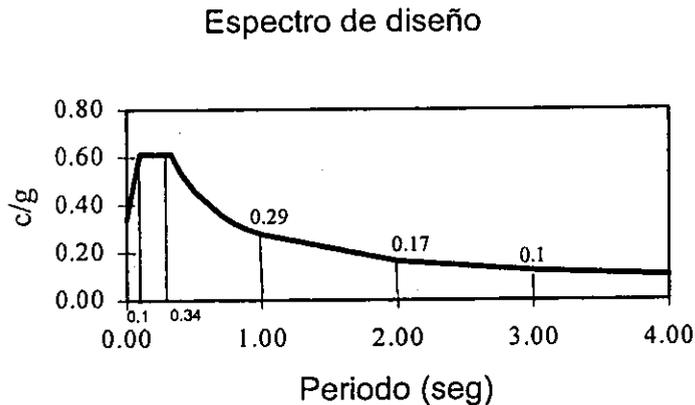


Figura 3.5 : Espectro de Diseño para el Puente en Servicio

En lo que respecta al espectro de diseño de la *componente vertical* del sismo este es considerado como igual a $2/3$ del *espectro de la componente horizontal*.

El diseño parasísmico de la estructura deberá de efectuarse considerando las siguientes condiciones de carga :

- *Sismo transversal* = $1.0*ST+0.3*SL+0.3*SV$
- *Sismo longitudinal* = $0.3*ST+1.0*SL+0.3*SV$
- *Sismo vertical* = $0.3*ST+0.3*SL+1.0*SV$

donde *ST* es la componente horizontal del sismo actuando en la dirección *perpendicular* al eje del puente, *SL* es la componente horizontal del sismo actuando en la dirección *paralela* al eje del puente, y *SV* corresponde a la componente vertical del sismo.

Para las diferentes fases de construcción, se verificará la respuesta de la estructura para las mismas combinaciones de carga arriba mencionadas. En este caso se

propone utilizar un *espectro para construcción*, equivalente a un 60 % del espectro de diseño sísmico de Servicio.

c) Fuerzas hidrodinámicas

Para considerar el efecto de las *fuerzas hidrodinámicas* generadas por la interacción entre las pilas en movimiento y el agua circundante, se utilizará el método del *Cilindro Análogo de Lamb**. Ello implica el considerar, para el análisis modal espectral, *una masa de agua agregada igual a la mitad del volumen inmerso de los elementos que constituyen las pilas*.

Por otro lado se considerará que las pilas están totalmente llenas de agua en su interior.

* Referencia : Liaw, C. and Chopra. Earthquake Response of Axisimetric Tower Structures Surrounded by Water. Report UCB/EERC-73/25, University of California at Berkeley.

d) Acciones climáticas

- Viento

Para la concepción eólica de la estructura se consideraran velocidades de viento máximas con un periodo de recurrencia de 200 años.

A partir de estudio de incidencia de viento realizado para el sitio de la obra se establece que la velocidad máxima regional del viento correspondiente a este periodo de recurrencia es :

$$V_{\text{diseño}} = 166.2 \text{ km/h}$$

que corresponde a un punto ubicado a 10 m sobre el nivel de terreno.

El análisis de los efectos del viento sobre la estructura se efectuará siguiendo las recomendaciones del Manual de Diseño Obras Civiles de la CFE (Diseño por Viento) edición 1996.

Para la revisión de la estructura durante las fases de construcción deberá considerarse una velocidad del viento equivalente al 80 % de la *velocidad* de diseño para el puente en servicio.

- Fuerzas generadas por el viento sobre el tablero

El viento genera sobre el tablero una fuerza puede descomponerse en tres componentes (ver Figura 3.5a) : una componente de *arrastre*, paralela a la dirección del viento ; una componente de *succión*, perpendicular al fuerza de arrastre y un *momento* de torsión.

Estas fuerzas (por unidad de longitud) están definidas como :

Para el arrastre, $F_A = 0.5 * \rho * U^2 * H * C_A$

Para la succión, $F_S = 0.5 * \rho * U^2 * H * C_S$

Para el momento, $F_M = 0.5 * \rho * U^2 * H * B * C_M$

donde :

ρ - es la densidad del aire,

U - es la velocidad del viento (en m/s),

H - es el peralte de la sección,

B - es el ancho de la sección,

C_A - es el coeficiente de forma para el arrastre,

C_S - es el coeficiente de forma para la succión,

C_M - es el coeficiente de forma para el momento,

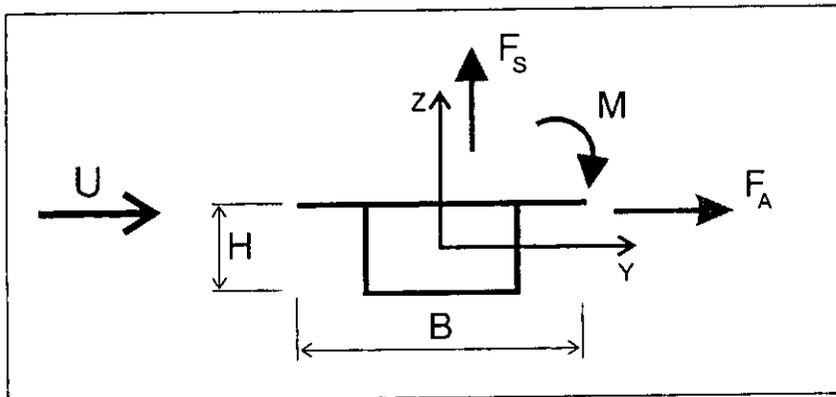


Figura 3.5a : Fuerzas Eólicas sobre un Tramo del Tablero

Para los coeficientes adimensionales de forma de la sección se considerarán los siguientes valores (tomados de la referencia "*" para un tablero de forma similar al propuesto para este puente *) :

$$C_A = 1.50$$

$$C_S = 0.40$$
$$C_M = 0.55.$$

* Referencia : Walther R. W., Isler W. et Moia, P., (1987) - *Ponts Haubanés*. Presses Polytechniques Romandes. Lausanne.

e) Acciones debidas a efectos térmicos

El valor del coeficiente de deformación térmica de todos los tipos de acero y del concreto se tomará igual a $10^{-5} / ^\circ\text{C}$ para los cálculos.

Se evaluarán dos tipos de efectos térmicos :

- Variación uniforme de la temperatura

Deberán evaluarse los efectos generados en la estructura por una *variación uniforme de 20°C de la temperatura* de toda la estructura.

- Gradiente térmico

Se considerarán igualmente las sollicitaciones producidas por un gradiente térmico de 10°C entre los paños superior e inferior del cajón ortotrópico del tablero, con variación de máxima en el superior y cero en el inferior.

f) Cargas vivas de construcción (equipo, personal, etc.).

Para la revisión de esfuerzos en el tablero durante las etapas de construcción se deberá de considerar sismo y viento de construcción, así como el peso de mástil de atirantamiento provisional, los tirantes y la nariz de lanzamiento.

En los planos de procedimiento constructivo del tablero deberá especificarse claramente el personal y equipo de construcción (gatos de tensado) que será permitido colocar sobre el tablero durante el proceso de empuje.

3.4) Métodos de Cálculo.

a) Modelo para análisis dinámicos.

La estructura deberá ser modelada con una malla de elementos finitos de tipo viga tridimensional con comportamiento elástico-lineal . La interacción entre los pilotes

de cimentación colados en sitio y el suelo se modelará mediante el empleo de resortes distribuidos sobre toda la altura del pilote (ver anexo).

La evolución de la fibra media de la sección, ligada a la evolución de las características geométricas de la sección del tablero, será considerada mediante un cambio en la geometría del modelo.

Las condiciones de apoyo del tablero del puente son las siguientes (ver Fig.3.6) :

- Estribo No.1.

Desp. en "X" = *libre*,
Desp. en "Y" = *restringido*,
Desp. en "Z" = *restringido*,
Rotación alrededor del eje "X" = *restringida*,
Rotación alrededor del eje "Y" = *libre*,
Rotación alrededor del eje "Z" = *libre*,

- Apoyo de superestructura sobre pilas 2 a 8.

Desp. en "X" = *libre*,
Desp. en "Y" = *restringido*,
Desp. en "Z" = *restringido*,
Rotación alrededor del eje "X" = *restringida*,
Rotación alrededor del eje "Y" = *libre*,
Rotación alrededor del eje "Z" = *libre*,

- Estribo No.9.

Desp. en "X" = *restringido*,
Desp. en "Y" = *restringido*,
Desp. en "Z" = *restringido*,
Rotación alrededor del eje "X" = *restringida*,
Rotación alrededor del eje "Y" = *restringida*,
Rotación alrededor del eje "Z" = *restringida*,

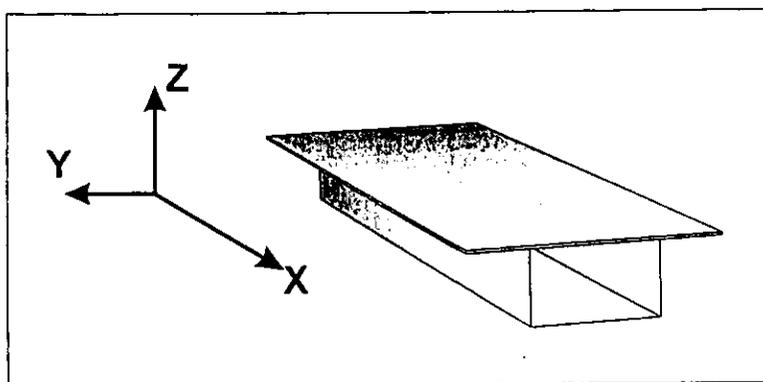


Figura 3.6 Ejes Globales de Referencia del Puente

Para el estudio de la respuesta sísmica se realizará un cálculo modal-espectral con los espectros de diseño definidos anteriormente. Para dicho cálculo se escogerá un número de modos tal que la suma de masas modales (en las direcciones horizontales y vertical) sea igual a por lo menos el 80 % de la masa total de la estructura. Dada la gran esbeltez de la estructura, en la evaluación de los modos propios de vibración de la misma deberán considerarse los efectos de segundo orden.

La combinación de las respuestas sísmicas, asociadas a cada modo se realizaran utilizando el método CQC (Complete Quadratic Combination).

El tablero deberá estar restringido de todo desplazamiento en estribo No. 9 y libre al desplazamiento longitudinal sobre el resto de los apoyos.

El amortiguamiento estructural del puente se considerará como 5 % del amortiguamiento crítico.

Se realizarán cálculos sísmicos dinámicos para la condición de *puente en servicio* y para las *fases de construcción* mas críticas (pila sola, puente en fase de empujado antes de llegar a una pila, etc.)

- Coeficientes de comportamiento sísmico

Para el diseño de elementos de la estructura por el método de la "resistencia última" se utilizarán elementos mecánicos reducidos por un *factor de comportamiento sísmico*. Dichos factores tienen los valores siguientes (para la condición de puente en servicio) :

- $Q = 2$, para la dirección longitudinal,

- $Q = 2$, para la dirección transversal.
- $Q = 2$, para la dirección vertical.

Para el dimensionamiento de los pilotes de cimentación se tomará un valor de $Q = 1$, en ambas direcciones.

Para las etapas de construcción todos los elementos de la estructura deberán de dimensionarse con un coeficiente $Q = 1$ en ambas direcciones.

La conexión entre pilas y pilotes deberá de diseñarse para un coeficiente $Q=0.8$.

- Incremento de resistencia por esfuerzos permisibles.

Para los elementos de la estructura diseñados conformen al método de los esfuerzos permisibles, las resistencias “admisibles” de dichos elementos podrán ser incrementadas un 33 % para verificación bajo cargas accidentales debidas al sismo. En el caso de solicitaciones debidas al viento, los esfuerzos permisibles se incrementarán un 40 %.

b) Modelo para análisis estáticos.

Para los análisis estáticos de la estructura se adaptará el modelo desarrollado par el análisis sísmico dinámico. Los análisis a realizar con este modelo serán :

- Análisis de Carga Viva,
- Análisis de Peso Propio del tablero y por carga muerta de servicio,
- Análisis de temperatura (variación uniforme y gradiente),
- Análisis de viento,
- Análisis por frenaje longitudinal.

c) Combinaciones de carga.

Todos los elementos del puente se dimensionarán para soportar las combinaciones de carga especificadas en la Tabla 3.22.1A de la norma AASHTO 1996.

d) Diseño de los elementos.

Los diferentes elementos que componen la estructura deberán ser diseñados por el *método de Esfuerzos Permisibles* o por el *método de Factores de Carga*, definidos en la norma AASHTO 1996.

Para el diseño de las pilas se considerará una excentricidad accidental, debida a posibles errores de construcción, de $h/100$, donde h es la altura de la pila. A esta excentricidad se sumará una excentricidad adicional de 0.10 m en cada dirección para tomar en cuenta errores en la construcción del cabezal de las pilas.

ANEXO 1 ; Datos para cimentaciones

Estimación de los espesores de material de azolve, de suelo de mediana resistencia y módulos de reacción correspondientes (en T/m^3) para los apoyos del puente :

Apoyo	Cadenamiento	Tipo de terreno/Módulo de Reacción						
		Azolve	Kazolve	Suelo	Ksuelo	Roca	Khroca	Kvroca
Pila No.2	961+251	5	0	6	2000	16	9000	20000
Pila No.3	961+419	5	0	5	2000	15	15000	20000
Pila No.4	961+587	10	0	3	5000	32	9000	15000
Pila No.5	961+755	11	0	3	5000	18	9000	15000
Pila No.6	961+923	8	0	3	5000	14	15000	20000
Pila No.7	962+091	8	0	4	800	15	3000	15000
				5	1500			
Pila No.8	962+243	11	0	5	2000	14	4000	15000

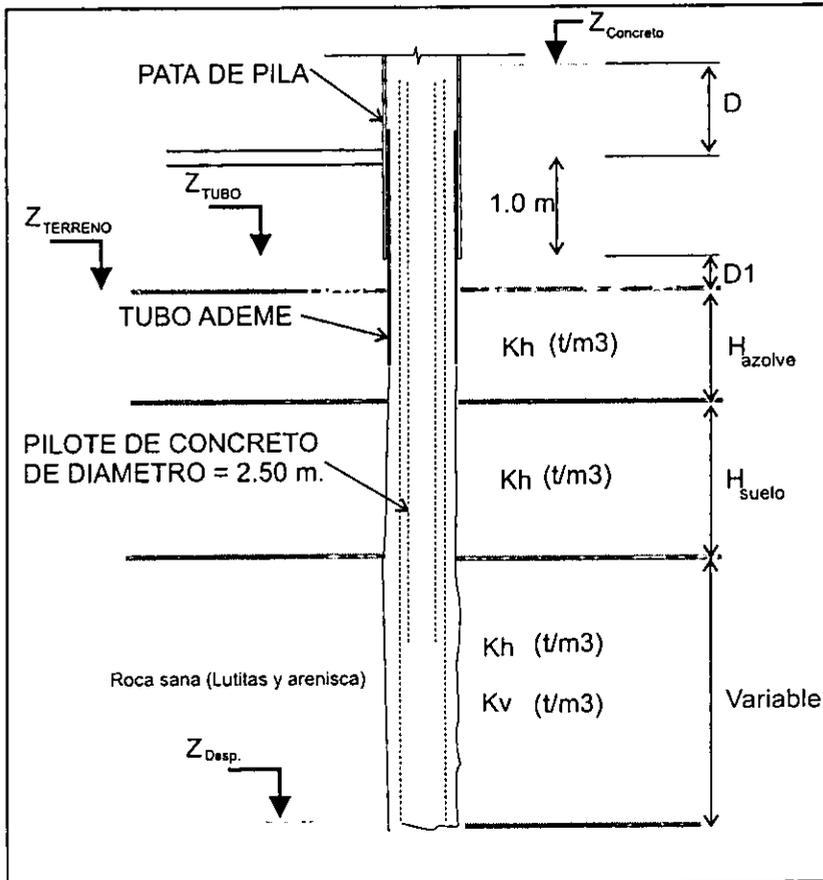


Figura No.7 : Definición de la geometría y módulos de reacción de cada pilote de cimentación en pilas

La profundidades de desplante de los pilotes colados en el lugar y la elevación del paño inferior de cada Pata de la pila son presentadas en la tabla siguiente :

Apoyo	a	b	Pata	Zterr.	Ztubo	Zdesp.
Pila No.2	10	10	C-iR	140.30	142.30	113.30
			C-dR	134.10	142.30	107.10
			C-iO	137.50	142.30	110.50
			C-dO	131.80	142.30	104.80
Pila No.3	18	10	C-iR	94.40	105.50	69.40
			C-dR	99.50	105.50	74.50
			C-iO	96.50	105.50	71.50
			C-dO	103.50	105.50	78.50
Pila No.4	18	10	C-iR	90.30	96.20	45.30
			C-dR	94.20	96.20	49.20
			C-iO	87.80	96.20	42.80
			C-dO	93.20	96.20	48.20
Pila No.5	18	10	C-iR	89.00	91.00	57.00
			C-dR	85.80	91.00	53.80
			C-iO	87.50	91.00	55.50
			C-dO	85.80	91.00	53.80
Pila No.6	18	10	C-iR	91.00	97.50	66.00
			C-dR	93.40	97.50	68.40
			C-iO	94.20	97.50	69.20
			C-dO	95.50	97.50	70.50
Pila No.7	18	10	C-iR	125.40	130.00	93.40
			C-dR	127.90	130.00	95.90
			C-iO	128.00	130.00	96.00
			C-dO	125.10	130.00	93.10
Pila No.8	10	10	C-iR	149.00	154.00	119.00
			C-dR	150.40	154.00	120.40
			C-iO	150.80	154.00	120.80
			C-dO	152.00	154.00	122.00

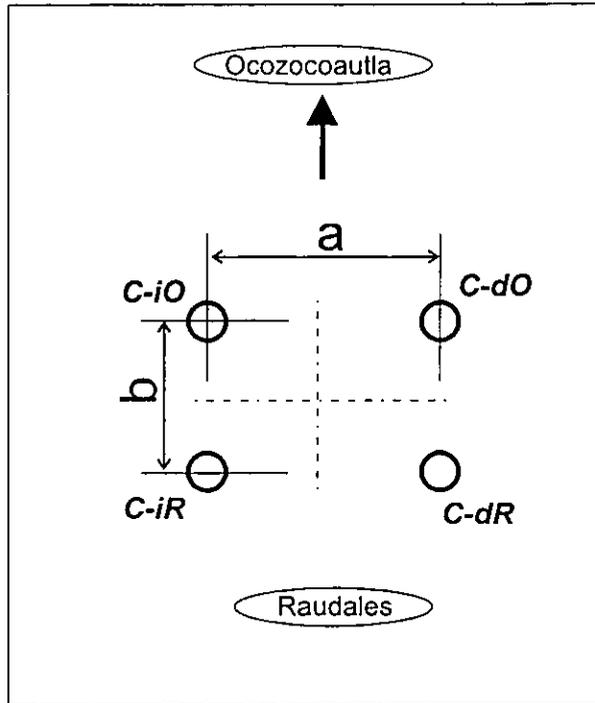


Figura No.8 : Ubicación en planta de las patas de la pila.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

ANEXO 2 ; Parámetros para diseño de guarniciones y parapetos

- Diseño de postes,

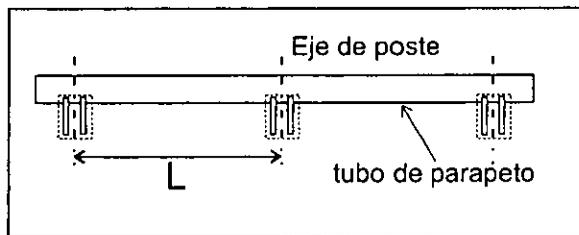
Los postes de los parapetos deberán de dimensionarse para resistir una carga de $P=5.3$ ton, aplicada en la parte superior del mismo.

- Tubos de parapetos,

Los tubos de los parapetos deberán de ser dimensionados para resistir un momento de magnitud :

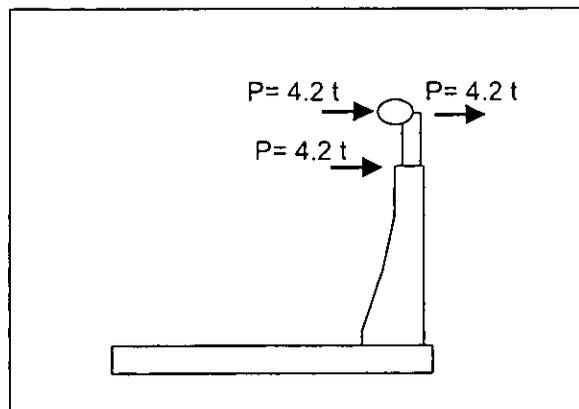
$$M=P*L/6$$

Donde L es la separación entre postes del parapeto y $P=9.25$ t.



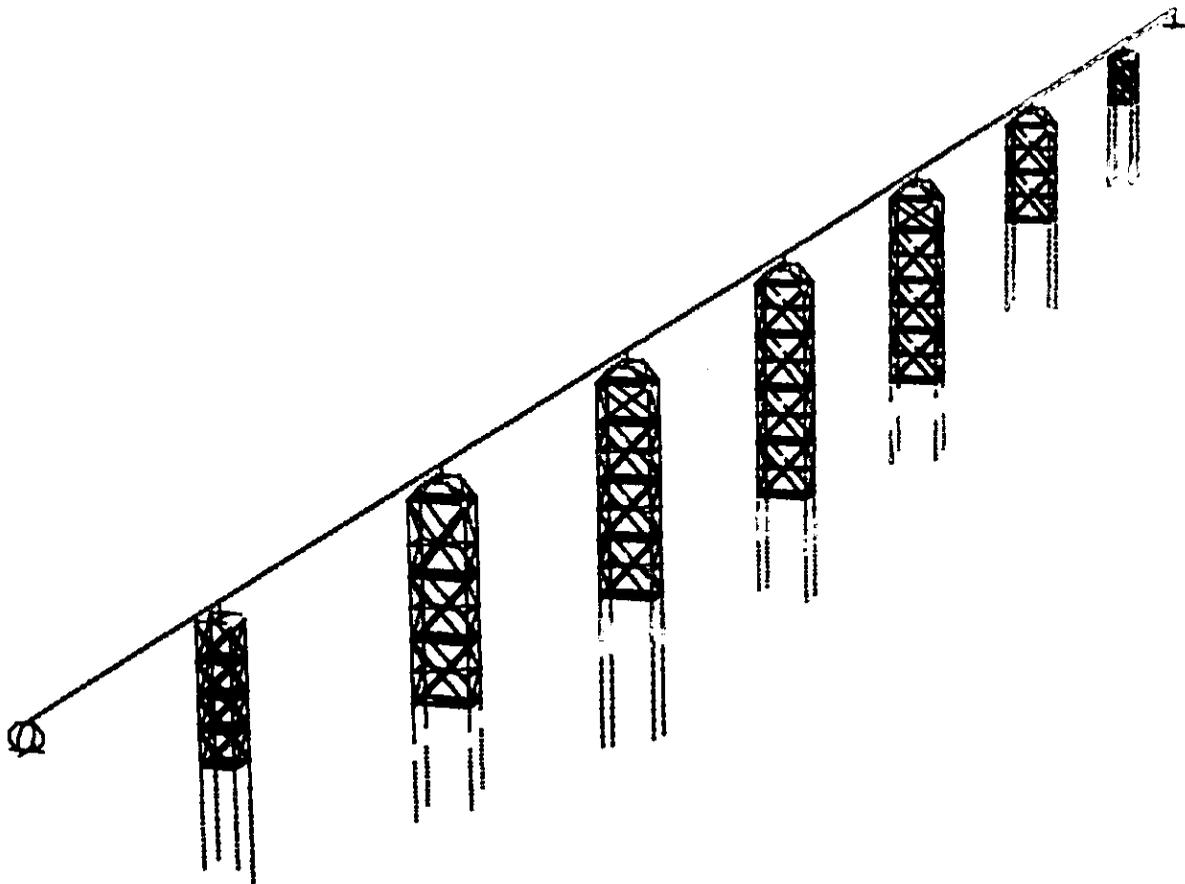
- Guarniciones.

Para el diseño de las guarniciones se adoptaran las siguientes cargas :

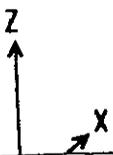


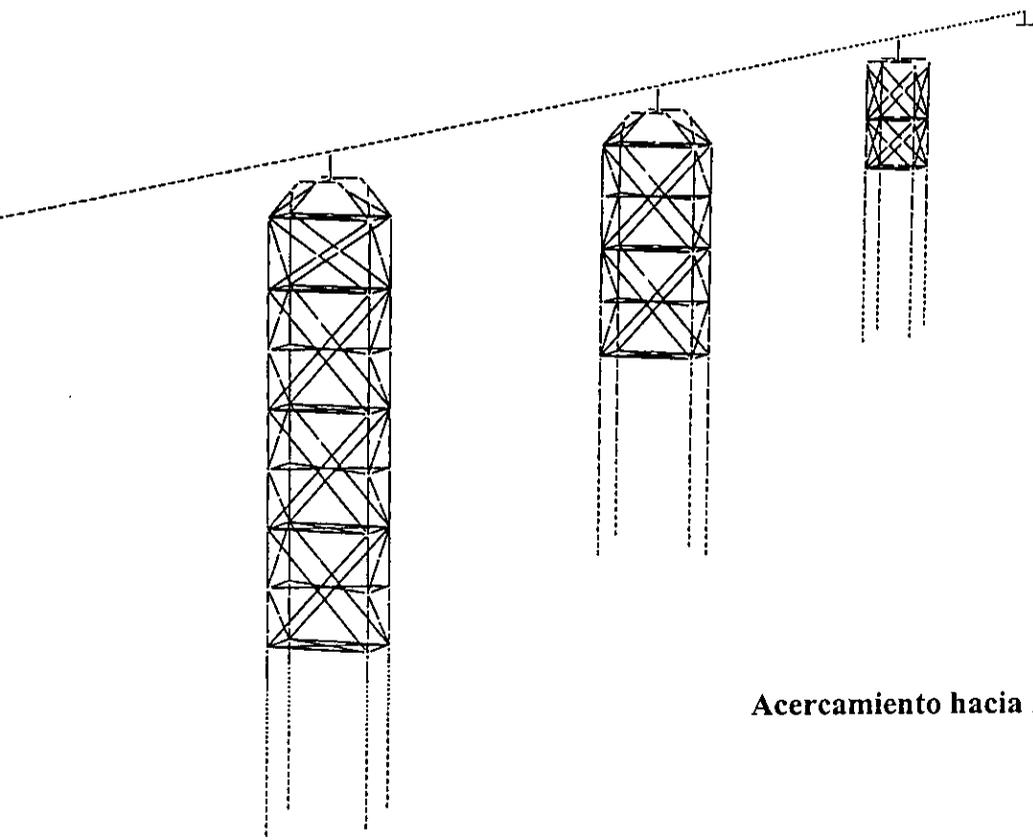
4. Análisis Estructural Usando el Programa SAP2000 Nonlinear

Ya realizado el análisis estructural, de acuerdo a las diversas condiciones mencionadas anteriormente en este capítulo algunos de los datos más relevantes obtenidos fueron los siguientes:

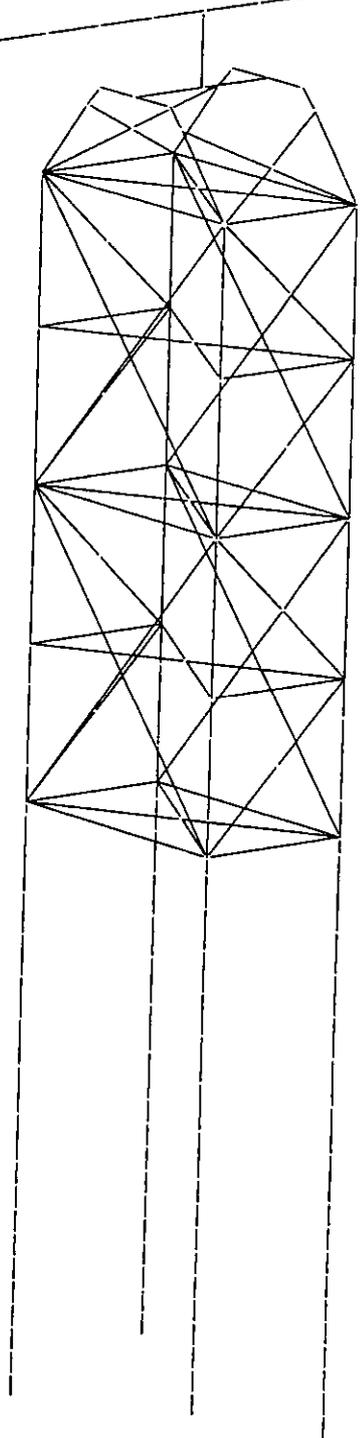


**Puente Chiapas
(condición no deformada)**

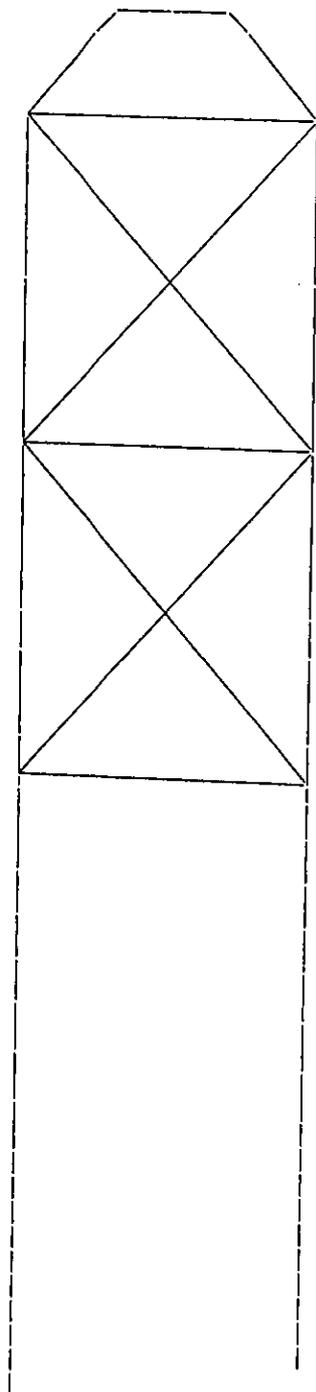




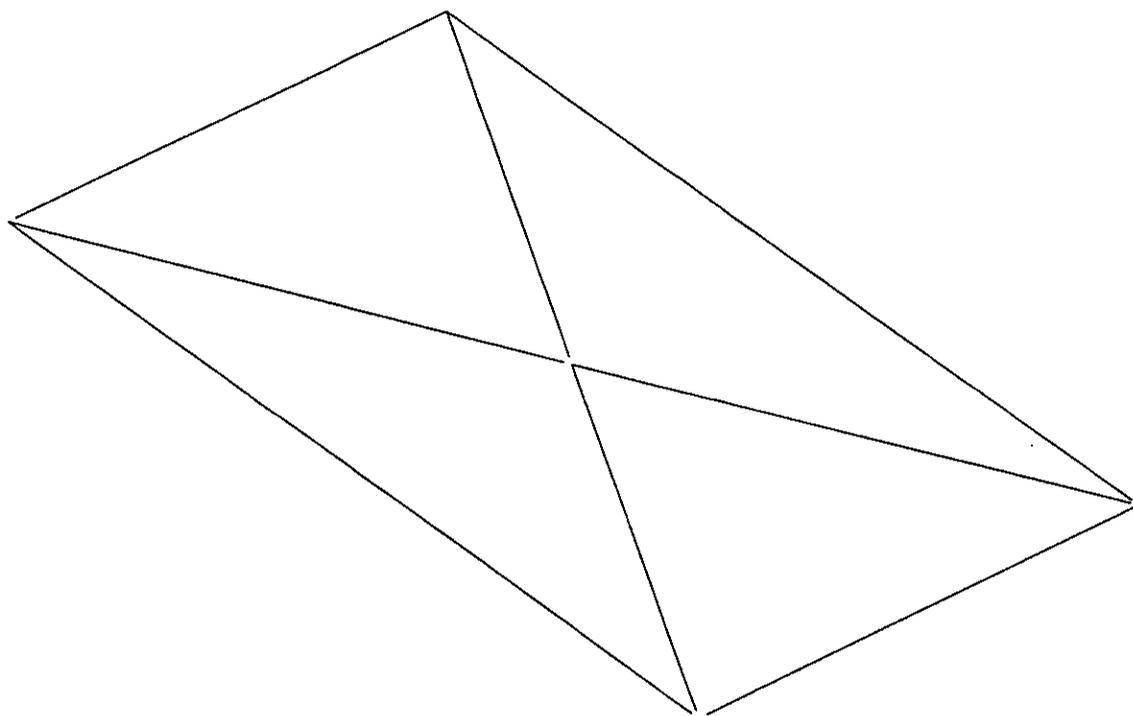
Acercamiento hacia Pilas 6, 7, 8



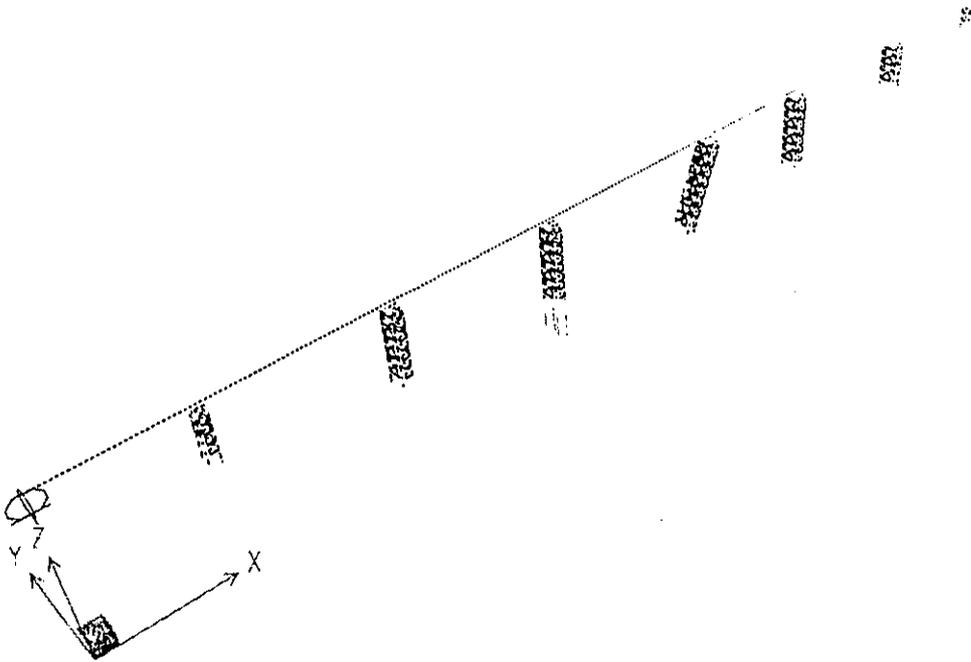
Pila 7



. Cara frontal Pila 7



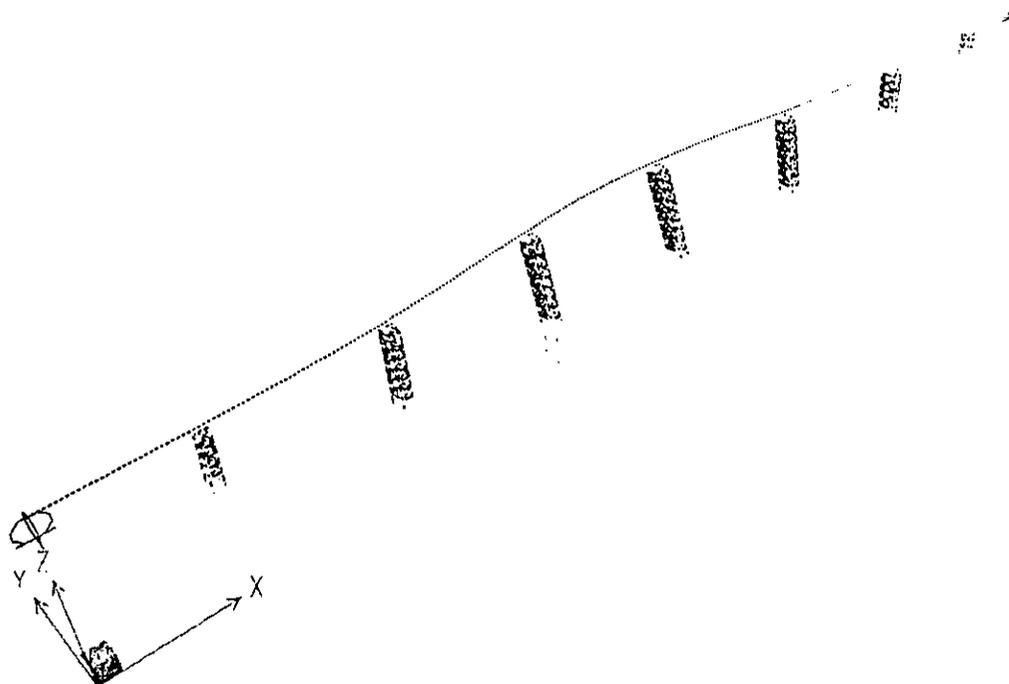
Contravientos horizontales Pila 7



Primer modo de vibración

Participación modal individual (porcentaje)

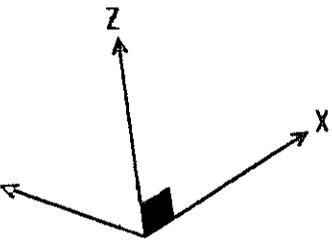
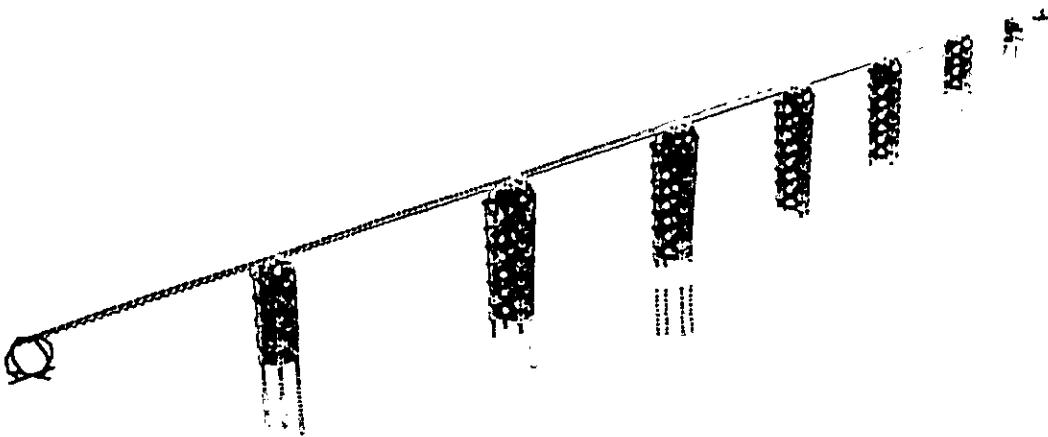
$$U_x = 8.1482 \quad U_y = 0.0002 \quad U_z = 0.0$$



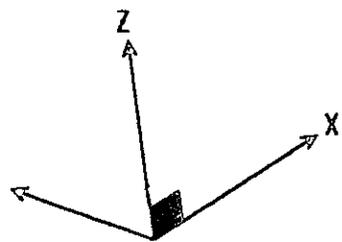
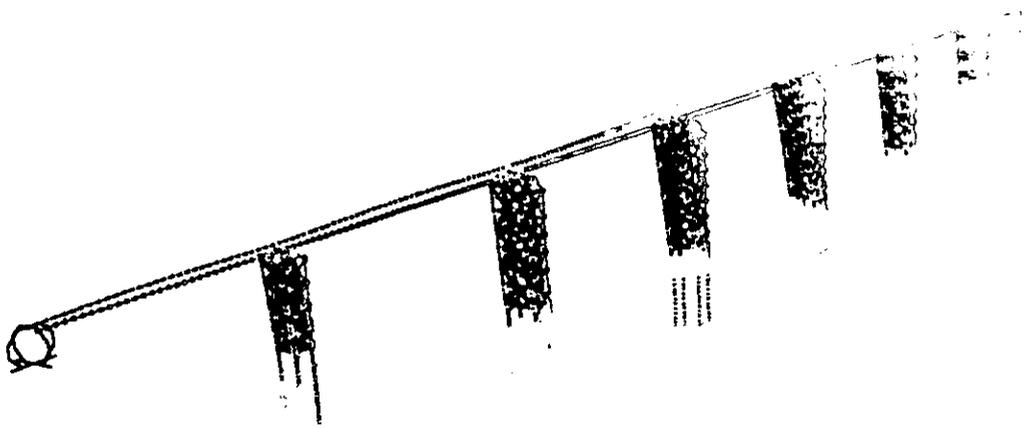
Cuarto modo de vibración

Participación modal individual (porcentaje)

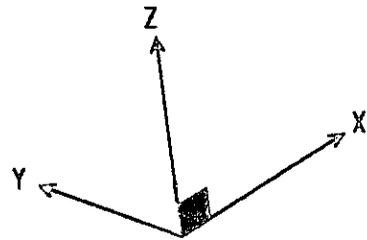
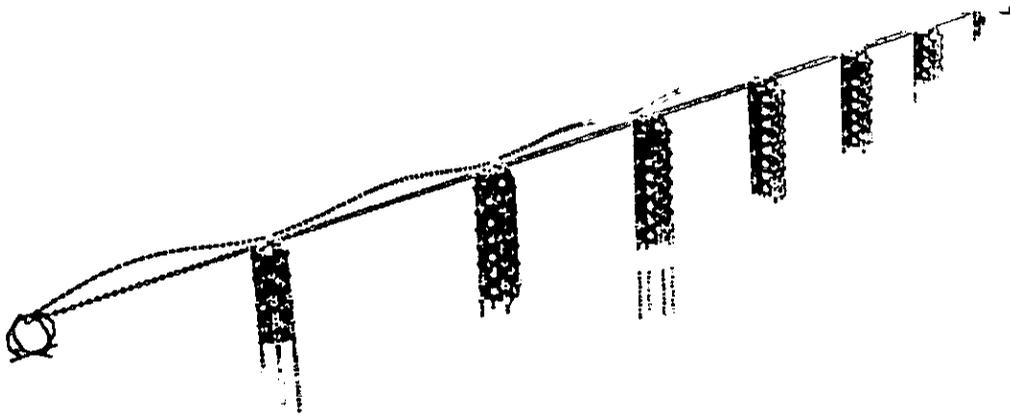
$$U_x = 0.0008 \quad U_y = 35.6257 \quad U_z = 0.0$$



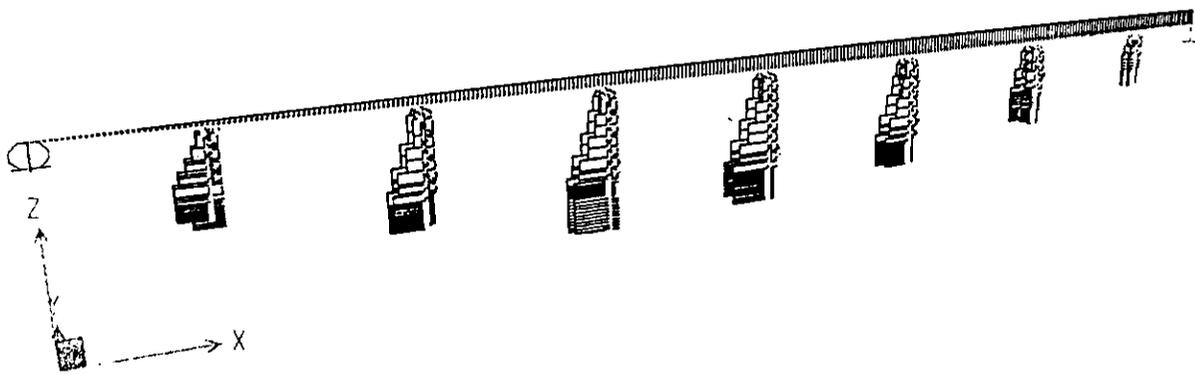
Condición deformada (sismo longitudinal)



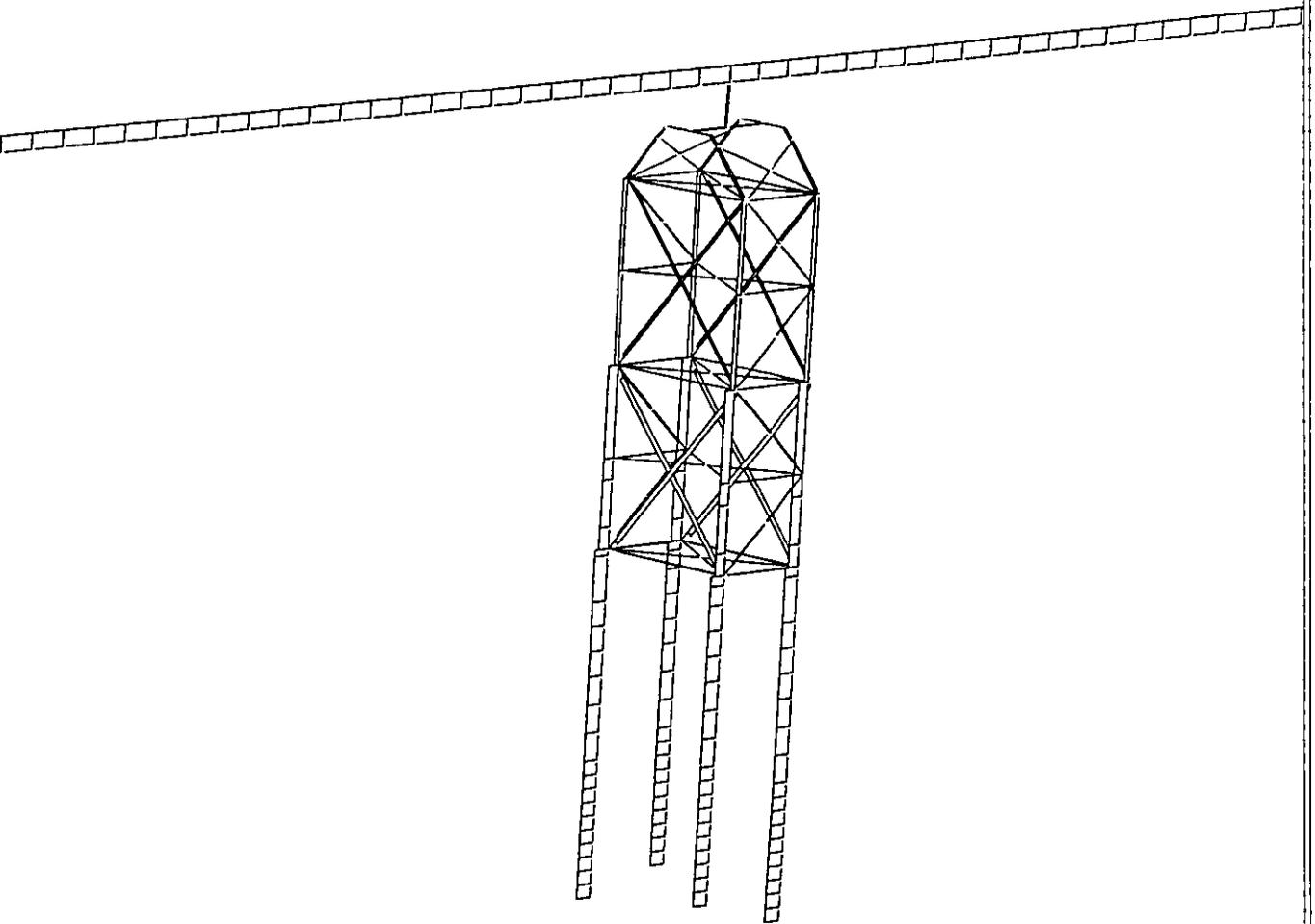
Condición deformada (sismo transversal)



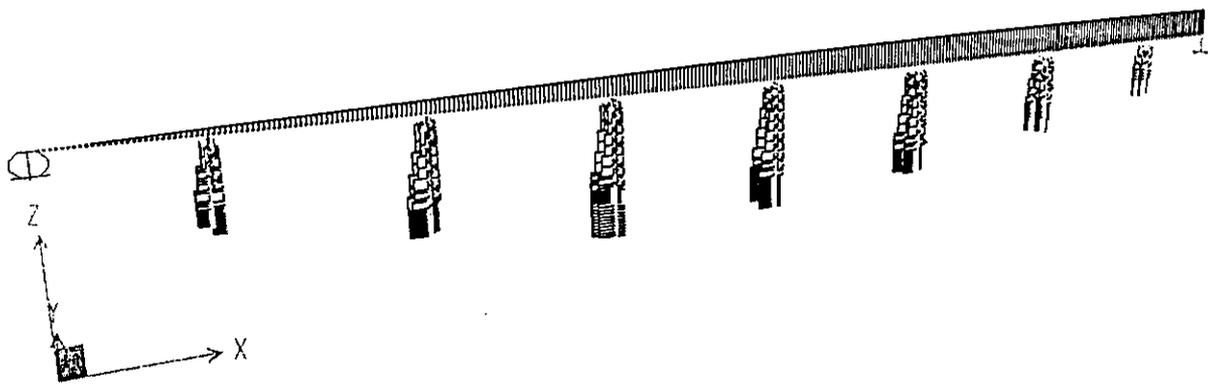
Condición deformada (sismo vertical)



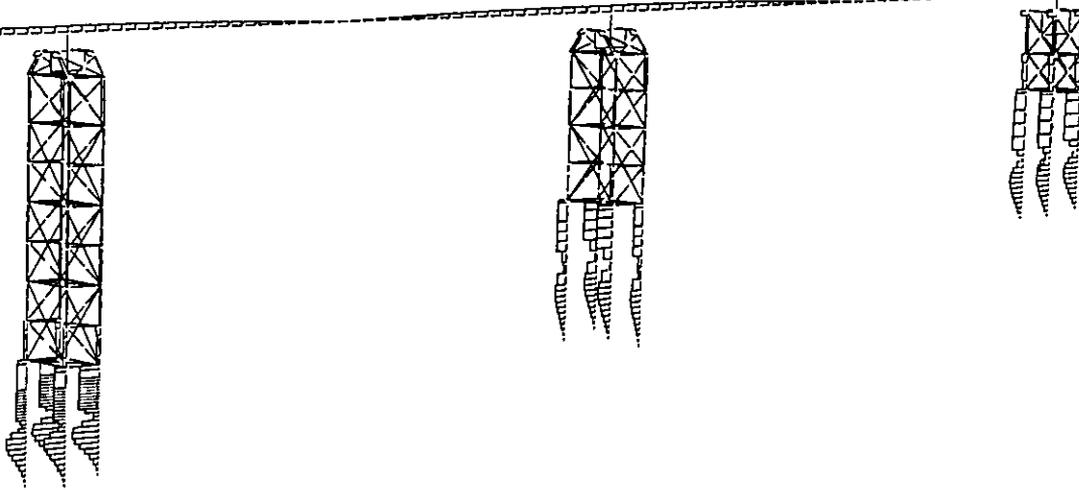
**Distribución de carga axial en todo el puente
(sismo transversal)**



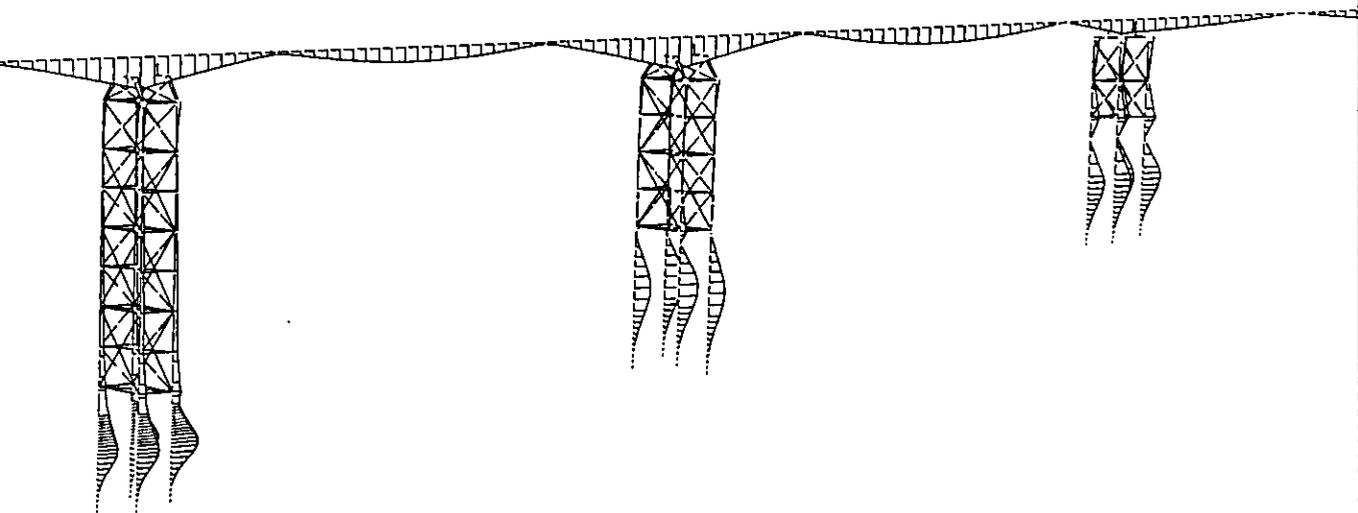
**Distribución de carga axial en Pila 7 y tablero
(sismo transversal)**



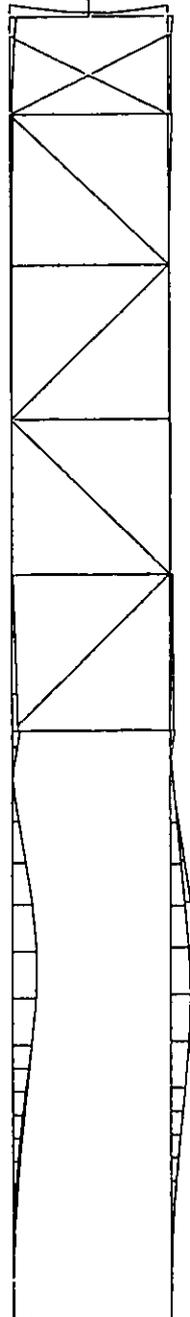
**Distribución de carga axial en todo el puente
(sismo longitudinal)**



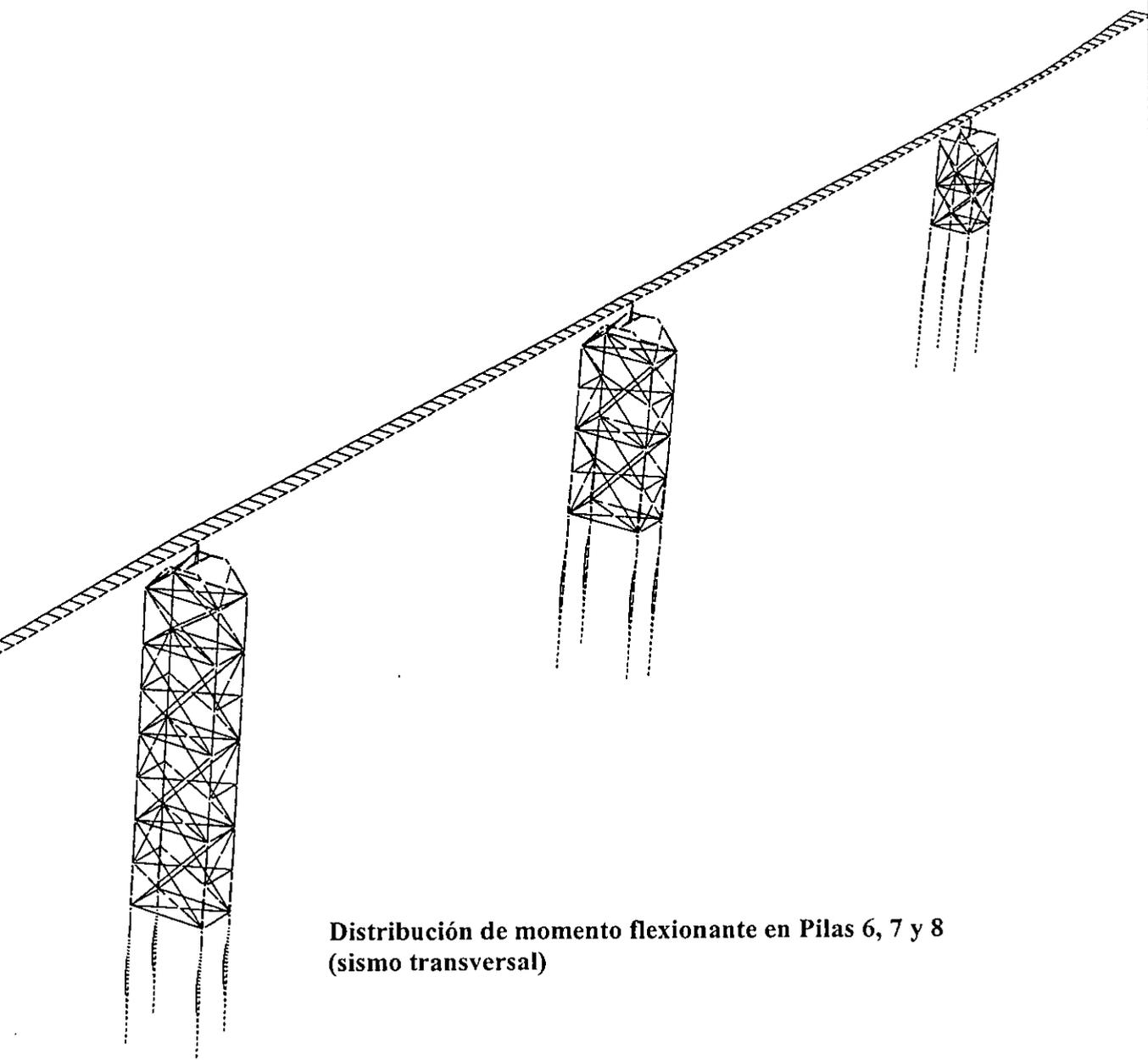
**Distribución de fuerza cortante en Pilas 6, 7 y 8
(sismo longitudinal)**



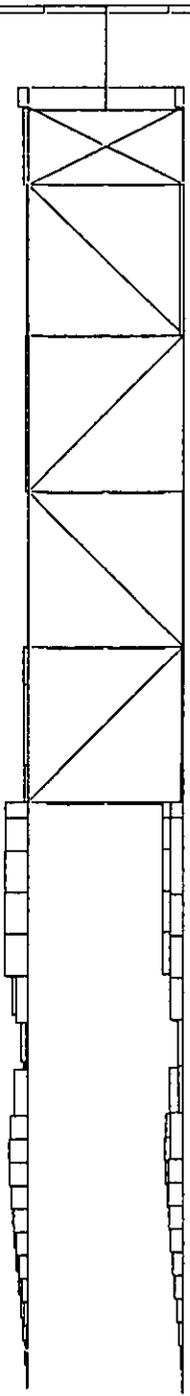
**Distribución de momento flexionante en Pilas 6, 7 y 8
(sismo longitudinal)**



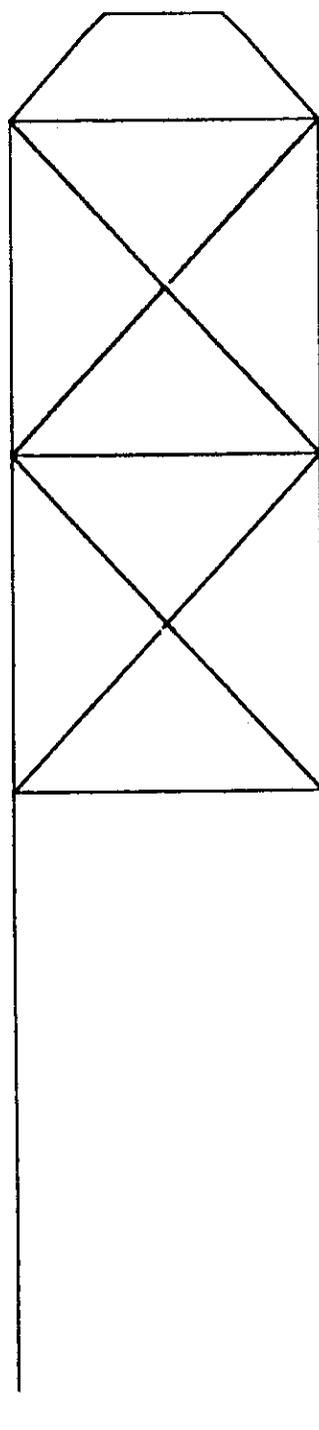
**Distribución de momento flexionante
en Pila 7 y tablero
Cara longitudinal
(sismo longitudinal)**



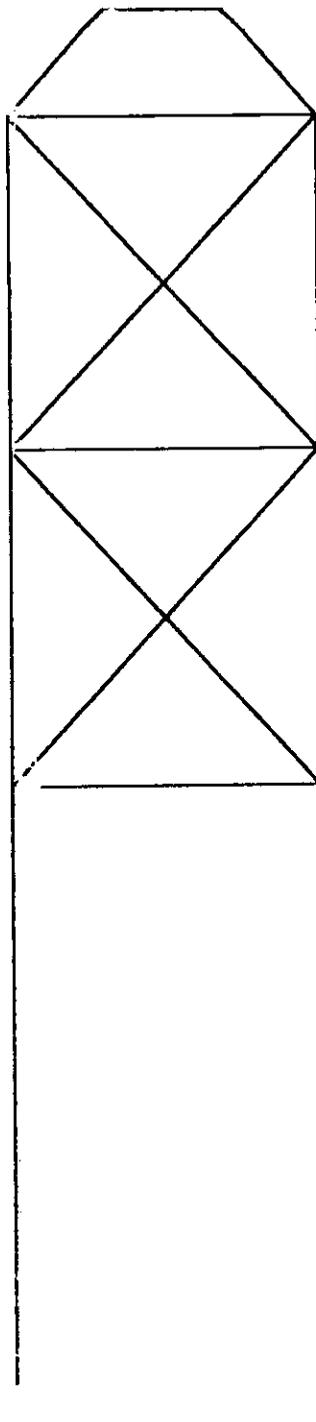
**Distribución de momento flexionante en Pilas 6, 7 y 8
(sismo transversal)**



Distribución de fuerza cortante
en Pila 7 y tablero
Cara longitudinal
(sismo longitudinal)



Distribución de fuerza axial
en Pila 7
Cara transversal
(sismo longitudinal)



Distribución de mom. flex.
en Pila 7
Cara transversal
(sismo longitudinal)

**REVISIÓN DE ACCIONES Y ESFUERZOS
EN ELEMENTOS DEL PUENTE**

REVISION DE ACCIONES Y ESFUERZOS EN ELEMENTOS DEL PUENTE

1. Criterios de Diseño

Para poder tratar adecuadamente el problema de la seguridad en una estructura, es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar claramente contra qué se pretende tener seguridad, dónde se deben aplicar factores de seguridad y qué efectos pretenden cubrir. El planteamiento de estados límite (de falla y de servicio) es el indicado en este contexto, ya que permite comparar la resistencia para cada estado límite contra la acción correspondiente. La forma más lógica de operar sería a través de un solo factor de seguridad que relacionara la mejor estimación posible de la resistencia, representada por la media o valor estimado de ésta, m_r , con la mejor estimación que puede hacerse de la acción, m_s , habría que diseñar para que esta relación representara el factor de seguridad óptimo en el sentido expresado anteriormente:

$$FS = m_r/m_s$$

Esta forma de proceder presenta diversos inconvenientes prácticos. El más importante es que en cada caso particular, la magnitud de las incertidumbres que existen en las diversas variables y aspectos del diseño es muy variada y que el factor de seguridad debería tomar muy distintos valores según las condiciones particulares. El Reglamento de Construcciones aplicable debería prever gran número de alternativas y permitir al proyectista determinar el factor de seguridad con base en estimaciones subjetivas de la importancia de algunos factores y de las magnitudes de las incertidumbres.

Para mayor sencillez de presentación y para definir en forma más rígida los factores de seguridad, en los reglamentos se prefiere tomar en cuenta las incertidumbres en las variables en donde éstas aparecen, por medio de factores de seguridad parciales, en lugar de acumularlos hasta determinar un solo factor de seguridad final. Esta segunda forma de proceder da lugar a falta de uniformidad en los niveles de seguridad, ya que la acumulación de factores parciales no conduce con precisión al factor de seguridad global que se pretende obtener.

Así, la incertidumbre de la resistencia se considera tomando valores conservadores de las variables que determinan el valor de ésta, principalmente de los esfuerzos resistentes de los materiales y de los coeficientes que intervienen en las expresiones de cálculo (en el caso de que éstas sean empíricas).

Por otra parte, la incertidumbre en la acción se toma en cuenta especificando valores conservadores para las distintas cargas y aplicando a las fuerzas determinadas para

dichas acciones, factores de carga que dependen de la probabilidad de que se exceda al valor conjunto de las distintas acciones que intervienen en la combinación en estudio.

Los Reglamentos de Construcciones pueden resolver de diversas maneras el problema de la revisión de la seguridad. El planteamiento de estados límite antes presentado conduce en forma directa a lo que se llama un criterio de diseño por resistencia en el cual, en términos generales, la revisión consiste en comprobar que se cumpla la desigualdad siguiente:

$$F_R R_d > \sum F_C S_d$$

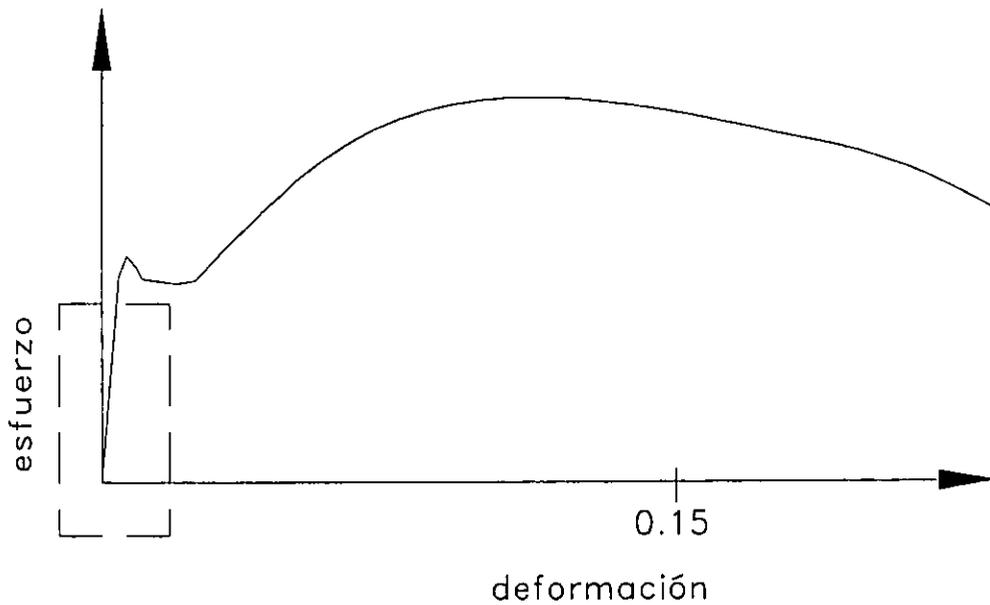
es decir, que la resistencia calculada (R_d) con los valores nominales de los esfuerzos resistentes de los materiales y con expresiones que generalmente son conservadoras, se multiplica por un factor de reducción de resistencia (F_R), que pretende tomar en cuenta algunos factores adicionales como el modo de falla involucrado en el estado límite en cuestión (y si dúctil y frágil). En el lado derecho de la desigualdad, los efectos de las acciones de diseño (S_d), o sea, las fuerzas internas, obtenida del análisis de la estructura ante cada una de las acciones de diseño, se multiplican, cada una, por factores (F_C) que toman en cuenta la probabilidad de que se exceda al efecto del conjunto de acciones que interviene en la combinación de cargas que se está considerando. De esa manera se tiene un juego de factores de seguridad que dan lugar a niveles de seguridad razonablemente uniformes.

Y es así como arribamos a la manera concisa en la cual el LRFD (Load Resistance Factor Design, o Criterio de Factores de Carga y Resistencia), es definido de manera formal por AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) como "un método para el proporcionamiento de elementos estructurales para múltiplos de las cargas de diseño. Para asegurar durabilidad y servicio, se le da consideración a control de las deformaciones permanentes bajo sobrecargas, a las características de respuesta a la fatiga bajo cargas de servicio, y al control de deflexiones bajo cargas de servicio."

Un planteamiento más burdo del problema de revisión es posible cuando se puede expresar la resistencia como una función lineal de cierto esfuerzo resistente del material:

$$R_d = K f_d$$

en el que K es un coeficiente que depende, en general, de diversas propiedades geométricas de la sección. Recordemos que en dicho intervalo lineal, la curvatura en el elemento es proporcional al momento aplicado.



Si además a lo anterior, los efectos de las acciones se expresan en términos de un esfuerzo actuante en la sección, al dividir la fuerza interna actuante en la sección, entre el mismo factor K

$$f_a = S_d/K$$

y si se considera un solo factor de carga F_C , igual para todas las acciones, se puede establecer una desigualdad análoga a la que se estableció para el criterio de diseño por resistencia última, pero expresada en términos de esfuerzos

$$F_R(R_d/K) > F_C \Sigma(S_d/K)$$

de donde

$$(F_R/F_C)f_d > f_d$$

en la cual el lado derecho de la desigualdad es denominado esfuerzo permisible, y en el se han concentrado todos los factores parciales de seguridad.

De esta manera se obtiene un criterio diferente de revisión de la seguridad que consiste en la comparación de un esfuerzo actuante con uno permisible:

$$f_p > f_a$$

Una vez más, es así como llegamos a ver que el criterio ASD (Allowable Stress Design, o Criterio por Esfuerzos Permisibles), es definido de manera formal por AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) como “un método para el proporcionamiento de elementos estructurales empleando fuerzas y cargas de diseño, esfuerzos permisibles, y limitaciones de diseño para el material adecuado bajo condiciones de servicio”.

Este criterio de diseño es el que se ha usado tradicionalmente para la mayoría de los materiales, ligado a la suposición de que éstos tienen un comportamiento elástico lineal, de modo que los esfuerzos actuantes se determinaban con una teoría elástica y los permisibles se fijaban de manera que el comportamiento del material fuera claramente lineal para esfuerzos menores que ellos. En los reglamentos actuales, sin embargo, este criterio no está necesariamente ligado a una teoría elástica y es una simple transformación de un criterio de resistencia a una presentación diferente.

Se aducen diversas ventajas para cada uno de los dos criterios de diseño mencionados anteriormente, así como de sus variantes. La controversia acerca de los méritos de uno y otro ha durado varias décadas, y aún prosigue. Con base en los conceptos aquí mencionados, podemos señalar lo siguiente.

El diseño por estados límite (LRFD) o sus variantes, constituye un planteamiento más claro de los objetivos que se persiguen al diseñar una estructura y permite identificar más claramente dónde se toman los factores de seguridad y qué magnitud tienen éstos. Además, el desglosar el factor de seguridad total en diversos factores parciales (de carga, de reducción de resistencia y valores nominales o característicos para las variables) proporciona una gama mucho más amplia de factores de seguridad global que permiten lograr un nivel de seguridad cercano al óptimo para una gran variedad de situaciones de diseño (lo cual generalmente nos guía hacia el cálculo de elementos estructurales más esbeltos que los que el criterio ASD propondría). Facilita además al proyectista, el realizar algún cambio en los factores de seguridad especificados cuando en algún aspecto del diseño se presenta una situación muy distinta de las previstas por el reglamento. Puede, en este caso, modificarse el factor de seguridad parcial que afecta la variable que tiene características diferentes.

El diseño por esfuerzos admisibles (ASD) tiene la ventaja de plantear la revisión de la seguridad en términos de dos cantidades sencillas que tiene un significado físico claro, de manera que el proyectista con cierta experiencia puede fácilmente detectar si los resultados finales son razonables para las características del problema. Sin embargo, es mucho menos flexible en cuanto a la posibilidad de ajustar el factor de seguridad al valor más apropiado a las características de una situación dada. Además puede inducir al error de que los esfuerzos así calculados son los máximos que se presentan en la sección crítica para determinada condición de carga (lo cual puede llevarnos a un diseño más conservador, y por ende, menos económico), mientras que

en la mayoría de los casos, estos esfuerzos no son más que valores convencionales con los cuales se pretende lograr un cierto nivel de seguridad.

Este criterio de diseño es el que se ha usado tradicionalmente para la mayoría de los materiales, ligado a la suposición de que éstos tienen un comportamiento elástico lineal.

2. Revisión de Acciones y Esfuerzos en los Elementos de la Pila 7 del Puente Chiapas

Esta revisión consistió en encontrar, de manera inicial (a reserva de una revisión más profunda de las conexiones) los elementos mecánicos y esfuerzos actuantes en los diversos elementos de la pila, y compararlas con los admisibles para el elemento analizado (en el caso de elementos de acero), y poder proponer las modificaciones pertinentes a dicho elemento, en caso de ser necesarias.

Para esto, se empleó una hoja de cálculo (que se anexa al final de este capítulo), en la cual se vaciaron los resultados del análisis estructural. Cabe señalar que debe hacerse la distinción entre elementos de concreto y de acero, ya que en los de concreto esta tabla sirvió con fines de diseño, debido a la filosofía propia del diseño en concreto (se empleó el criterio LRFD del reglamento AASHTO), mientras que para los elementos de acero su función fue más bien de revisión y corrección (se empleó el criterio ASD del reglamento AASHTO).

Para ilustrar de manera más clara lo anteriormente dicho veremos el siguiente caso, referente a la pila que nos ocupa:

- Para la pata Ci-O (pila 7), en el pilote de concreto, se halló que el momento actuante máx. presente provenía del caso de sismo transversal (ver tabla anexa), el cual se sumó al momento resultante de la carga axial.

$$M_{ST} + M_{CM} = M_{ACT}$$

$$1585.2 + 7.4 = 1592.6 \text{ (ton . m)}$$

Cabe hacer mención que cada uno de los dos momentos sumados, es el resultado de hacer una composición de los 2 momentos obtenidos en los ejes correspondientes (2 y 3).

En el caso del cortante, se hizo lo mismo, tomando en cuenta los cortantes presentes para el caso que nos definió el momento anteriormente calculado (es decir, tomamos el cortante a partir del momento más desfavorable). Esto nos dice que es el momento

flexionante el que rige el diseño, pues a partir de éste es que tomamos los restantes elementos mecánicos.

$$V_{ST} + V_{CM} = V_{ACT}$$

$$80.3 + 1.7 = 82 \text{ (ton)}$$

Para el caso de la carga axial, se obtuvo de igual manera la carga axial de las dos condiciones de carga, carga muerta y sismo longitudinal, referidos al momento flexionante más desfavorable, como ya se había mencionado. Sin embargo, aquí la mecánica fue algo distinto, puesto que el SAP2000 nos entrega los resultados del análisis modal espectral sísmico sin asignarle signo alguno a los elementos mecánicos encontrados, por lo que es necesario combinarlos de distintas maneras para hallar la combinación más desfavorable que rija el diseño, lo cual sólo se puede determinar a partir de un diagrama de interacción del pilote que se está analizando. Veamos cómo es que sucede esto:

$$1) \quad P_{ST} + P_{CM} = P_{ACT}$$

$$981.5 - 1379.4 = -397.9 \text{ (ton)}$$

$$2) \quad -P_{ST} + P_{CM} = P_{ACT}$$

$$-981.5 - 1379.4 = -2360.9 \text{ (ton)}$$

Al observar las dos posibilidades, veremos que al realizar el análisis de ellas, tendremos por un lado (1592.6, -397.9) y por el otro (1592.6, -2360.9) en lo referente a las combinaciones momento vs. carga axial que se deben revisar en un diagrama de interacción. Se podría pensar que con sólo revisar la opción con la carga axial mayor sería suficiente; sin embargo, esto no es rigurosamente cierto, ya que en pilas de mayor altura, que resultan mucho más flexibles (como las pilas 4 ó 5 por ejemplo) la posible carga axial de tensión debida al sismo puede resultar mayor que la de compresión debida a la carga muerta, llegándose a presentar esfuerzos de tensión en la pila, los cuales al ingresar a un diagrama de interacción (con el mismo momento), pueden resultar más perjudiciales que una carga axial de compresión de mayores magnitudes. En lo referente a la fuerza cortante, los elementos requeridos para resistirla se calculan por separado, como bien sabemos.

Así pues, la terna (M,P,V) a utilizar en el diseño del armado del pilote respectivo es la siguiente: (1592.6, -2360.9, 82), la cual deberá de ser factorizada aún de acuerdo a la reglamentación correspondiente (criterio LRFD), que en este caso resultó ser el código AASHTO. Recordemos que los elementos obtenidos del análisis estructural no están afectados por factor alguno, y que éstos deberán ser aplicados de acuerdo al criterio de diseño que se esté empleando

- En el caso de los elementos de acero, como ya mencioné, la filosofía fue más bien de revisión, puesto que se trató de que los elementos mecánicos actuantes arrojados por el análisis estructural fueran comparados contra los esfuerzos permisibles para el elemento en cuestión, según la normatividad pertinente, que en este caso se trató de el reglamento AASHTO ASD, el cual nos arrojó un esfuerzo permisible del orden de $0.55F_y$, el cual para el tipo de acero empleado ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$), es del orden de 1392 kg/cm^2 . Revisemos como es que opera este esquema de revisión:

Se obtienen los momentos resultantes debidos a cada una de las condiciones de carga, ya sea carga, sismo longitudinal o sismo transversal, recordando una vez más que los momentos son los que habrán de regir el diseño. Posteriormente, se hacen las combinaciones para cada una de estas condiciones de carga axial más flexión, a través de la aplicación de la fórmula modificada de la escuadría:

$$f = (M/S) \pm (P/A)$$

la cual nos proporciona el esfuerzo actuante en el tubo para esa condición de carga, bajo el concepto de flexión, que en realidad es flexocompresión.

Por otro lado, el esfuerzo cortante se obtiene realizando el cociente entre fuerza cortante y área del tubo.

Con estos resultados se procede a encontrar las combinaciones de carga, al sumar los esfuerzos por carga muerta a los sismos; esta clase de combinación de carga fue la que rigió el diseño al darnos los mayores esfuerzos en el tubo.

Para ilustrar lo anterior veamos el ejemplo que nos brinda el tubo de acero principal ($d = 2.78$) de la pata analizada anteriormente:

Observamos que la combinación de esfuerzos actuantes más desfavorable en dicha pata es de 1388.2 kg/cm^2 , el que proviene de sumar la flexocompresión de carga muerta (1225 kg/cm^2) y la debida a sismo transversal (163.2 kg/cm^2). Dicha flexocompresión adicionalmente nos remite a un esfuerzo cortante de 222.4 kg/cm^2 . Al observar el esfuerzo de flexocompresión actuante, observamos que está apenas por debajo del admisible, pero debemos considerar que este esfuerzo admisible debe incrementarse en un 33% debido a que el sismo es una carga accidental, lo cual nos da un margen de seguridad aún más cómodo del actuante respecto al admisible. Esta capacidad adicional permitida por el hecho de ser una carga accidental fue de gran utilidad en los casos de otras patas en otras pilas, ya que en algunos casos, sin ella, el espesor del tubo propuesto no hubiera resultado suficiente.

Bajo este criterio, aquellos elementos que no resultaron suficientes para los esfuerzos actuantes en ellos, tuvieron que ser incrementados en cuanto a su espesor,

hasta que éste resultara adecuado para resistir las acciones presentes en ellos, como de hecho ocurrió en varios tubos de contraventeo.

De igual modo, se revisan los esfuerzos cortantes pertinentes (debidos a la combinación de carga seleccionada), contra los permisibles, para el elemento en cuestión, de acuerdo a la normatividad utilizada, en este caso también el reglamento AASHTO.

---0---

FRAME	DIAM.	MATERIAL	ESPESOR	LONG-ESS	LONG-BAR	AREA	INERCIA	RADIO DE	RELACION	MODULO DE	P	V2	V3	T	M2	M3	VR	MR	Esf-Cort	Esf-Flexion	P	V2	V3	T
	TUBO		(M)	(M)	(M)	A	(M4)	GRO	ESBELTEZ	SECCION	(ton)	(ton)	(ton)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	(ton)	(t*m)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton)	(ton)	(ton)	(t*m)
7010	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1414.7	0.5	-0.1	0.0	-6.4	-5.7	0.5	8.6	*	*	982.2	97.9	25.0	0.0
7011	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1414.7	0.3	-1.0	0.0	-6.4	-5.7	1.0	8.6	*	*	981.9	17.3	4.2	0.0
7011	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1405.9	0.3	-1.0	0.0	-5.7	-5.9	1.0	8.2	*	*	981.9	17.3	4.2	0.0
7011	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1397.1	0.3	-1.0	0.0	-4.9	-6.1	1.0	7.8	*	*	981.9	17.3	4.2	0.0
7011	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1388.2	0.3	-1.0	0.0	-4.2	-6.3	1.0	7.6	*	*	981.9	17.3	4.2	0.0
7011	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1379.4	0.3	-1.0	0.0	-3.4	-6.6	1.0	7.4	*	*	981.9	17.3	4.2	0.0
7012	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1379.4	0.1	-1.7	0.0	-3.4	-6.6	1.7	7.4	*	*	981.5	72.3	34.9	0.0
7012	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1370.6	0.1	-1.7	0.0	-2.1	-6.6	1.7	6.9	*	*	981.5	72.3	34.9	0.0
7012	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1361.8	0.1	-1.7	0.0	-0.8	-6.6	1.7	6.7	*	*	981.5	72.3	34.9	0.0
7012	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1352.9	0.1	-1.7	0.0	0.5	-6.7	1.7	6.7	*	*	981.5	72.3	34.9	0.0
7012	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1344.1	0.1	-1.7	0.0	1.8	-6.7	1.7	6.9	*	*	981.5	72.3	34.9	0.0
7013	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1344.1	-0.2	-2.3	0.0	1.8	-6.7	2.3	6.9	*	*	981.2	149.2	60.4	0.0
7013	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1336.3	-0.2	-2.3	0.0	3.3	-6.6	2.3	7.4	*	*	981.2	149.2	60.4	0.0
7013	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1328.4	-0.2	-2.3	0.0	4.9	-6.4	2.3	8.1	*	*	981.2	149.2	60.4	0.0
7013	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1320.6	-0.2	-2.3	0.0	6.4	-6.3	2.3	9.0	*	*	981.2	149.2	60.4	0.0
7013	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1312.7	-0.2	-2.3	0.0	7.9	-6.2	2.3	10.0	*	*	981.2	149.2	60.4	0.0
7014	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1312.7	-0.2	-2.3	0.0	7.9	-6.2	2.3	10.0	*	*	980.9	148.4	60.1	0.0
7014	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1304.9	-0.2	-2.3	0.0	9.4	-6.0	2.3	11.2	*	*	980.9	148.4	60.1	0.0
7014	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1297.0	-0.2	-2.3	0.0	10.9	-5.9	2.3	12.4	*	*	980.9	148.4	60.1	0.0
7014	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1289.2	-0.2	-2.3	0.0	12.4	-5.8	2.3	13.7	*	*	980.9	148.4	60.1	0.0
7014	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1281.3	-0.2	-2.3	0.0	13.9	-5.6	2.3	15.0	*	*	980.9	148.4	60.1	0.0
7015	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1281.3	-0.2	-2.3	0.0	13.9	-5.6	2.3	15.0	*	*	980.5	147.3	59.6	0.0
7015	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1273.5	-0.2	-2.3	0.0	15.5	-5.5	2.3	16.4	*	*	980.5	147.3	59.6	0.0
7015	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1265.6	-0.2	-2.3	0.0	17.0	-5.4	2.3	17.8	*	*	980.5	147.3	59.6	0.0
7015	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1257.8	-0.2	-2.3	0.0	18.5	-5.2	2.3	19.2	*	*	980.5	147.3	59.6	0.0
7015	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1249.9	-0.2	-2.3	0.0	20.0	-5.1	2.3	20.6	*	*	980.5	147.3	59.6	0.0
7016	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1249.9	-0.2	-2.3	0.0	20.0	-5.1	2.3	20.6	*	*	980.2	146.1	59.2	0.0
7016	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1244.0	-0.2	-2.3	0.0	21.1	-5.0	2.3	21.7	*	*	980.2	146.1	59.2	0.0
7016	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1238.1	-0.2	-2.3	0.0	22.2	-4.9	2.3	22.7	*	*	980.2	146.1	59.2	0.0
7016	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1232.3	-0.2	-2.3	0.0	23.3	-4.8	2.3	23.8	*	*	980.2	146.1	59.2	0.0
7016	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1226.4	-0.2	-2.3	0.0	24.5	-4.7	2.3	24.9	*	*	980.2	146.1	59.2	0.0
7017	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1226.4	-0.2	-2.3	0.0	24.5	-4.7	2.3	24.9	*	*	980.0	145.2	58.9	0.0
7017	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1223.4	-0.2	-2.3	0.0	25.0	-4.6	2.3	25.4	*	*	980.0	145.2	58.9	0.0
7017	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1220.5	-0.2	-2.3	0.0	25.6	-4.6	2.3	26.0	*	*	980.0	145.2	58.9	0.0
7017	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1217.5	-0.2	-2.3	0.0	26.1	-4.5	2.3	26.5	*	*	980.0	145.2	58.9	0.0
7017	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1214.6	-0.2	-2.3	0.0	26.7	-4.5	2.3	27.1	*	*	980.0	145.2	58.9	0.0
7018	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1181.9	-7.6	4.3	2.1	8.8	-9.9	8.7	13.3	*	*	934.6	1.4	14.8	1.9
7018	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1174.8	-7.6	4.3	2.1	6.2	-5.3	8.7	8.2	*	*	934.6	1.4	14.8	1.9
7018	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1167.7	-7.6	4.3	2.1	3.7	-0.8	8.7	3.8	*	*	934.6	1.4	14.8	1.9
7018	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1160.7	-7.6	4.3	2.1	1.1	3.8	8.7	4.0	*	*	934.6	1.4	14.8	1.9
7018	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1153.6	-7.6	4.3	2.1	-1.5	8.4	8.7	8.5	*	*	934.6	1.4	14.8	1.9
7019	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1153.6	-7.6	4.3	2.1	-1.5	8.4	8.7	8.5	*	*	934.1	4.0	15.9	1.9
7019	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1132.8	-7.6	4.3	2.1	-7.0	18.4	8.7	19.7	*	*	934.1	4.0	15.9	1.9
7019	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1112.1	-7.6	4.3	2.1	-12.6	28.3	8.7	31.0	*	*	934.1	4.0	15.9	1.9
7019	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1091.3	-7.6	4.3	2.1	-18.2	38.2	8.7	42.3	*	*	934.1	4.0	15.9	1.9
7019	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1070.5	-7.6	4.3	2.1	-23.7	48.1	8.7	53.6	*	*	934.1	4.0	15.9	1.9
7020	2.776	ACERO	0.0254	2.40	2.40	0.219	2.076E-01	0.973	2.468	0.150	-1070.5	-7.6	4.3	2.1	-23.7	48.1	8.7	53.6	80	5236	933.5	7.6	17.0	1.9
7020	2.776	ACERO	0.0254	2.40	2.40	0.219	2.076E-01	0.973	2.468	0.150	-1069.5	-7.6	4.3	2.1	-26.3	52.7	8.7	58.9	80	5266	933.5	7.6	17.0	1.9
7020	2.776	ACERO	0.0254	2.40	2.40	0.219	2.076E-01	0.973	2.468	0.150	-1068.5	-7.6	4.3	2.1	-28.8	57.3	8.7	64.1	80	5297	933.5	7.6	17.0	1.9
7020	2.776	ACERO	0.0254	2.40	2.40	0.219	2.076E-01	0.973	2.468	0.150	-1067.4	-7.6	4.3	2.1	-31.4	61.8	8.7	69.4	80	5327	933.5	7.6	17.0	1.9
7020	2.776	ACERO	0.0254	2.40	2.40	0.219	2.076E-01	0.973	2.468	0.150	-1066.4	-7.6	4.3	2.1	-34.0	66.4	8.7	74.6	80	5357	933.5	7.6	17.0	1.9
7021	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1046.1	11.7	0.7	4.6	-36.7	55.6	11.8	66.7	107	5212	466.2	2.2	18.4	1.5
7021	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1041.8	11.7	0.7	4.6	-38.5	26.2	11.8	46.5	107	5058	466.2	2.2	18.4	1.5
7021	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1037.6	11.7	0.7	4.6	-40.1	-3.3	11.8	40.3	107	4996	466.2	2.2	18.4	1.5

FRAME	M2	M3	VR	MR	Esf-Cort	Esf-Flexion	P	V2	V3	T	M2	M3	VR	MR	Esf-Cort	Esf-Flexion	Esf-Cort	Esf-Flexion	Esf-Cort	Esf-Flexion
	(t*m)	(t*m)	(ton)	(t*m)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton)	(ton)	(ton)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	(ton)	(t*m)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)
7010	452.0	1471.1	101.0	1539.0	*	*	897.1	29.4	83.4	0.0	1507.0	441.3	88.4	1570.3	*	*	*	*	*	*
7011	452.0	1471.1	17.8	1539.0	*	*	896.8	5.2	14.0	0.0	1507.0	441.3	14.9	1570.3	*	*	*	*	*	*
7011	448.9	1484.1	17.8	1550.5	*	*	896.8	5.2	14.0	0.0	1496.7	445.2	14.9	1561.5	*	*	*	*	*	*
7011	445.8	1497.1	17.8	1562.1	*	*	896.8	5.2	14.0	0.0	1486.3	449.1	14.9	1552.7	*	*	*	*	*	*
7011	442.7	1510.1	17.8	1573.6	*	*	896.8	5.2	14.0	0.0	1476.0	453.0	14.9	1543.9	*	*	*	*	*	*
7011	439.6	1523.1	17.8	1585.2	*	*	896.8	5.2	14.0	0.0	1465.6	456.9	14.9	1535.2	*	*	*	*	*	*
7012	439.6	1523.1	80.3	1585.2	*	*	896.5	21.7	116.3	0.0	1465.6	456.9	118.3	1535.2	*	*	*	*	*	*
7012	413.4	1468.8	80.3	1525.9	*	*	896.5	21.7	116.3	0.0	1378.4	440.6	118.3	1447.1	*	*	*	*	*	*
7012	387.3	1414.6	80.3	1466.7	*	*	896.5	21.7	116.3	0.0	1291.2	424.3	118.3	1359.2	*	*	*	*	*	*
7012	361.1	1360.4	80.3	1407.5	*	*	896.5	21.7	116.3	0.0	1204.0	408.1	118.3	1271.3	*	*	*	*	*	*
7012	335.0	1306.2	80.3	1348.4	*	*	896.5	21.7	116.3	0.0	1116.9	391.8	118.3	1183.6	*	*	*	*	*	*
7013	335.0	1306.2	160.9	1348.4	*	*	896.2	44.8	201.2	0.0	1116.9	391.8	206.1	1183.6	*	*	*	*	*	*
7013	294.8	1206.7	160.9	1242.2	*	*	896.2	44.8	201.2	0.0	982.8	362.0	206.1	1047.3	*	*	*	*	*	*
7013	254.6	1107.3	160.9	1136.2	*	*	896.2	44.8	201.2	0.0	848.7	332.1	206.1	911.4	*	*	*	*	*	*
7013	214.4	1007.8	160.9	1030.4	*	*	896.2	44.8	201.2	0.0	714.7	302.3	206.1	776.0	*	*	*	*	*	*
7013	174.2	908.4	160.9	924.9	*	*	896.2	44.8	201.2	0.0	580.8	272.5	206.1	641.5	*	*	*	*	*	*
7014	174.2	908.4	160.1	924.9	*	*	895.8	44.5	200.2	0.0	580.8	272.5	205.1	641.5	*	*	*	*	*	*
7014	134.3	809.4	160.1	820.5	*	*	895.8	44.5	200.2	0.0	447.6	242.8	205.1	509.2	*	*	*	*	*	*
7014	94.5	710.5	160.1	716.8	*	*	895.8	44.5	200.2	0.0	314.6	213.1	205.1	380.0	*	*	*	*	*	*
7014	55.0	611.6	160.1	614.1	*	*	895.8	44.5	200.2	0.0	182.5	183.5	205.1	258.7	*	*	*	*	*	*
7014	18.1	512.7	160.1	513.0	*	*	895.8	44.5	200.2	0.0	56.8	153.8	205.1	163.9	*	*	*	*	*	*
7015	18.1	512.7	158.9	513.0	*	*	895.5	44.2	198.9	0.0	56.8	153.8	203.7	163.9	*	*	*	*	*	*
7015	28.6	414.5	158.9	415.5	*	*	895.5	44.2	198.9	0.0	92.7	124.3	203.7	155.1	*	*	*	*	*	*
7015	66.9	316.3	158.9	323.3	*	*	895.5	44.2	198.9	0.0	221.7	94.9	203.7	241.1	*	*	*	*	*	*
7015	106.2	218.1	158.9	242.6	*	*	895.5	44.2	198.9	0.0	353.3	65.5	203.7	359.3	*	*	*	*	*	*
7015	145.8	119.9	158.9	188.8	*	*	895.5	44.2	198.9	0.0	485.5	36.1	203.7	486.8	*	*	*	*	*	*
7016	145.8	119.9	157.6	188.8	*	*	895.2	43.8	197.4	0.0	485.5	36.1	202.2	486.8	*	*	*	*	*	*
7016	175.3	46.8	157.6	181.5	*	*	895.2	43.8	197.4	0.0	583.9	14.4	202.2	584.1	*	*	*	*	*	*
7016	204.9	26.2	157.6	206.6	*	*	895.2	43.8	197.4	0.0	682.5	8.6	202.2	682.6	*	*	*	*	*	*
7016	234.4	99.3	157.6	254.6	*	*	895.2	43.8	197.4	0.0	781.1	30.0	202.2	781.7	*	*	*	*	*	*
7016	264.0	172.3	157.6	315.3	*	*	895.2	43.8	197.4	0.0	879.7	51.9	202.2	881.2	*	*	*	*	*	*
7017	264.0	172.3	156.7	315.3	*	*	895.0	43.6	196.3	0.0	879.7	51.9	201.1	881.2	*	*	*	*	*	*
7017	278.7	208.6	156.7	348.1	*	*	895.0	43.6	196.3	0.0	928.7	62.7	201.1	930.9	*	*	*	*	*	*
7017	293.4	244.9	156.7	382.2	*	*	895.0	43.6	196.3	0.0	977.8	73.6	201.1	980.6	*	*	*	*	*	*
7017	308.1	281.2	156.7	417.2	*	*	895.0	43.6	196.3	0.0	1026.8	84.5	201.1	1030.3	*	*	*	*	*	*
7017	322.9	317.5	156.7	452.8	*	*	895.0	43.6	196.3	0.0	1075.9	95.4	201.1	1080.1	*	*	*	*	*	*
7018	304.7	226.7	14.9	379.8	*	*	669.5	4.3	49.4	5.9	1015.7	68.3	49.6	1018.0	*	*	*	*	*	*
7018	295.9	226.4	14.9	372.5	*	*	669.5	4.3	49.4	5.9	986.2	68.0	49.6	988.5	*	*	*	*	*	*
7018	287.0	226.0	14.9	365.3	*	*	669.5	4.3	49.4	5.9	956.6	67.8	49.6	959.0	*	*	*	*	*	*
7018	278.2	225.6	14.9	358.2	*	*	669.5	4.3	49.4	5.9	927.1	67.7	49.6	929.6	*	*	*	*	*	*
7018	269.3	225.3	14.9	351.1	*	*	669.5	4.3	49.4	5.9	897.6	67.7	49.6	900.1	*	*	*	*	*	*
7019	269.3	225.3	16.4	351.1	*	*	668.9	4.4	52.9	5.9	897.6	67.7	53.1	900.1	*	*	*	*	*	*
7019	248.7	220.4	16.4	332.3	*	*	668.9	4.4	52.9	5.9	828.9	66.8	53.1	831.6	*	*	*	*	*	*
7019	228.1	215.6	16.4	313.9	*	*	668.9	4.4	52.9	5.9	760.3	66.3	53.1	763.2	*	*	*	*	*	*
7019	207.6	210.8	16.4	295.8	*	*	668.9	4.4	52.9	5.9	691.7	66.4	53.1	694.9	*	*	*	*	*	*
7019	187.0	206.0	16.4	278.2	*	*	668.9	4.4	52.9	5.9	623.2	67.0	53.1	626.8	*	*	*	*	*	*
7020	187.0	206.0	18.7	278.2	170	5183	668.4	4.8	56.8	5.9	623.2	67.0	57.0	626.8	520	5141	600	10377	250	10419
7020	176.8	201.6	18.7	268.1	170	5150	668.4	4.8	56.8	5.9	589.2	66.8	57.0	592.9	520	5027	600	10294	250	10416
7020	166.6	197.2	18.7	258.1	170	5116	668.4	4.8	56.8	5.9	555.1	66.8	57.0	559.1	520	4914	600	10211	250	10413
7020	156.4	192.7	18.7	248.2	170	5083	668.4	4.8	56.8	5.9	521.1	66.9	57.0	525.4	520	4802	600	10129	250	10410
7020	146.2	188.3	18.7	238.4	170	5050	668.4	4.8	56.8	5.9	487.1	67.1	57.0	491.7	520	4689	600	10046	250	10407
7021	144.6	70.7	18.5	161.0	169	2662	616.8	5.9	61.1	2.2	482.0	40.8	61.4	483.7	560	4427	667	9639	276	7874
7021	98.8	73.3	18.5	123.1	169	2535	616.8	5.9	61.1	2.2	329.4	29.9	61.4	330.8	560	3916	667	8974	276	7593
7021	53.3	76.3	18.5	93.1	169	2435	616.8	5.9	61.1	2.2	177.1	23.6	61.4	178.7	560	3407	667	8404	276	7431

FRAME	DIAM.	MATERIAL	ESPEJOR	LONG-ESB	LONG-BAR	AREA	INERCIA	RADIO DE	RELACION	MODULO DE	P	V2	V3	T	M2	M3	VR	MR	Esf-Cort	Esf-Flexion	P	V2	V3	T
	TUBO		(M)	(M)	(M)	A	(M4)	GIRO	ESBELTEZ	SECCION	(ton)	(ton)	(ton)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	(ton)	(t*m)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton)	(ton)	(ton)	(t*m)
7021	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1033.3	11.7	0.7	4.6	-41.7	-32.8	11.8	53.1	107	5063	466.2	2.2	18.4	1.5
7021	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1029.0	11.7	0.7	4.6	-43.3	-62.3	11.8	75.8	107	5195	466.2	2.2	18.4	1.5
7022	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1026.0	-10.5	-10.5	6.7	-73.1	-65.4	14.9	98.1	136	5330	432.9	2.1	8.5	1.8
7022	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1021.7	-10.5	-10.5	6.7	-46.4	-39.2	14.9	60.7	136	5061	432.9	2.1	8.5	1.8
7022	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1017.4	-10.5	-10.5	6.7	-19.6	-12.9	14.9	23.5	136	4792	432.9	2.1	8.5	1.8
7022	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1013.1	-10.5	-10.5	6.7	7.2	13.4	14.9	15.2	136	4717	432.9	2.1	8.5	1.8
7022	2.776	ACERO	0.0254	10.00	10.00	0.219	2.076E-01	0.973	10.283	0.150	-1008.8	-10.5	-10.5	6.7	33.9	39.7	14.9	52.2	136	4945	432.9	2.1	8.5	1.8
7023	2.776	ACERO	0.0254	9.70	9.70	0.219	2.076E-01	0.973	9.974	0.150	-1009.7	-4.5	-46.6	10.6	32.0	29.2	46.8	43.3	427	4890	148.3	28.7	5.4	5.9
7023	2.776	ACERO	0.0254	9.70	9.70	0.219	2.076E-01	0.973	9.974	0.150	-1005.5	-4.5	-46.6	10.6	145.4	40.1	46.8	150.8	427	5590	148.3	28.7	5.4	5.9
7023	2.776	ACERO	0.0254	9.70	9.70	0.219	2.076E-01	0.973	9.974	0.150	-1001.4	-4.5	-46.6	10.6	258.6	51.0	46.8	263.6	427	6325	148.3	28.7	5.4	5.9
7023	2.776	ACERO	0.0254	9.70	9.70	0.219	2.076E-01	0.973	9.974	0.150	-997.2	-4.5	-46.6	10.6	371.5	61.8	46.8	376.6	427	7061	148.3	28.7	5.4	5.9
7023	2.776	ACERO	0.0254	9.70	9.70	0.219	2.076E-01	0.973	9.974	0.150	-993.0	-4.5	-46.6	10.6	483.8	72.5	46.8	489.2	427	7795	148.3	28.7	5.4	5.9
7024	2.776	ACERO	0.0254	6.59	6.59	0.219	2.076E-01	0.973	6.781	0.150	-1107.0	-52.9	227.9	53.7	466.4	24.9	234.0	467.1	2135	8166	124.7	8.8	27.1	139.9
7024	2.776	ACERO	0.0254	6.59	6.59	0.219	2.076E-01	0.973	6.781	0.150	-1104.8	-52.9	226.1	53.7	90.8	112.3	232.2	144.4	2119	5999	124.7	8.8	27.1	139.9
7024	2.776	ACERO	0.0254	6.59	6.59	0.219	2.076E-01	0.973	6.781	0.150	-1102.7	-52.9	224.2	53.7	-281.9	199.6	230.4	345.4	2102	7333	124.7	8.8	27.1	139.9
7024	2.776	ACERO	0.0254	6.59	6.59	0.219	2.076E-01	0.973	6.781	0.150	-1100.6	-52.9	222.4	53.7	-651.3	286.8	228.6	711.7	2086	9772	124.7	8.8	27.1	139.9
7024	2.776	ACERO	0.0254	6.59	6.59	0.219	2.076E-01	0.973	6.781	0.150	-1098.4	-52.9	220.5	53.7	-1017.2	373.8	226.8	1083.7	2069	12250	124.7	8.8	27.1	139.9
7025							BARRA RIGIDA				-1089.3	-47.7	305.3	94.1	-1027.2	393.2	309.0	1099.9		BARRA RIGIDA	94.5	62.0	34.5	160.0
7025							BARRA RIGIDA				-1089.3	-47.7	305.3	94.1	-1162.1	414.1	309.0	1233.7		BARRA RIGIDA	94.5	62.0	34.5	160.0
7025							BARRA RIGIDA				-1089.3	-47.7	305.3	94.1	-1297.1	435.1	309.0	1368.1		BARRA RIGIDA	94.5	62.0	34.5	160.0
7025							BARRA RIGIDA				-1089.3	-47.7	305.3	94.1	-1432.0	456.1	309.0	1502.9		BARRA RIGIDA	94.5	62.0	34.5	160.0
7025							BARRA RIGIDA				-1089.3	-47.7	305.3	94.1	-1566.9	477.1	309.0	1638.0		BARRA RIGIDA	94.5	62.0	34.5	160.0
7026							BARRA RIGIDA				-554.3	47.7	-986.1	403.8	1566.9	-270.8	987.3	1590.2		BARRA RIGIDA	47.0	62.0	88.9	343.6
7026							BARRA RIGIDA				-554.3	47.7	-986.1	403.8	2417.5	-312.0	987.3	2437.5		BARRA RIGIDA	47.0	62.0	88.9	343.6
7026							BARRA RIGIDA				-554.3	47.7	-986.1	403.8	3268.0	-353.2	987.3	3287.0		BARRA RIGIDA	47.0	62.0	88.9	343.6
7026							BARRA RIGIDA				-554.3	47.7	-986.1	403.8	4118.5	-394.4	987.3	4137.3		BARRA RIGIDA	47.0	62.0	88.9	343.6
7026							BARRA RIGIDA				-554.3	47.7	-986.1	403.8	4969.0	-435.6	987.3	4988.1		BARRA RIGIDA	47.0	62.0	88.9	343.6
7100	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1624.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	*	*	988.7	5.3	1.9	0.0
7100	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1620.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	*	*	988.7	5.3	1.9	0.0
7100	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1616.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	*	*	988.7	5.3	1.9	0.0
7100	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1611.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0	0.1	0.1	*	*	988.7	5.3	1.9	0.0
7100	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1607.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0	0.1	0.1	*	*	988.7	5.3	1.9	0.0
7101	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1607.2	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.0	0.2	0.1	*	*	988.6	17.5	6.2	0.0
7101	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1602.8	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.0	0.2	0.1	*	*	988.6	17.5	6.2	0.0
7101	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1598.3	0.1	0.2	0.0	-0.2	-0.1	0.2	0.2	*	*	988.6	17.5	6.2	0.0
7101	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1593.9	0.1	0.2	0.0	-0.3	-0.1	0.2	0.3	*	*	988.6	17.5	6.2	0.0
7101	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1589.5	0.1	0.2	0.0	-0.3	-0.1	0.2	0.3	*	*	988.6	17.5	6.2	0.0
7102	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1589.5	0.1	0.2	0.0	-0.3	-0.1	0.3	0.3	*	*	988.5	31.3	10.8	0.0
7102	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1585.1	0.1	0.2	0.0	-0.4	-0.1	0.3	0.4	*	*	988.5	31.3	10.8	0.0
7102	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1580.7	0.1	0.2	0.0	-0.5	-0.2	0.3	0.5	*	*	988.5	31.3	10.8	0.0
7102	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1576.3	0.1	0.2	0.0	-0.6	-0.2	0.3	0.6	*	*	988.5	31.3	10.8	0.0
7102	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1571.9	0.1	0.2	0.0	-0.7	-0.2	0.3	0.7	*	*	988.5	31.3	10.8	0.0
7103	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1571.9	0.1	0.3	0.0	-0.7	-0.2	0.4	0.7	*	*	988.3	46.5	15.7	0.0
7103	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1567.4	0.1	0.3	0.0	-0.8	-0.3	0.4	0.9	*	*	988.3	46.5	15.7	0.0
7103	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1563.0	0.1	0.3	0.0	-0.9	-0.3	0.4	1.0	*	*	988.3	46.5	15.7	0.0
7103	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1558.6	0.1	0.3	0.0	-1.1	-0.4	0.4	1.1	*	*	988.3	46.5	15.7	0.0
7103	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1554.2	0.1	0.3	0.0	-1.2	-0.4	0.4	1.3	*	*	988.3	46.5	15.7	0.0
7104	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1554.2	0.2	0.4	0.0	-1.2	-0.4	0.4	1.3	*	*	988.2	62.6	20.8	0.0
7104	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1549.6	0.2	0.4	0.0	-1.3	-0.5	0.4	1.4	*	*	988.2	62.6	20.8	0.0
7104	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1545.4	0.2	0.4	0.0	-1.5	-0.6	0.4	1.6	*	*	988.2	62.6	20.8	0.0
7104	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1541.0	0.2	0.4	0.0	-1.6	-0.6	0.4	1.7	*	*	988.2	62.6	20.8	0.0
7104	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1536.5	0.2	0.4	0.0	-1.8	-0.7	0.4	1.9	*	*	988.2	62.6	20.8	0.0
7105	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1536.5	0.2	0.4	0.0	-1.8	-0.7	0.5	1.9	*	*	988.0	79.0	25.7	0.0
7105	2.500	CONCRETO	*	*	*	4.909	*	*	*	1.534	-1532.1	0.2	0.4	0.0	-1.9	-0.8	0.5	2.1	*	*	988.0	79.0	25.7	0.0

FRAME	M2	M3	VR	MR	Esf-Cort	Esf-Flexion	P	V2	V3	T	M2	M3	VR	MR	Esf-Cort	Esf-Flexion	Esf-Cort	Esf-Flexion	Esf-Cort	Esf-Flexion	
	(t'm)	(t'm)	(t'm)	(t'm)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton)	(ton)	(ton)	(t'm)	(t'm)	(t'm)	(t'm)	(t'm)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	(ton/m²)	
7021	12.2	79.5	18.5	80.4	169	2393	616.8	5.9	61.1	2.2	29.1	25.5	61.4	38.7	560	2940	667	8002	276	7455	
7021	41.0	82.9	18.5	92.5	169	2433	616.8	5.9	61.1	2.2	130.2	34.4	61.4	134.7	560	3260	667	8455	276	7628	
7022	47.5	32.2	8.8	57.4	80	2164	287.8	3.4	26.6	1.6	151.7	24.8	26.8	153.7	245	1825	380	7156	216	7495	
7022	26.3	36.3	8.8	44.8	80	2122	287.8	3.4	26.6	1.6	85.4	18.1	26.8	87.3	245	1603	380	6664	216	7183	
7022	6.3	40.6	8.8	41.0	80	2110	287.8	3.4	26.6	1.6	20.1	13.6	26.8	24.2	245	1392	380	6185	216	6902	
7022	17.3	45.1	8.8	48.3	80	2134	287.8	3.4	26.6	1.6	48.5	13.7	26.8	50.4	245	1480	380	6197	216	6851	
7022	38.3	49.7	8.8	62.8	80	2182	287.8	3.4	26.6	1.6	114.6	18.4	26.8	116.0	245	1699	380	6645	216	7128	
7023	37.9	17.5	29.2	41.7	267	815	262.4	8.8	14.6	3.2	114.5	12.4	17.0	115.1	155	1580	583	6470	694	5705	
7023	50.1	52.6	29.2	72.7	267	919	262.4	8.8	14.6	3.2	147.7	17.2	17.0	148.7	155	1693	583	7282	694	6508	
7023	62.6	122.3	29.2	137.4	267	1135	262.4	8.8	14.6	3.2	181.7	36.8	17.0	185.4	155	1815	583	8140	694	7460	
7023	75.3	192.0	29.2	206.3	267	1365	262.4	8.8	14.6	3.2	216.1	57.7	17.0	223.7	155	1943	583	9004	694	8426	
7023	88.2	261.7	29.2	276.2	267	1599	262.4	8.8	14.6	3.2	250.8	78.8	17.0	262.9	155	2075	583	9870	694	9394	
7024	74.7	166.7	28.5	182.6	260	1179	178.0	3.0	16.7	42.1	202.3	50.6	17.0	208.6	155	1508	2290	9675	2395	9345	
7024	61.8	181.0	28.5	191.2	260	1207	178.0	3.0	16.7	42.1	205.8	54.9	17.0	213.0	155	1523	2273	7522	2378	7206	
7024	77.7	195.3	28.5	210.2	260	1271	178.0	3.0	16.7	42.1	212.7	59.3	17.0	220.8	155	1549	2257	8883	2362	8604	
7024	110.7	209.6	28.5	237.0	260	1360	178.0	3.0	16.7	42.1	222.9	63.8	17.0	231.8	155	1586	2241	11359	2346	11133	
7024	149.8	223.9	28.5	269.4	260	1469	178.0	3.0	16.7	42.1	235.8	68.3	17.0	245.5	155	1632	2224	13882	2329	13719	
7025	152.4	216.5	70.9	264.8	BARRA RIGIDA		177.9	18.9	22.3	48.1	237.0	66.1	29.2	246.0	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7025	165.7	243.8	70.9	294.8	BARRA RIGIDA		177.9	18.9	22.3	48.1	235.9	74.4	29.2	247.3	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7025	179.2	271.2	70.9	325.1	BARRA RIGIDA		177.9	18.9	22.3	48.1	235.2	82.7	29.2	249.3	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7025	193.0	298.6	70.9	355.5	BARRA RIGIDA		177.9	18.9	22.3	48.1	235.0	91.0	29.2	252.0	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7025	207.0	326.0	70.9	386.2	BARRA RIGIDA		177.9	18.9	22.3	48.1	235.1	99.3	29.2	255.3	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7026	207.0	117.4	108.4	238.0	BARRA RIGIDA		116.0	18.9	136.7	104.2	235.1	36.6	138.0	238.0	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7026	267.8	170.8	108.4	317.6	BARRA RIGIDA		116.0	18.9	136.7	104.2	180.3	52.8	138.0	187.9	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7026	335.2	224.3	108.4	403.3	BARRA RIGIDA		116.0	18.9	136.7	104.2	193.7	69.0	138.0	205.7	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7026	405.9	277.7	108.4	491.8	BARRA RIGIDA		116.0	18.9	136.7	104.2	265.3	85.3	138.0	278.6	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7026	478.4	331.1	108.4	581.9	BARRA RIGIDA		116.0	18.9	136.7	104.2	361.9	101.6	138.0	375.9	BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA		BARRA RIGIDA
7100	0.0	0.0	5.6	0.0	*	*	898.6	1.6	6.5	0.0	0.0	0.0	6.6	0.0	*	*	*	*	*	*	
7100	0.7	2.0	5.6	2.1	*	*	898.6	1.6	6.5	0.0	2.4	0.6	6.6	2.5	*	*	*	*	*	*	
7100	1.5	4.0	5.6	4.2	*	*	898.6	1.6	6.5	0.0	4.8	1.2	6.6	5.0	*	*	*	*	*	*	
7100	2.2	5.9	5.6	6.3	*	*	898.6	1.6	6.5	0.0	7.3	1.8	6.6	7.5	*	*	*	*	*	*	
7100	2.9	7.9	5.6	8.4	*	*	898.6	1.6	6.5	0.0	9.7	2.4	6.6	10.0	*	*	*	*	*	*	
7101	2.9	7.9	18.6	8.4	*	*	898.5	5.3	20.7	0.0	9.7	2.4	21.3	10.0	*	*	*	*	*	*	
7101	5.2	14.5	18.6	15.4	*	*	898.5	5.3	20.7	0.0	17.4	4.4	21.3	18.0	*	*	*	*	*	*	
7101	7.6	21.1	18.6	22.4	*	*	898.5	5.3	20.7	0.0	25.2	6.3	21.3	26.0	*	*	*	*	*	*	
7101	9.9	27.6	18.6	29.4	*	*	898.5	5.3	20.7	0.0	32.9	8.3	21.3	33.9	*	*	*	*	*	*	
7101	12.2	34.2	18.6	36.3	*	*	898.5	5.3	20.7	0.0	40.7	10.3	21.3	41.9	*	*	*	*	*	*	
7102	12.2	34.2	33.1	36.3	*	*	898.4	9.4	36.1	0.0	40.7	10.3	37.3	41.9	*	*	*	*	*	*	
7102	16.3	46.0	33.1	48.7	*	*	898.4	9.4	36.1	0.0	54.2	13.8	37.3	55.9	*	*	*	*	*	*	
7102	20.3	57.7	33.1	61.2	*	*	898.4	9.4	36.1	0.0	67.7	17.3	37.3	69.9	*	*	*	*	*	*	
7102	24.4	69.4	33.1	73.6	*	*	898.4	9.4	36.1	0.0	81.2	20.8	37.3	83.9	*	*	*	*	*	*	
7102	28.4	81.2	33.1	86.0	*	*	898.4	9.4	36.1	0.0	94.8	24.3	37.3	97.8	*	*	*	*	*	*	
7103	28.4	81.2	49.1	86.0	*	*	898.2	13.9	52.4	0.0	94.8	24.3	54.3	97.8	*	*	*	*	*	*	
7103	34.3	98.6	49.1	104.4	*	*	898.2	13.9	52.4	0.0	114.4	29.6	54.3	118.2	*	*	*	*	*	*	
7103	40.2	116.0	49.1	122.8	*	*	898.2	13.9	52.4	0.0	134.1	34.8	54.3	138.5	*	*	*	*	*	*	
7103	46.1	133.5	49.1	141.2	*	*	898.2	13.9	52.4	0.0	153.7	40.0	54.3	158.9	*	*	*	*	*	*	
7103	52.0	150.9	49.1	159.6	*	*	898.2	13.9	52.4	0.0	173.4	45.3	54.3	179.2	*	*	*	*	*	*	
7104	52.0	150.9	66.0	159.6	*	*	898.1	18.8	69.3	0.0	173.4	45.3	71.8	179.2	*	*	*	*	*	*	
7104	59.8	174.4	66.0	184.4	*	*	898.1	18.8	69.3	0.0	199.4	52.3	71.8	206.2	*	*	*	*	*	*	
7104	67.6	197.9	66.0	209.1	*	*	898.1	18.8	69.3	0.0	225.4	59.4	71.8	233.1	*	*	*	*	*	*	
7104	75.4	221.3	66.0	233.8	*	*	898.1	18.8	69.3	0.0	251.4	66.4	71.8	260.0	*	*	*	*	*	*	
7104	83.2	244.8	66.0	258.6	*	*	898.1	18.8	69.3	0.0	277.4	73.4	71.8	287.0	*	*	*	*	*	*	
7105	83.2	244.8	83.0	258.6	*	*	898.0	23.7	85.8	0.0	277.4	73.4	89.0	287.0	*	*	*	*	*	*	
7105	92.9	274.4	83.0	289.7	*	*	898.0	23.7	85.8	0.0	309.6	82.3	89.0	320.3	*	*	*	*	*	*	

REVISIÓN DE UNA CONEXIÓN TIPO
EMPLEANDO EL MÉTODO DEL
ELEMENTO FINITO

REVISION DE UNA CONEXIÓN TIPO EMPLEANDO EL METODO DEL ELEMENTO FINITO

1. Breve Introducción al Método del Elemento Finito

El método del elemento finito tiene su origen en el campo del análisis estructural. Los primeros desarrollos se realizaron en la industria aeronáutica, donde los investigadores batallaban para diseñar la membrana delgada del fuselaje y de las alas de un avión a chorro. Los “elementos de membrana” se utilizaban junto con los elementos ya establecidos de marco y viga. Un artículo clásico de Turner, Clough, Martin y Toppa apareció en la revista *Aeronautical Science* en 1956. Esto marcó el inicio del análisis de sistemas estructurales grandes y complejos.

En 1960, Ray Clough acuñó el término “método del elemento finito” en un documento que se publicó en las actas de la Segunda Conferencia sobre Cálculos en Electrónica. El método se desarrolló como una extensión de las técnicas de análisis estructural establecidas. A menudo se menciona que este desarrollo es el inicio del análisis moderno del elemento finito.

El método adquirió su auge a partir de 1960, sobre todo debido a los progresos simultáneos en el campo de la computación. Como en el análisis de marcos, el problema final, que se formula en cualquier análisis del elemento finito, tiene la forma de un sistema de ecuaciones simultáneas. Antes de 1960, en general no se disponía de computadoras, ya fuera para formar o para resolver estos relativamente grandes sistemas de ecuaciones. En consecuencia, cualquier desarrollo teórico de esa época no podía traducirse a la realidad. De hecho, muchos consideran que la primera idea sobre este método se remite a un trabajo del matemático R. Courant, del año de 1943, en el cual él sugiere descomponer un problema de continuum (o medio continuo), como es el caso de la torsión en vigas, en regiones triangulares y reemplazar los campos con aproximaciones por partes dentro de los triángulos.

De hecho, lo que es el método del elemento finito, está ya bosquejado en la idea de Courant. De manera típica, los problemas de mecánica ingenieril, han sido atacados en el pasado a través de un enfoque de obtención de ecuaciones diferenciales que relacionen las variables de interés, después de usar razonamientos que cumplieren con los principios de la física y la ingeniería en general. El problema siempre radicó en que, una vez que todo el arduo trabajo teórico de formular y modelar adecuadamente el problema estaba realizado, la resolución de las resultantes ecuaciones matemáticas, generalmente ecuaciones diferenciales (a veces lineales, pero muy a menudo ecuaciones diferenciales parciales no lineales), era prácticamente imposible. Sólo problemas muy sencillos de geometría regular (rectangular, circular, etc), con las más simples condiciones de frontera podían ser resueltos.

La base adecuada en mecánica estructural que llevó al desarrollo del elemento finito fue verdaderamente hecha por pioneros en la última parte del siglo XIX, entre los cuales cabe destacar las enormes contribuciones de Castigliano a los conceptos de potencial y principios energéticos complementarios. De igual modo, también sabemos de la manera en que Lord Rayleigh obtuvo respuestas reales a problemas reales al suponer, por ejemplo, una forma del desplazamiento de una columna, y después obtener respuestas a través de la minimización de la energía calculada utilizando esta función.

Por otro lado, Ritz (en 1909), hizo una importante extensión a los principios de Rayleigh al incluir múltiples funciones independientes permitiendo que más de una frecuencia de una columna fuese calculada. La desventaja observada fue que resultaba necesario resolver un número cada vez mayor de ecuaciones algebraicas simultáneas.

Y es así como finalmente podemos arribar al concepto del elemento finito, ya que éste es un método en el cual la dificultad de resolver matemáticamente problemas geométricos grandes y complejos, es convertido de un enfoque de ecuación diferencial, a un problema algebraico, en el cual los bloques constructivos, o elementos finitos tiene todas las ecuaciones resueltas para su geometría simple (digamos un triángulo, una viga, etc). La representación de las relaciones de importantes variables para los pequeños, pero no infinitesimales, elementos es determinada a través de un enfoque Rayleigh o Ritz, sólo para cada elemento. Una vez que esto está hecho, una matriz de tamaño igual al número de incógnitas para el elemento, puede ser generada de tal manera que represente al elemento. Así tenemos ya una relación algebraica, y no una ecuación diferencial. El problema entero puede ser atacado como una ecuación algebraica mayor, al ensamblar las matrices elementales dentro de la computadora de un modo muy similar al que el problema real es ensamblado con muchas piezas simples en la realidad. Así pues, vemos que el método del elemento finito es un método aproximado para resolver ecuaciones diferenciales.

Hay que mencionar que el procedimiento general para la aplicación de este método consiste en lo siguiente (para el caso de análisis de esfuerzos):

- a) Dividir la estructura o medio continuo en elementos finitos. Los programas de generación de malla, llamados preprocesadores, ayudan al usuario en esta tarea.
- b) Formulación de las propiedades de cada elemento: esto implica la determinación de las cargas nodales asociadas con todos los estados de deformación del elemento que son permitidos.
- c) Ensamblar elementos para obtener el modelo de elemento finito de la estructura.

- d) Aplicar las cargas conocidas: fuerzas nodales y/o momentos.
- e) Especificación de las condiciones de apoyo y restricciones de la estructura. Esto implica el ajustar varios desplazamientos nodales a valores conocidos (que a menudo son ceros).
- f) Resolver simultáneamente ecuaciones algebraicas lineales para determinar grados de libertad nodales (desplazamientos nodales).
- g) Cálculo de las deformaciones del elemento a partir de los grados de libertad nodales y la interpolación de los desplazamientos de campo del elemento, para finalmente calcular esfuerzos a partir de deformaciones.

2. Procedimientos Reales Aplicados en el Puente (para una conexión tipo)

La manera en que fue aplicado este procedimiento en el Puente Chiapas fue la siguiente:

- Primero se obtuvieron los desplazamientos reales arrojados por el programa de cálculo estructural (SAP2000 Nonlinear) para el nudo superior, para las combinaciones de carga dominantes (carga muerta más sismo transversal, y carga muerta más sismo longitudinal).

- Posteriormente, se realizó un modelo estructural, que consistió en simplemente aislar la pila en estudio (la número 7) del resto del conjunto del puente, y aplicarle los desplazamiento obtenidos en la corrida del inciso anterior al nudo obtenido, pero restringiendo dicho nudo en las direcciones longitudinales y transversales, a fin de generar en la pila los esfuerzos generados por las acciones correspondientes. La razón de hacer esto es que, al realizar la corrida con las diversas acciones aplicadas, ésta no nos proporciona el signo de dichas acciones, por lo que hay que estar realizando combinaciones en cada uno de los elementos en estudio. Al aplicarle desplazamientos a todo el elemento, el programa nos arroja los elementos mecánicos con el signo adecuado, sin necesidad de hacer combinaciones elemento por elemento.

Sin embargo, resulta necesario mencionar que sí se deben hacer combinaciones para las distintas posibilidades de desplazamiento disponible. Veamos a qué nos referimos, con el siguiente caso: al arrojarnos el programa unos desplazamientos en la dirección longitudinal de 0.2956 m, y en la transversal de 0.0601, para el caso de la combinación de carga muerta más sismo longitudinal, tenemos que combinar estos desplazamientos en las 4 maneras posibles a fin de generar una envolvente que contemple los casos más desfavorables para esta combinación de carga, lo cual hace el programa de manera automática. Dichas combinaciones son las siguientes:

$$\begin{aligned} \text{a) } dx &= 0.2956 \\ dy &= 0.0601 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } dx &= 0.2956 \\ dy &= -0.0601 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c) } dx &= -0.2956 \\ dy &= 0.0601 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d) } dx &= -0.2956 \\ dy &= -0.0601 \end{aligned}$$

- Así pues, con los elementos mecánicos que nos arrojó esta nueva modelación, estructural, entramos directamente al modelo del elemento finito de la conexión a estudiar. Sin embargo, hay que mencionar que el único elemento mecánico utilizado para realizar esta revisión por elemento finito, fue el de la carga axial, ya que la conexión seleccionada (placa oreja soldada al tubo principal) en la cual se insertaban los tubos de contraventeo (también soldados a la misma placa), solo resiste esta clase de acción, puesto que el sistema de jacket funciona como una gran armadura tridimensional, y como bien sabemos, las armaduras solamente transmiten carga axial. La razón de haber elegido este tipo de conexión es que resultaba la más idónea en cuanto a la transmisión de cargas. La otra alternativa viable era la conexión tipo “boca de pescado”, sin embargo, esta clase de conexión está limitada a los casos en que el tubo receptor no es de un diámetro mucho mayor que el tubo que llega (por la penetración del contraventeo en el tubo principal), lo cual no se cumplía en este caso, ya que el tubo principal es considerablemente mayor en diámetro que el tubo de contraventeo. La única manera de cumplir este requisito para esta conexión hubiera sido incrementar grandemente el diámetro de los contraventeos, lo que los hubiera encarecido notablemente, además de representar un sobrediseño. Fue por ello que se eligió como la mejor opción, la de la placa oreja con tubos de contraventeo ranurados, y además con una placa tapa al final de los mismos que garantizara que tales elementos permanecieran estancos (además de una distribución uniforme de la carga sobre la placa oreja).

Otro elemento estructural importante que se puede observar en el modelo de nuestra conexión tipo son los anillos rigidizadores que se observan cerca de la conexión, los cuales tienen una razón de ser bastante poco común en la ingeniería estructural ordinaria. Dicha razón es la de resistir el fuerte empuje de la presión hidrostática, el cual ocasionaba que se colapsaran los tubos al revisar dicha conexión, en el caso de no estar presentes los anillos rigidizadores. Cabe señalar que dicha especificación proviene del reglamento del American Petroleum Institute, el cual se enfrenta con esta clase de problemas de manera rutinaria.

En cuanto al modelo de elemento finito, la discretización de los elementos que constituyen la modelación, fue realizada con elementos finitos rectangulares, con una altura de 10 cm (en el tubo principal), y generando una malla de 24 particiones alrededor del perímetro. Cabe señalar que, además, estos elementos cumplieron con algunas reglas básicas de discretización de los elementos finitos:

- Los ángulos internos en cada vértice del elemento deben ser menores de 180° . Mejores resultados se obtienen cuando estos ángulos están cercanos a los 90° , o al menos en un rango de 45° a 135° . Claramente podemos ver que este requerimiento se cumplió adecuadamente en los elementos finitos empleados.
- La relación de aspecto de los elementos finitos no debe ser demasiado grande. En el caso del elemento cuadrilátero, ésta es el cociente de la distancia más larga entre los puntos medios de los lados opuestos, y la distancia (más corta) de los puntos medios de las dos caras restantes. Mejores resultados se obtienen cuando esta relación de aspecto se aproxima a la unidad, o al menos inferiores a 4 (este valor es el utilizado en los elementos finitos modelados en el tubo). La relación de aspecto nunca debe exceder de 10.
- Para el caso del elemento cuadrilátero, los 4 nodos no requieren ser coplanares. Una pequeña cantidad de giro en el elemento es contemplada por el programa de análisis empleado (SAP2000 Nonlinear). El ángulo entre las normales a los vértices da una medida del grado del giro. La normal a uno de los vértices es perpendicular a los dos lados que se encuentran el vértice. Mejores resultados se obtienen si el ángulo más grande entre cualquier par de esquinas no excede de los 30° . Este ángulo nunca debe exceder de los 45° . Podemos observar que también cumplimos con este criterio en el caso de los elementos finitos empleados.

De igual modo, se comprobó la congruencia de los resultados arrojados por el modelo, de acuerdo a criterios prácticos. Dichos criterios incluyen la verificación de que no se presenten concentraciones de esfuerzos inesperadas en porciones del modelo donde no debieran encontrarse. También, en algunos casos, se puede verificar la coherencia de los resultados proporcionados por un modelo de elemento finito, al hacer un cálculo rápido respecto a la magnitud de los esfuerzos que debieran presentarse en la zona analizada. Para ilustrar esto último, imaginemos el caso hipotético de una viga sometida a un cierto momento flexionante: si al hacer un análisis por elemento finito de una porción de la viga, encontramos que en dicha zona se presentan esfuerzos del orden de magnitud que nos proporcionaría la fórmula de la escuadría (suponiendo que estemos trabajando en el rango elástico), entonces podemos suponer que nuestro modelo está adecuadamente planteado y discretizado.

En la parte superior del tubo principal se colocaron resortes de gran rigidez para simular la continuidad del tubo (pero permitiéndole cierta capacidad de desplazamiento, como ocurre en el modelo real), mientras que en la parte inferior se colocaron apoyos que restringen la movilidad en la dirección vertical y resortes en las 2 direcciones horizontales ortogonales (para poder darle estabilidad al modelo). La razón para colocar estos resortes fue poder aplicar las cargas provenientes del análisis estructural (carga muerta más sismo), sin que tales cargas se fueran

directamente sobre los apoyos, y pudieran fluir adecuadamente sobre el tubo. La manera en que tales resortes fueron cuantificados consistió en que se le asignó un valor arbitrario de rigidez a los mencionados resortes del modelo de elemento finito, de tal manera que el SAP2000 nos arroja un valor de cortante resistente en los resortes. Cuando dicho valor de cortante resistente por parte de los resortes es aproximadamente el valor de cortante que habría si no estuvieran presentes los resortes (lo cual podemos obtener del análisis estructural ordinario), entonces podremos decir que la rigidez en tales resortes es adecuada, y simula el trabajo de conjunto de todo el jacket bajo las acciones aplicadas. Hay que señalar que estas cargas no eran tan importantes para la modelación del elemento finito, como el estudio de la conexión bajo la acción de las cargas que llegaban a la placa oreja (soldada al tubo principal) a través de los contraventeos.

En cuanto a la placa oreja, ésta se discretizó empleando el mallado más fino de todo el modelo (10 por 10 cm), ya que era ahí donde habían de presentarse las concentraciones mayores de esfuerzo. Hay que mencionar que en la zona donde la placa oreja hace contacto con la pared del tubo principal y el anillo rigidizador, se dejó que este último estuviera algo separado de la pared del tubo (y que sus nodos coincidieran con los de la placa oreja, para brindar rigidez al sistema, para lo cual se emplearon elementos finitos triangulares), debido a que no habría de unirse el anillo con la pared del tubo por dificultades de proceso constructivo (resultaba muy complejo soldar adecuadamente los 3 elementos en esta zona)

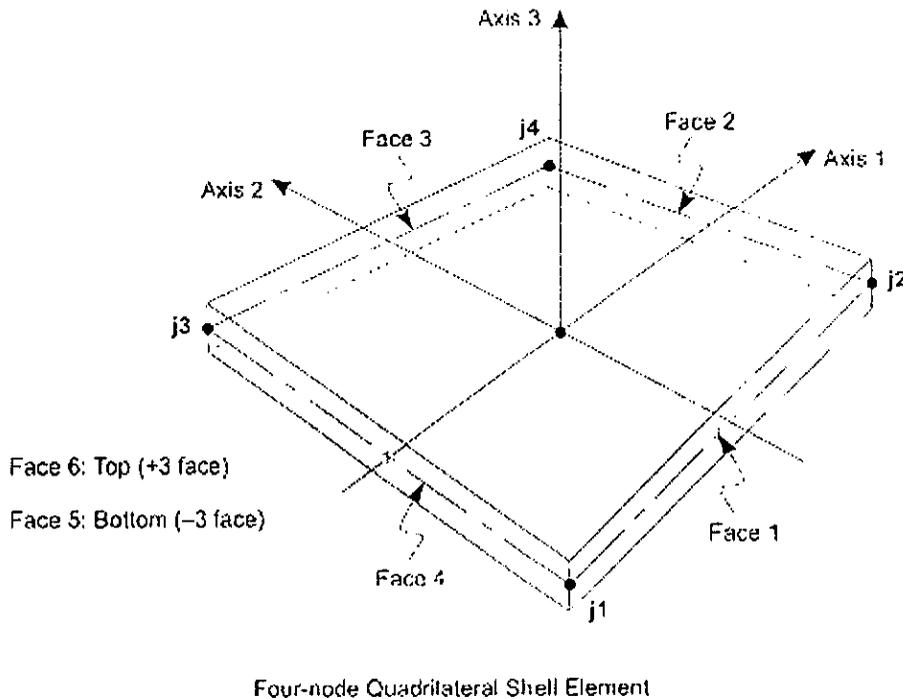
De igual manera, cabe señalar que las fuerzas aplicadas en la mencionada placa oreja, fueron discretizadas a lo largo de toda la posible superficie de contacto del tubo con la placa, y en los casos en que eran inclinadas, proyectadas en sus 2 componentes (horizontal y vertical). En algunos casos, tuvieron que crearse algunos elementos finitos triangulares para poder representar la aplicación de cargas en algunos puntos, sin dejar libres los nodos de algunos elementos finitos, lo cual no es lo más recomendable, ya que los elementos finitos triangulares son muy rígidos y tienden a presentar concentraciones de esfuerzos; sin embargo, en esta situación, se consideró que dichas concentraciones de esfuerzos eran despreciables, y se prefirió dejar tales elementos finitos con dicha forma.

Asimismo, podemos notar que en la parte superior e inferior del tubo, el mallado se abrió considerablemente (se creció la altura de los elementos finitos de 10 hasta 50 cms), ya que ahí ya no se requería de un análisis tan fino como en la zona de la conexión.

3. Algunos Resultados Representativos Arrojados por el Programa SAP2000

Al realizar la corrida bajo las condiciones mencionadas, se tienen diversos archivos de salida para diferentes componentes de esfuerzos. Estos archivos representan

esfuerzos en diferentes direcciones, y deben ser cuidadosamente revisados e interpretados, con el fin de poder determinar posibles errores de modelación, y también poder identificar aquellas regiones del sistema estructural que pudieran generar problemas graves para el conjunto del sistema. Asimismo, el analista deberá estar perfectamente consciente de las condiciones del modelo, ya que pudiera ser el caso de hallar concentraciones de esfuerzo que, a pesar de poder parecer peligrosas para la integridad de la estructura, no lo son debido las limitaciones propias de su modelo (aplicación de cargas en una región más reducida que en la realidad). De igual manera, debe ser capaz de identificar qué archivos de salida (S22, SMAX, etc) son los más representativos del problema en estudio. También debe tener clara la dirección de los esfuerzos representados por el modelo (por ejemplo, el archivo S11 implica esfuerzos en la dirección horizontal del modelo de SAP2000 de la conexión tipo de la que estamos hablando, es decir, esfuerzos en la dirección del eje 1 de los elementos finitos).



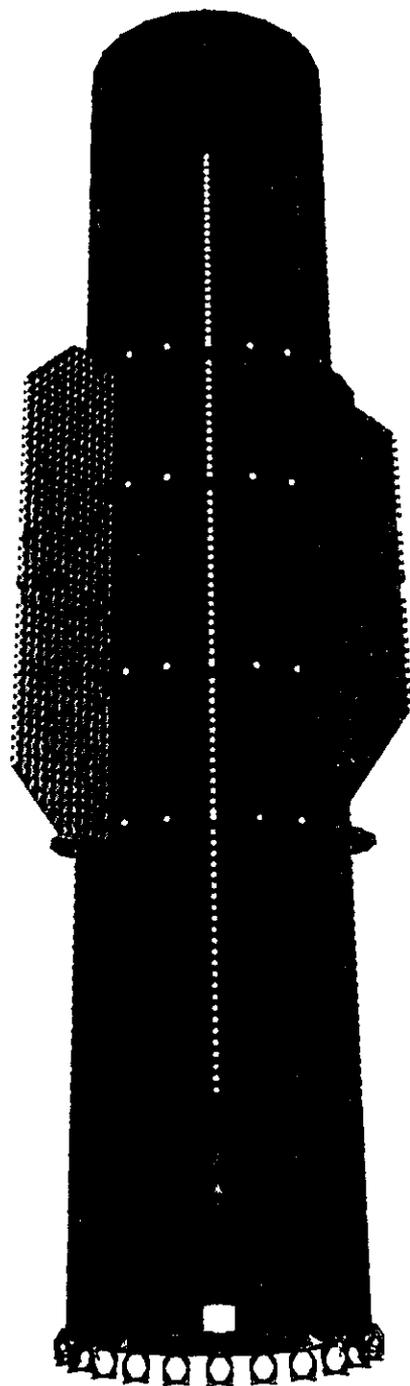
Para ilustrar lo anterior de manera breve (pero representativa), haremos algunos comentarios analíticos al diagrama del archivo de salida S22 (ver representaciones gráficas de los archivos de salida del programa, anexadas al final de este capítulo), que muestra los esfuerzos en la dirección vertical del tubo principal:

- Podemos notar que se aprecian concentraciones menores de esfuerzos en la mitad del tubo, siendo que debiera esperarse una mayor concentración de esfuerzos en esa parte, a comparación de la parte superior (donde el nivel de

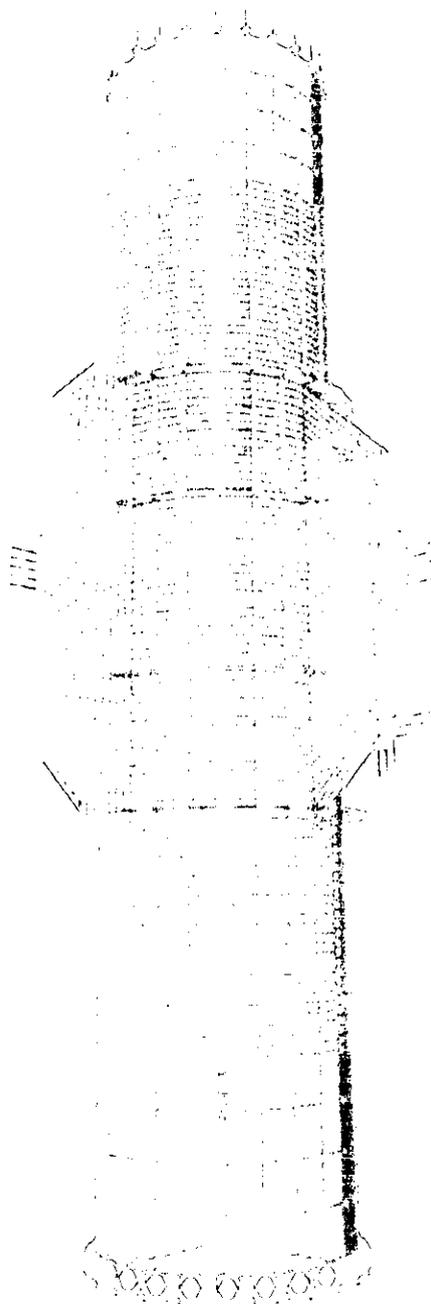
esfuerzos es mayor en nuestro modelo). Esto se debe a que tenemos los anillos rigidizadores en la parte media del tubo, lo cual ocasiona que disminuyan los esfuerzos en esa parte.

- Por otra parte, observamos fuertes concentraciones de esfuerzos en la zona de aplicación de las cargas. Sin embargo, no se toman en cuenta tales concentraciones, ya que esto se debe a que las cargas están aplicadas de manera discreta en el modelo, mientras que en la realidad se aplican de manera uniformemente repartida, lo cual permite que la carga se distribuya adecuadamente a la placa oreja.
- Igualmente, podemos notar una fuerte concentración de esfuerzos en la región del tubo que se encuentra inmediatamente por debajo de la placa oreja. Sin embargo, estas concentraciones (debidas a la tendencia de la placa a penetrar o cizallar el tubo por la aplicación de las cargas), no son lo suficientemente altas para causar problemas, aunque sí hay una pequeña región donde está por encima de lo permisible. Pero esta zona es tan puntual, que no se le considera peligrosa para la integridad del tubo.

---O---



Modelación en Elemento Finito de Conexión Tipo



**Modelación en Elemento Finito de Conexión Tipo
(discretización y aplicación de cargas)**

Diagrama de Esfuerzos S22

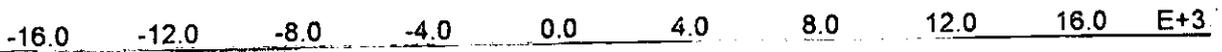
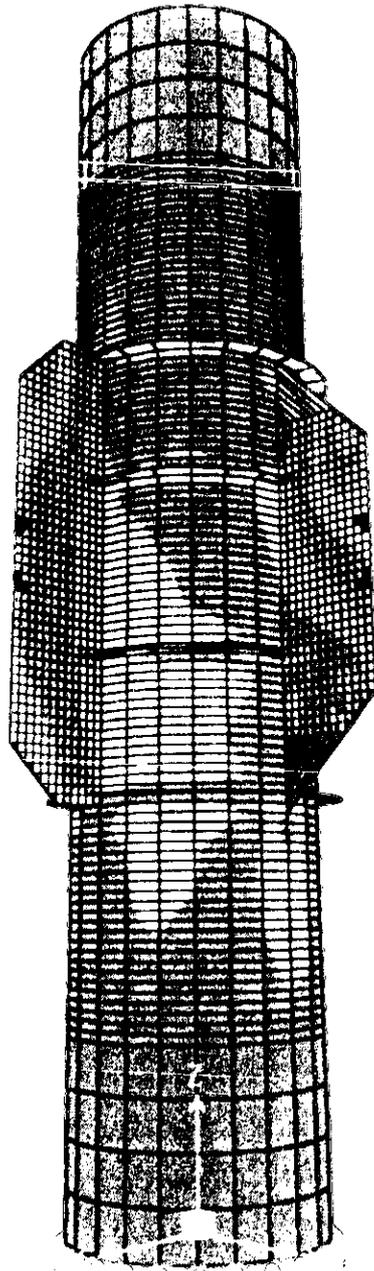


Diagrama de Esfuerzos S22
(acercamiento a la conexión)

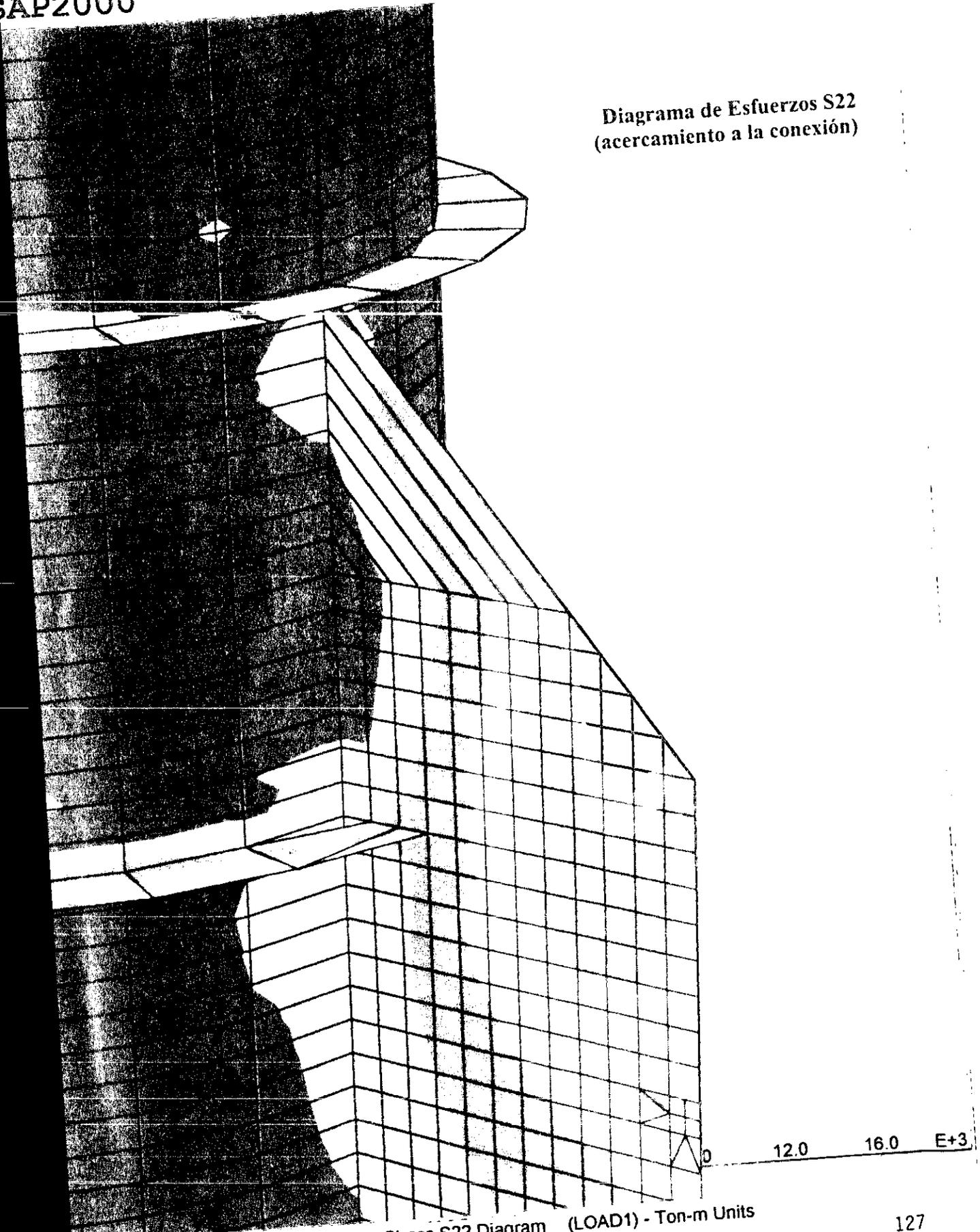
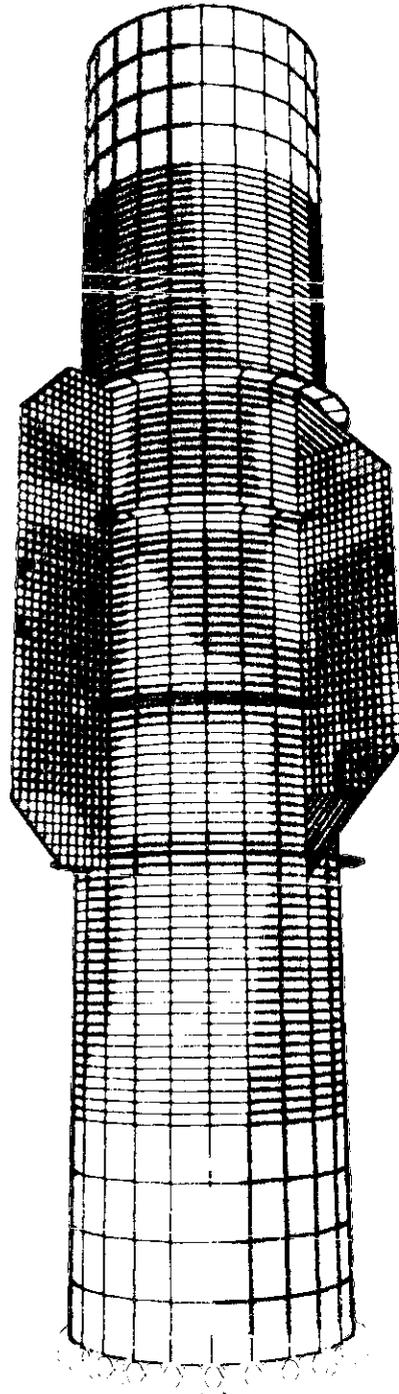
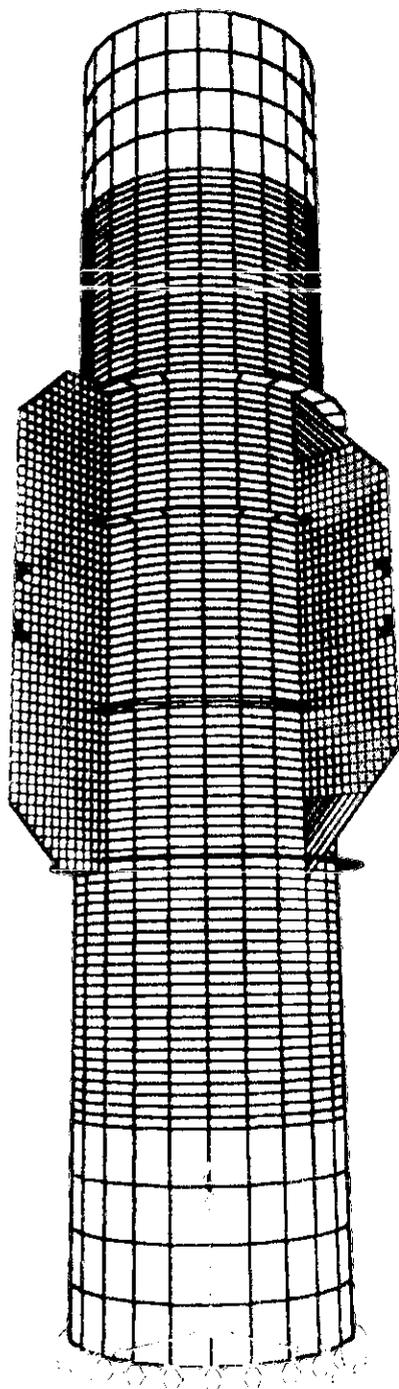


Diagrama de Esfuerzos S11



-16.0 -12.0 -8.0 -4.0 0.0 4.0 8.0 12.0 16.0 E+3

Diagrama de Esfuerzos SVM



-16.0 -12.0 -8.0 -4.0 0.0 4.0 8.0 12.0 16.0 E+3

PROCESO CONSTRUCTIVO

PROCESO CONSTRUCTIVO

1. Subestructura

1.1 Descripción

Las pilas intermedias No 2 a 8 deberán construirse en tirantes de agua que pueden variar de unos 25 a 82 m, por lo que consistirán en estructuras de acero tipo "Jacket", de alturas comprendidas entre los 43 y 88 m, formadas cada una por cuatro tubos principales contraventeados, los cuales funcionarán como "patas" de apoyo de la pila. Estos tubos tendrán 2.78 (109") de diámetro exterior, 2.54 cm (1") de espesor, y estarán separadas "centro a centro" 10.0 m en el sentido longitudinal, y 10.0 ó 18 m en el transversal.

A fin de asegurar que la cimentación de las pilas penetre lo necesario en los materiales rocosos del subsuelo, se usarán pilotes de 2.5 m de diámetro de concreto reforzado colados en sitio, integrados uno a uno a las patas de cada pila. Para la perforación previa de los pilotes, se usarán modernas técnicas y equipos utilizados con buenos resultados en obras similares, accionados por el interior de los tubos principales de la estructura tipo "Jacket", que deberán ser verticales, efectuándose igualmente el colado de los pilotes por el interior de dichos tubos.

1.2 Procedimiento constructivo

1) Limpieza: Previo a la construcción de deberá efectuar una limpieza minuciosa del fondo del embalse en el sitio de instalación de las pilas, retirando troncos de árboles, ramas, raíces, azolve, residuos, restos de construcción o cualquier otro obstáculo que se presente, etc, mediante el uso de rastros, arietes, almejas u otras herramientas adecuadas similares (Fig. 6.1).

2) Batimetría local: Una vez limpiado el fondo en el sitio, se procederá a realizar un levantamiento batimétrico local de detalle con el apoyo de buzos. Esta batimetría se referirá a los bancos de nivel del proyecto y servirá para afinar los niveles a los que se dejarán las patas del módulo inferior especial de cada una de las pilas.

3) Fabricación y transportación: Debido al gran tamaño y peso de las pilas, éstas podrán fabricarse en talleres especializados fuera de la obra, en piezas de dimensiones tales que puedan ser transportadas por carretera hasta los patios de ensamblado, debidamente preparados en lugares estratégicos a la orilla del embalse de la presa, o bien fabricadas en éstos.

4) Plataformas: Se remolcarán al sitio una o varias plataformas flotantes de trabajo, fijándolas de manera precisa en la posición del apoyo que le corresponda. Desde ellas se efectuará la inmersión y construcción final de la pila y de su cimentación, por lo que deberán tener las dimensiones necesarias y contar con grúas de suficiente capacidad para efectuar estas maniobras.

5) Ensamblado y traslado: Para ensamblar las estructuras de las pilas y trasladarlas a sus sitios se ha considerado lo siguiente:

- Las pilas se presentarán totalmente en los patios, en posición horizontal para garantizar su correcta geometría y alineamiento. Los patios deberán ser construidos y equipados para poder movilizar y botar al agua sin dañar dichas estructuras completas, las cuales tendrán hasta unos 80 m de longitud y 1000 ton de peso.

- La longitud de la estructura que deberá prever el constructor en los patios de fabricación, será aquella que tome en cuenta la elevación de agua en el embalse en el momento del botado e instalación de la misma en su posición definitiva.

- Las pilas serán llevadas a los sitios de instalación en posición casi horizontal mediante auto-flotación y lastrado en la parte inferior de los tubos, por lo que deberá asegurarse que cada tubo principal o pata de pila cuente con tapones en la parte inferior y superior para permitirle la flotación durante su traslado (Fig. 6.2), los cuales deberán darle estanqueidad y además poderse retirar posteriormente.

- Una vez en el sitio, las pilas se girarán gradualmente hasta alcanzar la posición vertical, permitiendo el acceso controlado de agua al interior de la estructura tubular (Fig. 6.3).

6) Posicionamiento final: La ubicación precisa y verticalidad de cada pila se controlará mediante 4 chalanes debidamente anclados, dispuestos a 45° de cada esquina, y ligados a la estructura mediante estrobos que a su vez se sujetarán a malacates montados en los chalanes (Fig. 6.4). Los estrobos en cada estructura de pila serán dos, uno superior y otro inferior, lo cual permitirá efectuar los ajustes necesarios para asegurar su correcta posición. Al final, la verticalidad se deberá verificar por medio de inclinómetros o plomadas colocados en las patas a efecto de cumplir que las desviaciones respecto a la vertical no excedan del 1% de su longitud total.

7) Fijación: A continuación se procederá a fijar provisionalmente la estructura de la pila, mediante el hincado de 4 pilotes de tubo de acero de 90 cm de diámetro, los cuales deben de colocarse provisionalmente sujetos desde los patios de fabricación y que están adosados uno a cada pata de la pila mediante guías dispuestas para este fin. (Fig. 6.5)

Dichos pilotes de fijación se hincarán en el fondo del embalse simultáneamente por pares en esquinas opuestas, mediante golpes de martinete de energía suficiente o

mayor a 400 ton, hasta obtener prácticamente el rechazo, una vez penetrados en la roca. El tubo de estos pilotes se recuperará en su mayor parte posteriormente, sea dejando preparaciones para desacoplar el tramo superior que funcionaría como "seguidor", o cortándolos bajo agua.

Una vez fijada la estructura, se llenarán de agua los tubos principales en forma simultánea y gradualmente para transferir la carga paulatinamente a los pilotes mediante una corona colocada ex-profeso en la parte superior, que se apoyará en gatos de arena colocados sobre los pilotes de fijación provisional, debiéndose tener cuidado de que la carrera del émbolo del gato sea suficiente para posteriormente permitir bajar a la corona. En caso de producirse ligeros desplomes o movimientos, se corregirán con los estobos. Al tenerse en posición correcta la estructura, deberán retirarse los taponos inferiores de las patas (ver detalle 1 en Fig. 6.6).

8) Ademe: Una vez fijada la pila, y retirado el tapón inferior de las patas se instalará por el interior del tubo principal de cada pata un tubo ademe de acero de 2.5 m (100") de diámetro, interior y 2.54 cm (1") de espesor, el cual deberá atravesar los azolves y suelos de calidad variable en el fondo, hasta alcanzar la roca subyacente (Fig. 6.6). El ademe se hincará mediante osciladora, uniendo cada uno de sus tramos con juntas mecánicas cónicas o similares, las cuales permitirán desacoplar el ademe posteriormente a la profundidad que señale el proyecto, para recuperar los tramos superiores y dejar perdido únicamente un casquillo "inferior", cuya función consistirá en evitar la entrada de azolve y material alterado a las perforaciones que se efectuarán a continuación. Otra opción factible, pero que no se detalla, sería hincar el casquillo de ademe a golpes de martinete, con ayuda de un "seguidor" recuperable.

9) Perforación: Por el interior del tubo principal de cada pata y su casquillo de ademe, se procederá a efectuar desde la superficie de la perforación previa de un pilote de 2.5 m de diámetro, la cual deberá penetrar en la roca hasta la profundidad indicada en el proyecto (Fig. 6.7). Para esta actividad, deberán emplearse maquinaria y herramientas especiales, de capacidad suficiente para efectuar perforaciones de ese diámetro hasta profundidades del orden de 130 m, que incluyen 90 m de tirante de agua y 40 m de penetración en los materiales por debajo del fondo del embalse.

10) Inspección: A continuación se realizará una inspección mediante cámaras de video y equipos de ultrasonido accionados por el interior de la pata de la pila y el tubo ademe, a fin de verificar que la perforación previa en la roca se encuentre estable, en buen estado y sin contaminación o derrumbes interiores. De ser necesario, se procederá a su limpieza y/o reperforación, e inclusive a la profundización del ademe, hasta que la inspección indique que se cumplen las condiciones anteriores.

11) Desacoplamiento del ademe e inyección: Por el interior del tubo ademe se introducirá un buzo para retirar del ademe los pernos sujetadores y poder desacoplarlo a un nivel por debajo del bulbo de conexión o transferencia de carga de la pata de la pila al pilote de concreto, a fin de recuperar la parte superior del tubo ademe (Fig 6.8). Con el fin de evitar que haya fugas posteriores al colado de pilote y que el concreto escape por el hueco que queda entre el casquillo del ademe perdido y el tubo principal, se procederá a inyectar con grouting de cemento el espacio existente entre ambos, en cada una de las patas de la pila, en cuya parte inferior se dejarán las preparaciones para efectuar la inyección, así como diafragmas de lámina y sellos de hule inflables para confinar ésta; en caso necesario el sellado podrá reforzarse mediante cuñas de madera envueltas en estopa alquitranada colocadas por buzos.

12) Armado: Se procederá a introducir dentro de la pata toda la armadura de acero de refuerzo del pilote hasta depositarla en el fondo de la perforación previa del mismo (Fig 6.9). El peso máximo que tendrá esta armadura fuera del agua será de 40 toneladas. Deberán colocarse en la armadura donas de concreto como separadores, para asegurar el correcto centrado y posterior recubrimiento del acero de refuerzo dentro del casquillo del ademe y la perforación previa en la roca.

13) Preparativos: En esta etapa, el constructor deberá ya estar preparado para realizar el colado de cada pilote de forma ininterrumpida, es decir, en una sola operación, por lo que deberá tomar en consideración las siguientes previsiones:

- Longitud aproximada del colado del pilote = 55 m.
- Altura máxima del tubo Tremie = 130 m, medida respecto al nivel máximo del agua en la presa.
- Planta de concreto con capacidad suficiente para colar ininterrumpidamente un pilote cuyo volumen máximo será de 300 m^3 y otra adicional de respaldo para prever cualquier descompostura.

14) Colado I: A continuación se procederá a colocar el tubo Tremie de 60 cm de diámetro, y hasta el nivel de desplante del pilote, en tramos acoplados de tubería, según longitud de maniobra que elija el constructor. El tubo Tremie tendrá en la parte superior una tolva con capacidad suficiente. También deberá disponerse de una tapa metálica, sostenida por la grúa con un cable de acero de tal forma que impida posible volteamiento a la tapa metálica y el cual debe ser recuperable al llegar la tapa al fondo del tubo. La tapa debe colocarse en la parte inferior de la tolva, justo donde empieza el tubo Tremie (Fig 6.10); esto último con el propósito de que el concreto descienda lentamente y se deposite en la parte inferior del pilote, evitando con ello su disgregación. Adicionalmente, el tubo Tremie deberá tener en la parte externa inferior huecos que permitan la expulsión y desplazamiento del agua alojada en el interior de la perforación (Fig. 6.10, detalle A).

15) Colado II: Después de haber descendido el concreto por el tubo Tremie llevando la tapa circular hasta el fondo de la perforación del pilote, se retira el cable de acero. En este momento, se procede a llenar nuevamente la tolva en la superficie y se inicia el depósito de concreto en el fondo de la perforación, levantando lentamente el tubo Tremie; su extremo inferior siempre debe mantenerse ahogado en el concreto, un metro como mínimo. A partir de este momento, las operaciones deben seguirse sin interrupción, debiéndose verificar en forma continua cuál es el nivel que ha alcanzado el concreto en el tubo de la pata principal.

El concreto deberá cubrir totalmente el acero de refuerzo del pilote, por lo tanto el concreto deberá subirse a una altura de 2.5 metros adicionales por arriba de la elevación de proyecto para absorber el espesor de concreto contaminado durante el colado.

Se hace hincapié en que durante todo el proceso de colado del pilote se deberá tener especial cuidado en evitar que la extremidad inferior del tubo Tremie quede por arriba del nivel del concreto previamente colado, ya que esto automáticamente contaminaría la mezcla de concreto (Fig. 6.11).

16) Terminación: Transcurridos siete días del colado de cada pilote de cimentación definitiva, deberá extraerse el agua del interior de la pata y realizar una inspección detallada para comprobar la calidad del concreto depositado, retirando y depositando fuera del embalse en lugares previamente autorizados por la SCT, la capa de nata y el concreto contaminado de la parte superior. En cuanto se tengan colados y aceptados en los cuatro pilotes de cada pila, se realiza la transferencia de carga, mediante el procedimiento de vaciar lentamente los gatos de arena que se muestran en el detalle B, y que la carga fluya del pilote de fijación al pilote de concreto, y finalmente se retiran los estrobos. Una vez concluida la operación precedente, se procederá a llenar con agua el interior de cada una de las pilas hasta el nivel 169.00, excepto la Pila No. 4. Para el caso de la Pila No. 4, cuyas patas quedarán vacías, deberá soldarse una placa-tapón de acero 0.5 m arriba del nivel del concreto del pilote. El objeto de esta tapa será impedir en lo posible la penetración de agua por la parte inferior de la pata y mantenerla estanca.

A continuación se recuperará el tramo superior de los pilotes de fijación provisional, desacoplándolo, o cortándolo con soplete bajo el agua (Fig 6.12). Se procederá a instalar los módulos faltantes y el módulo superior especial de patas inclinadas de la pila, y luego el armado y colado del cabezal de concreto correspondiente.

17) Cabe aclarar que los módulos superiores de las pilas No. 3 a 7 que tienen patas inclinadas serán montados en los respectivos sitios, con cualquiera de los dos procedimientos de ensamblado y traslado del cuerpo de la pila que se contemplan.

Dependiendo del nivel del agua que se tenga en el momento, se considera la posibilidad de que la conexión del módulo de patas inclinadas quede bajo el agua. Si este fuera el caso, se deberán tomar las providencias necesarias para colocar un recipiente estanco alrededor del tubo y poder soldar en seco.

2. Superestructura

2.1 Descripción

El tablero está compuesto por dovelas de acero con una sección cajón ortotrópico de 5.5 m de peralte, y ya ha sido descrito con anterioridad de manera lo suficientemente amplia para los fines de este apartado. Cabe señalar el hecho de que, de manera especial, las dovelas que constituyen las partes constructivas de la superestructura, serán armadas y soldadas en el sitio (y no en taller), lo cual ha generado una problemática peculiar debido a la dificultad que esto implica para poder cumplir con las tolerancias de deformación y planeidad marcadas por el proyecto. Esta problemática proviene de la dificultad que genera la programación adecuada de las secuencias de soldadura para minimizar la distorsión y esfuerzos residuales.

2.1 Recomendaciones especiales para el empujado del Puente Chiapas

- a) Será condición fundamental concluir totalmente el empujado de un claro cualquiera; por lo tanto previamente deberá ser armado dicho claro en el parque de fabricación. En caso que no se pueda lograr por cualquier causa el empujado, deberá regresarse la estructura hasta que la máxima longitud en voladizo sea la nariz, es decir 44 metros, y que el apoyo coincida con el diafragma de la dovela No. 1 correspondiente al eje de apoyos de la superestructura en su posición definitiva en el Estribo No. 1.
- b) Será condición fundamental no colocar ningún elemento adicional de construcción (herramienta, equipo, varilla, etc) sobre el tablero, excepto el mástil y sus tirantes y equipo para tensado, cuyos anclajes estarán ubicados en la superestructura.

2.2 Procedimiento constructivo (empujado):

Fase 1: La superestructura será empujada desde el Estribo No. 9 a un nivel de 20 centímetros por arriba del nivel definitivo del lecho inferior de la superestructura de proyecto, por lo tanto la Pila 1 y el Estribo 9 deberán construirse aproximadamente hasta este nivel en la primera etapa.

Fase 2: Se armarán en el parque de fabricación las dovelas D-1 a D-15 (178.5 m), así como la nariz de lanzamiento, con 44 m de longitud.

Fase 3: Se empuja el claro 8-9 desde el Estribo No. 9, utilizando equipo con capacidad suficiente para empujar 10000 ton de peso. Se podrá iniciar el ensamblado de la dovela D-16 a la D-28 (longitud de 156 metros), sin conectarse con la D-15 que se está empujando, deberá preverse algún equipo adicional para ir jalando las dovelas D-16 en adelante que vayan armándose en la retaguardia.

Fase 4: Una vez que la nariz de lanzamiento pase en su totalidad del eje de la Pila No. 8, se concluirá el ensamble en el parque de fabricación de las dovelas D-16 a D-28, y se conectarán las dovelas D-15 y D-16 entre sí. Esta fase corresponde a la primera posición típica de espera a que el tablero esté listo para una siguiente etapa de empujado y que las condiciones meteorológicas sean favorables.

Fase 5: Se reinicia el lanzado sobre el claro 7-8 una vez alcanzada una longitud de volado desde la Pila 8 de 96 m incluyendo la nariz, se suspende el empujado hasta que se coloque el mástil al nivel del diafragma que quedará ubicado en la posición definitiva de la superestructura, con el eje de apoyos de la Pila 2 y sus tirantes provisionales.

Los tirantes 1 y 1 prima se anclarán en las dovelas D-3 y D-22, los tirantes 2 y 2 prima en las dovelas D-4 y D-18.

Se procederá a tensar simultáneamente los tirantes No. 1 con una fuerza de 231 ton en cada uno de los cables 25T15, en los anclajes ubicados en las dovelas D-3 y D-22.

A continuación, se tensan simultáneamente los tirantes No. 2 con una fuerza de 245 ton en cada uno de los cables 25T15, y los tirantes No. 2 prima con una fuerza de 253 ton, en los anclajes de ubicados en las dovelas D-4 y D-18.

Se podrá iniciar el ensamblaje de la dovela D-29 a la D-40 (144 metros), sin conectarse con la dovela D-28 que se está empujando.

Fase 6: Una vez que la punta de la nariz se ha desplazado 44 metros del eje de la Pila No. 7, se procederá a concluir el ensamble en el parque de fabricación la dovela D-29 a la D-40 y se conectarán las dovelas D-28 y D-29 entre sí. Esta fase corresponde a una segunda posición típica de espera a que el tablero esté listo para una siguiente etapa de empujado y que las condiciones meteorológicas sean favorables.

Fase 7: Una vez que la punta de la nariz se ha desplazado 44 m del eje de la Pila No. 6 se procederá a concluir el ensamble en el parque de fabricación de la dovela D-41 a la D-53 (156 metros) y se conectarán entre sí las dovelas D-40 y D-41, procediendo a continuar el lanzado. Esta fase corresponde a la tercera posición típica de espera a que el tablero esté listo para una siguiente etapa de empujado y que las condiciones meteorológicas sean favorables.

Fase 8: Una vez que la punta de la nariz se ha desplazado 44 metros del eje de las pilas No. 5, 4 ó 3, se procederá a concluir el ensamble y a conectarse con el tablero en proceso de empujado en el parque de fabricación de la dovela D-54 a la D-66 (144 metros), ó D-67 a la D-79 (156 metros), ó D-80 a la D-92 (156 metros), procediéndose después a continuar con el lanzado, en cada caso correspondiente. Esta fase corresponde a la cuarta, quinta o sexta posición típica de espera a que el tablero esté listo para una siguiente etapa de empujado y que las condiciones meteorológicas sean favorables.

Fase 9: Una vez que la punta de la nariz se ha desplazado 24 metros del eje de la Pila No. 2, se procederá a conectar D-92 y D-93 entre sí; simultáneamente se desmontarán los cuatro primeros módulos de 4 metros de la nariz, quedando únicamente (8 metros) en voladizo. Se continúa proceso de lanzado y el ensamble de las dovelas D-93 a D-102 (116 metros).

Fase 10: Una vez que la punta de la nariz se ha desplazado 36 metros del eje de la Pila No. 2, se procederá a desmontar los siete últimos módulos de 4 metros de la nariz, quedando únicamente 8 metros en voladizo del tablero; en caso de ser necesario, podrán ser utilizados estos módulos (una vez retirados de la nariz) para conectarse a la dovela 102 y facilitar el empuje faltante. Se continúa el proceso de lanzado, ésta será la última posición típica de espera a que el tablero esté listo para una siguiente etapa de empujado y que las condiciones meteorológicas sean favorables.

Fase 11: Una vez que la punta del tablero se ha apoyado en el eje de apoyos de la Pila No. 1, se procederá a destensar simultáneamente los tirantes No. 1 y 1 prima, 2 y 2 prima. Asimismo se realizará desmontaje del mástil y tirantes provisionales.

Fase 12: Se procede a sustituir los apoyos temporales de empuje por los aparatos de apoyo definitivos y a descender la superestructura mediante gatos a su nivel de proyecto. Se construirá la 2ª fase de la Pila No. 1 y del Estribo No. 9, (incluyendo el colado del empotramiento de la dovela 102) y se colocará el terraplén, la sub-base, base y pavimento en el parque de fabricación de dovelas.

Notas:

- a) El empuje se hará 20 arriba del nivel del lecho inferior del tablero.
- b) Al final del empuje, un gateo general descenderá el tablero al nivel de los apoyos definitivos. El descenso se podrá realizar en el orden que lo desee el contratista antes de empotrarse en el estribo.
- c) Area de fabricación = 375 metros de longitud atrás del eje del estribo 9.
- d) El mástil debe ser ubicado centrado con respecto al diafragma que quedará en la posición definitiva de la superestructura con el eje de apoyos de la Pila No. 2 en la dovela No. 11.
- e) El equipo para el tensado que se utilice en la obra deberá ser calibrado bajo el procedimiento que autorice la dependencia.
- f) En caso de presentarse un incremento en la fuerza de empujado, sin que se avance lo estimado originalmente, o bien se presenten deformaciones mayores a las permisibles, para las pilas, deberá suspenderse el empujado de la superestructura para verificar la causa. Si el problema se corrige, y la pila recupera su deformación, se podrá continuar con el empujado; en caso de no ser así, se deberá regresar la superestructura hasta una distancia 44 metros después del apoyo inmediato anterior al que se presente el problema.
- g) Nunca se deberá apoyar a la parte del cajón que quedará empotrada en el Estribo 9 sobre un apoyo provisional, en el área de fabricación de dovelas, debiendo quedar en voladizo.
- h) Durante cualquier fase del empujado, si se detecta una deformación mayor al 10%, producida por una tensión muy baja o bien muy grande en los tirantes o cualquier otro problema que se salga de lo especificado en el proyecto, deberá consultarse con el personal de la SCT en el sitio del puente, a fin de tomar las medidas correspondientes en forma oportuna y en conjunto con el constructor.
- i) El constructor deberá vigilar que, durante todo el proceso de empujado, los tirantes provisionales no pierdan el acañamiento en los anclajes, ya que algunas posiciones del empujado la tensión en los mismos es muy baja o pudiera ser nula por causa de alguna carga accidental.
- j) En la última revisión, se encuentran incluidas 14 toneladas del peso del dispositivo de recuperación de nariz utilizadas por el constructor, aplicado en la punta de la nariz.
- k) Será condición tener colocados los termómetros de contacto correspondientes antes del empujado. La medición de temperatura deberá llevarse a cabo durante el empujado únicamente y para cada avance de 24 metros, deberá registrarse la hora del día, temperatura ambiente y del tablero, así como el estado de asoleamiento (nublado, nublado parcial o soleado).
- l) Para la medición del desplazamiento horizontal del mástil, se deberá colocar una plomada en cada una de las columnas del mástil, así como una escala

gráfica en la base para medir este desplazamiento durante el empujado, en cada avance de 12 metros.

- m) Deberá medirse la fuerza de tensión en los tirantes durante el empujado en cada avance de 12 metros. Para medir la tensión en cada tirante deberá utilizarse una célula de carga electrónica digital en cada anclaje del tirante con el tablero.
- n) Para llevar a cabo el control de flechas durante el empujado, deberá medirse con equipo topográfico la variación de elevaciones que tengan en la punta de la nariz de lanzamiento en cada paso de cuatro metros.

---O---

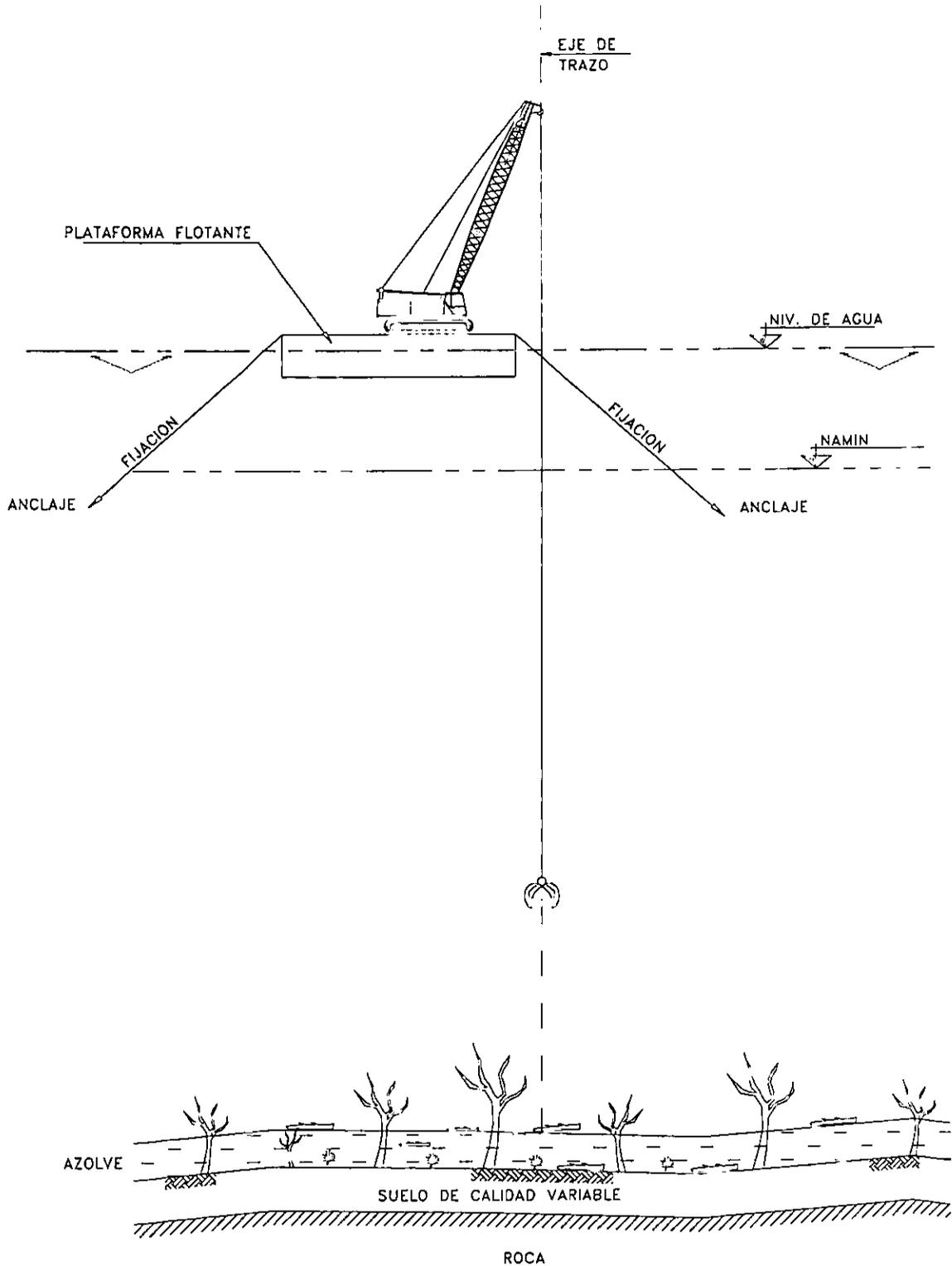


Fig. 6.1 Limpieza del Fondo

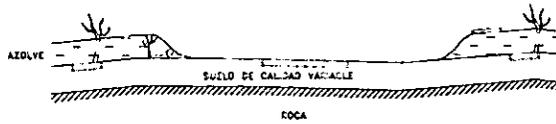
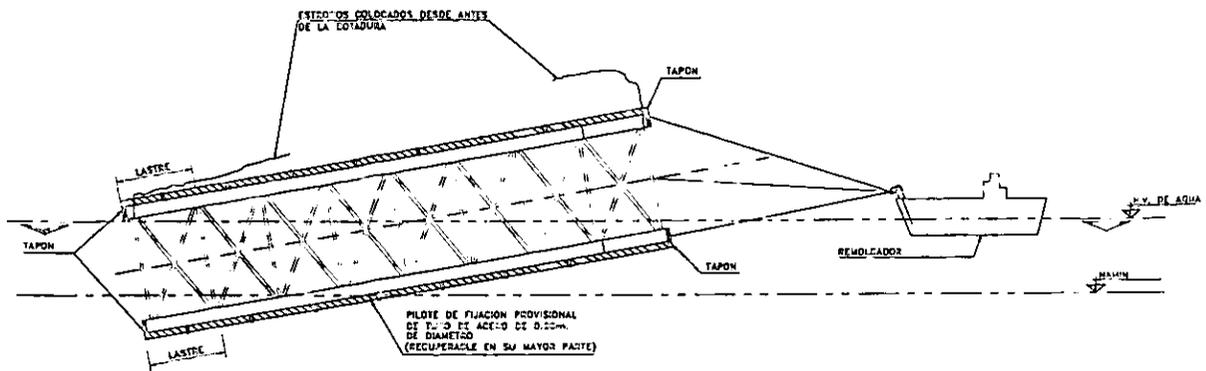


Fig. 6.2 Traslado de Estructura de Pilas

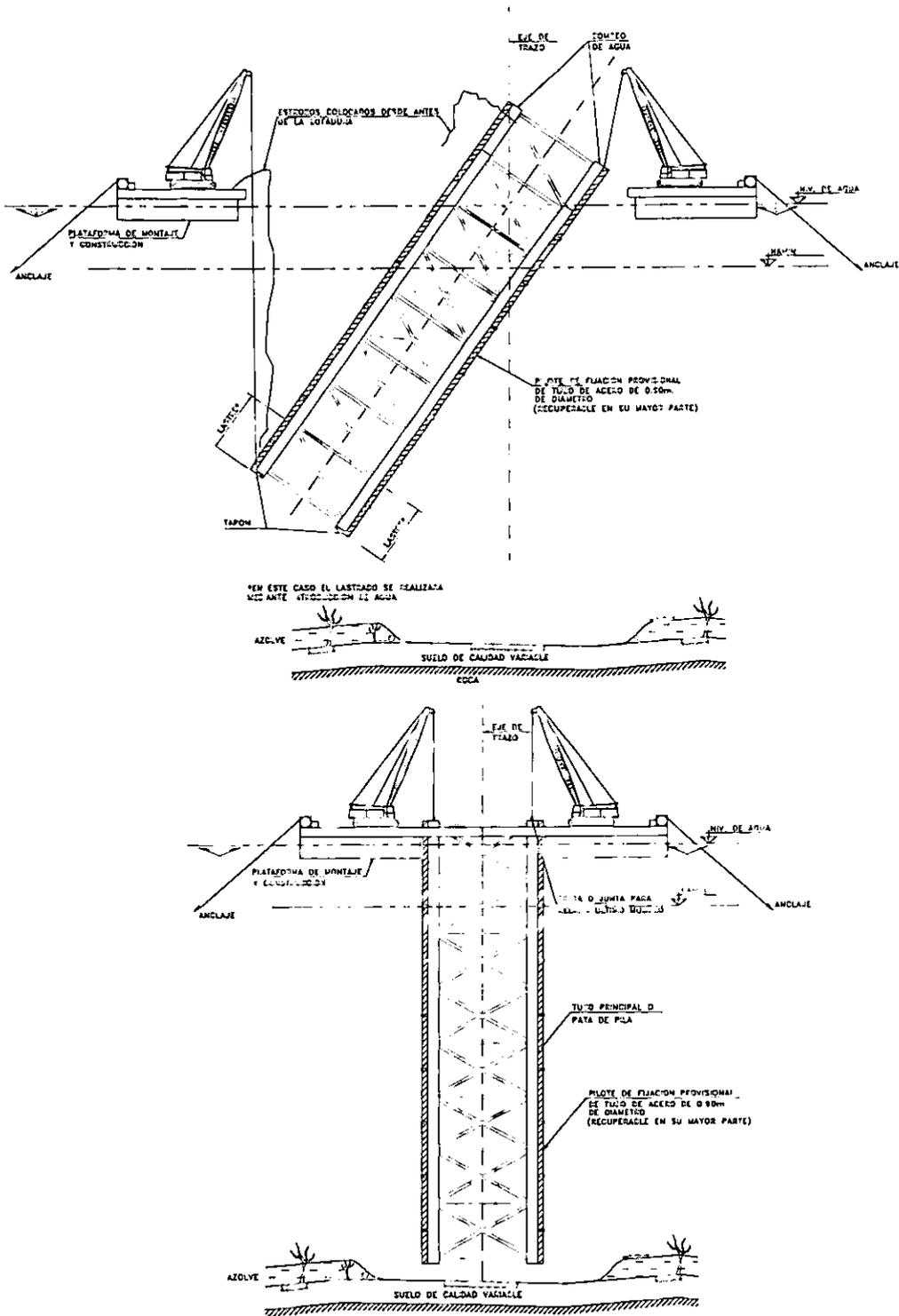


Fig. 6.3 Posicionamiento de Estructura de Pilas

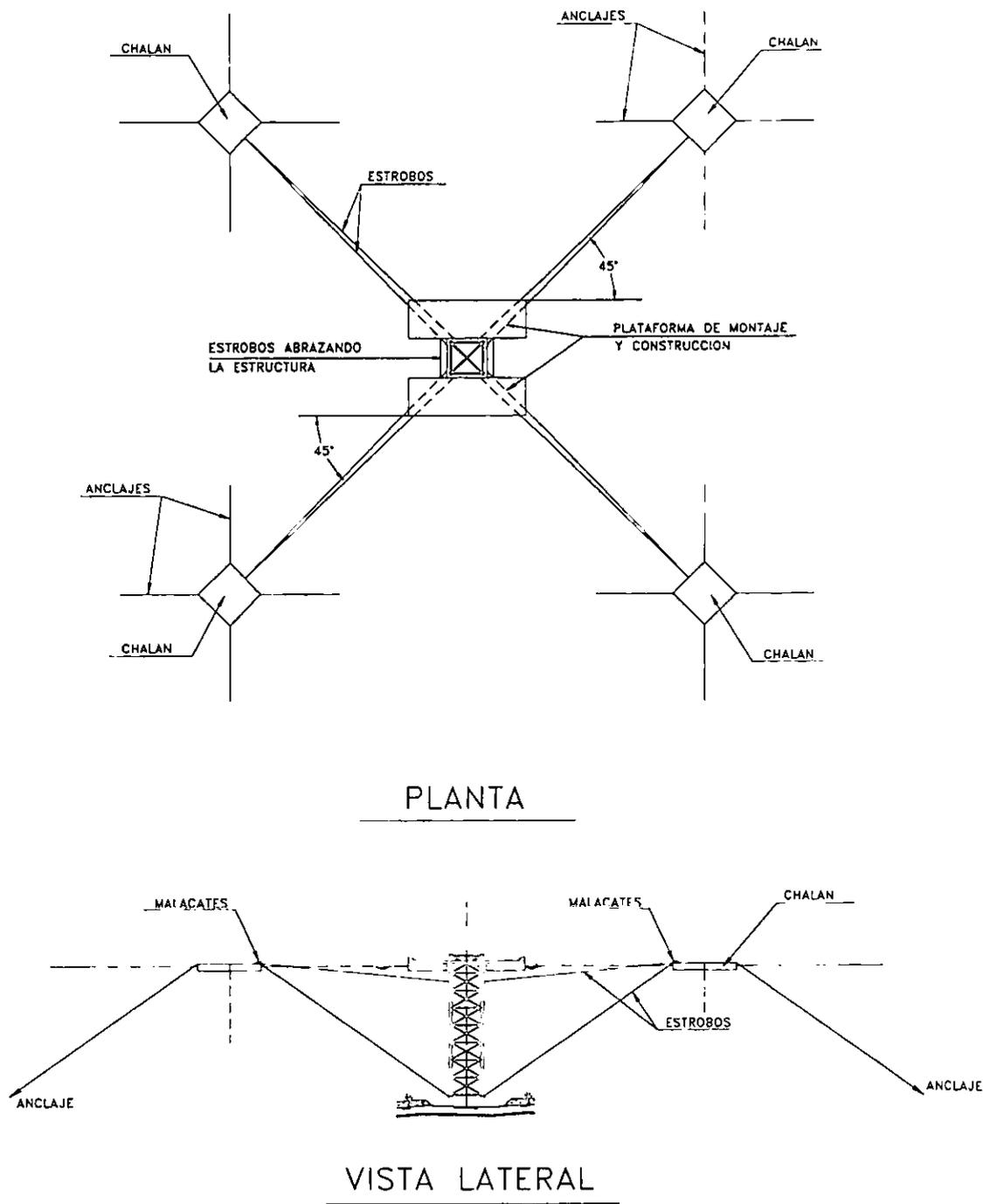


Fig. 6.4 Afine de Posicionamiento y Verticalidad

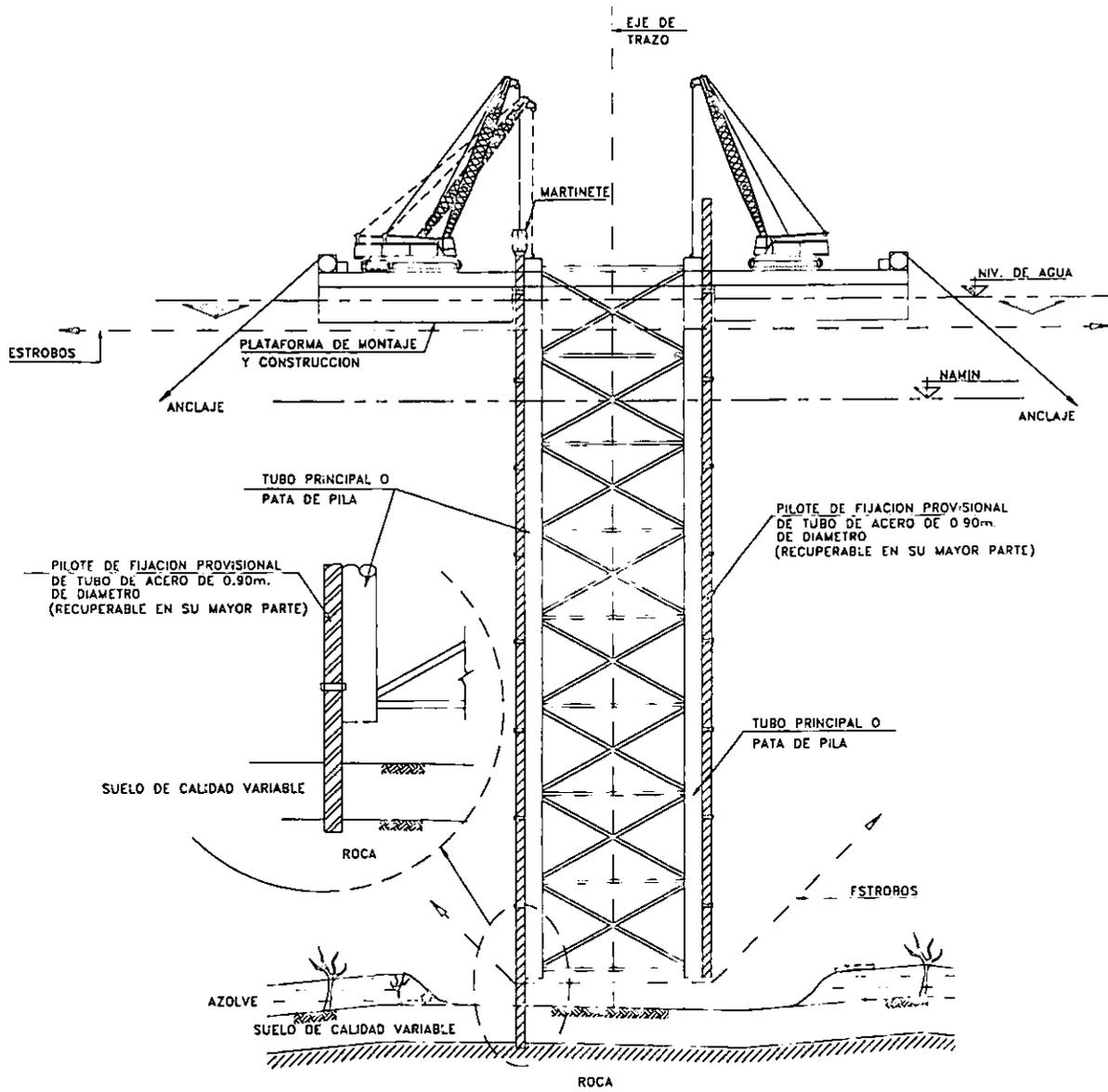


Fig. 6.5 Fijación Provisional de la Pila

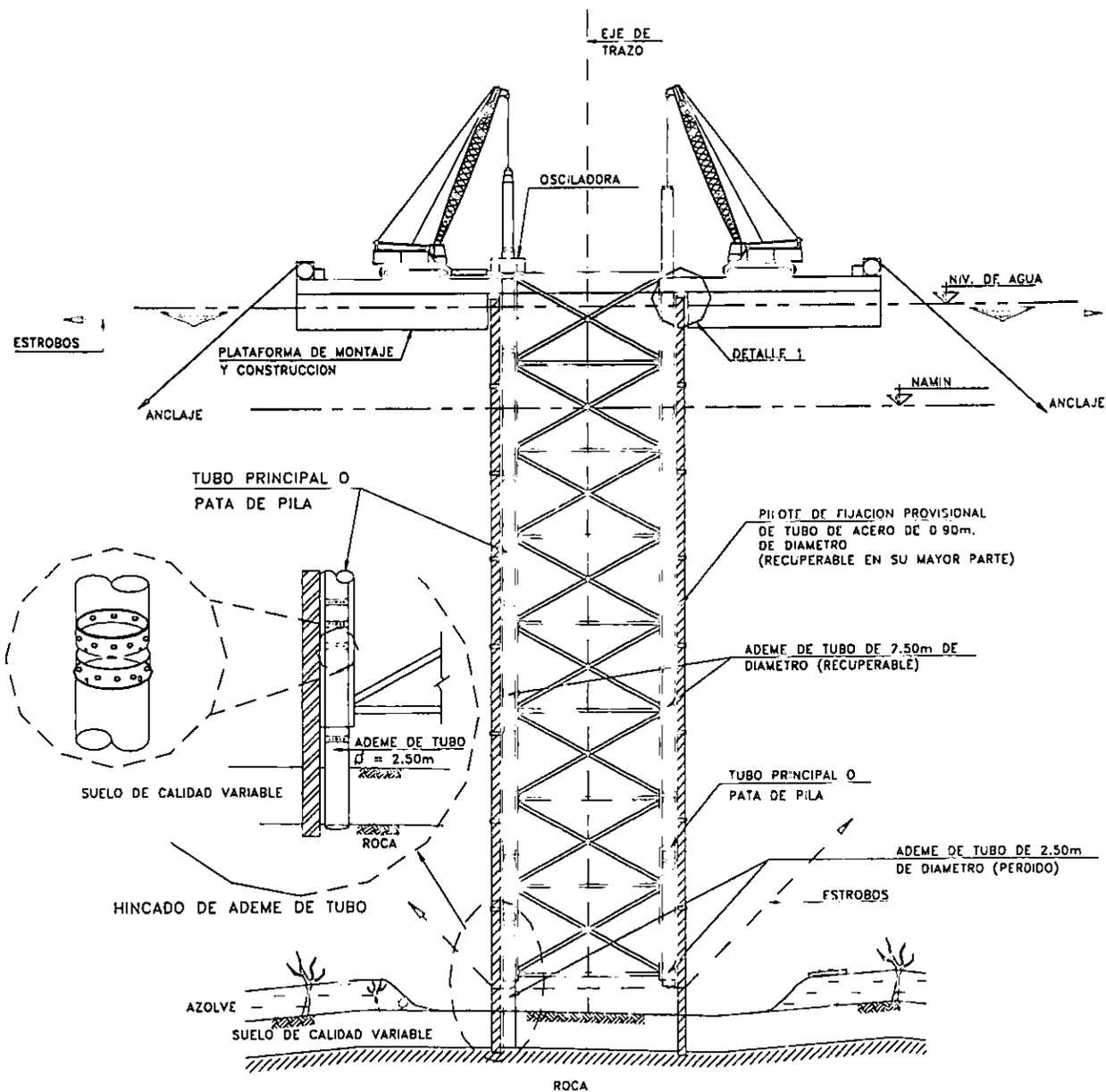
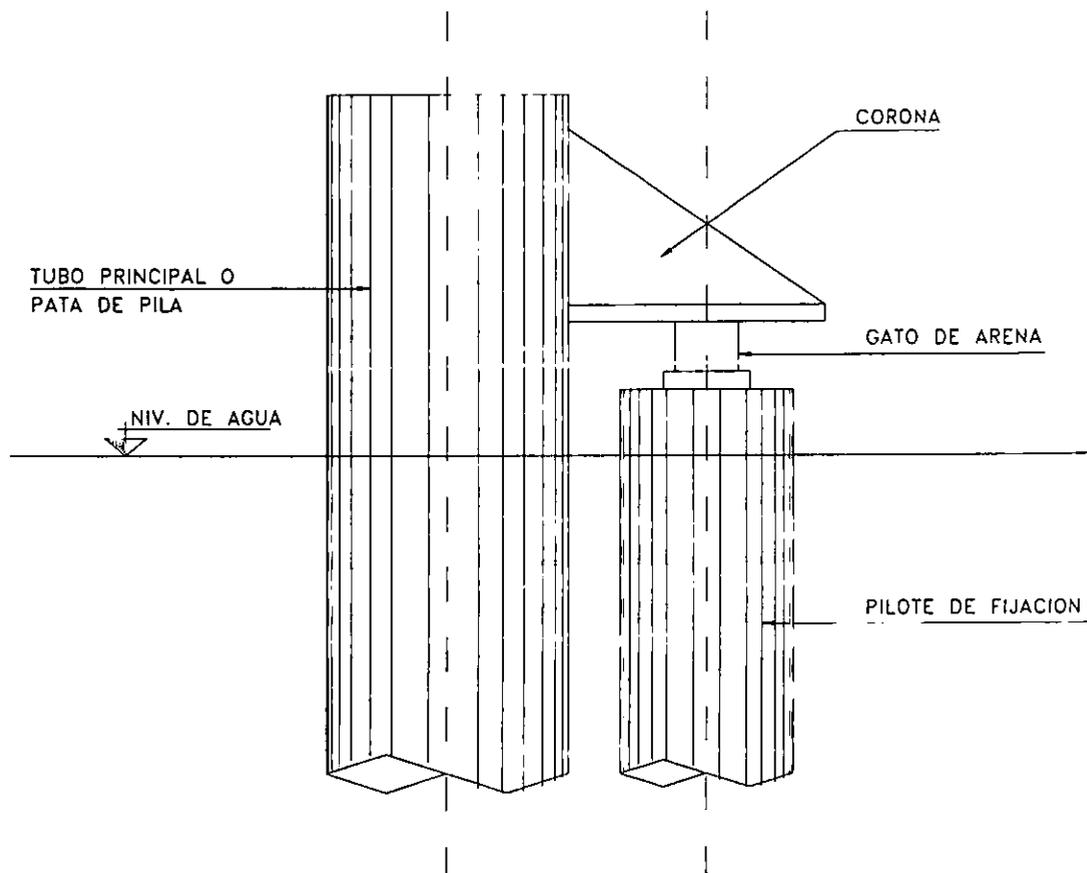


Fig 6.6 Instalación de Tubo Ademe



Detalle 1

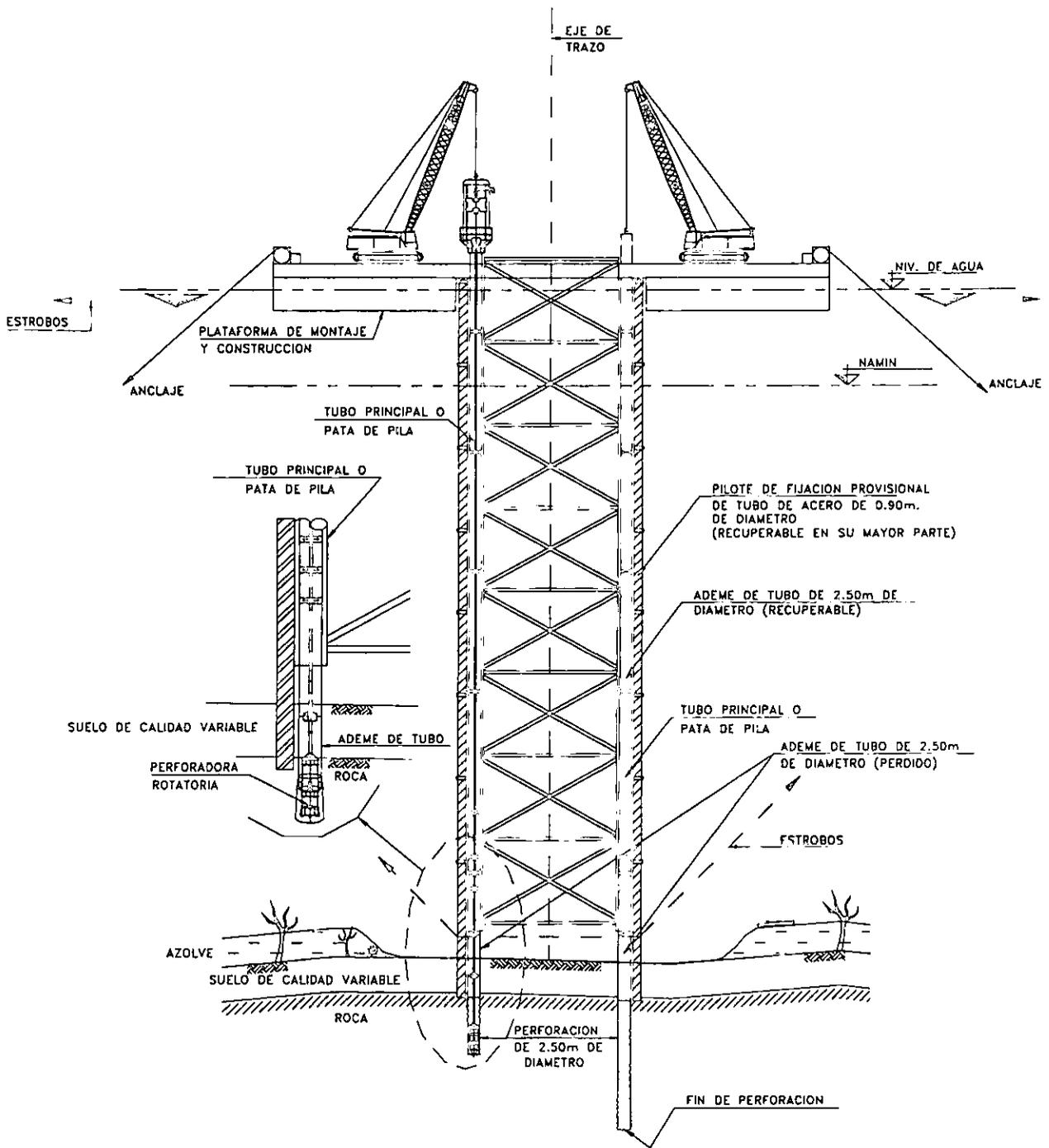


Fig. 6.7 Perforación Previa de Pilote

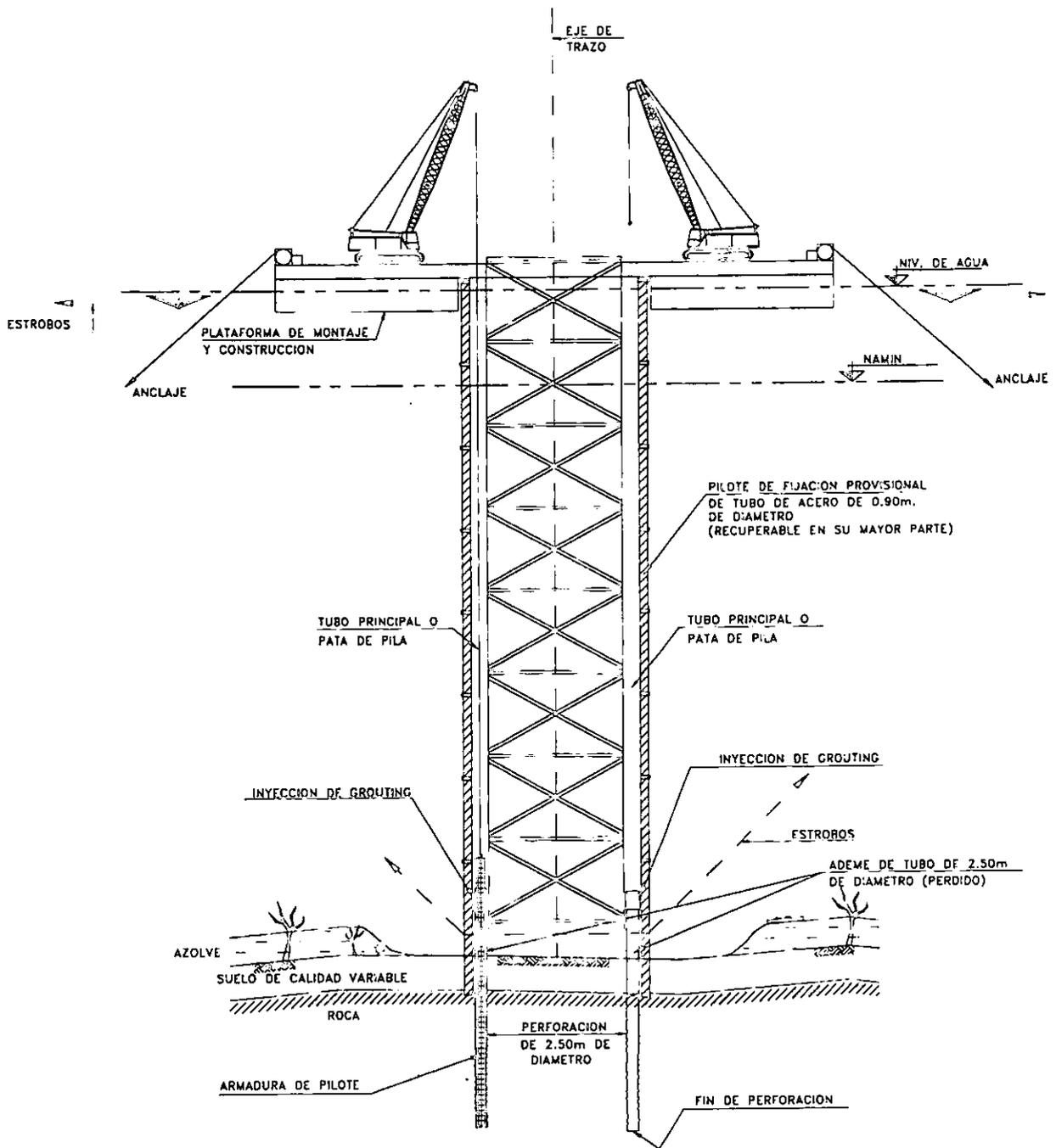


Fig. 6.9 Armado del Pilote

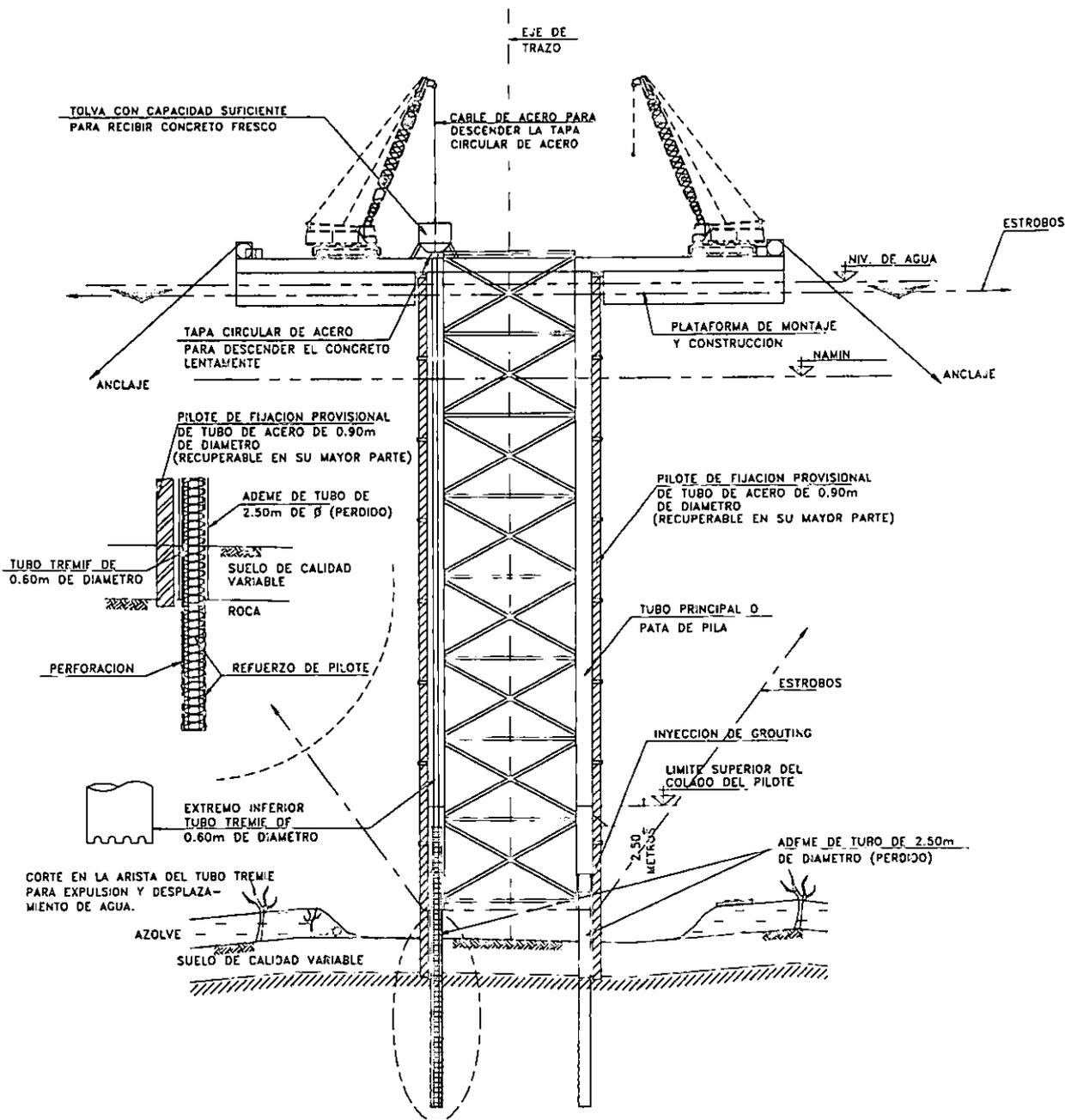


Fig. 6.10 Colado de Pilote

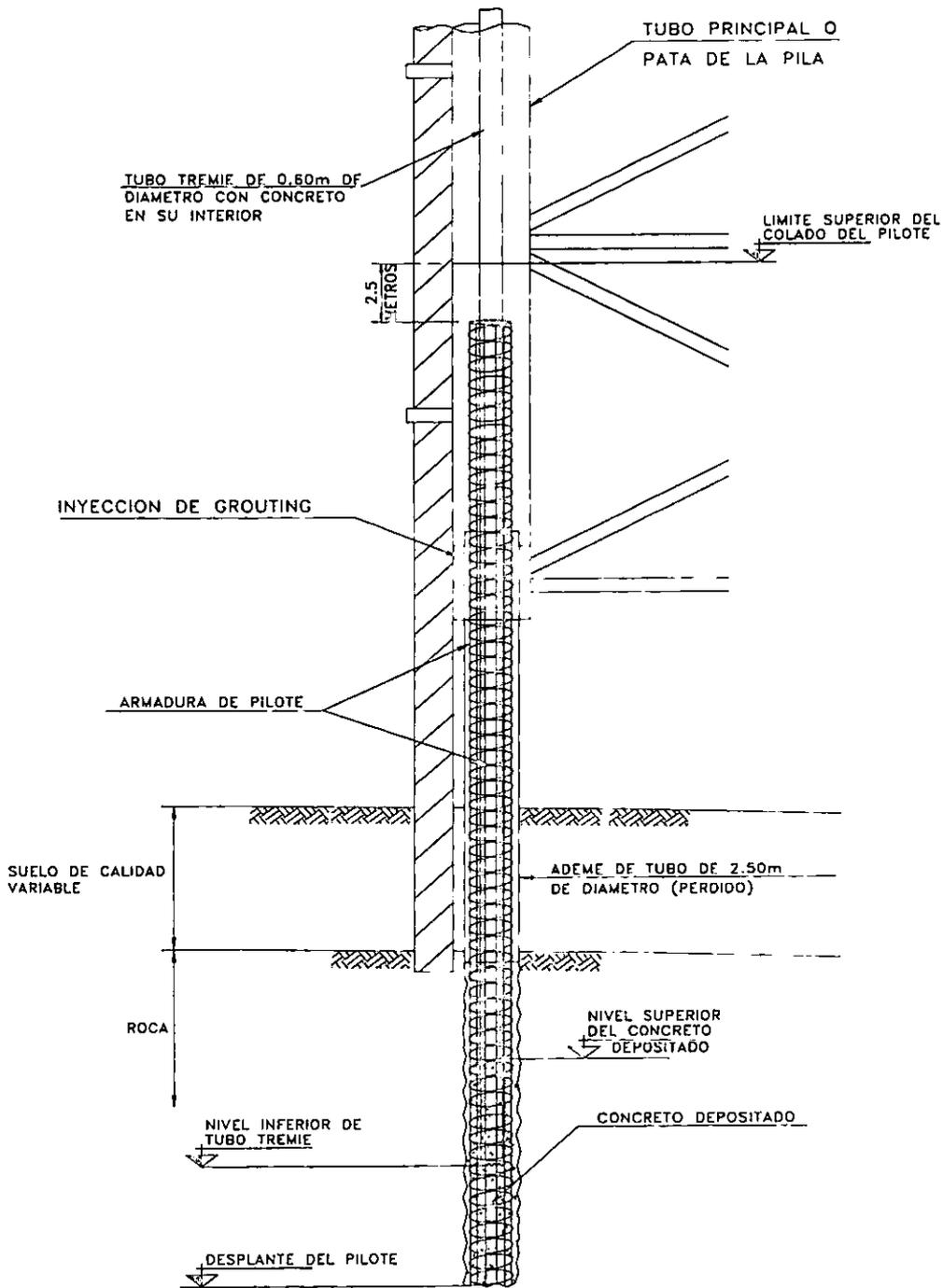


Fig. 6.11 Proceso de Colado con Tubo Tremie

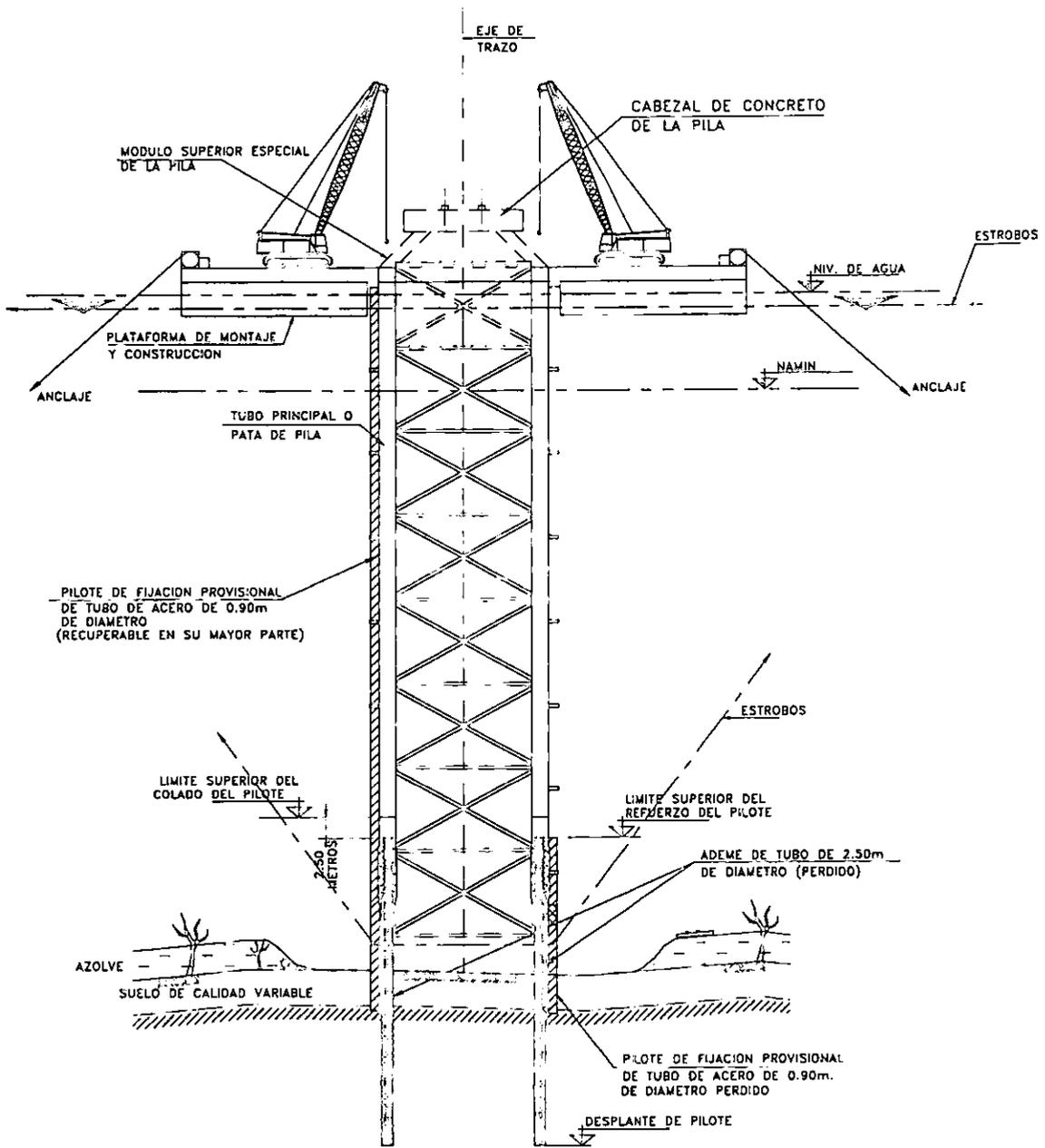
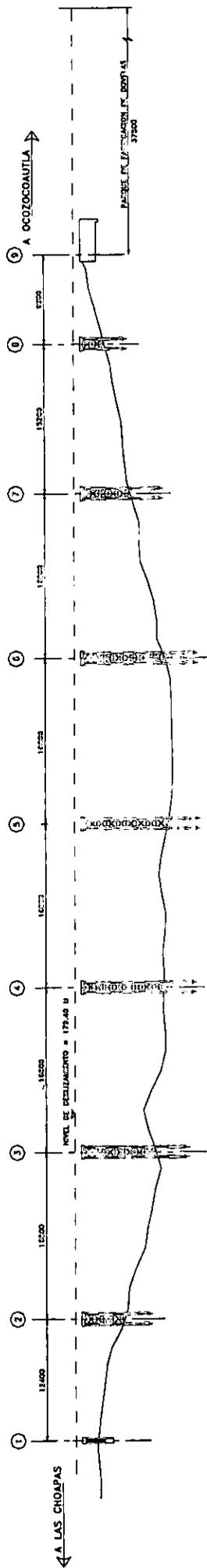
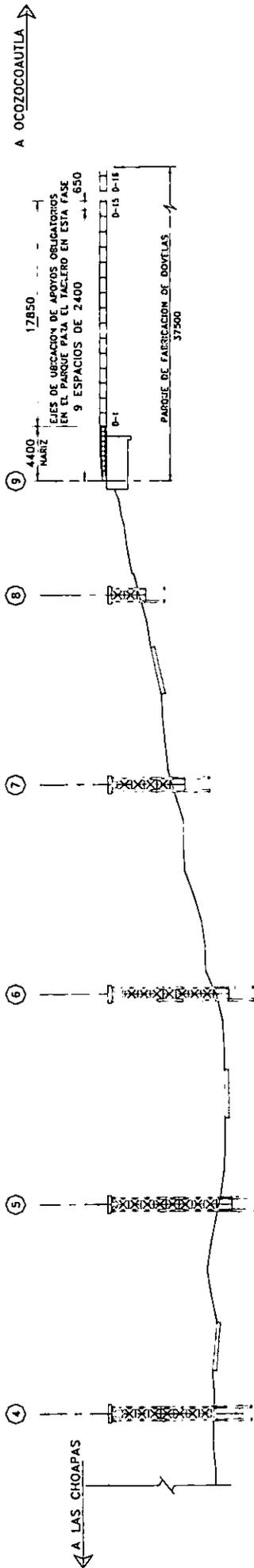


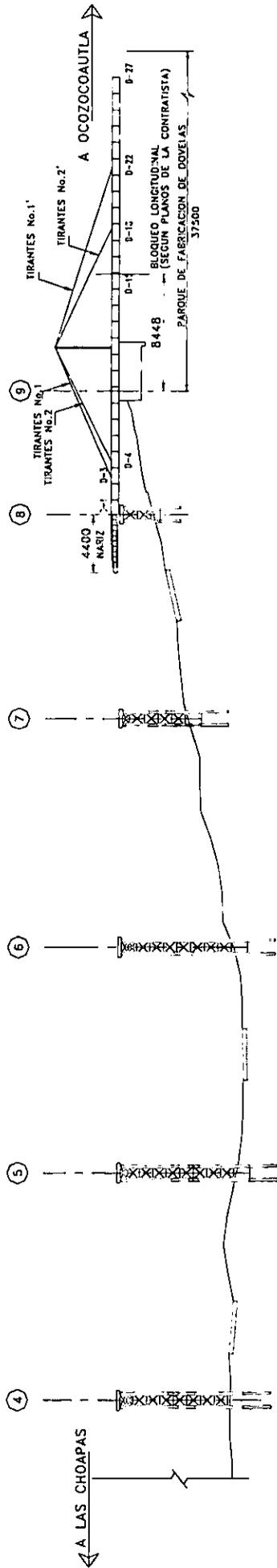
Fig. 6.12 Terminación de Pila



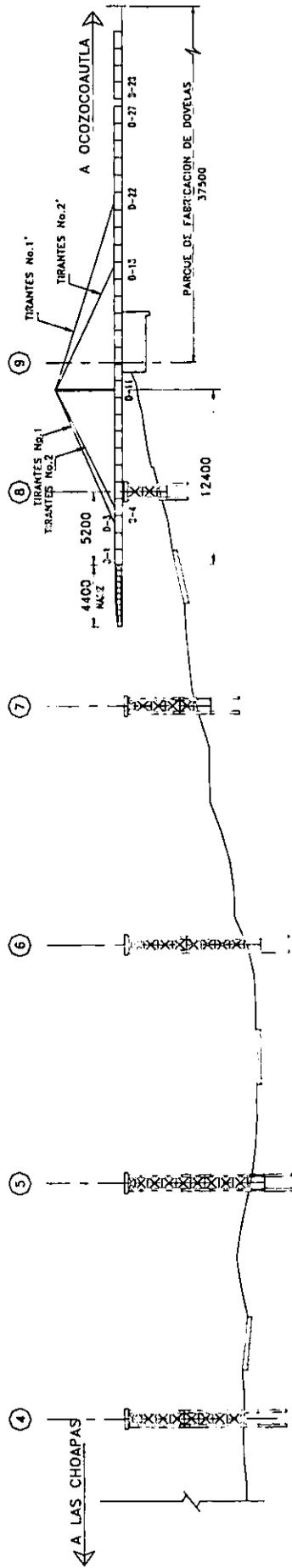
Fase I



Fase 2



Fase 4



Fase 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A lo largo de este trabajo de tesis, hemos podido apreciar los siguientes aspectos relevantes:

- Una obra de infraestructura de la magnitud del Puente Chiapas, requiere de un serio estudio de evaluación del beneficio que ha de brindar a la región que afecta, comparado con el costo que tal inversión ha de brindar, es decir, de un estudio de factibilidad, en todos los niveles. Es de gran importancia el ponderar adecuadamente los diversos factores que concurren en esta clase de obras.
- De igual manera, resulta de vital importancia realizar todos los estudios previos pertinentes a fin de contar con toda la información adecuada del sitio en el cual se va a realizar el proyecto en cuestión. No se puede permitir que se escatime dinero en un proyecto de esta índole. Cualquier carencia de información relevante, puede resultar sumamente costosa posteriormente.
- Asimismo, es sumamente necesario la correcta identificación y cuantificación de las acciones más relevantes a nivel estructural en el proyecto, para poder modelar de la manera más eficiente el sistema estructural a emplear, maximizando sus capacidades al menor costo posible.
- Adicionalmente, es muy necesario el empleo de la normatividad más adecuada en el diseño de la estructura, ya que tal normatividad nos dará una mayor seguridad en el trabajo de diseño realizado, y mayores posibilidades técnicas a nuestro alcance. Resulta muy necesario el saber qué clase de criterios de diseño habrán de emplearse para tal proyecto.
- Finalmente, es de gran necesidad el empleo de modelos matemáticos lo más realistas posibles, procesados a través de la mejor tecnología disponible (que no necesariamente es la última), teniendo siempre un claro conocimiento de las hipótesis y limitaciones tanto de la modelación, como de las herramientas utilizadas. Nunca debe dejarse de lado el buen sentido ingenieril al tratar con esta clase de tecnología, y siempre comprobar por otro medio ajeno a la herramienta empleada, la congruencia de los resultados arrojados por ésta.
- Finalmente, deben tenerse muy en cuenta los aspectos constructivos, ya que estos pueden llegar a definir elementos muy relevantes de la obra, llegando a ser dominantes, es decir, sujetando el diseño a las necesidades del constructor.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFIA

- 1) Cook Robert et al; "Concepts and Applications of Finite Element Analysis"; John Wiley and Sons; USA; 1989.
- 2) De La Rosa Z.J.L. et al "Geología del Estado de Chiapas"; Superintendencia de Estudios Zona Sureste, Comisión Federal de Electricidad, Subdirección de Construcción; México; 1989.
- 3) Goodman R.E.; "Introduction to Rock Mechanics"; University of California at Berkeley; John Wiley and Sons; USA; 1989.
- 4) Kulwahy F.H. et al; "Design of Foundations on Discontinuous Rock"; International Conference on Structural Foundations on Rock; Sydney, Australia; 1980.
- 5) Lesser et al "Geología de la Presa Raudales, Río Grijalva, Chiapas, México"; Secretaría de Recursos Hidráulicos; México; 1962.
- 6) Liable, Jeffrey; "Análisis Estructural"; McGraw-Hill; México; 1988.
- 7) Livesley R.K.; "Elementos Finitos: Introducción Para Ingenieros"; Editorial Limusa; México; 1988.
- 8) Manterola, Javier et al; "Seminario: Técnicas Avanzadas de Diseño y Construcción de Puentes"; Tomos I y II de III; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid; España; 1999.
- 9) Palacios, Gabriel; "Propiedades de las Rocas de la Casa de Máquinas de la Presa Malpaso"; Tesis Profesional; Facultad de Ingeniería, UNAM; México; 1965.
- 10) Pells P.J.N. et al; "Endbearing on Rock with Particular Reference to Sandstone"; International Conference on Structural Foundations on Rock; Sydney, Australia; 1980.
- 11) Pells P.J.N. et al; "An Experimental Investigation into Side Shear for Socketed Piles in Sandstone"; International Conference on Structural Foundations; Sydney, Australia; 1980.
- 12) Rowe R.K. et al; "A Theoretical Study of Pile-Rock Socket Behaviour"; International Conference on Structural Foundations on Rock; Sydney, Australia; 1980.

- 13) Viniegra, Francisco; "Geología Histórica de México"; Facultad de Ingeniería, UNAM; México; 1992.
- 14) "Monografía Geotécnica del P.H. Chicoasén, Chis., Obras de Construcción" Series Técnicas de la Comisión Federal de Electricidad; México; 1978.
- 15) "Presa Nezahualcóyotl (Malpaso, Chiapas): Informe de la Visita de Inspección"; Subgerencia de Comportamiento de Estructuras; Comisión Federal de Electricidad; México; 1996.
- 16) "Comportamiento de Presas Construidas en México"; Secretaría de Recursos Hidráulicos & Comisión Federal de Electricidad; Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas; México; 1976.
- 17) "Puente Malpaso-Raudales. Estudios de Campo: Topográfico y Batimétrico Complementario"; realizado por Triada S.A. de C.V. para la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes; México; 1998.
- 18) "Puente Malpaso-Raudales. Estudios de Campo: Geológico-Geofísico Local y Geotécnico"; realizado por Triada S.A. de C.V. para la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes; México; 1998.
- 19) "Standard Specifications for Highway Bridges"; American Association of State Highway and Transportation Officials; USA; 1996.
- 20) "RP 2A-WSD. Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design"; American Petroleum Institute; USA; 1993.
- 21) "SAP 2000: Analysis Reference"; Volume 1; Computers and Structures Inc.; USA; 1997.

---O---