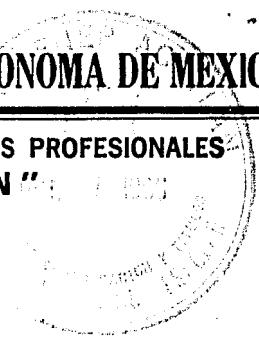


11
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"**



**"PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA
CIMENTACION DEL PUENTE
TAMPICO"**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :
JUAN MOISES GONZALEZ FLORES**

ACATLAN, EDO. DE MEX.

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLÁN
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/154/1986.

SR. JUAN MOISES GONZALEZ FLORES
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e.

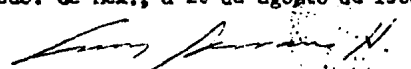
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 17 de julio de 1984, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Proceso Constructivo de la Cimentación del Puente Tampico", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Antecedentes.
- II.- Clasificación y Procesos Constructivos de Cimentaciones más Usuales en México.
- III.- Estudios Preliminares y Selección de la Cimentación del Puente.
- IV.- Construcción de las Zapatas.
- V.- Construcción de los Cilindros.
- VI.- Construcción de los Cajones.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Juan Roberto García Sánchez, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 20 de agosto de 1986.


ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

ENEP
COORDINACIÓN DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

HAS/rcc.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAP. I.- ANTECEDENTES	
I.1.- Características generales de la región.	5
I.2.- Planteamiento de la necesidad del puente.	17
I.3.- Aspectos generales del estudio de prefac- tibilidad.	18
I.4.- Características generales del puente.	26
I.5.- Beneficios del puente.	31
I.6.- Conclusiones.	33
II.- CLASIFICACION Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE CIMEN- TACIONES MAS USUALES EN MEXICO	
II.1.- Concepto de cimentación.	35
II.2.- Clasificación general.	35
II.3.- Procesos constructivos.	52
II.4.- Equipo.	69
II.5.- Trabajos complementarios.	86
II.6.- Tolerancias.	95
II.7.- Criterio de selección de una cimentación.	96
III.- ESTUDIOS PRELIMINARES Y SELECCION DE LA CIMENTA- CION DEL PUENTE TAMPICO	
III.1.- Importancia de los estudios preliminares.	99
III.2.- Geología regional.	101
III.3.- Estudio preliminar.	101
III.4.- Exploración del subsuelo.	104
III.5.- Pruebas de laboratorio.	106
III.6.- Estratigrafía y propiedades del subsuelo.	107
III.7.- Informe para proyecto de puentes.	113
III.8.- Selección de la cimentación del puente.	116
IV.- CONSTRUCCION DE LAS ZAPATAS	
IV.1.- Localización y dimensiones.	125
IV.2.- Materiales.	129
IV.3.- Equipo.	129
IV.4.- Proceso constructivo.	130

	Pág.
V.- CONSTRUCCION DE LOS CILINDROS	
V.1.- Localización y dimensiones.	134
V.2.- Materiales.	134
V.3.- Equipo.	135
V.4.- Proceso constructivo.	136
V.5.- Modificación del proyecto de cimentación.	155
V.6.- Apoyo 7.	158
VI.- CONSTRUCCION DE LOS CAJONES	
VI.1.- Localización y dimensiones.	163
VI.2.- Materiales.	163
VI.3.- Equipo.	164
VI.4.- Proceso constructivo.	164
VI.5.- Estructuras de lastrado.	170
VI.6.- Base para el pago. Normas S.C.T.	177
CONCLUSIONES	180
BIBLIOGRAFIA	184

I N T R O D U C C I O N

La importancia que para el país tiene el contar con una infraestructura capaz de fomentar un desarrollo social y económico en forma eficiente y en completa armonía con todos sus elementos capaces de generarla, así como la importancia que tiene el papel del Ingeniero Civil en la realización de dicha infraestructura, nos conduce a los egresados de escuelas superiores a tratar temas con problemas técnicos cada vez más - - grandes que contienen un fondo de carácter social y económico más complejo.

Por ello, tengo interés en tratar en la presente tesis - un tema que conjunta estos dos aspectos, es decir, el de atender un problema técnico en respuesta a la importancia económica y social que éste representa.

Desde el punto de vista técnico, la realización del presente obedece principalmente a dos aspectos. El primero, la importancia que tiene para el Ingeniero Civil las cimentaciones, los tipos de éstas y los procesos constructivos empleados en el país.

Por otra parte, la aplicación de un proceso constructivo, previamente seleccionado, a un caso particular como lo es la cimentación del Puente Tampico.

De los dos aspectos anteriores, se puede captar el objetivo general de la presente tesis: conocer los tipos de cimentaciones, así como sus procesos constructivos empleados en México, con el objeto de poder seleccionar la cimentación más -

adecuada, y en caso más particular, la aplicación de un proceso en la cimentación del Puente Tampico.

Comenzaré por describir los aspectos geográficos y económicos de la zona de influencia del puente Tampico, región localizada entre los límites de los estados de Veracruz y Tamaulipas, al NE del país, con el fin de presentar un panorama - que plantea, por sus condiciones, la necesidad de dar solu- - ción a un problema específico que obliga la continuidad de - la carretera del eje costero a través del Río Pánuco, el cual, a su vez permite el paso de embarcaciones de gran calado. El primer capítulo trata sobre la justificación de la construc- - ción de un puente sobre dicho río debido a que existen las - condiciones propicias para su ejecución. En este capítulo se verán también las características generales del puente y algunos aspectos sobre su estudio de factibilidad.

El siguiente capítulo presenta la clasificación de las - cimentaciones, según la forma en que transmiten la carga, el material de que están construidos y el procedimiento constructivo.

El tercer capítulo menciona los estudios preliminares - que se llevaron a cabo en el lugar seleccionado para la construcción del puente, los cuales resultan de vital importan- - cia, ya que para poder determinar el tipo de cimentación re- - querido, indicar sus características geométricas y la forma - de construirla, será necesario conocer el terreno que servirá de apoyo. Se mencionan las pruebas de laboratorio, así como -

la exploración, estratigrafía y propiedades del subsuelo.

Esta información nos proporciona una serie de parámetros, los cuales nos conducen a elegir entre varias alternativas, - la cimentación más adecuada para el Puente Tampico.

Los últimos capítulos están dedicados al desarrollo del proceso constructivo llevado a cabo en la construcción de los diferentes elementos que constituyen la cimentación del puente, la cual merece especial atención debido a que la gran longitud del mismo provocó que se construyera en diferentes suelos, mismos que originaron la selección de tres tipos de cimentación: zapatas superficiales, cilindros y cajones de dimensiones bastante considerables, los cuales llevaron consigo una serie de dificultades por sus características particulares.

CAPITULO I

I.1 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA REGION

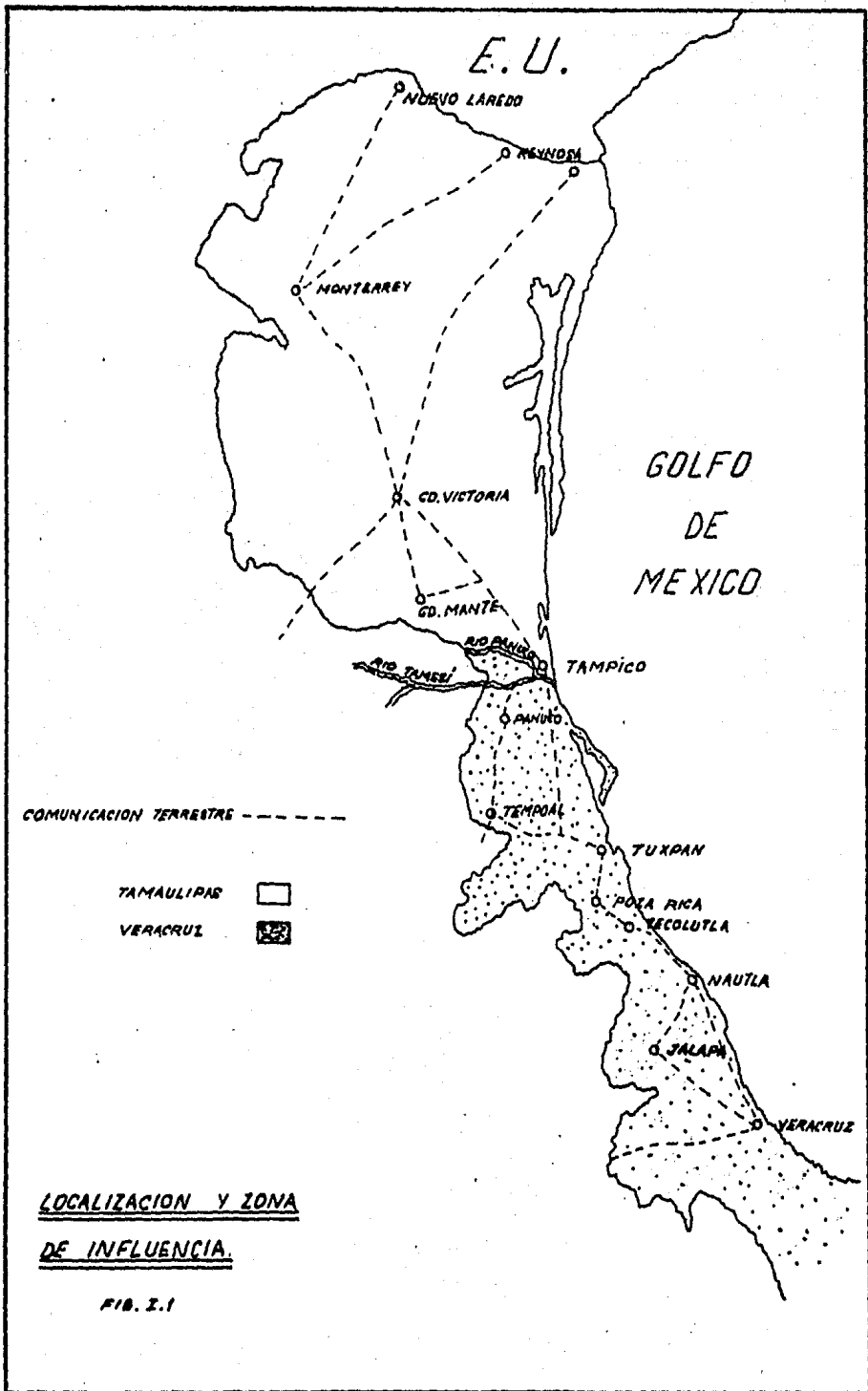
CARACTERISTICAS FISICAS

Geográficamente la región se localiza al NE de la República Mexicana y comprende la parte sur del estado de Tamaulipas y la parte norte del estado de Veracruz. Sus límites son: al norte el resto del estado de Tamaulipas, que a su vez colinda en su frontera con los Estados Unidos; al sur, el resto del estado de Veracruz, que colinda con varios estados en el centro del país; al este, el Golfo de México, y al oeste, el estado de San Luis Potosí.

La región queda comprendida entre la Sierra Madre Oriental y el Golfo de México, donde el terreno desciende suavemente formando fértiles llanuras. Predomina el terreno plano, con lomeríos de poca elevación, paralelos a la costa. La huasteca veracruzana queda comprendida dentro de la zona en estudio de la Cuenca Baja del Río Pánuco.

En Tamaulipas los ríos son numerosos; los ríos de esta zona descienden de la Sierra Madre Oriental. Sus aguas pertenecen a la vertiente del Golfo. La corriente más caudalosa del estado es el Tamesí, que corre por la zona más lluviosa. Recorre la llanura Tamaulipeca, de poniente a oriente antes de verter sus aguas al Golfo.

Veracruz es un estado privilegiado en cuanto a recursos hidrológicos. La corriente más importante en el norte es el Pánuco, en el declive del Golfo. El estado cuenta con las lagunas interiores de Pueblo Viejo, Tamós, Tortugas y Chairel -



en la parte norte.

El río Tamesí se une con el Pánuco cerca de su desembocadura, en los límites de Veracruz y Tamaulipas, formando la corriente más caudalosa de la República Mexicana.

El puerto de Tampico, el más importante en el Golfo, después de Veracruz, está situado sobre la corriente que resulta de la unión de los dos ríos, a once kilómetros de la desembocadura de esta corriente.

Los climas de esta zona varían de acuerdo con el relieve y la cercanía del mar. Son secos y extremosos, de tipo estepario, en la porción norte de la llanura; en ésta, durante el verano la temperatura se eleva a más de 40° y durante el invierno desciende incluso a grados bajo cero. La humedad aumenta a medida que las regiones se aproximan al mar. Los vientos húmedos que llegan del mar chocan contra la sierra y producen abundantes lluvias. La precipitación pluvial media es de 1000 mm., con máximas en el mes de septiembre y mínimas en mayo.

En las porciones bajas de estas comarcas el clima es caliente y húmedo.

ACTIVIDADES ECONOMICAS

Por tratarse de una gran planicie, es una zona que ha permitido el desarrollo de una serie de actividades económicas de importancia no sólo regional, sino nacional también. La agricultura y la ganadería son actividades de mucha importancia, ya que los cultivos propios de la zona aportan gran cantidad a la demanda de alimentos básicos nacionales. Predo-

mana la agricultura de temporal, pero existen tendencias a incrementar el cultivo de riego.

Veracruz es el estado agrícola y ganadero más importante del país, debido, entre otros factores, al elevado número de sus ríos y a su diversidad de climas. La producción es variada y comprende entre otros muchos productos: caña de azúcar, café, arroz, naranja, mango y piña, cultivos en cuya producción ocupa Veracruz el primer lugar en el país. Produce también en gran cantidad: maíz, frijol, chile, papa y numerosos frutales, entre otros, plátano, papaya, melón y mamey.

La ganadería es otra de las actividades básicas del estado. En las sábanas veracruzanas pastan millones de bovinos y miles de caballos, mulas y asnos. Veracruz es el estado que tiene mayor número de cabezas de esos cuatro tipos de ganado. En Pánuco se encuentra una de las principales áreas ganaderas.

Tamaulipas reúne varias condiciones propicias para la agricultura, mismas que son contrarrestadas, con frecuencia, por las heladas e inundaciones que se derivan de las ondas frías y de los ciclones que azotan esta entidad todos los años. Consecuentemente, el monto de las cosechas varía cada año.

Los productos más importantes son: caña de azúcar, sorgo, maíz y naranja. La producción de henequén y garbanzo también es importante. El cultivo del algodón, producto que ocupó durante muchos años un sitio prominente en la agricultura del estado, ha disminuido notablemente y ha sido sustituido -

en gran parte por el sorgo, gramínea en cuya producción Tamaulipas ocupa el primer lugar en el país. El cultivo de frutas también contribuye a la economía del estado, se cultivan entre otros: tamarindo, plátano y guayaba.

La ganadería ha sido una actividad tradicional en Tamaulipas. El mayor número de cabezas corresponde al ganado bovino al que sigue en importancia, el porcino. La región ganadera más importante del estado es la Huasteca, donde el 70% de los ejemplares tienen cruce con cebú, suizo, holandés, Santa Gertrudis y otras razas finas. Se han adaptado a la región zacates de Guinea, Pará y otros forrajes de alta calidad.

En el renglón industrial, Veracruz es uno de los estados más industrializados; la industria petrolera es la más importante. En esta entidad se extrae casi la mitad del petróleo del país, principalmente en cuatro zonas, una de las cuales es la llamada Faja de Oro, a la que pertenecen las poblaciones de Tuxpan y Poza Rica.

Por otra parte, la industria básica de Tamaulipas es la del petróleo y sus derivados; cuenta con el 23% nacional de campos petroleros. En la región sur del estado se extrae alrededor de la quinta parte del petróleo crudo del país.

En la zona se ubica la refinería de Ciudad Madero; cuya capacidad de producción es de 169 mil barriles diarios de destilación al vacío de residuos, 23 mil de desintegración catalítica de gasóleo y 15 mil de reformación catalítica de gasolina. El aceite es transportado por medio de oleoductos y el

gas por gasoductos, a varios puntos del país.

En cuanto a la producción de petroquímicos básicos, Vera cruz ocupa el primer lugar nacional con el 47% de la producción total.

Por otra parte, tenemos la región sur del estado de Tamaulipas, en donde predomina la industria petroquímica y petrolera, la primera se desarrolla en el corredor industrial Tampico-Altamira y la segunda en Cd. Madero.

La trayectoria del gasoducto en territorio tamaulipeco, aunado a la existencia de puertos comerciales e industriales de importancia, posibilita un importante incremento de la actividad en mediano plazo. El Gobierno Federal ha propiciado el establecimiento y desarrollo de la industria mediante estímulos fiscales por considerar que existe mano de obra suficiente y barata, así como abundancia de materias primas.

Existen numerosas fábricas de productos alimenticios, jabones, materiales de construcción y embotelladoras de refresco. En el corredor de Altamira se han establecido varias plantas de productos químicos.

En cuanto a las actividades pesqueras, la región tiene un gran potencial, ya que se desarrolla a lo largo del litoral y alrededor del puerto de Tuxpan; existiendo además otras localidades pesqueras importantes como Pueblo Viejo, Tamiahua y Pánuco, en donde existe un centro acuícola llamado La Tortuga.

Se captura una gran variedad de especies por tratarse de

una región que posee lagunas, el río y embalses con producción piscícola.

Por parte de Tamaulipas, Tampico es la base de estas actividades pesqueras, en donde se encuentra la gran mayoría de unidades congeladoras del estado; operan además, una flota camaronera, una enlatadora de ostión, unidades congeladoras, de procesamiento y cocimiento de pescado y camarón. Están funcionando actualmente dos astilleros para unidades pesqueras de altamar y seis para botes pequeños. En 1980 las principales especies capturadas fueron: camarón, ostión, mojarra y sierra.

En la siguiente tabla se puede apreciar la distribución de la población económicamente activa (PEA) por rama de actividades para los estados de Tamaulipas y Veracruz.

POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA (1979)			
PEA	Agricultura, ganadería, silvicultura, caza y pesca.	Industs. del petróleo, extractivas, de transporte, construcción y eléctrica.	Servicios, comercio, transporte, gobierno.
TAMAULIPAS			
523218	173 185	119 293	230 740
VERACRUZ			
1 407 276	747 263	236 422	423 591

TABLA I.1

La fig. I.2 muestra las gráficas de los porcentajes de la tabla anterior.

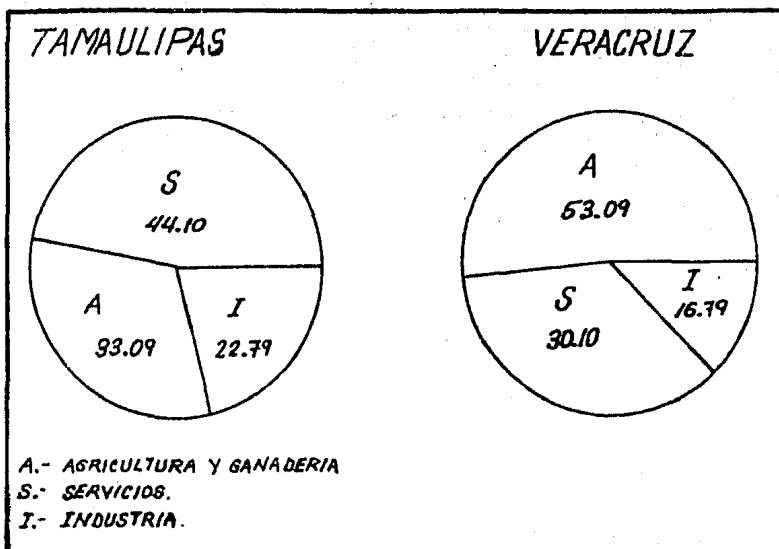


FIG. I.2

En Tamaulipas hay abundante agua y los suelos son fértiles, por lo que un alto porcentaje de la población se dedica a la agricultura. Se observa que las actividades de servicios son las que mantienen ocupadas a un mayor número de personas; ello se explica por el hecho de que el estado cuenta con ciudades fronterizas y puertos marítimos de gran desarrollo comercial, como Matamoros, y principalmente, Tampico.

Existen varios núcleos de gran concentración de la población en el estado; el más notable comprende las ciudades de Tampico y Cd. Madero, donde las instalaciones petroleras generan empleos bien remunerados. Tampico es, como ya se apuntó, el segundo puerto del Golfo, después de Veracruz, y el más importante exportador de petróleo.

En Veracruz, las actividades a que se dedica el mayor número de personas son las agropecuarias. En el cuadro se puede

observar también que el número de personas que desempeñan ser vicios en Veracruz es muy elevado debido principalmente a la existencia de puertos de cabotaje y altura, entre ellos los más importantes del país Veracruz y Tampico, y al intenso movimiento comercial derivado de la existencia de los puertos.

Cabe también mencionar que el incremento del número de personas dedicadas a la industria es muy acelerado, debido en parte también a los puntos antes mencionados y al ritmo de de sarrollo que el estado tiene.

Se advierte además, que en la zona predomina en forma no table la población urbana sobre la rural.

MEDIOS DE COMUNICACION Y TRANSPORTE

El estado de Veracruz es el mejor comunicado del país. - En la actualidad cuenta con una red de carreteras que compre nde varios ramales y caminos vecinales que enlazan entre sí a la mayoría de las regiones de la entidad. Numerosos puentes han sustituido a los tradicionales chalanes o "pangas", los que en algunas ocasiones llegaron a hundirse con los vehícu-- los que transportaban. El sistema estatal de carreteras está integrado por ejes longitudinales, como la carretera del Golfo, tramos paralelos a los límites con los estados vecinos y por ejes transversales que convergen en el centro del país.

El movimiento portuario del estado es el más importante de México; para dar una idea de su importancia, en 1980 se mo vió el 75% del total nacional de toneladas en puertos de altu ra y el 40.5% del total nacional de toneladas en puertos de -

cabotaje.

Para la comunicación aérea, el estado cuenta con 4 aeropuertos nacionales, 1 internacional y 95 aeródromos.

En Tamaulipas, las carreteras están en su mayor parte pavimentadas y en su trazo se ha tomado en consideración la importancia económica de los lugares que enlazan. Además, por éstas se transporta un alto porcentaje de las mercancías mexicanas que se exportan hacia Estados Unidos.

Las carreteras de mayor importancia son: México-Nuevo Laredo, que pasa por Monterrey; la interamericana Mazatlán-Matamoros y la de Ciudad Mante-Tampico.

El estado se encuentra comunicado por vías férreas y rutas aéreas en el interior del mismo y con el resto del país.

En nuestra zona de estudio, los accesos se logran con un sistema ferroviario y un sistema carretero integrado por un eje longitudinal llamado carretera del Golfo, que en la actualidad carece de continuidad al encontrar a su paso el río Pánuco, el cual permite la navegación de grandes buques pesqueros y petroleros principalmente. Sus carreteras comunican a Tampico con Matamoros y Reynosa hacia el norte; con Poza Rica y Coatzacoalcos al sur; una más une a la región con San Luis Potosí, la ciudad de México y Nuevo Laredo, además de la existencia de otra directa a la ciudad de México, vía Pachuca.

Tampico dista 468 km. de la ciudad de México; 492 km. de la ciudad fronteriza de Matamoros y 530 km. de Monterrey.

El enlace por ferrocarril, rumbo al norte es con Cd. Vig

toria, Monterrey y Nuevo Laredo; al sur con Veracruz; y con el centro del país, por la ruta de San Luis Potosí.

El puerto de Ciudad Madero, inmediato a Tampico, está dedicado al movimiento de productos petroleros y petroquímicos. El puerto de Tampico, destinado a carga general, cuenta con 16 muelles y 3 diques flotantes.

Existe un aeropuerto nacional en Tampico, dotado para la operación de aviones jet. Tres vuelos diarios comunican a Tampico con la capital y 3 semanales con Monterrey.

Operan eficientemente los servicios de: correos, telégrafos, télex y teléfonos con red automática de larga distancia.

INFRAESTRUCTURA DE APOYO

La ciudad de Tampico cuenta con alojamiento suficiente para atender las demandas del turismo, playas cercanas, ruinas prehispánicas y lugares de pesca y cacería deportiva.

Existen suficientes escuelas, hasta el nivel medio básico; se dispone, además de preparatorias en Madero y en Tampico, escuelas de enfermería, medicina, técnica pesquera y numerosas escuelas comerciales. Existen también la Universidad Autónoma de Tamaulipas, la Escuela Náutica de Tampico, el Centro de Estudios Científicos y Tecnológicos, el Instituto Tecnológico Agropecuario y se han establecido nuevos planteles del Colegio de Educación Profesional Técnica, directamente orientados a las demandas que habrán de surgir, tanto para la construcción de puertos, como para la operación posterior de los mismos y de las industrias que ahí se desarrollarán.

Están en marcha los estudios, proyectos y construcción - de la presa de almacenamiento del Tamesí, para riego, control de ríos y obras de captación y conducción de agua en bloques, con un caudal de 25 metros cúbicos por segundo.

Esta presa, que garantiza el agua a Altamira, permitirá regar 50 mil hectáreas adicionales, en donde se podrán levantar dos cultivos al año, con cosechas del orden de 300 mil toneladas de granos, en beneficio de aproximadamente 5 mil familias de ejidatarios y pequeños propietarios.

Finalmente, por su localización, recursos naturales y - disponibilidad de agua y energéticos, la zona Tampico-Altamira ofrece ventajas para desarrollar diversas industrias, entre las cuales destacan:

-Nuevas plantas mineras para concentrar, fundir, refinar y exportar productos.

-Industria cervecera para atender las demandas del mercado de la zona del Golfo y la posible exportación al Caribe, - Centro América y los Estados Unidos.

-Industria del acero y del hierro.

-Industria alimenticia, dada la variedad y calidad de - productos.

-Desarrollo de plantas de alimentos balanceados.

-Producción de llantas y cámaras.

-Fabricación de artículos para el hogar.

I.2 PLANTEAMIENTO DE LA NECESIDAD DEL PUENTE

Como pudimos observar, nuestro marco geográfico de referencia se localiza en la frontera de dos estados, la parte sur de Tamaulipas y la parte norte de Veracruz, en donde la zona de la ciudad de Tampico resulta afectada en su mayor extensión por las avenidas de los ríos Pánuco y Tamesí, quedando completamente aislada por vía terrestre, realizándose el cruce mediante el servicio de chalanos y pequeñas embarcaciones.

Ante esta situación, se plantea la necesidad de dar continuidad a la carretera Costera del Golfo, sin desatender la importancia de no bloquear el desarrollo portuario de las márgenes por tratarse de un río navegable; así lo justifica el incremento en el volumen de tránsito originado por las siguientes razones:

- el fuerte desarrollo socio-económico de las Huastecas en los estados de Hidalgo, San Luis Potosí, Veracruz y Tamaulipas.

- el aumento en el movimiento portuario de Tampico que ha hecho imperativo el contar con una consolidación de las redes de comunicación terrestres en forma permanente y fluida para superar las deficiencias que se han tenido en este aspecto en la cuenca baja del río Pánuco dado el obstáculo que éste ha presentado desde hace muchos años.

- la zona de referencia es considerada como prioritaria dentro del Plan Nacional de Desarrollo Urbano que exige el contar con un paso permanente sobre este caudaloso río.

- dentro de los planes de desarrollo urbano de la Comisión de Conurbación de la desembocadura del río Pánuco, se preveé una expansión habitacional en la márgen derecha del río en el Municipio de Pueblo Viejo, Ver.

- las necesidades de ampliar la infraestructura de apoyo para el desarrollo de los diversos sectores, agrícola, ganadero, pesca e industrial.

- finalmente, el fuerte impulso de la zona en todos aspectos al entrar en funciones el nuevo puerto industrial de Altamira.

I.3 ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD

CONSIDERACIONES GENERALES

Como antecedentes, considero pertinente mencionar que la Secretaría de Obras Públicas, actualmente SAHOP, encomendó en 1968 el estudio de diferentes alternativas de cruce y la preparación de planos y presupuestos preliminares de la solución que resultó más conveniente.

Para las circunstancias prevaecientes hace más de 10 años, no se encontró justificada la construcción de un puente con más de dos carriles de circulación: la entonces reciente carretera federal 180 (Tuxpan-Tampico) no demostraba aún el vigoroso desarrollo de su tránsito, cuya tasa anual de crecimiento excedió del 20% durante la última década; y aunque la conurbación Tampico-Madero ya acusaba una reacción positiva, en contraste con el largo período de estancamiento anterior, no se contaba con datos fehacientes acerca de la magnitud de

esa reacción, que hoy se expresa mediante una tasa de crecimiento demográfico que excede del 5% anual. La evolución ha sido tan rápida durante esos 10 años de espera que, como se consigna en las conclusiones de este capítulo, no quedan dudas acerca de la factibilidad técnica, económica y financiera de un puente sobre el Pánuco, con cuatro carriles de circulación, el que ofrecerá además, una oportunidad única para mejorar las condiciones de desarrollo de la conurbación Tampico-Madero.

La anteriormente Secretaría de Obras Públicas, por conducto de la Comisión del Desarrollo Urbano del País, y la Secretaría del Patrimonio Nacional, por conducto de la Subsecretaría de Bienes Inmuebles y de Urbanismo, realizaron los estudios para el área Tampico-Madero; gracias a los cuales fue posible apreciar la naturaleza y orden de magnitud de los beneficios urbanos generados por el puente, los que a su vez, determinaron la factibilidad económica y financiera del mismo.

TRANSITO

Para la estimación de los volúmenes de tránsito que pudieran utilizar el puente, se recopiló y analizó la siguiente información:

-Datos de aforos correspondientes a 21 estaciones, localizadas en el área de influencia de Tampico-Madero, realizados por SOP entre 1965 y 1975.

-Aforos y estimación de ingresos realizados para Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, durante el primer semestre de 1975, en El Humo.

-Aforos, estimación de ingresos y mediciones de tiempos desarrollados en abril de 1976.

-Datos viales de la República Mexicana. SOP 1966, 1974 y 1975.

Las conclusiones del análisis de la anterior información puede resumirse como sigue:

- En conjunto, el área refleja una dinámica de desarrollo normal, con tasas medias anuales de incremento del tránsito entre 15 y 20%. Se exceptúan, del lado desfavorable, la carretera federal 127 (Potrero del Llano-Tantoyuca-Tempoal-Pánuco), con tasas menores de 7%, y aún negativas, provocadas precisamente por la competencia de la carretera federal 180 (Tuxpan-Tampico), que acusa tasas hasta del 40% (Estación Tampico Alto).

-El volumen de tránsito en el área parece haberse estabilizado o estancado durante los últimos tres años en aproximadamente 3000 vehículos diarios, de los cuales 1800 son ligeros (automóviles, camionetas, jeeps y tractores agrícolas, sin incluir motocicletas) y 1200 pesados autobuses y camiones de carga). Durante días festivos ha llegado a servir hasta 4000 vehículos, con mayor predominio de los ligeros.

- De acuerdo con día y hora, los usuarios requieren de 12 a 18 minutos para atravesar el Pánuco en Chalán. Considerando los tiempos de espera y los recorridos dentro de las estrechas calles de la ciudad, se ha estimado que el puente contribuirá a una economía neta del orden de 30 minutos, para los actuales volúmenes de tránsito.

- Finalmente el ahorro en el costo por servicio de transbordadores en comparación con el uso del puente.

Las anteriores conclusiones, a su vez, han permitido - - plantear dos hipótesis de desarrollo, una pesimista y otra - conservadora, que se consignan en la siguiente tabla:

TABLA DE TRANSITOS ESTIMADOS (1)						
AÑO	HIPOTESIS MAS PESIMISTA			HIPOTESIS CONSERVADORA		
	LIGEROS (2)	PESADOS (3)	TOTAL	LIGEROS (2)	PESADOS (3)	TOTAL
1983	1800	1200	3000	3508	1991	5499
1988	2899	1723	4622	5649	2858	8507
1993	4669	2473	7142	9098	4103	13201
1998	7519	3551	11070	14652	5891	20543
2003	12109	5097	17206	23598	8457	32055

(1) Vehículos por día, al iniciarse el año

(2) Automóviles, camionetas, jeeps, tractores agrícolas.
No se incluyen motocicletas.

(3) Autobuses, camiones, pipas.

TABLA I.2

DESARROLLO URBANO

El mencionado Plan Director de Desarrollo Metropolitano Tampico-Madero, SEPANAL 1975, estima que el área urbanizada - hacia 1988 será del orden de 6600 hectáreas, con una tenden- - cia de crecimiento a razón del 4% anual.

De acuerdo con la tónica conservadora de estos razona- - mientos, se considerará que el área urbanizada hacia 1988 se- - rá, como se mencionó, de 6600 hectáreas, aunque más adelante se verá que la cifra es mayor.

Las áreas estimadas urbanizadas se consignan en la siguiente tabla:

TABLA DE AREAS URBANIZADAS (1)		
AÑO	AREA URBANIZADA	INCREMENTO QUINQUENAL
1983	5500	
1988	6692	1192
1993	8141	1449
1998	9905	1764
2003	12051	2146
2008	14662	2611

(1) Al primero de enero de cada año, hectáreas.

TABLA I.3

De las cifras anteriores se puede concluir que, desde un punto de vista social, todas las áreas urbanizadas presentes y futuras serán beneficiadas por el puente.

LOCALIZACION DEL PUENTE

Para determinar la localización, así como las dimensiones generales y características funcionales del proyecto fue necesario identificar, evaluar y ponderar numerosos factores interdependientes y a menudo conflictivos.

La justificación económica de un puente de esta magnitud y costo, está asociada a tránsitos de vehículos y beneficios territoriales tan elevados, que solamente pueden concebirse en un medio francamente urbano.

Por la razón anterior se otorgó el máximo peso a los siguientes factores locacionales:

- Desarrollo urbano existente.

- Desarrollo urbano futuro.

Así pues, se eligió el cruce conocido como "Mata Redonda" en el río Pánuco e inmediato a las poblaciones de Tampico y Cd. Madero en Tamaulipas y de Villa Cuauhtémoc, en Veracruz; esta zona de localización presenta condiciones que proporcionan el gran peso de los anteriores factores, reforzado por los siguientes:

- Topográficos. Terrenos altos que permiten adoptar elevaciones de rasante en los extremos del puente, de 14 y 27 msnm, respectivamente, acortando la longitud total del puente. Amplio espacio, libre de construcciones, para la localización de entronques, con pendientes longitudinales moderadas.

- Hidrológicos. Accesibilidad al puente garantizada durante las mayores crecientes registradas hasta la fecha, expeditando la evacuación de las zonas inundadas y la ayuda a los damnificados por los ciclones.

- Geológicos. Más de la mitad de los caballetes y pilas cimentadas por superficie; elevada capacidad de carga para el desplante de cilindros (8 a 12 kg/cm²), y moderada profundidad media de los mismos (40m).

- Expropiaciones e indemnizaciones. Los terrenos y construcciones que se vieron afectados por el puente y sus entronques son de bajo valor catastral.

Existían además otras cuatro alternativas para la localización del puente, sin embargo, como no es tema del presente trabajo el analizar las condiciones de estas alternativas, so

lamente trataré de resumir los aspectos principales de ellas.

Paso del Humo.- menor estímulo al desarrollo urbano y - consecuentemente menor tránsito y valorización de la propiedad urbana; condiciones topográficas e hidrológicas más desfavorables, así como geológicas, lo que ocasionaría un costo mayor de las obras.

El Moralillo.- bajísimo estímulo al desarrollo urbano, - menor tránsito y valorización territorial, no cumplía con las condiciones de los gálibos verticales de la Secretaría de Marina; áreas inundables, y en general condiciones físicas más desfavorables. Sin embargo presentaba algunas ventajas como - son: bajo costo de expropiación e indemnización, mismos que - son de carácter secundario que no pueden contrarrestar el desfavorable efecto económico de los bajos volúmenes de tránsito y mayor costo de construcción del puente.



La Puntilla.- presentaba las mismas condiciones de Paso del Humo en forma general.

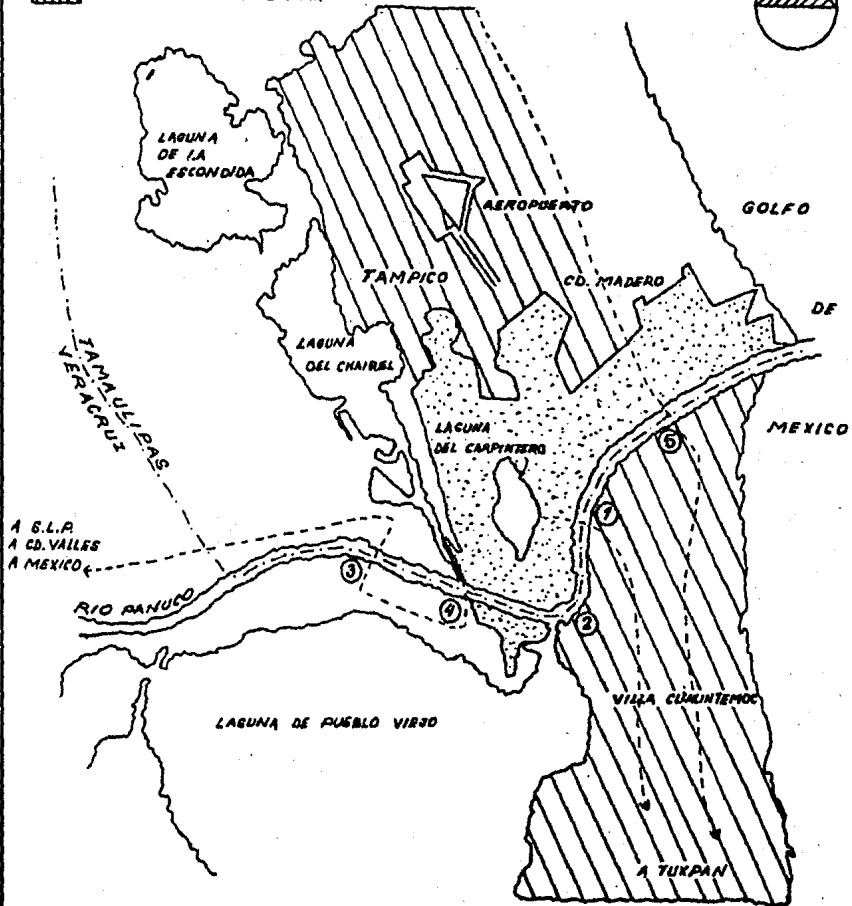
El Chijol.- menor estímulo al desarrollo urbano, lo que provocaría un desarrollo urbano más lento y, en consecuencia menores valores presentes de los beneficios derivados del - - tránsito y de la valorización territorial, a esto debe agregarse que existen áreas inundables, terrenos con baja capacidad de carga, entre otros; lo que no justifica la construcción del puente en esa área.

La fig. I.3 muestra la localización de los puntos mencionados anteriormente.

LOCALIZACION DE ALTERNATIVAS

FIG. 2.3

-  AREA URBANIZADA
-  AREA POTENCIALMENTE URBANA



- 1- ANDONEGUI-MATA REDONDA (ADOPTADA).
- 2- PASO DEL HUMO
- 3- EL MORALILLO
- 4- LA PUNTILLA
- 5- EL CHIJOL

I.4 CARACTERISTICAS GENERALES DEL PUENTE

El puente se localiza en el km. 1+912 con origen en Tampico, Tamps. de la carretera Costera del Golfo, tramo Tuxpan-Tampico, conectando las poblaciones de Tampico, Tamps. y Mata Redonda, Ver.

Como se pudo apreciar anteriormente, esta zona se eligió básicamente considerando los estudios del Plan de Desarrollo Urbano de la Comisión de Conurbación de la desembocadura del río Pánuco, lo cual contempla los asentamientos humanos en el lugar.

Definida la zona se estudiaron varias alternativas para llegar a la solución más económica tanto de las estructuras - como de sus accesos, tomando en cuenta para ello las características geológicas, topográficas, climatológicas, de inundaciones, de gálibos necesarios para la navegación y procedimientos constructivos entre otras.

La longitud total del puente es de 1543 m. dividida en - dos viaductos de 192 m. y 473 m., sobre margen derecha e izquierda respectivamente, y la parte central de 878 m. en la - cual se aloja el claro principal de 360 m. con un gálibo libre de 50 m., para permitir el paso de embarcaciones de todo tipo.

El diseño del tramo principal de la estructura es del ti - po atirantado, última novedad en el aspecto de proyecto de - puentes para grandes claros.

La superestructura es de concreto preesforzado de sec- - ción cajón de 3 m. de peralte y paredes inclinadas, excepto -

en una longitud de 293.5 m. del claro central de 360 m. que es de acero ortotrópico con la misma sección que la parte de concreto; el ancho total es de 18.10 m. y alojará dos calzadas de circulación de 7 m. para un total de cuatro líneas de tránsito separadas por un camellón central de 1.5 m. y banquetas laterales.

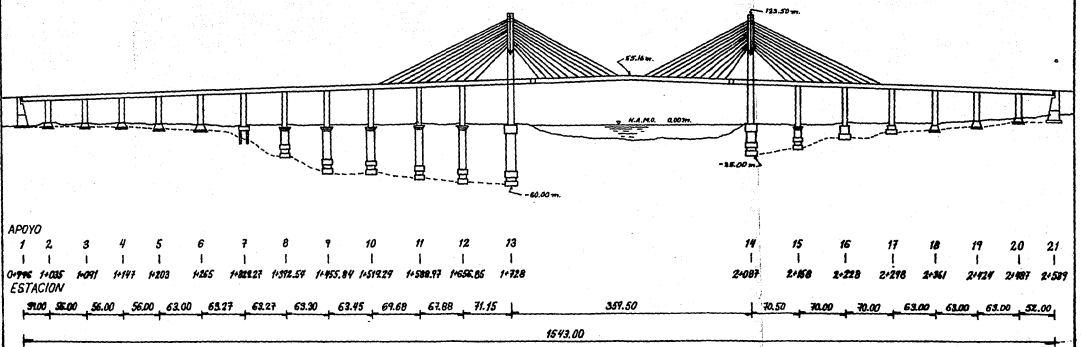
Su construcción se llevará a cabo por el sistema de doble voladizo exceptuando los primeros cuatro tramos del viaducto de la margen izquierda que se construirán con obra falsa tradicional. El tramo principal llevará tirantes rectos que parten de una torre constituidos por torones de acero de preesfuerzo de 15 mm. de diámetro. Los tirantes estarán formados por 33 a 61 torones cada uno.

La subestructura está formada por 21 apoyos, 2 caballetes extremos y 19 pilas de concreto reforzado, huecas, coladas por el sistema de cimbra deslizante, con alturas que varían de 5 a 45 m. Las principales (Nos. 13 y 14) constarán de un mástil o pilón donde quedarán colocados los 11 tirantes formados por torones de acero de preesfuerzo, y que tendrán una altura de 100 m. aproximadamente.

La cimentación o infraestructura, de acuerdo con la variedad del subsuelo, se diseñó de varios tipos, esto es, zapatas desplantadas por superficie, cilindros de cimentación de 6.5 m. de diámetro hincados a profundidades que varían de 15 hasta 65 m., y los apoyos de las pilas principales a base de cajones de 13x10 m. de forma elíptica con muros interiores diametrales para resistir las presiones, hincados a la profun

PUENTE TAMPICO

FIG. 1.1



MARGEN IZQUIERDA
←
A TAMPICO, TAMPS.

5/8. 4ul. m.

MARGEN DERECHA
→
A MATA REDONDA, VER.

dad de 35 m. el de la margen derecha y 70 m. el de la margen izquierda.

Para conectar la estructura con la carretera Costera del Golfo, se construirá en la margen derecha un acceso de 6 km. de longitud, para cuatro carriles de circulación que se inicia en Villa Cuauhtémoc, Ver. En la margen izquierda se construirá el Entronque Tampico de 4.2 km. de longitud con dos pasos a desnivel.

En el diseño y construcción de esta obra se han aplicado algunas técnicas europeas, particularmente desarrolladas en Alemania y Francia, por lo que respecta al sistema de suspensión y a los dispositivos y métodos del preesfuerzo.

El puente está diseñado para soportar las nuevas cargas del reglamento expedido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, que corresponde a vehículos con un peso total de 77.5 ton., y cuyo eje más pesado es de 9 ton., en cuatro líneas de circulación.

Como anteriormente se apuntó, se prevé que la circulación de vehículos al inicio de su operación será del orden de 3,000 diarios en promedio, con una tasa de crecimiento de 9% anual. Su capacidad permite el paso de hasta unos 40,000 vehículos diarios. La composición del tránsito es de 50% automóviles, 10% autobuses y 40% camiones de carga. El puente está considerado como de cuota y las tarifas serán determinadas por la misma Secretaría.

Este puente es el primero en México por su claro de 360 m. y también el primero en el que se utilizan para la cimenta

ción de algunos de sus apoyos cilindros y cajones con profundidades de 65 m.

Respecto a su longitud, el puente "Tampico" será el segundo en la República Mexicana y en cuanto a la altura de sus pilas será el primero. El puente más largo será el Isla Aguada, con 3,300 m. de longitud.

Para tener una idea de la magnitud de esta obra, los volúmenes de los materiales que se requieren para su construcción son los siguientes:

Concreto 40,000 m.³; cemento 20,000 ton.; agregados para concreto 60,000 m.³; acero de refuerzo 5,000 ton.; acero estructural 2,000 ton.; acero de presfuerzo 1,100 ton. Con estas cantidades de material podría construirse un edificio de 25 m. por lado y 300 m. de altura, equivalente a dos edificios como la Torre Latinoamericana.

Además, la altura total de la pila 13 que es la mayor desde su cimentación hasta la parte más alta de la torre de apoyo de los tirantes es de 189 m., que equivale a tres veces la altura de las torres de la Catedral de la Ciudad de México, y ligeramente superior a la Torre Latinoamericana.

La vida del puente como estructura puede considerarse de varias centenas de años y por lo que se refiere a sus servicios lo hará eficientemente hasta principios del siglo XXI. Por ello y en su oportunidad debe pensarse en la construcción de nuevos puentes.

I.5 BENEFICIOS DEL PUENTE

El puente no se limitará a satisfacer los requerimientos del Eje Costero del Golfo, sino que alterará, para bien, las tendencias de desarrollo de la conurbación de Tampico-Cd. Madero.

En efecto, esa conurbación ha padecido largos períodos - de estancamiento relativo, 1930-60, registrándose una tasa - anual de incremento demográfico de solamente 2.3%, es decir, muy por debajo de la media nacional de 3.9%, correspondiente a la población urbana durante el mismo lapso. El Censo Nacional de 1970 acusa una reacción positiva de la conurbación durante la década precedente, con una tasa anual de incremento de 5.1%, ligeramente arriba de la media nacional de 5%.

En nuestro caso, el puente constituirá el único eslabón entre la actual conurbación y las áreas que se desarrollen en la margen derecha del río Pánuco. Los linderos de estas nuevas áreas quedarán a menos de 3 km. de las actuales zonas vitales de la conurbación, en contraste con distancias del orden de 9 km. entre dichas zonas vitales y las áreas que estén disponibles al norte, a mediados de la próxima década. Esa ventaja de 6 km., conjuntamente con otras ya mencionadas, permite anticipar un rápido desarrollo urbano en la margen derecha. La Secretaría de Patrimonio Nacional, en su Plan Director de Desarrollo Metropolitano Tampico-Madero, 1975, contempla el desarrollo, hacia 1990, de una área urbana del orden de 1 200 Ha., en la margen derecha, capaz de alojar unos - - 100 000 habitantes. Esa población urbana puede generar, en -

asociación con los tránsitos de largo recorrido, volúmenes - muy superiores a los 15 000 vehículos diarios que se requie-- ren para justificar la adopción de cuatro carriles de circula-- ción.

Por lo que se refiere al papel del puente en el sistema vial nacional, la carretera federal 180, a la que sirve, liga de la conurbación Tampico-Madero con la zona más poblada del país, destacándose la Ciudad de México a una distancia de 540 km. Las carreteras federales 80 y 70 ligan a la conurbación - con áreas mucho menos pobladas, cuyas metrópolis, Monterrey y Guadalajara, quedan a 530 y 750 km. de distancia, respectiva-- mente.

Las estimaciones de los futuros volúmenes de tránsito pa-- ra fines de justificar la construcción del puente desde un - punto de vista estrictamente económico, no presentan mayores dificultades: la hipótesis más pesimista de crecimiento arro-- ja resultados suficientemente satisfactorios.

Por otra parte, el puente contribuirá a un desarrollo - más eficiente de las actividades portuarias, al permitir que las ampliaciones se lleven a cabo en condiciones más holgadas, en la margen derecha del Pánuco.

La influencia de este nuevo puente en las comunicaciones del noroeste del país habrá de significar una comunicación - permanente, fluida y segura sobre el río Pánuco, acortando - los tiempos de recorrido de la zona norte y el centro-sur de la República, lo que representa consecuentemente una fuerte - economía. Adicionalmente y como ya se apuntó, permitirá una -

sana expansión y ordenación de la zona conurbada de la desembocadura del Pánuco, actualmente estrangulada por el litoral, las lagunas y el propio río.

1.6 CONCLUSIONES

Es indudable que ante la magnitud que el puente representa en cuestiones económicas y financieras, se realizaron previamente los estudios de prefactibilidad económica, en donde se obtuvieron los costos y los beneficios de la obra para poder determinar la relación beneficio-costos, misma que está fuera del alcance del presente trabajo.

Sin embargo, se puede concluir lo siguiente ante la construcción de un puente sobre el río Pánuco en Tampico:

- Estará en armonía con los volúmenes de tránsito en el momento de su apertura o pocos años después.

- Contribuirá a corregir las más graves anomalías de la conurbación Tampico-Ciudad Madero, permitiendo un desarrollo más equilibrado en relación con los centros vitales actuales, aunque conservando su tendencia lineal.

- Facilitará un desarrollo portuario e industrial más eficiente.

- Formará parte de la infraestructura nacional cuya función es la integración social y económica del país.

- Creará fuentes de trabajo.

C A P I T U L O I I

II.1 CONCEPTO DE CIMENTACION

Se llama cimentación al elemento o conjunto de elementos situados por debajo de una estructura cuyo objetivo es transmitir y distribuir la carga de la superestructura y el peso propio de ella a un estrato del terreno, considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo, además de limitar los asentamientos totales y diferenciales con el fin de controlar los posibles daños en la construcción y construcciones adjuntas.

II.2 CLASIFICACION GENERAL

Las cimentaciones se pueden clasificar en tres grandes grupos:

- A) Cimentaciones superficiales.
- B) Cimentaciones compensadas.
- C) Cimentaciones profundas.
- A) Cimentaciones Superficiales.

En general son todas aquellas en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento debido a que transmiten la carga al terreno por apoyo directo próximo a la superficie. Las cimentaciones superficiales se dividen en:

- A.1 Zapatas aisladas.
- A.2 Zapatas corridas.
- A.3 Losas de cimentación.
- A.4 A base de cascarones.

A.1.- Zapatas aisladas. Son los elementos estructurales generalmente rectangulares o cuadrados construidos de mampostería y de concreto reforzado principalmente. Este tipo de cimientos se usa en suelos compactos de baja compresibilidad y para estructuras donde los hundimientos diferenciales entre columnas pueden ser soportados por la flexibilidad de la superestructura sin daño para la construcción, o bien, cuando los hundimientos diferenciales son de valor tan bajo que sus efectos en los elementos estructurales son absorbidos mediante uniones apropiadas para ello.

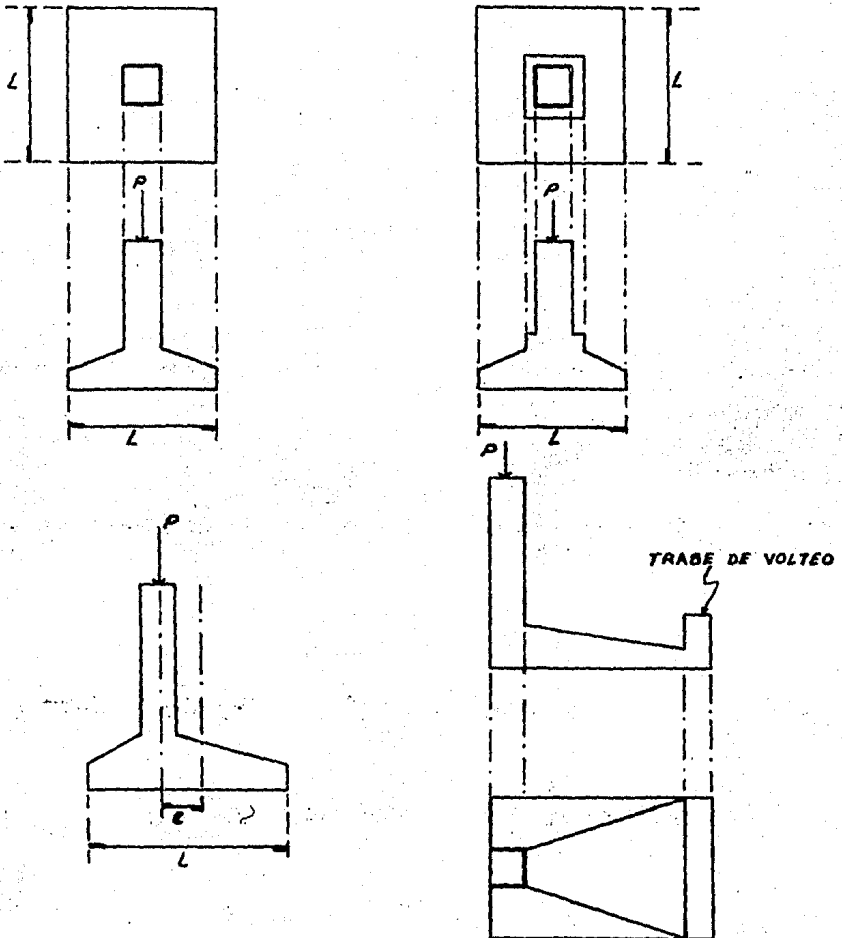
A.2.- Zapatas corridas. Son los elementos análogos a las zapatas aisladas, en las que la longitud supera bastante al ancho y soporta la carga de un muro o una serie de columnas, ligadas por una contratrabe. Su construcción puede ser de mampostería o de concreto reforzado. Generalmente se usa este tipo de cimientos en suelos de compresibilidad media o baja, de baja resistencia que obligue el empleo de mayores áreas de repartición o en el caso de que deban transmitirse al suelo grandes cargas, para estructuras donde se requiera controlar, dentro de ciertos límites, la magnitud de los asentamientos diferenciales.

A.3.- Losas de cimentación. Este tipo de cimentación se usa cuando por efecto de que la resistencia del terreno sea muy baja o de que las cargas sean muy grandes, se requiera que más del 50% del área de construcción estuviese cubierta de zapatas corridas; de manera que resulta más económico hacer una losa continua que cubra toda el área. Estas losas se

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ZAPATAS AISLADAS

FIG. 2.1



construyen de concreto reforzado. Se utilizan principalmente en suelos de compresibilidad media, a menos que puedan permitirse grandes hundimientos totales en determinada obra en cuyo caso puedan construirse en suelos de alta compresibilidad.

A.4.- A base de cascarones. También este tipo de cimentaciones se emplea cuando el terreno tenga baja capacidad de carga o de una consistencia variable o cuando la estructura de la construcción sea un diseño especial de claros muy grandes. Algunos de estos tipos tienen la ventaja de disminuir el peso de la cimentación y costo de la misma; pero aumenta en conformación, excavación y mano de obra especializada.

B) Cimentaciones Compensadas.

Las cimentaciones compensadas son aquellas que se desplantan a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguala al peso de la estructura. Este tipo de cimentaciones están desplantadas en el terreno por una losa corrida en el fondo de la excavación, apoyada en las contratraves dispuestas en dos direcciones, muro de contención y losa tapa. Se acostumbra utilizar en terrenos altamente compresibles, para reducir la descarga neta y evitar así incrementos de presión en la masa del suelo que pudiera producir asentamientos intolerables. Las cimentaciones compensadas se clasifican en:

B.1 Totalmente compensadas.

B.2 Parcialmente compensadas.

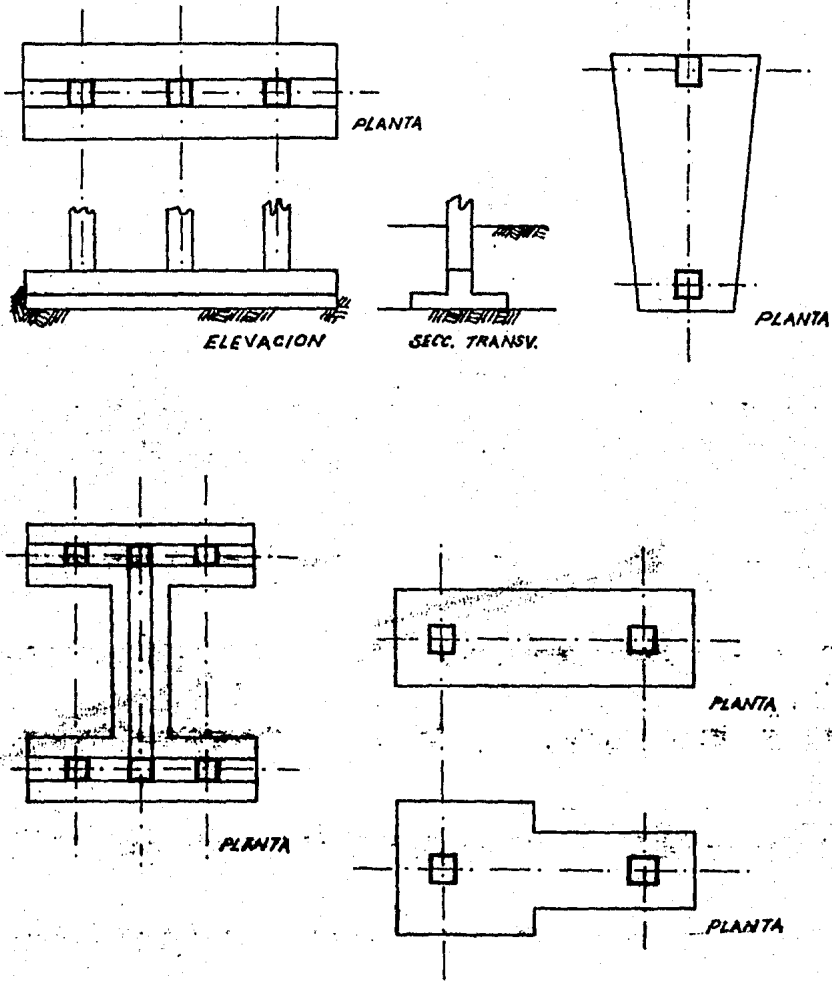
B.3 Sobrecompensadas.

B.1.- Totalmente compensadas. Son aquellas en las que el peso de la estructura es igual al peso del volumen de la tie-

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ZAPATAS CORRIDAS

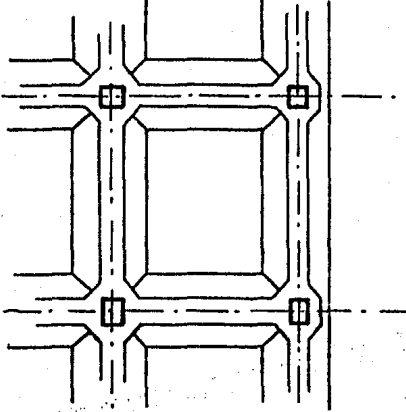
FIG. II.2



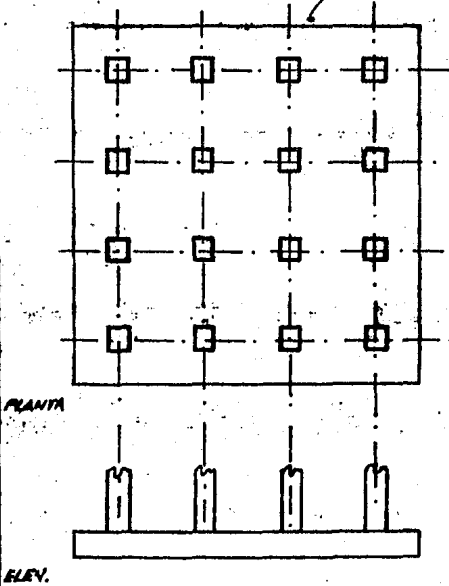
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

FIG. II-3

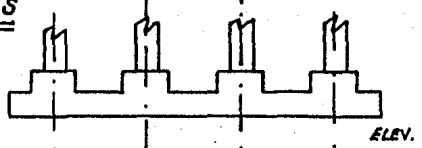
RETICULA DE CIMENTACION



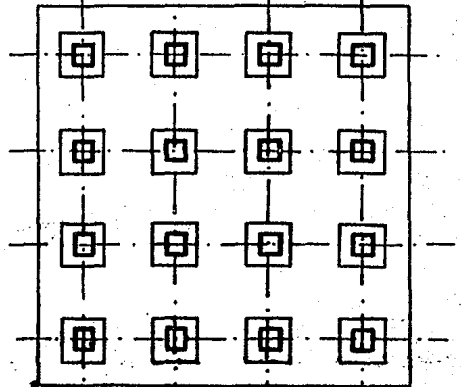
LOSA PLANA PARA CIMENTACION



LOSAS DE CIMENTACION

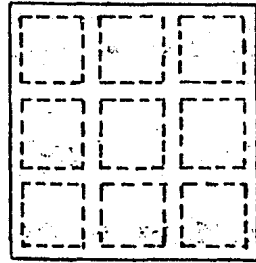


ELEV.



PLANTA

PLACA CON PEDESTALES EN LAS COLUMNAS



PLANTA



ELEV.

CIMENTACION A BASE DE COLUMNAS

rra desalojada y por ello no se alteran los esfuerzos.

B.2.- Parcialmente compensadas. Llamadas así porque el peso de la estructura es mayor que el peso del volumen del suelo excavado y por lo que éste sólo compensa parcialmente el peso que soporta el suelo. Esto lleva a la combinación de dos o más tipos de cimentación, es decir, una parte de la carga se toma por compensación y la otra por cimentación profunda.

B.3.- Sobrecompensadas. Es el tipo de cimentación que se presenta cuando la estructura pesa menos que el peso del volumen de excavación, teniendo naturalmente una tendencia a emerger hasta lograr su total equilibrio.

C) Cimentaciones Profundas.

Son aquellas que se utilizan cuando se tienen estructuras muy pesadas sobre suelos muy compresibles, de tal manera que por medio de una cimentación compensada o superficial razonablemente económica sea insuficiente para controlar los asentamientos totales. Este tipo de cimentación tiene la función de transmitir la carga de la estructura a estratos profundos con mayor resistencia. Las cimentaciones profundas pueden clasificarse en:

C.1 Pilotes.

C.2 Pilas.

C.3 Cilindros.

C.4 Cajones

C.1.- Pilotes. Son elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre los 0.30 m. y

1.0 m. Pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas:

a) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

- 1.- De madera.
- 2.- De acero.
- 3.- De concreto simple.
- 4.- De concreto reforzado (generalmente no sobrepasan los 20 ó 30 m.).
- 5.- De concreto presforzado.
- 6.- Mixtos.

b) Respecto al lugar de su construcción:

- 1.- Prefabricados.
- 2.- Fabricados en el lugar de hinca.

c) Respecto a la sección transversal:

- 1.- Hueca.
- 2.- Maciza.

d) Respecto a su apoyo:

- 1.- Pilotes de fricción.
- 2.- Pilotes de punta.
- 3.- Pilotes de apoyo mixto.

e) Respecto a la forma de colocación en su posición final:

- 1.- Hincados a percusión; con previa excavación o sin ella.
- 2.- Hincados
- 3.- Fabricados In Situ.

En la tabla II.1 se pueden apreciar las características constructivas según los diferentes tipos de pilotes así como

los materiales empleados, de igual manera se pueden ver sus ventajas y desventajas.

C.2.- Pilas. Son elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m. - pero no excede del doble de ese valor. Sin embargo en la actualidad no existen límites exactos que permitan hacer una distinción bien definida entre pilas y pilotes.

Estos elementos en algunas ocasiones se construyen con ampliación de base (campana) en el fondo a fin de disminuir la presión de contacto. Esto sólo es posible cuando la estabilidad del suelo lo permite.

En general se usan pilotes o pilas como elementos de cimentación cuando se requiere:

1.- Transmitir las cargas de una estructura a través de un espesor de suelo blando o a través de agua hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos elementos podría visualizarse como similar a las de las columnas de una estructura, con la diferencia que generalmente éstos elementos se encuentran confinados por el suelo. Los pilotes que trabajan de esta forma, son conocidos como pilotes de punta.

2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre el pilote y el suelo, a este tipo de pilote se le conoce como pilote de fricción.

3.- Compactar suelos granulares con fines de generación de capacidad de carga. El pilote que se utiliza generalmente

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS SEGUN TIPO DE PILOTES
Y MATERIALES EMPLEADOS

CONCEPTO	MADERA	ACERO	CONCRETO REFORZADO		CONCRETO PRETENSADO	MIXTOS
FORMA DE CONSTRUCCION	PREFABRICADOS	PREFABRICADOS	FAB. IN SITU	PREFABRICADOS	PRETENSADOS	COMBINADA
FORMA DE COLOCACION	HINCADOS A PERCUSION	HINCADOS A PERCUSION	COLADOS EN SU POSICION FINAL DE TRABAJO	HINCADOS A PERCUSION CON PREVIA PERFORACION O SIN ELLA, O HINCADOS A PRESION.	HINCADOS A PERCUSION CON PREVIA PERFORACION O SIN ELLA.	HINCADOS A PERCUSION CON O SIN PERFORACION.
MEDIO CIRCUNDANTE	SECO O ACUOSO	SECO O ACUOSO	SECO O ACUOSO	SECO O ACUOSO	SECO O ACUOSO	SECO O ACUOSO
TRANSMISION DE CARGAS RECOMENDABLES.	FRICION	FRICION O PUNTA	PUNTA	FRICION O PUNTA	FRICION	FRICION O PUNTA
SECCIONES TRANSVERSALES PRECISAS.	Ø= 30 CMS. A 45 CMS.	Ø=15" 5 Ø=21/2" A 12"	Ø=70 CMS. A 250 CMS.	35 CMS. A 50 CMS. Ø= LADO O DIAMETRO	35 CMS. A 50 CMS. PILOTE TUBO Ø=35; Ø=25	Ø= 12"
LONGITUDES OPTIMAS: TOTAL POR TRAMOS	25.00 3, 5, 10.0 MTS.	50MTS. 10MTS.	25MTS.	15MTS. 15MTS.	30MTS. 15MTS.	50 MET. 15 MET.
CARGAS DE TRABAJO MAXIMAS RECOMENDABLES	30 TON. 20 TON. (*)	DEPENDE LA SECCION UTILIZADA 30 A 100 TONS.	600 TONS. 350 TONS.	400 50 A 200	150 30 A 70	IDEM DE ACERO (42)
TRANSPORTE	FACILES DE TRANSPORAR EN CONTENEDORES DE MEDIDAS	NECESARIO USAR PLATAFORMAS MAS GRANDES	TRANSPORTE SOLO DE LOS MATERIALES A USAR Y POR SEPARADO.	PREMADOS CON ESTOS PILOTES Y SU TRANSP. EN CONJUNTO. LOS HINC. A PRESION, PRELLES DE TRANSPORTAR.	SON LIGEROS Y SU TRANSPORTE REQUIERE POCO CUIDADO.	IDEM ACERO Y CONCRETO
MANEO	SU RESISTENCIA A FLEXION LAS HACEN FACILES DE MANIOBRAR.	SE MANEJA CON SEGURIDAD POR SU RESIST. A FLEXION Y PODRIAN SER REUTILIZADOS.	DE TRABAJO CUIDADO CON EL MANEJO DEL RETENIDO Y EN LA COLOCACION DEL CONCRETO PARA EVITAR CONTAMINACION.	DEBIDO A SU PESO ES NECESARIO PODER CUIDADO DE NO PERDURARLOS. DEBE USARSE UN TRANSPORTADOR, NO ASI EN HINCADOS A PRESION.	EXTREMOS CUIDADOS EN SU SETEA Y MANIOBRA DE FIJAJE.	IDEM ACERO Y CONCRETO

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS SEGUN TIPO DE PILOTES
Y MATERIALES EMPLEADOS

CONCEPTO	MADERA	ACERO	CONCRETO REFORZADO		CONCRETO PRETENSADO	MIXTOS
FORMA DE CONSTRUCCION	PREFABRICADOS	PREFABRICADOS	PAB. IN SITU	PREFABRICADOS	PRETENSADOS	CONJUNTA
TIPO Y SECCIONES	DE MADERA DE ANJOLIS RESERBOSOS DE PALUDIA	H TURO DOLLES CANALES ELECTROMETALICOS	CAISSONS REFORZADOS - SIN AMPLIACION DE BASE - VIBRO HINCADOS - ANGR-CAST. - ANGRS - PERDIDO - REVERSIBLE - VIBRO HINCADO - TIPO FRANKI - CON AMPLIACION DE BASE - ETC. - BOTTOM-BOTTOM - DAYWARD - ETC.	- CUADRADOS - TRIANGULARES - TIPO FRANKI - ANGR - CIRCULARES - OCTOGONALES - ETC.	- CUADRADOS - RECTANG. - CIRCULARES - E IN DOS - TIPO - TIPO 1 - TIPO 2	- TUBULARES CONCRETO - MIXTOS

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS SEGUN TIPO DE PILOTES
Y MATERIALES EMPLEADOS

CONCEPTO	HADERA	ACERO	CONCRETO REFORZADO		CONCRETO PRETENSADO	MIXTOS
	PREFABRICADOS	PREFABRICADOS	PA. IN SITU	PREFABRICADOS	PRETENSADOS	COMBINADA
TIPO DE CONSTRUCCION MAS FRECUENTE	MARTILLOS DE CAIDA LIBRE Y MARTILLOS DE EXPLOSION	IDM A LOS DE MADERA.	ACRITO PRINCIPAL DE - SON CASUALIDAD Y PERFORADORAS ROTARIAS O VERTICALES.	GATOS HIBRIDALICOS, - MARTILLOS DE CAIDA LIBRE O PERFORACION POR EXPLOSION, PRIMARIO - DE GRAN CAPACIDAD - PERF. ROTARIAS PARA - PROFOS PROFUNDOS.	EQUIPO PRIMARIO LIGERO, MARTILLOS DE CILINDRO DE EXPLOSION, PERFORADORAS ROTARIAS PARA PROFUNDIZACION.	MARTILLOS DE EXPLOSION IDM DE CONCRETO PREFABRICADO.
DISPONIBILIDAD	LOS RECURSOS FORESTALES SON ESCASOS Y NO SE INCENTIVAN CON FACILIDAD POR LO QUE NO DEBEN USARSE PARA EVITAR LA DESFORESTACION.	LO HAY EN NUESTRO PAIS, AUNQUE ES CARO.	LOS MATERIALES COMO GRAVA, ARENA, CEMENTO, SON FACILMENTE CONSEGUIBLOS, EXCEPTO EN CASOS ESPECIALES EL TRANSPORTE ES EL QUE DOMINA. SE RECOMIENDA CONCRETO PRETENSADO.	IDM COLADOS IN SITU Y PRACTICAMENTE EN CUALQUIER OBRERA SE CONCRETAN, EXCEPTO EN CASOS DONDE EL ESPACIO ES REDUCIDO SE CONSTRUYEN FUERA DE OBRERA Y SE TRANSPORTAN EN EL QUE SEVA EL COSTO. PUEDE SER CUBIERTO A VOLVO, ES FRECUENTE EL USO DE CONCRETO PRETENSADO DE NO SER ART DE FABRICA, SE OBRERA.	ESTE TIPO DE PILOTES DEBIDO A LAS INSTALACIONES ESPECIALES SE PALE, NORMALMENTE EN PLANTA Y SE CURAN A VAPORES, CONCRETO PRETENSADO EN PLANTA ES EL MAS BUENO Y DE ALTA RESISTENCIA.	ES ARELLA Y EL CONCRETO SE FABRICA EN OBRERA O EN PLANTA.
USOS EN MEXICO	VEDADO Y SOLO EN CONSTRUCCIONES PROVISIONALES.	PARA LAS CASAS PARA AMPLIAR LA CASA CUANDO SE CONSTRUYEN EN CANTONERO. EN DONDE SE REQUIEREN HERRAJES PROFUNDOS. EN SUPLOS DE GRANO - GRENDO JALISCO LOS DE CONCRETO NO PARECIAN.	EN PUERTOS DE EDIFICIOS JORNALERA TIENEN CASAS DE CONSTRUCCIONES DE CARGAS USOS PASAJERAS.	HERRAJES TALLA ESTACADOS - HERRAJES DE 10.5 - PUERTOS - PUERTOS DE ALBA - INDEFINIDAS DE OBRAS	EDIFICIOS TAJEROS - PUERTOS PASAJEROS - USOS DIVERSOS	IDM LOS DIFEROS

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS SEGUN TIPO DE PILOTES
VENTAJAS Y DESVENTAJAS

CONCEPTO	MADERA	ACERVO	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PRETENSADO	MIXTOS	
FORMA DE CONSTRUCCION	PREFABRICADOS	PREFABRICADOS	FAB. IN SITU	PRETENSADOS	COMBINADA	
DESVENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> .DIFICIL UNION. NO SE PUEDE HACERLA PERFECTA SIEMPRE SE DEBE PERA ESTA. .VULNERABLES A LA HINCA DURA. .VULNERABLES AL ATAQUE DE INSECTOS SI NO SE TRATAN. .VULNERABLES AL FORTALECIMIENTO POR FALZARLES AGUA. .COSTOSOS .M.O. ESPECIALIZ. .ESCALA LA MADURA 	<ul style="list-style-type: none"> .SE FLEXIONAN CON FACILIDAD EN HINCA DURA. .VULNERABLES A LA CORRUSION. .COSTOSOS .SU CAPACIDAD DIMINUYE EN MEDIOS CORROSIVOS. 	<ul style="list-style-type: none"> .COSTOSOS EN GRANDES LONGITUDES Y BAJO AGUA. .POCO CONTROL EN EL COLADO BAJO AGUA. .SECCIONES TRANSVERSALES MAYORES QUE LAS DE PROYECTO. .DIFICULTAD DE REINICIO DEL COLADO, BAJO AGUA. .PESO PROPIO ALTO 	<ul style="list-style-type: none"> .COSTOS INICIALES ALTOS. .UTILIZACION CONCRETOS ALTA RESISTENCIA. .AJENO DE REPUESTO EN EXCESO POR MANEJO. .LARGO DE LOS TRAMOS COSTOS. .PERDIDOS EN SECCIONES MAYORES 45 CM. .UNIONES COSTOSAS .EN LOS HINC. A PRESION INSERUIDAD DE APOYO Y CONTROL. 	<ul style="list-style-type: none"> .COSTOSOS .MANEJO DE LOS PILOTES DIFICIL .SE DANAN CON PREVENIA EN EL MANEJO .M.O. ESPECIALIZADA .DIFICULTADES OCACIONALES PARA CONSEGUIR ACTO DE PRESEPTERO. .INSTALACIONES PARA FABRICACION COSTOSAS. 	<ul style="list-style-type: none"> .DIFICULTAD DE UNION. .COLAC. DIFICIL DEL COSTO Y CONTROL DE SU COLACION. .COSTOSOS. .M. OERA ESPECIALIZADA.
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> .LIGEROS FACIL MANEJO 	<ul style="list-style-type: none"> .FACIL UNION ENTRETRAMOS .PUDEN REUTILIZARSE .ALTAS CAPACIDADES .DESPLAZ. PEQUEÑOS. .CAPAZ DE TRABAJAR EN MANTOS LIGEROS. .PUDEN USARSE DE APOYO 	<ul style="list-style-type: none"> .SE PUEDE AMPLIAR LA BASE PARA MAS CAPACIDAD. .NO VIBRACIONES .ALTAS CAPACIDADES RESISTENTES .PAREDES ASPERAS QUE NOS DAN MAYOR FRICCION. .SIN DESPLAZAMIENTO 	<ul style="list-style-type: none"> .ALTAS CAPACIDADES. .PUDEN TRABAJAR A LA TENSION. .RESISTENTES A LA HINCA DURA. .FRACCIONES RAPIDOS A VAPOR. .ALTA CALIDAD DE FABRICACION. .FACILES DE PROBAR. .CON PRESERVACION PREVIA, POCO DESPLAZAMIENTO. 	<ul style="list-style-type: none"> .LIGEROS QUE RESTAN POCO PROPIO. .FACIL COLACION. .ALTO CONTROL DE CALIDAD EN LA FABRICACION .FACILES DE PROBAR. 	<ul style="list-style-type: none"> .IDEM .ACERO Y CONCRETO

en estos casos es de fricción.

4.- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras o resistir las fuerzas laterales que se ejercen sobre ellas. En este caso se utilizan comúnmente pilotes de fricción, en posición inclinada.

5.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos pilotes deberán ser diseñados a tensión, y que trabajen a fricción.

6.- Alcanzar con la cimentación profundidades no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.

7.- Proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos u objetos flotantes. Una estructura auxiliar que cumple tal fin recibe el nombre de Duque de Alba.

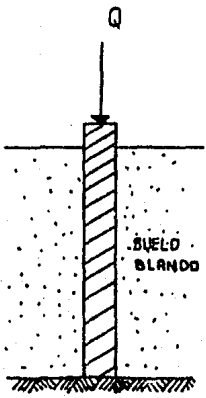
En la figura II.4 se pueden apreciar gráficamente las condiciones de carga descritas anteriormente.

C.3.- Cilindros. Este tipo de cimentación se emplea cuando se requieren muchas veces elementos de mayor sección que las anteriores. Como su nombre lo indica, son cilindros que pueden ser circulares o elípticos cuyos diámetros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0 m.; se construyen huecos con el fin de ahorrar materiales y eliminar peso propio, con tapa en su punta. Estos se construyen de concreto reforzado.

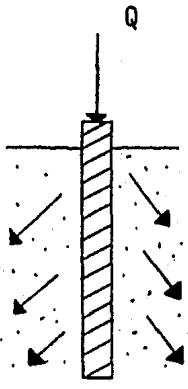
En términos generales, los cilindros se eligen como elementos de cimentación cuando se conjuntan dos condiciones si-

FIG. II.4

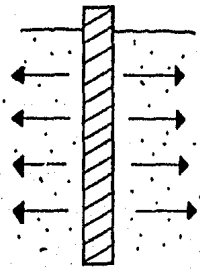
1



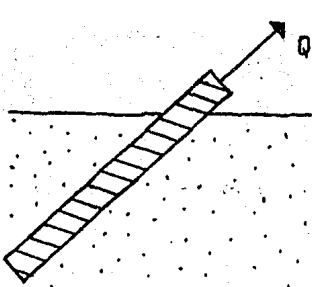
2



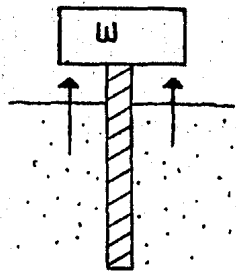
3



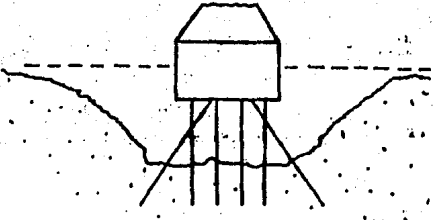
4



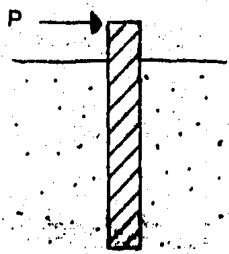
5



6



7



multáneamente.

- La estructura que va a ser soportada tiene concentraciones altas de esfuerzos.

- Existe a una cierta profundidad, relativamente grande, un estrato francamente resistente.

Un ejemplo clásico que frecuentemente se presenta en la Ingeniería Civil es el de los puentes, en donde aparte de conjuntarse las dos condiciones, existen otras también importantes como:

- ofrece seguridad de que no habrá interrupción durante la construcción, por efecto de temporales, lo que sí ocurre con pilotes, por ejemplo.

- el efecto de la socavación conduce a desplantar la cimentación a profundidades más grandes.

Otro aspecto importante a considerar es cuando la estratigrafía del suelo presenta fragmentos de roca, de tamaños de medianos a grandes, (mayores de 25 cm. de diámetro), la introducción de pilotes se dificulta y en ocasiones es prácticamente imposible; en esos casos, una alternativa de solución para la cimentación es la elección de cilindros, debido a que el procedimiento constructivo de ellos permite atravesarlos sin grandes dificultades.

Por último, las cimentaciones mediante cilindros son más estables y seguras que otras ante las fuerzas horizontales, producto de fuerzas de frenaje, de sismo, de viento, etc.

C.4.- Cajones. Son elementos generalmente de forma paralelepípeda, aunque en ocasiones también de forma elíptica, -

con anchos similares a los de los cilindros. Su construcción se realiza con concreto reforzado formando cajones o celdas - desplantados a la profundidad de la capa resistente del suelo. Es decir, el cajón es una estructura que es hundida a través del terreno o del agua con fin de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita.

Cuando la profundidad del agua es demasiado grande para emplear ataguías y las descargas estructurales a la cimentación son demasiado altas para emplear pilotes o pilas, o cilindros se emplean cajones profundos.

Este tipo de cimentación es usual emplearla en puentes - con grandes claros y concentraciones de carga elevadas.

II.3 PROCESOS CONSTRUCTIVOS Y EQUIPOS

No es mi intención elaborar un tratado de construcción de cimentaciones, puesto que para ello existen las fuentes bibliográficas específicas; simplemente pretendo hacer mención en forma general de cual es el proceso de construcción para cada una de las cimentaciones.

La idea es proporcionar las bases para adquirir un criterio de selección en determinada cimentación y proceso constructivo de ésta.

Esto es, conocer si un determinado proceso requiere o no excavación previa, o si requiere la colocación especial del concreto, o es aplicable a suelos arcillosos o granulares, etc.; sin importar en primera instancia, las especificaciones particulares de cada uno de los trabajos. Al seleccionar un tipo de cimentación, habrá que recurrir como anteriormente mencioné a las fuentes bibliográficas y experiencias obtenidas en el campo de las cimentaciones.

El comentario anterior es extensivo para el equipo de construcción empleado.

PILOTES

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; las pilas se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque después es ocupado por el concreto. En cambio los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de

suelo igual al del pilote el ser hincados; con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación - previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de chiflón; y sin desplazamiento, cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas.

En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares pueden generar aumento a la compacidad relativa.

1.- Pilotes con desplazamiento:

a) Hincados a percusión. Este procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto.

b) Hincados a presión. Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m. de largo. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos de pilote.

Este procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones, porque la reacción del sistema de carga se soporta con el peso de la estructura y por ello se puede realizar en espacios verticales muy reducidos.

c) Hincados con vibración. Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjun

to pilote-vibrador-lastre. Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas.

Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes - desviados o de cimentaciones antiguas. Se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.

2.- Pilotes con poco desplazamiento:

a) Hincados en una perforación previa. Todos los pilotes - descritos en los párrafos anteriores como pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento si - antes de hincarlos se realiza una perforación previa; ésta - puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con - el mismo suelo, mezclándolo con agua previamente, o en todo - caso, a base de bentonita y agua.

Esta técnica se utiliza:

- Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

- Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente.

- Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del

terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.

b) Hincados con chiflón. Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en suelos no cohesivos (arenas); consiste en aplicar dos efectos simultáneos; el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote. Adicionalmente se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua.

c) Pilotes de área transversal pequeña. Se acostumbra clasificar como pilotes con poco desplazamiento a los de perfiles de acero porque la relación de su perímetro al área transversal es hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto. A veces se aplica un tratamiento eléctrico de corta duración posterior al hincado para incrementar rápidamente la adherencia entre pilote y suelo.

3.- Pilotes sin desplazamiento.

a) Pilotes y pilas de concreto colados en el lugar. Estos se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto. Este proceso se describirá en la parte correspondiente a pilas.

PILAS

En la construcción de las pilas, es importante mencionar

que además de la presencia del nivel freático, la estabilidad de los materiales que atraviesa el elemento es fundamental para su procedimiento constructivo. La construcción de pilas - comprende las siguientes operaciones:

- Perforación.
- Limpieza.
- Instalación y fijación del acero de refuerzo.
- Colocación del concreto.
- Inspección.

Perforación.

Existen dos métodos: manuales y mecánicos.

Métodos manuales. Dentro de éstos existen dos variantes: el método Chicago y el método Gow.

Método Chicago.- es apropiado para atravesar estratos arcillosos homogéneos, en donde la impermeabilidad de los mismos permite hacer el trabajo en seco. La excavación se realiza mediante ademes con tablas verticales sostenidas en contra de la arcilla mediante anillos circulares de acero.

Método Gow.- generalmente se emplea cuando el estrato arcilloso presenta capas delgadas o lentes de material permeable que originan flujos de agua hacia la excavación, y que - por tanto, requieren de ademado previo. El procedimiento consiste en el hincado telescópico de cilindros de acero de 1.80 m. de largo, en el estrato arcilloso, procediéndose a la excavación manual del suelo dentro del cilindro. En el momento - del colado, los cilindros pueden recuperarse.

Métodos mecánicos. La excavación se realiza por medio de

brocas y botes o espirales, accionados por un eje vertical rotatorio. La campana se efectúa mediante rimas adicionadas a botes especiales. Cuando las condiciones del suelo lo permiten, este tipo de maquinaria puede excavar rápida y económicamente perforaciones cuyos diámetros varían desde 30 cm. hasta 3 m. y profundidades mayores de 30 m.

En la parte correspondiente a equipo de este mismo capítulo se hablará con más detalle de estas herramientas.

En los trabajos de pilotaje no siempre es necesario realizar perforación previa al hincado de pilotes; cuando los pilotes trabajan a fricción, no se recomienda hacer una perforación previa, para no alterar el estado natural del suelo. Sin embargo, si existen estratos resistentes, es conveniente hacer la perforación, para evitar que se atore. En ocasiones se utiliza la perforación previa como guía, realizándose a poca profundidad. En los pilotes de punta la perforación previa garantiza que éste llegue al estrato resistente sin ningún tropiezo, además de una máxima verticalidad.

La perforación se puede realizar, dependiendo de las necesidades, extrayendo el material o licuándolo.

El licuado del material se utiliza en arcillas con un porcentaje de humedad elevado; si la arcilla tiene un porcentaje de humedad bajo, se puede vaciar agua dentro de la perforación para facilitar el trabajo.

En limo y arena, es muy difícil lograr batir el material, por lo que es necesario extraerlo.

Cuando en la perforación se extrae el material, es conveniente ir ademándola para evitar derrumbes y socavaciones; lo más económico y eficiente para ademar perforaciones que alojarán pilas es el lodo bentonítico.

La preparación de lodos bentoníticos se realiza con agua y bentonita (material arcilloso) por medio de una dosificadora; este lodo se vacía directamente en la perforación.

Cuando la utilización de lodos bentoníticos es en grandes cantidades, se puede ocupar un equipo de regeneración de lodos, con el objeto de poder utilizar la misma bentonita en varias ocasiones y, por lo tanto, esto produce una economía en la obra.

La dosificación de bentonita, dependiendo del suelo, puede ser del 4 al 7% en peso (ton.) del volumen de perforación.

Limpieza.

Esta operación se realiza cuando la excavación se encuentra en estado seco y, generalmente ademada; la operación consiste en limpiar el fondo de la excavación con ayuda de botes, con el objeto de verificar y retirar material extraño dentro de la excavación.

Instalación y fijación del acero de refuerzo.

Una vez efectuada la perforación, y realizada la inspección y limpieza, se coloca el acero de refuerzo en la posición fijada por el proyecto, previa limpieza de óxidos y materias raras. Esta operación se realiza con ayuda de grúas.

Colocación del concreto.

El procedimiento constructivo comprende dos aspectos diferentes: cuando las pilas están fuera del nivel freático, colado en seco, o cuando están dentro del nivel freático.

Pilas fuera del nivel freático.

Las pilas que se excavan fuera del nivel freático pueden hacerse mediante la excavación de una máquina rotatoria o de golpeo para moler el material. Si el material de las paredes es estable, el armado y colado de las pilas puede hacerse sin contener las paredes; si el material es inestable, se hace necesario el uso de un ademe o camisa que impida que la perforación se cierre y el cual se va colocando a medida que avanza la perforación. Después de la perforación se procede al armado y colado de la pila. En ambos casos, el colado debe efectuarse mediante un tubo tremie que llegue al fondo, para evitar la segregación de los agregados.

El ademe o camisa puede recuperarse a medida que avanza el colado extrayéndolo con la propia máquina de perforación, o puede dejarse ahogado, según lo impidan las fuerzas de fricción del suelo. En este último caso puede considerarse como refuerto estructural de la pila. (Torre Pemex)

Pilas bajo el nivel freático:

En estos casos las pilas deben colarse bajo el agua, teniendo especial cuidado en que el colado se haga mediante un tubo tremie con objeto de que el concreto vaciado siempre degcargue sobre concreto y nunca quede en contacto con el agua. Para lograr lo anterior, la trompa del tubo tremie siempre de

berá quedar ahogada en el concreto del interior de la pila.

La primera bachada se hará colocando en la punta del tubo un tapón y apoyando el propio tubo en el piso de la pila, es conveniente que el concreto de la primera bachada sea muy pobre en agua. El colado irá progresando hasta llegar a la su perficie a la elevación del proyecto.

Por ningún motivo debe permitirse que el extremo inferior del tubo quede en contacto con el agua pues el concreto se contamina y pierde su resistencia.

En el caso de derrumbes en las paredes del pozo, puede usarse lodo bentonítico para contenerlas, camisa o ademe metá lico.

Es conveniente que el lodo de perforación cumpla con las normas de calidad, especialmente las que se refieren al porcentaje de arena y a la viscosidad a fin de garantizar la sug pensión de partículas gruesas y la adherencia entre las varillas y el concreto.

Inspección. Los objetivos de la inspección durante la construcción de las pilas son:

- a) Corroborar el alineamiento y las dimensiones de la pi la (error máximo 1% de la longitud).
- b) Comprobar si el estrato de apoyo es el adecuado.
- c) Verificar que la excavación se encuentra limpia.
- d) Revisar el procedimiento de colado del concreto.

Equipo. Se dividen en perforadoras montadas sobre camión para pilas de dimensiones hasta 1.5 m. en diámetro y 30 m. de

profundidad y perforadoras montadas en grúa, con capacidad para todo tipo de trabajo y mayor eficiencia. El equipo básico que se requiere es:

- Grúa para soportar perforadora o almeja.
- Aditamento de perforación.
- Aditamento de almeja.
- Sistema de colado tremie.
- Grúa para colocar armados e instalar sistema tremie.

En el inciso II.4 se verán más ampliamente.

CILINDROS Y CAJONES. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

El procedimiento de construcción normal consiste en lo siguiente. Inicialmente se hace un terraplén o una excavación previa en el lugar donde va a quedar ubicado el cilindro o cajón; el primer caso se requiere cuando se tienen tirantes de agua permanentes y se hace con objeto de evitar la utilización de ademes perdidos cuyo costo es demasiado elevado, el segundo caso cuando no se tiene agua y el nivel freático se encuentra a cierta profundidad, hasta la cual sea relativamente fácil la excavación, ya que el costo del hincado es bastante más alto que el de la excavación. Una vez formado el terraplén o ejecutada la excavación se nivela una plataforma de trabajo sobre su superficie y se arma la cuchilla cortadora que normalmente se fabrica en 3 ó 4 secciones para facilidad de transporte; sobre la cuchilla se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica que forma la transición entre la cuchilla y la pared.

Una vez colado y fraguado el concreto se descimbra y al alcanzar una resistencia adecuada se inicia el hincado utilizando por lo general un cucharón de concha de almeja o gajos, accionado mediante una draga o malacate que excava a través del hueco interior del cilindro y saca el material a la parte externa, provocando así el hundimiento.

Al concluirse el hincado y tener el cajón o cilindro a su nivel de proyecto y en material conveniente se cuela el tapón inferior después de efectuar una limpieza mediante el mismo cucharón sin dientes o mediante un eyector; el colado por lo regular hay que hacerlo bajo agua utilizando alguno de los procedimientos que se describen más adelante. Cuando el concreto alcanza una resistencia aceptable se desagua el interior y se hace una inspección para determinar el estado del tapón y las paredes procediéndose a rellenarlo de agua o con el material indicado en proyecto y por último colar el tapón superior.

Colado de paredes. Los moldes para el colado de paredes se fabrican de madera o metálicos, utilizando más estos últimos debido a su durabilidad y facilidad en el manejo. Los moldes interiores en caso de cilindros se hacen por lo regular en tres secciones que no cubren el perímetro total, dejando un pequeño espacio que al colocarlos se rellena con una pieza de madera o lámina, separando los marcos de los moldes mediante tornillos con el fin de poder retirarlos fácilmente después del colado ya que debido a la presión del concreto antes de fraguar es prácticamente imposible quitarlos si se dejan a

tope; los moldes exteriores se hacen en cuatro secciones y no tienen mayor problema en su colocación y retiro; su altura queda fijada por los anchos comerciales en que se vende la lámina que es el orden del 1.30 m.; en caso de usarse madera se hacen de 2.50 a 3.00 m. de altura.

Cuando se está llegando con el hincado al nivel de proyecto conviene que los colados finales se hagan de menor altura puesto que existe la probabilidad que no sea posible bajar hasta el desplante y si se tiene colada totalmente la pared habrá que demoler la parte sobrante.

Antes de la colocación de los moldes se requiere verificar perfectamente el desplome que lleva la parte ya construida de cilindro o cajón con el fin de darle la misma inclinación a la sección por colar ya que en caso de colocar los nuevos moldes verticalmente se ocasiona que se vaya formando una línea quebrada y darse el caso de que no sea posible continuar su hincado debido a la curvatura que presenta. Esto sucede sobretodo cuando la parte interior se encuentra llena de agua.

Hincado. Para los procedimientos a seguir en el hincado depende del tipo y las condiciones de los materiales que se atraviesa y que presentan problemas muy distintos.

a) Con gente. Es el procedimiento primitivo y solamente se puede utilizar cuando el cilindro o cajón se encuentra a un nivel tal que el agua se puede agotar. Es un procedimiento lento y puede ser peligroso.

b) Con eyector. Consiste en inyectar aire a presión a -

través de un tubo espeicalmente diseñado que se sumerge en el agua hasta el fondo de la excavación al inyectar el aire se forma una corriente ascendente que arrastra agua y material.

c) Con cucharones de concha de almeja o gajos accionados por malacates o dragas; es el procedimiento más usual para el hincado, el cucharón que se utiliza se deja caer abierto para que penetre en el material, accionándolo después para cerrarlo y sacar el material fuera del cilindro o cajón y depositarlo en la parte externa.

d) Con arietes. Cuando el material de la excavación tiene una dureza que no permite su ataque con el cucharón se requiere la utilización de arietes rectos o inclinados. Consisten en un elemento pesado golpeante al que en un extremo se le hace una punta o bien se le coloca una cuchilla en forma de pala, de acuerdo al tipo de material que se esté atacando y por el otro extremo se sostiene mediante el malacate o draga. Se le deja caer para que rompa o afloje el material y después poder sacarlo con el cucharón.

e) Con bombas. En algunos casos el bombeo ayuda para el hincado ya que al extraer al agua del interior del cilindro o cajón se está aumentando el peso del mismo lo que equivale a un lastrado, en otros casos al bombear se forma un flujo de agua que escurre entre las paredes y el material circundante provocando una lubricación que disminuye la fricción.

f) Con lastre. Es un procedimiento lento y que presenta muchas dificultades ya que requiere la construcción en la parte superior del cilindro o cajón de grandes plataformas para

almacenar el material de lastre; también necesita de la caja bajo la cuchilla para poder bajar en el momento de romper la fricción.

g) Con chiflones. Los chiflones pueden ser de aire o de agua y se utilizan tanto para la parte interna como para la parte externa del cilindro o cajón, por la parte exterior tiene por objeto reducir la fricción entre el material y las paredes y es un trabajo lento ya que hay que ir introduciendo el chiflón entre la pared y el material desde la parte superior del mismo hasta cerca de la cuchilla e irlo recorriendo en todo el perímetro; requiere la formación previa de la caja bajo la cuchilla para que sea eficiente.

Cuando se utilizan por la parte interna tienen por objeto aflojar el material lo que se logra por la presión y la fuerza de salida del agua o del aire; se requieren buzos y bastante equipo extra tal como compresoras, tubería, bombas de alta presión, diferenciales, etc.

h) Con dinamita. Es un elemento peligroso en los trabajos de hincado y se usa en dos formas, la primera para romper al material cuando es rocoso o muy duro y poder extraerlo, lo que requiere de buzos para barrenación o emplastamiento, la otra para producir una vibración que rompa la fricción y baje, lo que requiere previamente tener caja bajo la cuchilla.

i) Con buzos. Además de que el trabajo de los buzos es lento, costoso y difícil, generalmente estas personas no toman en cuenta las normas de seguridad lo que les puede ocasionar serios peligros, incluso la pérdida de la vida.

Normalmente es necesaria la combinación de varios procedimientos de hincado ya que por lo regular no se encuentra material de un solo tipo.

Para facilitar los hincados hay que tomar en cuenta una serie de datos y controles, primeramente el tipo de materiales por los que se está atravesando y los espesores, lo que en un momento dado será el factor determinante y clave para elegir el tipo de equipo y procedimiento que debe seguirse; el desplome del elemento que se está hincando para poder dirigir la maniobra en forma conveniente ya que el cucharón debe cargarse hacia el extremo opuesto del desplome para extraer el material de ese lugar donde puede existir un obstáculo o que el terreno tenga una mayor compacidad, evitando así que se siga desplomando ya que de no atenderse este aspecto se puede ocasionar que no sea posible hincarlo ya que llegará el momento que el cucharón invariablemente caerá en la parte donde no se requiere y causará cada vez mayor desplome.

Durante el hincado en materiales suaves hay que vigilar la formación de cráteres alrededor del elemento que se hincaba ya que puede llegar a provocar desplomes o bien que el equipo de hincado caiga dentro de ellos; para solucionarlo basta por lo regular con ir rellenándolos con el producto de la excavación; también se requiere una vigilancia para no formar cajas demasiado grandes bajo la cuchilla que pueden provocar que el elemento se hunda de golpe y provoque accidentes.

Como un dato meramente informativo ya que no es posible dar rendimientos promedio para estos trabajos, por su variabi

lidad, se puede considerar que para el hincado de cilindros - del orden de 12 a 15 m. de profundidad, con diámetros de 4.50 a 5.00 m., en terreno de dureza media, un avance promedio de 0.50 m. por día. En mantos duros, rocosos, los rendimientos - no pueden fijarse y dependen más que nada de la habilidad de los operadores del equipo que se utiliza y del ingenio de las personas que están al frente de los trabajos para la aplica-- ción de los procedimientos más convenientes.

Tapones inferiores. Al terminarse el hincado de un cilindro o cajón y antes de colar el tapón inferior hay que hacer una limpieza con el cucharón sin dientes o con eyector; si se considera que puede encontrarse bastante material adheridos a la sección tronco-cónica, al ariete se le puede adaptar una - forma de pala para desprenderlo. Para el colado de los tapo-- nes inferiores que normalmente se hace bajo agua se emplean - dos procedimientos, el primero con bote de colado de fondo móvil que se maneja mediante dos tambores de un malacate o draga. El peso del concreto obliga que la tapa inferior se abra y que el concreto fluya y se acomode, el concreto debe tener revenimiento de 15 a 20 cm., como mínimo para evitar huecos - donde el agua penetre y lo deslave así como para facilitar su acomodo correcto.

El otro procedimiento llamado de trompa de elefante o tubo tremie, consiste en un tubo, abierto en un extremo y en el otro con una tolva cuya capacidad mínima sea igual al volumen interior de todo el tubo.

Tapones superiores. Para la construcción del tapón supe-

rior se emplea generalmente una cimbra perdida que se apoya o se cuelga del brocal del cilindro o cajón.

Generalmente en los cajones se rellena el hueco interior para el colado del tapón superior ya que la obra falsa resultaría muy cara dado el claro y el espesor de los tapones.

II.4 EQUIPO

GRUAS

Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.

Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse sobre un plano vertical.

Pueden ser fijas o móviles. Cuando la grúa es móvil, puede trasladarse por sí misma, sobre orugas o ruedas dispuestas para tal fin.

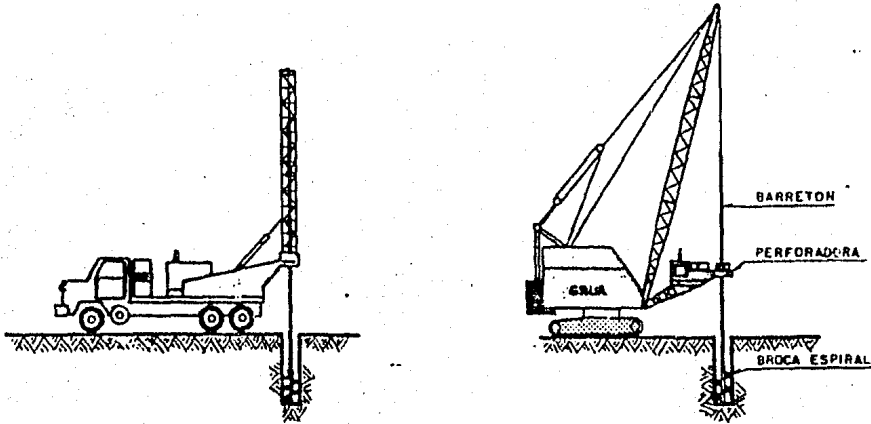
Las plumas de las grúas pueden ser rígidas cuando están formadas por estructuras modulares (de tubo o de ángulo estructural) o bien telescópicas cuando están formadas por elementos prismáticos que deslizan unos dentro de otros. A las grúas móviles con plumas telescópicas se les denomina comúnmente "patos".

Las plumas rígidas se integran por una base que se apoya mediante articulación en el cuerpo de la grúa; después pueden colocarse módulos de 1.50 m. (5 pies) a 6.1 m. (20 pies) de largo y finalmente una nariz en cuyo extremo superior se ubican las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates.

Para la construcción de pilas se usan generalmente grúas móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas -

PERFORADORAS

FIG. 2.6



PERFORADORA MONTADA SOBRE CAMION

PERFORADORA MONTADA SOBRE GRUA

PERFORADORAS DE USO FRECUENTE EN MEXICO

TABLA 2.3

MARCA	Modelo	Tipo	Par kg-m	Diámetro perforado m		Profundidad
				Mín	Máx	m. Máx
Calweid	200B	s/camión		0.30	1.20	26.0
Watson	2000	s/camión	10788	0.30	1.50	32.0
Watson	3000	s/camión	13825	0.30	1.50	32.0
Watson	5000	s/camión	18400	0.30	2.00	35.0
Soilmec	RTA/S	s/camión	10500	0.30	1.50	32.0
Soilmec	RT3/S	s/grúa	21000	0.50	2.50	42.0
Sanwa	D40K	s/grúa	1840	0.30	0.60	40.0
Casagrande	CBR120/38	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CR120	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CADRILL 12	s/grúa	12000	0.45	2.00	42.0
Casagrande	CADRILL 21	s/grúa	21000	0.45	2.50	42.0

equipos de perforación de las características que más adelante se describen, o bien para ejecutar con ellas las maniobras que incluyen manejo y colocación de armados, de la tubería de colado, etc.

En la tabla II.2 se presentan las grúas de uso frecuente en México.

Para el montaje de equipos de perforación, usualmente se requieren grúas de 45 a 80 ton. de capacidad nominal, con plumbos rígidos de 18.3 m. (60 pies) de largo.

Para las maniobras se emplean grúas de menor capacidad nominal, aunque superior a 15 ton. Las condiciones del terreno dictaminan la conveniencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas.

No es aconsejable el uso de "patos" para la construcción de pilas, por ser difícil el montaje de perforadoras y su ineficiente manejo de armados y tuberías de colado.

PERFORADORAS

Son máquinas para hacer barrenos en el subsuelo, por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, un trépano, etc.

La barra se hace girar en algunos mecanismos o bien se levanta y se deja caer rítmicamente sobre el fondo de la perforación en otros, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión, respectivamente.

Las perforadoras de percusión, a través de algún sistema

que puede ser mecánico, neumático o hidráulico transmiten una serie rítmica de impactos al material por perforar, por medio de un elemento de corte o ataque. Su aplicación principal es en rocas, ya que en suelos se reduce su eficiencia.

Para pequeños diámetros, generalmente se utilizan máquinas que por efecto de una percusión continua, transmitida a través de una serie de barras, forman el agujero, existen también herramientas de mayor eficacia, conocidas como martillos neumáticos que presentan la ventaja de producir la percusión directamente en el fondo de la perforación. Con estos equipos es posible lograr barrenos hasta del orden de 35 cm. de diámetro.

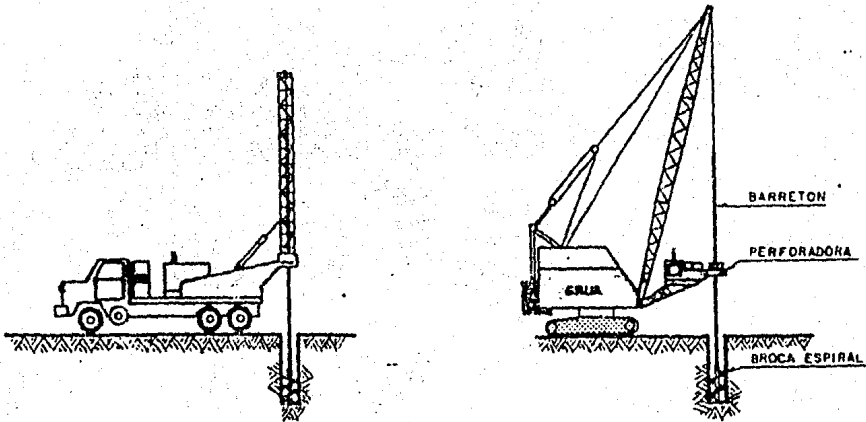
Para diámetros mayores se han empleado, como en el caso de construcción de pozos de agua, equipos de percusión cuya operación consiste en levantar y dejar caer sistemáticamente una herramienta de golpeo llamada "pulseta", limpiando después el pozo con una cuchara y utilizando un pesado cincel denominado "trépano" cuando se atraviesan materiales duros.

Los sistemas rotatorios se emplean en la perforación de barrenos con o sin obtención de núcleos, en la investigación geológica, minera, de mecánica de suelos, en la perforación de grandes diámetros para fines de construcción de cimentaciones y en las conocidas perforaciones de pozos de agua y petroleras.

Estos equipos rotatorios de perforación basan su operación en la transmisión de un par motriz a una barra (Kelly), en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el terreno a base de rotación.

PERFORADORAS

FIG. 2.6



PERFORADORA MONTADA SOBRE CAMION

PERFORADORA MONTADA SOBRE GRUA

PERFORADORAS DE USO FRECUENTE EN MEXICO

TABLA 2.3

Marca	Modelo	Tipo	Par kg-m	Diámetro perforado m		Profundidad m. Máx
				Mín	Máx	
Calwell	200B	s/camión	...	0.30	1.20	26.0
Watson	2000	s/camión	10788	0.30	1.50	32.0
Watson	3000	s/camión	13825	0.30	1.50	32.0
Watson	5000	s/camión	18400	0.30	2.00	35.0
Soilmec	RTA/S	s/camión	10500	0.30	1.50	32.0
Soilmec	RT3/S	s/grúa	21000	0.50	2.50	42.0
Sanwa	D40K	s/grúa	1840	0.30	0.60	40.0
Casagrande	CBR120/38	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CBR120	s/grúa	12000	0.45	1.50	32.0
Casagrande	CADRILL. 12	s/grúa	12030	0.45	2.00	42.0
Casagrande	CADRILL 21	s/grúa	21000	0.45	2.50	42.0

Para la construcción de pilas de cimentación se emplean generalmente dos tipos de perforación con sistema rotatorio, según están sobre una grúa, o que se monten sobre un camión. En estas máquinas la barra de perforación denominada comúnmente "barretón", puede ser de una sola pieza o bien telescópica de varias secciones.

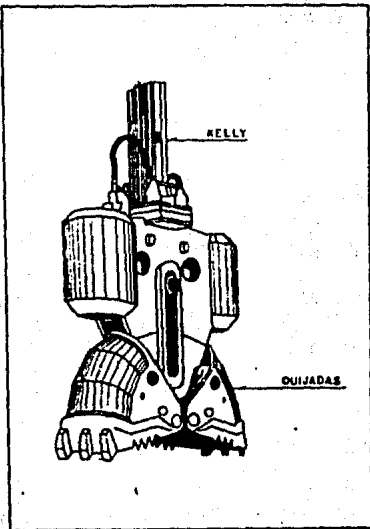
La selección de la perforadora más adecuada para un proyecto dado, depende de las propiedades mecánicas que presenten los materiales del lugar, así como del diámetro y profundidad proyectados para las pilas.

En la tabla II.3 se presenta una relación de los equipos rotatorios de perforación que más comúnmente se emplean en México para excavar pilas.

EXCAVADORAS DE ALMEJA

También se pueden excavar pilas de sección rectangular, oblonga o alguna combinación de estas secciones mediante almejas hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos, adosadas en la parte inferior de un barretón o Kelly rígido, de una pieza o telescópico.

La presión hidráulica del sistema se genera mediante una unidad de potencia que al igual que el equipo de excavación se monta sobre una grúa móvil de orugas con capacidad mayor de 45 ton.

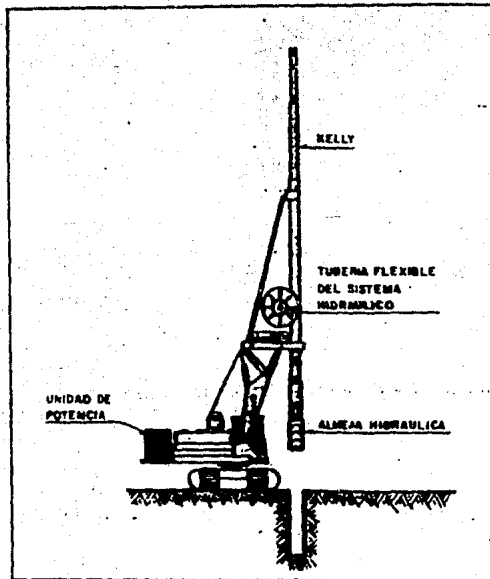


ALMEJA HIDRAULICA PARA
EXCAVACIONES OBLONGAS

FIG. 2.7

ALMEJA HIDRAULICA
GUIADA, MONTADA SOBRE
EQUIPO DE EXCAVACION

FIG. 2.8



VIBROHINCADORES

Los vibrohincadores, también llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo, merced a la acción dinámica de un generador de vibraciones, más el peso propio del equipo cuando realizan hincados o la capacidad de levante de una grúa cuando son extracciones.

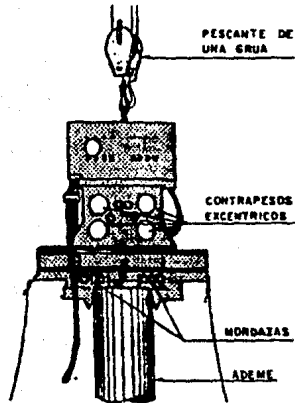
El vibrohincador toma su energía de una unidad de potencia formada por un motor de combustión interna generalmente diesel que acciona un generador eléctrico o una bomba hidráulica según que el generador de vibraciones, a base de contrapesos excéntricos de rotación contraria, opere con motores eléctricos o hidráulicos respectivamente.

Con un sistema de control remoto se arranca y se accionan mordazas hidráulicas para sujetar los tubos o perfiles durante su hincado.

Para trabajar, el vibrohincador se cuelga de una grúa móvil con pluma y capacidad adecuadas a las cargas que se van a mover.

En la construcción de pilas, los martillos vibratorios se emplean para el hincado y extracción de tubos de ademe que sirven como protección de las perforaciones.

La operación para el hincado de un tubo ademe se inicia cuando el vibrohincador se amordaza al borde superior de aquel; después basta colocarlo verticalmente en el sitio indicado y dejarlo que penetre hasta su profundidad de proyecto por medio de la aplicación de vibraciones aprovechando además



VIBROHINCADOR

FIG. 2.1

VIBROHINCADORES CONOCIDOS EN MEXICO TABLA 2.4

Marca	Modelo	Peso kg	Momento excéntrico kg-m	Frecuencia máxima rpm
ICE	116	1542	7.0	1600
ICE	216	2050	11.5	1600
ICE	416	3400	20.7	1600
ICE	815	6670	46.1	1500
ICE	1412	11800	115.2	1250
TOMEN VIBRO	VM2-400A	3522	-	1300
TOMEN VIBRO	VM2-500	5100	-	1800
TOMEN VIBRO	VM4-10000	8450	-	1100
TOMEN VIBRO	VM2-25000A	7590	200.0	620
MULLER	MS-5 HV	800	5.8	1762
MULLER	MS-20 H	2760	20.0	1762
MULLER	MS-30 H	6500	50.0	1653
MULLER	MS-60 E	7200	71.0	1500
MULLER	MS-60 E TWIN	20800	142.8	1500
PTC	20A2	2350	-	1740
PTC	20B2	3700	-	1100
PTC	20B4	4500	-	1450
PTC	40A2	7400	-	1045
PTC	40B2	8750	-	1450

el peso del martillo vibratorio y del mismo tubo. Para la extracción se aplica hacia arriba el tiro de la grúa a la vez - que se tiene en funcionamiento el martillo vibratorio.

En la tabla II.4 aparecen algunos de los modelos, marcas y características de los vibrohincadores más conocidos en México.

HERRAMIENTAS PARA PILAS

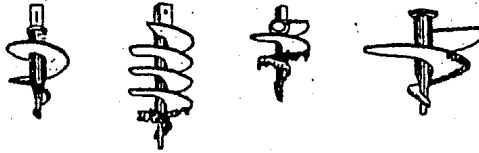
Las principales herramientas que acopladas a los equipos de perforación permiten formar los barrenos en el subsuelo, - son las brocas, los bores y los trépanos.

Las perforadoras rotarias emplean brocas espirales, botes cortadores, botes ampliadores para la formación de campanas en la base de la pila y trépanos.

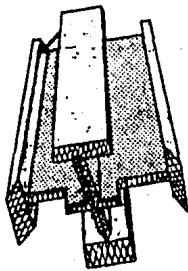
- a) Brocas espirales. Pueden ser cilíndricas o cónicas y están formadas por una hélice colocada alrededor de - una barra central; los elementos de corte están constituidos por dientes o cuchillas de acero de alta resistencia colocados en su extremo inferior. Estas brocas tienen una caja en donde penetra la punta del barretón o Kelly para su acoplamiento, siendo fijadas - por un perno o seguro.

Las espirales cilíndricas se emplean en suelos preferentemente cohesivos que se encuentran arriba del nivel freático, de manera que sea posible la extracción del material perforado.

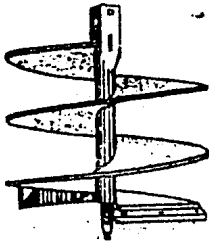
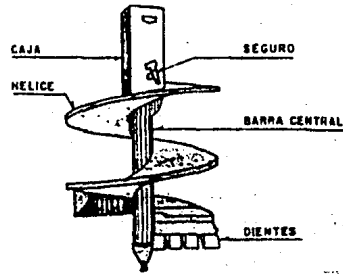
Las brocas espirales cónicas en cambio, son útiles -



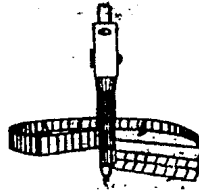
CONICAS



TREPANO

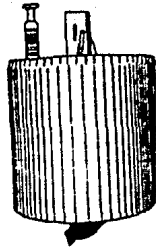


CILINDRICAS

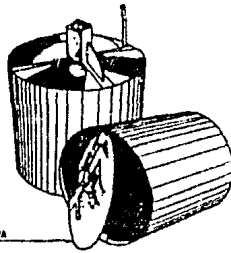


BROCAS ESPIRALES

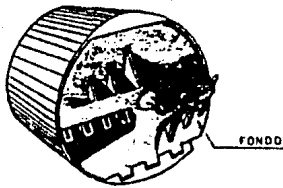
FIG. 2. 10



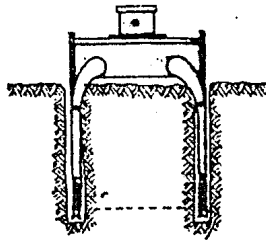
VISTA LATERAL



TAPA



FONDO



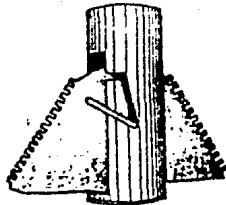
BOTE CORONA

BOTES CORTADORES

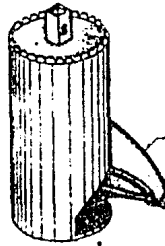
FIG. II. 11



CERRADO



ABIERTO



ALERONES

BOTES AMPLIADORES

FIG. II. 12

cuando se intenta perforar en suelos con presencia de boleós o bien cómo guía en terrenos duros.

- b) Botes cortadores. Son cilindros de acero con una tapa articulada en la base. En esta tapa se localizan los elementos de corte además de unas trampas que permiten la entrada del material cortado pero que impiden su salida. Se emplean tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos aún bajo el nivel freático. Los botes corona son cilindros abiertos que tiene en su borde inferior dientes de acero de alta resistencia o insertos de carburo de tungsteno. Se emplean en suelos duros o en rocas suaves, extrayendo el material cortado con un dispositivo cónico situado en el interior del bote.
- c) Botes ampliadores. Llamados también botes campana, son cilindros de acero similares a los botes cortadores, pero que tienen un dispositivo formado por uno de dos alerones cortadores que van sobresaliendo del bote a medida que van cortando el material en el fondo de la perforación, formando así la llamada "campana" o ampliación de la base de la pila.
- d) Trépanos. Son herramientas de acero de gran peso que trabajan a percusión dejándolas caer libremente desde cierta altura. Se utilizan para romper rocas o boleos encontrados en la perforación o para empotrar las pilas en las formaciones rocosas; existen varios tipos y tamaños que se emplean de acuerdo a los problemas -

específicos de cada caso.

En las figuras II.10, II.11 y II.12 se pueden apreciar estas herramientas.

MARTILLOS

Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes, tablaestacas, tubos, etc.

Conceptualmente, los martillos piloteadores originales fueron masas de caída libre que se colocaban nuevamente en posición previa al descenso mediante sistemas manuales o mecánicos. Con el desarrollo de la tecnología se utilizó vapor de agua o aire comprimido para levantar la masa que cae; mejoras posteriores dieron lugar al uso de vapor y aire comprimido para acelerar la caída de la masa durante su descenso lográndose una mayor energía en el impacto. Entre éstos tenemos los martillos de vapor de simple efecto y los de doble efecto; éstos últimos reducen el tiempo de hincado del pilote.

Recientemente se han desarrollado martillos de combustión interna que emplean diesel como energético para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado. En la actualidad éstos últimos son más comúnmente usados por su fácil operación y existe en el mercado una gran variedad de modelos y capacidad; además de proporcionar mayor eficiencia y menor costo de mantenimiento.

El ciclo de operación de los martillos diesel se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro

que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el encendido y explosión súbita del diesel - previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa - que golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia - arriba y así sucesivamente.

Algunos martillos están dotados de una cámara de combustión adicional en la parte superior en donde la explosión del combustible acelera la masa de golpeo en la carrera hacia abajo.

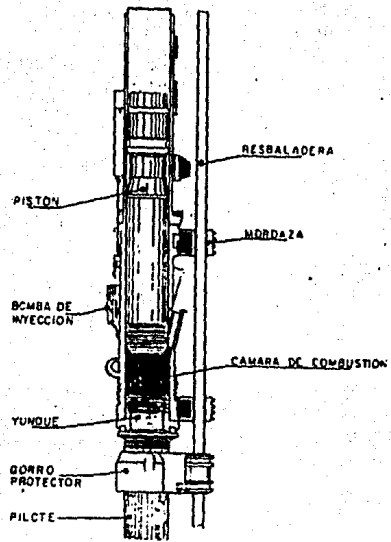
En la figura II.13 se observan los principales componentes de un martillo piloteador diesel.

Para el hincado de pilotes eficiente, deben seleccionarse martillos con energía y peso del pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidades de carga esperada en aquellos, adecuados a un problema dado. Generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces el peso - del pilote.

Si el pistón pesa menos que dicho valor, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga que le fue - - asignada, pudiéndose dañar además la cabeza por excesivo número de golpes en el intento vano de llevar el pilote a su posición correcta. Por el contrario, si el pistón es demasiado pesado en relación al pilote, éste puede sufrir daños en toda - su longitud (la regulación de la energía puede resolver este problema).

La elección más adecuada del martillo será responsabili-

dad del contratista de pilotaje, y se puede calcular de la siguiente manera: se considera de 0.3 kg-m a 0.5 kg-m por kilogramo de pilote. Esta elección se hace de acuerdo a las características del terreno y del procedimiento constructivo, de tal forma que si tenemos un pilote con peso de 8,000 kg., el martillo será uno con energía de 2,400 a 4,000 kg-m.



MARTILLO DIESEL

FIG. 2.13

**CARACTERISTICAS DE MARTILLOS PARA
HINCADO DE PILOTES**

TABLA 2.5

1.- SIMPLE EFECTO.

Martillo	Masa		Carrera		Energía por golpe		Golpes por minuto
	lb	Kg	pie	m	lb-pie	kg-m	
Vulcan 2	3,000	1,360	2.42	0.74	7,260	1,005	70
Vulcan 1	5,000	2,270	3.00	0.91	15,000	2,065	60
Vulcan 0	7,500	3,400	3.25	0.99	24,375	3,365	50
Vulcan 06	6,500	2,950	3.00	0.91	19,500	2,685	60
Vulcan 08	8,000	3,630	3.25	0.99	26,000	3,595	50
Vulcan 010	9,900	4,490	3.25	0.99	32,175	4,445	50
Vulcan 014	14,000	6,350	3.00	0.91	42,000	5,780	60
Vulcan 020	20,000	9,070	3.00	0.91	60,000	8,255	60
McKiernan-Terry S-3	3,000	1,360	3.00	0.91	9,000	1,240	65
McKiernan-Terry S-5	5,000	2,270	3.25	0.99	16,250	2,250	60
McKiernan-Terry S-8	8,000	3,630	3.25	0.99	26,000	3,595	55
McKiernan-Terry S-10	9,900	4,490	3.25	0.99	32,175	4,445	55
McKiernan-Terry S-14	14,000	6,360	2.67	0.81	37,380	5,150	60
McKiernan-Terry S-20	20,000	9,070	3.00	0.91	60,000	8,255	60

2.- DOBLE EFECTO.

Martillo	Masa		Energía por golpe		Golpes por minuto
	lb	Kg	lb-pie	kg-m	
UNION 7A	80	36	320	44	480
UNION 6	100	45	450	62	340
UNION 3	780	318	3,585	495	160
UNION 1A	1,500	680	8,250	1,140	130
UNION 1	1,600	725	12,800	1,770	125
UNION 0	3,000	1,360	19,500	2,690	110
McKiernan-Terry 3	66	30	358	49	400
McKiernan-Terry 7	800	360	3,600	495	225
McKiernan-Terry 9B3	1,600	725	8,800	1,210	145
McKiernan-Terry 10B1	3,000	1,360	13,050	1,810	105
McKiernan-Terry 11B3	5,000	2,270	20,000	2,770	95

3-DIFERENCIAL

Martillo	Masa		Energia por golpe		Golpes por minuto
	lb	kg	lb-pie	kg-m	
Vulcan DCH100A	100	45	385	53	303
Vulcan DCH900	900	408	4,950	685	236
Vulcan J M	3,000	1,360	7,250	1,005	133
Vulcan S M	5,000	2,270	15,000	2,063	120
Vulcan W M	8,000	3,630	24,000	3,300	111
Super-Vulcan 65C	6,500	2,950	19,500	2,685	117
Super-Vulcan 140C	14,000	6,350	36,400	5,015	103
Super-Vulcan 200C	20,000	9,070	52,000	7,165	98
Super-Vulcan 400C	40,000	18,140	114,000	15,780	100
McKiernan-Terry CS	5,000	2,270	16,900	2,210	110

4-DIESEL

Martillo	Masa		CARRERA		Energia por golpe		Golpes por minuto
	lb	kg	pies	m	lb-pie	kg-m	
McKiernan-Terry DE-20	2,000	910	9.40	2.87	18,800	2,610	48
McKiernan-Terry DE-30	4,000	1,820	10.75	3.28	43,000	5,970	48
Link Belt 185	1,800	450	7.50	2.29	7,500	1,030	-
Link Belt 312	3,000	1,360	8.00	1.83	18,000	2,500	-
Link Belt 520	5,000	2,270	8.00	1.83	30,000	4,150	80
Delmag D-5	1,100	500	8.20	2.50	9,020	1,250	42-60
Delmag D-12	2,750	1,250	8.20	2.50	22,550	3,125	42-50
Delmag D-15	3,300	1,500	8.20	2.50	27,060	3,750	42-50
Delmag D-22	4,850	2,200	8.20	2.50	39,770	5,500	42-60
Delmag D-30	6,600	3,000	3.60	1.10	23,760 a	3,300 a	39-60
			8.20	2.50	54,120	7,500	
Delmag D-36	7,900	3,600	4.81	1.47	38,000 a	5,290 a	37-53
			10.50	1.20	82,950	11,520	
Delmag D-44	9,700	4,400	4.5 a	1.37 a	43,650 a	6,030 a	37-54
			9.00	2.74	87,300	12,050	
Delmag D-46	10,120	4,600	4.78 a	1.46 a	48,370 a	6,710 a	37-53
			10.38	3.16	105,045	14,530	
Delmag D-55	12,100	5,500	5.17 a	1.58 a	62,550 a	8,690 a	36-47
			9.67	2.95	117,000	16,225	
Delmag D-62	13,700	6,200	5.78 a	1.74 a	78,090 a	10,790 a	35-50
			11.85	3.61	162,380	22,380	
Kobe R-25	2,870	1,300	8.80	2.68	25,250	3,484	39-60
Kobe R-35	5,510	2,508	9.20	2.80	50,690	7,000	39-60
Kobe R-45	7,720	3,500	9.20	2.80	71,000	9,800	39-60
Kobe R-60	9,920	4,500	9.20	2.80	91,268	12,600	39-60
Kobe R-80	13,220	6,000	8.00	2.44	105,768	14,640	39-60
Kobe R-150	33,180	15,000	8.65	2.66	286,300	39,600	39-60

II.5 TRABAJOS COMPLEMENTARIOS

NECESIDAD DE ESTOS TRABAJOS

Dentro de los procedimientos constructivos en las cimentaciones existen otros aspectos que tienen función complementaria en los trabajos de las cimentaciones profundas, aunque no en todos los casos.

En la mayoría de las obras, los problemas que se enfrentan a los ingenieros son:

- Las excavaciones bajo el nivel freático.
- La presencia de construcciones vecinas que debemos proteger contra los asentamientos indeseados.
- Al abatimiento y control del nivel freático.
- El mejoramiento del terreno por excavar.
- Al control de asentamientos y su limitación.
- A la comprobación de la capacidad de los pilotes mediante pruebas.
- A la protección de los taludes y excavaciones mediante ataguías.
- A la limitación de las filtraciones.
- Los diversos problemas de soluciones costosas y/o difíciles.

Lo que finalmente plantea la necesidad de desarrollar métodos constructivos para solucionar tales problemas.

CLASIFICACION DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS COMPLEMENTARIOS

- a) Prueba de carga en pilotes.
- b) Pilotes de control.
- c) Ataguías.

- d) Impermeabilización.
 - e) Sistemas de bombeo.
 - f) Mejoramiento del suelo.
- a) Pruebas de carga en pilotes.

Ante la necesidad de obtener un conocimiento completo - del funcionamiento de los pilotes, bajo los efectos de las - cargas que se les aplicarán o en casos en que existen dudas - del correcto hincado de los mismos o cuando deseamos conocer los asentamientos de éstos por la acción de las cargas transmitidas, el hacer una prueba sobre el pilote o pilotes será - lo más conveniente. Aunque ésta puede determinar únicamente - la máxima capacidad sustentante y no las características de - asentamiento del grupo de pilotes de la cimentación.

Se han elaborado distintas formas para probar los pilotes, siendo las más rápidas de instalar y las más económicas las siguientes:

- a.1 Por medio de lastre.
- a.2 Por medio de pilotes auxiliares.

La diferencia entre ambas formas estriba en que la primera se suele usar lingotes, sacos de grava o de arena, agua - (en un depósito), etc.; en la segunda se pueden usar pilotes auxiliares hincados expofeso o se acostumbra utilizar los adyacentes de la cimentación.

El conjunto de pruebas se compone de las siguientes partes, como se acostumbra realizar:

- 1.- Pilote a probar.
- 2.- Sistema de reacción, contra lo que se cargará el pi-

lote de prueba. Vigas complementarias del sistema de reacción.

3.- Sistema de aplicación de las cargas, generalmente gatos hidráulicos.

4.- Sistema de medición, de carga, tiempo, temperatura, asentamientos, etc.

5.- Sistema de referencia.

b) Pilotes de control:

Los pilotes de control forman parte de un sistema ideado con el fin de usar su máxima capacidad y en forma controlada toda la resistencia que pueda proporcionar todo el conjunto de pilotes. Es decir, se usan con el objeto de que la estructura que estará soportada por los pilotes pueda seguir los movimientos del terreno circundante.

Debido al alto mantenimiento del sistema y a que se requiere sellos entre el pilote y la losa de cimentación para evitar filtraciones, lo que también es costoso y requiere bastante mantenimiento, hace que por lo general convenga no utilizar este sistema.

c) Ataguías.

Las ataguías son estructuras temporales que se utilizan para: estabilizar excavaciones profundas, con el propósito de resistir empujes del suelo que limita y de las construcciones vecinas, así como de evitar que penetre tierra y agua dentro de la excavación; para crear fronteras y bancos donde se pueda trabajar; para protección de muelles; para protección del pilar y estribos en puentes, contra la socavación, etc.

Las ataguías se pueden fabricar de madera, acero y con--

creto reforzado, hincándose o colocándose con el mismo equipo utilizado en pilotes.

Debido a la escasez, al alto costo y baja capacidad de la madera, las tablaestacas, actualmente no se utilizan por lo cual la tendencia actual es a utilizar la atagúa de concreto.

Las atagúas de acero al utilizarlas, hay que tener presente su alto costo. Es frecuente su uso en combinación con la madera, con tableros horizontales en excavaciones de poca importancia.

Las de concreto son las más empleadas y pueden ser precoladas machiembradas, colocadas en su sitio, formando la atagúa con pilotes o muros de concreto, (veremos este tipo en impermeabilización).

Se apuntalan de lado a lado de la excavación con el menor número posible de niveles para proporcionar el máximo espacio de trabajo posible, otra forma de sostenerlas es utilizando anclas horizontales o inclinadas, colocadas en el terreno perimetral teniendo como ventaja el que la excavación queda totalmente libre, y como desventaja el que sea bastante costoso a no ser que la adherencia entre ancla y suelo sea alta.

En este proceso constructivo debe cuidarse los problemas de falla de fondo, de empuje de tierras sobre las atagúas, de troquelamiento de abatimiento del nivel freático y bufamientos del fondo, principalmente.

d) Impermeabilización.

Para construir barreras o pantallas impermeables, capaces de interceptar las filtraciones hacia el interior de la excavación se dispone de los siguientes procedimientos.

d.1 Tableros de concreto.

d.2 Trincheras flexibles.

d.3 Pantallas de inyección.

d.1 Tableros de concreto. La ejecución de perforaciones en depósitos fluviales con alto contenido de cantos rodados, presenta serias dificultades por la necesidad de triturar dichos cantos rodados, para que sean extraídos por el lodo bentonítico en circulación en la zanja, por lo que es ventajoso hacer la excavación en tableros de planta rectangular de 3.0 a 6.0 m. de longitud y de 50 a 80 cm. de ancho. En la construcción de cimentaciones, estos muros de concreto se construyen frecuentemente con refuerzo de acero para soportar cargas o bien como elementos de contención (ataguía).

También son conocidos como muro milán o muro pantalla, y pueden utilizarse en túneles, estacionamientos subterráneos, sótanos, diques secos, esclusas, etc. En México se utilizó con bastante éxito en la construcción del cajón del metro.

Durante el proceso de excavación se mantiene la zanja llena con una suspensión de bentonita para conservar las paredes abiertas, una vez terminada dicha excavación se introduce el acero de refuerzo, según el diseño, posteriormente se efectúa el colado mediante el tubo tremie.

Entre las aplicaciones más importantes del muro pantalla

está la de evitar la falla del fondo, esto se explica ya que mediante este sistema es posible cortar las corrientes de agua o bien disminuirlas; en tales circunstancias generalmente no se requiere el armado pudiendo inclusive usar en lugar de concreto algún otro material de consistencia plástica impermeable, en estos casos el muro constituye una trinchera "flexible".

d.2 Trincheras flexibles. Como ya se dijo en párrafos anteriores el objeto de la pantalla es exclusivamente impedir las filtraciones, las zanjas estabilizadas con lodo bentonítico pueden rellenarse con una mezcla de grava y arena bien graduada a la que se agrega de un 20 a 25%, en peso, de arcilla de mediana a alta plasticidad, a esta mezcla se le agrega agua hasta obtener un revenimiento mayor de 20 cm. y se coloca en la zanja de igual manera que el caso anterior.

Obviamente esta solución representa alguna economía en relación con los tableros del caso anterior.

Dependiendo de la profundidad se puede vaciar la mezcla grava-arena-arcilla en forma directa a la zanja por medio de un traxcavo y/o bulldozer, que empuja dicha mezcla hacia la excavación.

d.3 Pantallas de inyección. Se han utilizado con éxito pantallas impermeables mediante la inyección de lechadas de bentonita, de bentonita con cemento o bien de productos químicos. Las lechadas de bentonita penetran en depósitos que tiene poros grandes como las arenas gruesas y las gravas. En las arenas medianas de menor permeabilidad las partículas de ben-

ita y cemento no son capaces de penetrar a través de los poros y se hace necesario recurrir al empleo de productos químicos.

Las lechadas o productos químicos se inyectan en el terreno a través de una o varias hileras paralelas de perforaciones separadas entre sí una distancia variable de 1.50 a 2.0 m., de manera que la zona de influencia de cada uno de los pozos de inyección se traslape con la de los pozos vecinos y se forme así la pantalla impermeable.

e) Sistemas de bombeo.

Frecuentemente se necesita excavar a profundidades abajo del nivel freático para construir una cimentación, cuando esto sucede el agua frática fluye hacia la zona excavada y es entonces indispensable conducirla por zanjas colectoras hasta cárcamos de bombeo; cuando el gasto es pequeño, de 5 a 10 - - lts/seg. y no hay arrastre de partículas, este procedimiento puede ser tolerable.

Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones, actúan sobre estos en dos diferentes formas: la primera, por medio de instalaciones que conducen las filtraciones hasta cárcamos de bombeo antes de que lleguen al sitio de la excavación llamando a este procedimiento "método de drenaje" que permite abatir el nivel freático - en forma local, en el sitio que se excava previo a su ejecución. La segunda, por medio de pantallas impermeables que evitan la llegada del agua al sitio excavado interceptándola; como se vió en el inciso d) de impermeabilización.

En el método de drenaje los procedimientos pueden ser los siguientes:

- pozos profundos.
- sistema combinado de bombeo y electrosmosis.

f) Mejoramiento del suelo.

Generalmente el terreno de la zona donde se pretende desarrollar un proyecto de edificación, suele ser no ideal desde el punto de vista de la ingeniería de suelos; en tales circunstancias y refiriéndonos a las cimentaciones superficiales o profundas, vemos que es posible mejorar las condiciones del mismo y así adaptar el proyecto a las circunstancias o características del terreno mejorado.

Para lograr el mejoramiento se utilizan técnicas constructivas cuyo costo es raramente justificable y en la mayoría de los casos prácticos, probablemente mediante una reconsideración al proyecto y procedimientos constructivos, se logre un ahorro considerable sin que necesariamente sea en detrimento del comportamiento futuro de la estructura.

En obras de gran envergadura donde después de los análisis de procedimientos y costos vemos que el mejoramiento del suelo representa un porcentaje mínimo del volumen total de erogaciones para la construcción de la obra será entonces justificable el recurrir a dicho mejoramiento.

En nuestro país resulta actualmente bastante costoso el utilizar estas técnicas de acondicionamiento del suelo ya que es tecnología importada en primer lugar y enseguida el equipo y materiales (en su caso) es también más desarrollado y por

ende de mayor costo. Por lo anterior el uso de dichas tecnologías no es muy frecuente aunque no se descartan ni se han dejado de utilizar, más bien se trata con reserva.

Entre los procedimientos de mejora del suelo se tienen los siguientes:

- Densificación o vibrocompactación
- Pilotes de anclaje
- Pilotes de grava
- Pilotes de arena
- Anclas de ademe
- Anclas de sustentación
- Drenes verticales de arena
- Inyecciones químicas
- Congelación

II.6 TOLERANCIAS

Es imposible colocar los pilotes en el punto o con el ángulo exactos que se hayan indicado en el proyecto, porque - - tienden a apartarse o a desviarse cuando encuentran puntos duros o blandos en el terreno. Los proyectos y especificaciones deben tolerar un desplazamiento de 5 cm. en la cabeza de los pilotes pequeños hincados en el suelo y 15 cm. (y algunas veces más) en pilotes hincados a través de agua. Un desplome o angularidad en el eje del pilote de 1 ó 2 por ciento con respecto a la longitud del pilote, no afecta generalmente su capacidad de carga, y por lo tanto, debe permitirse en el proyecto y en las especificaciones. Corrientemente, se permiten tolerancias mayores, si los ensayos de carga demuestran que los pilotes pueden soportar las cargas con seguridad.

Estas tolerancias muchas veces no es posible cumplirlas lo que lleva consigo que se tomen otras medidas, como podría ser la demolición del elemento o bien la modificación del proyecto, etc.

Las tolerancias permitidas en la construcción de todos los elementos de los cilindros y cajones están dadas en la parte tercera de las "Especificaciones Generales de Construcción" de la SAHOP.

II.7 CRITERIO DE SELECCION

El criterio de selección puede ser tan amplio como la experiencia del ingeniero tanto proyectista como constructor en las cimentaciones, así como la importancia del proyecto y el tipo de suelo en cuestión.

Como se puede observar, no hay una norma estricta que nos indique tal o cual cimentación para tal o cual proyecto. Repito, será la experiencia del técnico y las condiciones de el proyecto quienes normaran un criterio de selección de cimentación en un determinado caso.

Hasta aquí se ha visto la clasificación y las características generales de las cimentaciones y se puede observar que en cada una de ellas se pueden manejar tres aspectos que habrán de considerarse para el proyecto y construcción de cualquier tipo de cimentación y lograr con ello la correcta selección de la misma. Estos aspectos son:

1) Los elementos que se refieren a la estructura; es decir, la carga que ésta transmitirá al suelo producida por los diferentes efectos: cargas muertas, vivas, accidentales, dinámicas, peso propio, etc.

2) Los elementos relativos a los estudios de mecánica de suelos: propiedades mecánicas, hidráulicas, etc.

3) Los elementos referentes al aspecto económico, que en la mayoría de las veces son estos los que determinan el tipo de cimentación.

De estos tres aspectos se desprenden algunos puntos como son los siguientes:

- 1.- Tipo y tamaño de la estructura por soportar.
- 2.- Propiedades físicas y mecánicas del suelo de la localidad
- 3.- Profundidad del estrato que sea capaz de soportar las cargas que le transmiten los pilotes.
- 4.- Posibilidades en la variación de la profundidad de un estrato resistente.
- 5.- Disponibilidad de los materiales de construcción.
- 6.- Número de elementos que se requieren.
- 7.- Facilidades para su colocación.
- 8.- Costo comparativo en el lugar.
- 9.- Durabilidad requerida.
- 10.- Tipo de estructuras adyacentes a la obra.
- 11.- Existencia de agua.

El estudio y la consideración de los puntos anteriores -
podrán normar el criterio del proyectista y del constructor -
al seleccionar la cimentación de cualquier proyecto.

CAPITULO III

III.1 IMPORTANCIA DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES

El tratar de iniciar una construcción sin llevar a cabo primero, un estudio del suelo, es quizá uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería. Es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra bajo ella, ya que, en definitiva es dicho suelo el que soportará la carga.

En obras de Ingeniería Civil, se tiene la necesidad de contar tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes del suelo con el que se está tratando.

La importancia de estos estudios preliminares resulta obvia, debido a que nos permiten tener una idea en forma general de las características de la zona en la cual se realizará una obra civil, cualquiera que ésta sea. Desde luego que dependiendo de la magnitud e importancia de la obra, será la naturaleza de estos estudios.

Los estudios preliminares están formados por una serie de informaciones de tipo geológico, topográfico, hidrológico, climatológico, así como los materiales de construcción vecinos a la zona.

De igual forma, para poder determinar el tipo de cimentación requerida, indicar sus características geométricas y la forma de construirla, será necesario conocer el terreno que servirá de apoyo, surgiendo la necesidad de hacer una serie de estudios previos.

Ahora bien, para conocer el terreno será necesario realizar una serie de pruebas en laboratorio que nos proporcionen información acerca de las características y propiedades mecánicas del suelo. Sin embargo antes de llegar al laboratorio - será necesario cubrir una etapa previa llamada exploración y muestreo. Ambas etapas, laboratorio y exploración en campo, - son interdependientes y un correcto balance de ellas llevará a tener éxito en un programa de muestreo y pruebas.

Dentro de lo que comprende la exploración y muestreo se podrán cubrir dos etapas, dependiendo de la importancia de la obra; estas dos etapas son: la primera, de carácter preliminar y la segunda con carácter definitivo.

Una vez reunidos los datos y toda la información del sub suelo, permitirá tanto al proyectista como al constructor tra bajar en rangos bastante aceptables dentro de la seguridad y la economía.

TIPOS DE SONDEOS

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general son los siguientes:

Métodos de exploración de carácter preliminar:

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de perforación estándar.
- e) Método de penetración cónica.

f) Perforaciones en boleos y gravas.

Métodos de sondeo definitivo:

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

b) Métodos con tubo de pared delgada.

c) Métodos rotatorios para roca.

III.2 GEOLOGIA REGIONAL

A partir de este subcapítulo comenzaré a dar una aplicación práctica al caso particular del puente Tampico, presentando las características del suelo en el lugar de construcción del mismo.

El sitio del cruce se localiza en la porción oriental de la República Mexicana dentro de la denominada "Cuenca Noreste de México" en la subprovincia "Cuenca Sedimentaria Tampico Misantla".

La cuenca Tampico-Misantla se desarrolló durante el Terciario; los depósitos presentan diversas facies, según el ambiente dominante en la época de depósito. La margen izquierda del cruce se encuentra en una zona de depósitos recientes, producto de la influencia de los ríos, lagunas y el mar, constituidos por arcillas o lutitas.

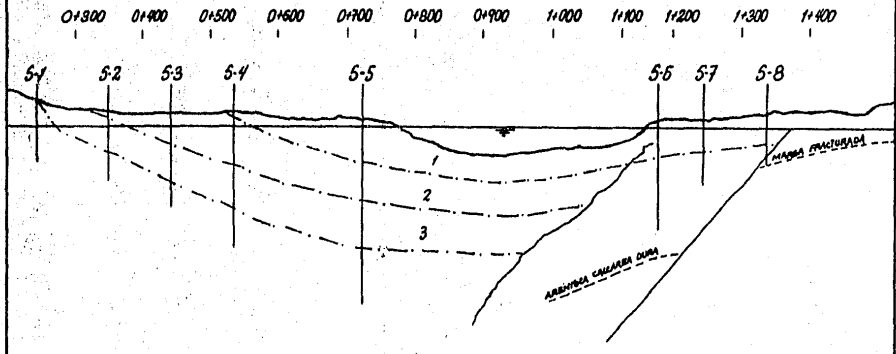
En la margen derecha se presentan depósitos antiguos, en donde se encuentran a poca profundidad, areniscas y lutitas.

III.3 ESTUDIO PRELIMINAR

En la figura III.1 se muestra la sección geológica y geofísica de los estudios efectuados en las márgenes del río Pánuco.

SECCION GEOLOGICA Y GEOFISICA

FIG. III.1



1-ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD SUAVE A DURA CON INTERCALACIONES ARENOSAS.

2-ARCILLA DE PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA VARIABLE.

3-ARCILLA DE ALTA Y BAJA PLASTICIDAD, DE SUAVE A DURA CON INTERCALACIONES ARENOSAS.

----- PERFIL SIMBOLOGICO

..... PERFIL LITOLOGICO

ESTUDIOS GEOLOGICOS Y GEOFISICOS

Resultados de los estudios efectuados en las márgenes -
del río Pánuco.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE ROCA
1	1.20	marga
2	3.20	marga
3	29.60	lutita arenosa
4	46.00	lutita arenosa
5	63.30	conglomerado
6	25.30	arenisca
7	16.60	arenisca
8	11.00	marga

Los sedimentos marcados en las secciones de la figura y que sobreyacen a las lutitas, margas y areniscas, se consideran como depósitos de un gran valle fluvio-lacustre, sobre el cual sigue su curso actual el río Pánuco. Estos sedimentos están constituidos por limos, arcillas y gravas poco coherentes con abundancia de materia orgánica (turbas) e intercalaciones arenosas y fragmentos de moluscos, considerándose éstos últimos como sedimentos litorales.

Si se analiza la estratigrafía del conjunto, se concluye que la morfología y sedimentología del fondo compacto, es diferente a la del valle fluvio-lacustre y a la del río actual en cuyas márgenes se presentan características geológicas semejantes con ligeras variantes desde el punto de vista litológico y por lo tanto la ejecución de un túnel en este tipo de sedimentos sería una obra delicada y costosa, ya que la saturación de los materiales de relleno encontrados sobre el fon-

do compacto, es bastante considerable.

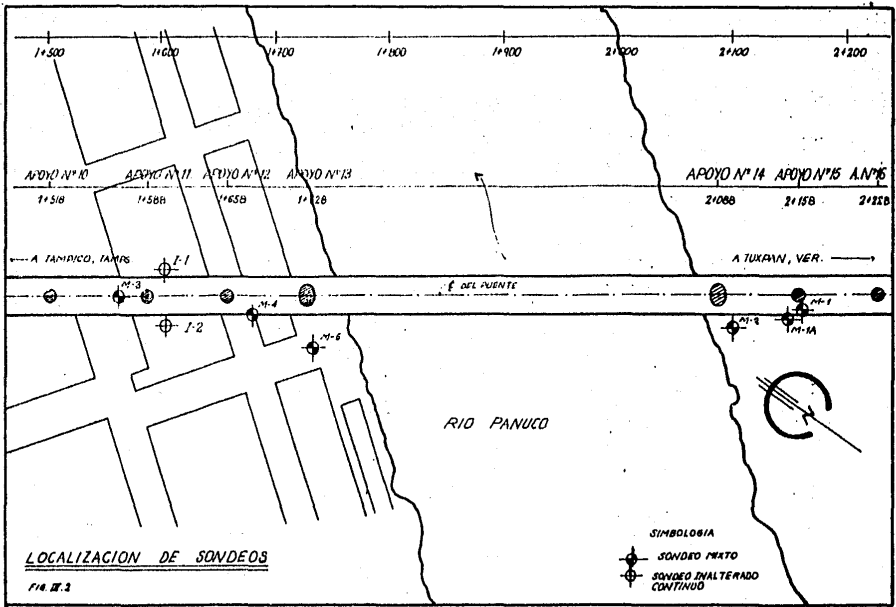
En la alternativa de la construcción de un puente, las cimentaciones deberán basarse en las características físicas de las rocas en las diferentes márgenes; tomando además en consideración que en el lado izquierdo se presentarán los mayores problemas, ya que la zona de roca compacta se encuentra aproximadamente entre los 50 y 70 m. de profundidad, no así la margen derecha en la cual la roca bien compacta, alcanza profundidades de 20 a 40 m.

III.4 EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para la exploración del subsuelo se perforaron 6 sondeos, denominados M-1 a M-5, que alcanzaron profundidades comprendidas entre 41.1 y 79.4 m. y se localizaron como sigue:

Los sondeos M-1 y M-1A en el apoyo 15, el M-2 en el apoyo 14, ambos en la margen derecha; y los sondeos M-3, M-4 y M-5 en los apoyos 11, 12 y 13 respectivamente, en la margen izquierda.

En la figura III.2 se muestra la localización de los sondeos.



El muestreo alterado se realizó con el procedimiento de penetración estándar, empleando un muestreador de pared gruesa (tubo partido), hincado a percusión; el muestreo inalterado se realizó, dependiendo de la dureza del suelo, con tubo - Shelby de 2" a 4" de diámetro en suelos blandos, con barril - Denison de 6" de diámetro y con barril NV-3, con broca de dia mantes, en material pétreo.

Para estabilizar las paredes del sondeo, se ocupó ademe metálico recuperable en diámetro HW y lodo bentonítico para - enfriar la broca y para extraer el recorte de perforación.

Como complemento a esta exploración y con el fin de verificar las características de los materiales del subsuelo desde la superficie, en las inmediaciones del apoyo 11, se efectuaron dos sondeos inalterados continuos, I-1 e I-2, desde el nivel del terreno natural hasta profundidades de 78.55 m.

El total de metros perforados fue de 493.5, de los cua-- les se extrajeron 36.1 m. de muestras alteradas, 223.45 m. de inalteradas y se ocuparon 87.65 m. de ademe metálico recupera- ble.

III.5 PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas durante los trabajos de explora-- ción se sometieron a los siguientes ensayos:

a) En suelos

- Clasificación visual y al tacto en húmedo y en seco ba sándose en las normas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

- Determinación del contenido natural de agua (w).
- Determinación del porcentaje de partículas finas menor que la malla número 200 (0.074 mm.).

Sobre muestras seleccionadas representativas, se hicieron determinaciones de:

- Límites de consistencia, líquido y plástico.
- Análisis granulométrico.
- Resistencia al corte con torcómetro.
- Compresión axial.
- Compresión triaxial rápida.
- Compresión triaxial rápida consolidada.

b) En roca

- Clasificación macroscópica.
- Índice de calidad RQD.
- Compresión axial.
- Compresión triaxial rápida.

III.6 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Se denomina estratigrafía al conjunto de capas relativamente bien definidas que componen el subsuelo.

En base a los resultados de la exploración y de los ensayos de laboratorio, se definió la secuencia estratigráfica del subsuelo en los sitios explorados, la que debido a las diferencias que presentan se separan en margen izquierda y margen derecha.

MARGEN IZQUIERDA

A partir de la superficie del terreno y hasta profundida

des de 2.65 y 2.10 m. se encontró en los sondeos I-1 e I-2, - respectivamente, un relleno reciente, constituido por arcillas arenosas de mediana plasticidad con vetas de arena fina de colores café y gris, (CL y SC). De acuerdo a un ensaye de compresión simple, este relleno presenta una cohesión de 0.25 kg/cm², con un peso volumétrico medio de 1.85 ton/m³.

A continuación y con un espesor de 6.2 m. en el sondeo I-2 y de 7.4 m. en el I-1 se interceptan arcillas arenosas de baja plasticidad (CL) intercaladas por delgadas lentes de arenas arcillosas (SC); este material se encuentra en ocasiones mezclado con fragmentos de conchas. El contenido natural de agua varía de 18 a 78% con un valor medio de 35%, los valores más bajos corresponden a las lentes de arena.

En ensayes de compresión simple el parámetro cohesión resultó de 0.09 a 0.27 kg/cm² con un valor medio de 0.18 kg/cm²; en ensayes de compresión triaxial rápida, con presión de confinamiento igual a la presión horizontal debida al peso propio del suelo, se obtuvieron cohesiones de 0.20 a 0.69 kg/cm² con un valor medio de 0.38 kg/cm²; el módulo de deformación inicial promedio resultó de 50 kg/cm² y su peso volumétrico de 1.8 ton/m³.

Subyaciendo y hasta 18.5 m. de profundidad se intercepta un estrato constituido principalmente por arena arcillosa (SP-SC, SC), de color gris, con vetas de arcilla arenosa (CL y CH) y entre 16 y 17.5 m. de profundidad en el sondeo I-2 se tienen restos de materia orgánica (OH); su contenido natural de agua promedio resulta de 30%.

En ensayos de compresión triaxial consolidada rápida, se encontraron cohesiones de 0.09 a 0.95 kg/cm² asociadas a ángulos de fricción interna de 17° a 41.5° y módulos de elasticidad de 80 a 300 kg/cm². Su peso volumétrico medio es de 1.952 ton/m³.

Bajo ellas y hasta profundidades de 40.20 m. en el sondeo I-1 y 41.4 m. en el I-2 se localizaron arcillas de alta y baja plasticidad (CL y CH), en ocasiones arenosas o contaminadas con materia orgánica o con fragmentos de conchas; intercalados se tienen estratos de pequeño espesor, de 15 a 60 cm. de arenas arcillosas. El contenido natural de agua presenta valores comprendidos entre 29 y 51% y sus límites varían de 16 a 29% el plástico y de 32 a 79% el líquido.

En las arcillas su parámetro cohesión aumenta sensiblemente con la profundidad con valores de 0.1 a 0.6 kg/cm² para determinaciones realizada con veleta de laboratorio, de 0.19 a 0.79 kg/cm² en pruebas de compresión axial y de 0.28 a 1.24 kg/cm² en ensayos de compresión confinada (triaxial rápida); el peso volumétrico varía de 1.7 a 1.9 ton/m³.

A continuación y hasta una profundidad menor de 50 m. en el sondeo M-3 y de 54.4 y 55.2 m. en los sondeos I-2 e I-1, respectivamente, se encontró una secuencia alternada de lentes de arcilla arenosa de mediana a alta plasticidad (CL, CH) y de arena arcillosa (SC) con espesores comprendidos de 20 cm. a 3.4 m., en ocasiones presenta incrustaciones de fragmentos de conchas y de materia orgánica; el contenido natural de agua varió de 18 a 45%, con un valor medio de 30%.

En ensayos de compresión axial realizados en suelos arcillosos, la cohesión varía de 0.38 a 0.89 kg/cm^2 , y en ensayos de compresión triaxial rápida el parámetro cohesión oscila entre 0.71 y 1.96 kg/cm^2 , y su peso volumétrico de 1.874 ton/m^3 . Por su parte, en suelos areno-arcillosos y en ensayos de compresión triaxial rápida consolidada, se tienen cohesiones de 0.20 a 0.62 kg/cm^2 asociadas a ángulos de fricción interna de 17° a 32°; módulos de elasticidad de 200 a 400 kg/cm^2 , y un peso volumétrico medio de 1.958 ton/m^3 .

Subyaciendo y alcanzando profundidades comprendidas entre 56.2 m. en el sondeo M-3 a 64.3 m. en el sondeo M-5 se detectaron arcillas de baja a alta plasticidad (CL,CH), en ocasiones arenosas, de color gris. La consistencia de este estrato varía de firme a dura, los resultados de los ensayos de compresión simple indican cohesiones de 0.46 a 2.47 kg/cm^2 con valor medio de 1.09 kg/cm^2 , en ensayos de compresión triaxial rápida, efectuados en los sondeos I-1 e I-2, se encontraron cohesiones de 1.27 a 2.79 kg/cm^2 , y con peso volumétrico medio de 2.04 ton/m^3 .

Intercalada en este manto se tiene una lente de suelo granular, con espesor máximo de 1.4 m. constituida por gravas y boleos con arena, de color café claro en el sondeo M-3 y por arena fina con algunas gravas, de color gris en los sondeos I-1, I-2 y M-5, las que en ensayos de compresión triaxial, presentan ángulos de fricción interna de 32° a 36° asociados a cohesiones de 0.35 kg/cm^2 , el módulo de elasticidad medio es de 1,100 kg/cm^2 y su peso volumétrico de 1.84 ton/m^3 .

A continuación y con un espesor comprendido entre 5.8 m. en el sondeo M-4 y 10.7 m. en el M-5, se intercepta un depósito heterogéneo constituido por suelos granulares gruesos, grava y boleos empacados en arenas finas, por suelos finos, arcillas arenosas y arcillas, así como por fragmentos de roca, - así, en los sondeos M-4 y M-5 se encontraron principalmente - arenas y gravas, redondeadas, en ocasiones arcillosas y limosas compactas, mientras que en los sondeos I-1 e I-2 se tienen tanto gravas y boleos redondeados empacados en arena fina como arcillas de alta plasticidad (CH) con arenas y gravas de colores gris y amarillo y algunos fragmentos de arenisca color amarillo. Por su parte en el sondeo M-3, los materiales - detectados son principalmente fragmentos de arenisca subangulosos empacados en ocasiones en arenas y arcillas de color - amarillo, producto de la intemperización de la arenisca. En ensayos de compresión triaxial efectuados en las arenas del - sondeo M-5 se determinaron ángulos de fricción interna de 34° a 38° , peso volumétrico medio de 1.75 ton/m^3 y módulo de elasticidad promedio de $1,113 \text{ kg/cm}^2$.

Por último y con espesor indefinido, mayor de 7.6 m., se tienen arcillas de baja plasticidad (CL), de color gris, de - consistencia dura que en los sondeos I-1 e I-2 presentan la - apariencia de una lutita suave a dura. En ensayos de compresión axial se tienen cohesiones de 0.45 a 11.9 kg/cm^2 , con un valor medio de 4.89 kg/cm^2 y en ensayos de compresión triaxial rápida el parámetro cohesión resultó de 2.08 a 10.23 kg/cm^2 ; el módulo de elasticidad de estos materiales varía de 172 a -

642 kg/cm² y su peso volumétrico de 2.184 ton/m³. Cabe hacer notar que los valores reducidos de la cohesión obtenidos en ensayos de compresión axial pueden ser debidos a microfisuras en las arcillas.

El nivel freático se localizó prácticamente coincidiendo con la superficie del terreno.

MARGEN DERECHA

De 21.9 a 22.5 m. de profundidad, en el sondeo M-1A, se localizó un estrato de arena y gravas empacadas en arcillas; a continuación, de 22.5 a 25.8 m. de profundidad se tiene arcilla arenosa de mediana plasticidad (CL y CH) de consistencia dura, producto de alteración arenisca.

A continuación o desde el inicio del sondeo M-2 y hasta una profundidad de 40.5 m. en este sondeo e indefinido, mayor de 41.1 m. en el sondeo M-1, se detecta una roca sedimentaria, del tipo arenisca, poco alterada en el sondeo M-2 y sana a partir de 33.15 m. en el sondeo M-1; esta arenisca es de grano muy fino, de color amarillo pálido y gris cuando se encuentra sana. En ensayos de compresión simple, su resistencia presenta valores comprendidos entre 3.9 kg/cm² en la roca alterada a 222.4 kg/cm² a la zona de roca sana. El módulo de elasticidad promedio resultó de 3,035 kg/cm².

El índice de calidad de la roca (RQD) resultó para la zona alterada de nulo a 52%, con valor medio de 26% y para la zona sana varía de 58 a 90%.

Subyaciendo, en el sondeo M-2, hasta la profundidad inde

finida, mayor de 47.20 m., se localizó lutita sana, poco fracturada, de color gris, cuya resistencia en compresión axial - varió de 16.67 a 96.20 kg/cm² y el módulo de elasticidad promedio es de 1.761 kg/cm². El RQD presenta valores de 20 a 75%, con un valor medio de 32%.

La posición del nivel freático no se pudo precisar en los diferentes sondeos, estimándose que debe coincidir con la cota 0.0 m.

III.7 INFORME PARA PROYECTO DE PUENTES

Presento el siguiente informe con el fin de poner a consideración los datos contenidos en el mismo, ya que contribuirá en gran parte a la selección y posteriormente a la construcción de la cimentación del puente Tampico.

Puente Tampico; sobre Río Pánuco. Camino México-Tampico (vía corta); km. 1+900, origen del kilometraje: margen izquierda Río Pánuco. Tampico, Tamps.

Esviajamiento 25° 00 izq.

La rasante estará definida por el trazo y como el río es navegable estará definida por el mástil más alto de los barcos mercantes.

DATOS HIDRAULICOS

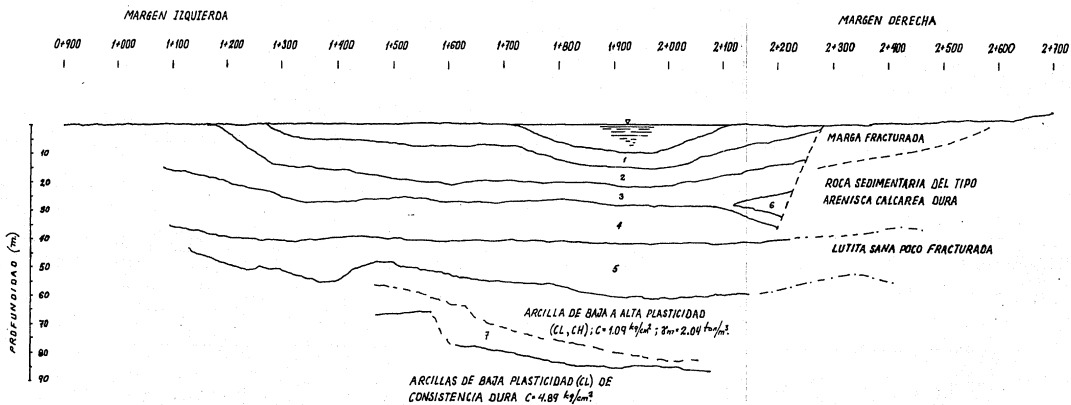
- Nivel de aguas mínimas: Elev. 0.39 de la MBM (marea baja media).

- Nivel de aguas máximas ordinarias: Elev. 0.87 de la MBM.

- Velocidad superficial: no se midió.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

FIG. XII.3



- 1- ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON VETAS DE ARENA FINA (CL Y SC); $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma_m = 1.85 \text{ kg/cm}^3$.
- 2- ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD (CL), INTERCALADAS POR DELGADAS LENTES DE ARENA ARCILLOSA (SC); $c = 0.18$; $\gamma_m = 1.80 \text{ kg/cm}^3$.
- 3- ARENA ARCILLOSA (SP-SC, SC) CON VETAS DE ARCILLA ARENOSA (CL Y CH); $c = 0.95 \text{ kg/cm}^2$; $\phi = 77^\circ 42'$; $\gamma_m = 1.95 \text{ kg/cm}^3$.
- 4- ARCILLAS DE ALTA Y BAJA PLASTICIDAD (CL Y CH) CONTAMINADA CON MATERIA ORGANICA; $c = 0.3 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma_m = 1.8 \text{ kg/cm}^3$.
- 5- LENTES DE ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA A ALTA PLASTICIDAD (CL, CH) Y DE ARENA ARCILLOSA (SC); $c = 0.50 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma_m = 1.87 \text{ kg/cm}^3$.
- 6- ARENAS Y GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLAS
- 7- SUELOS GRANULARES GROSOS, GRAVAS Y BOLEUS, FRAGMENTOS DE ROCA; $\phi = 36^\circ$

- Epoca del año en la que se efectúan las crecientes - -
máximas extraordinarias junio-octubre.

-Arrastre y cuerpos flotantes árboles hasta de 20 m. de
longitud.

- El cauce es estable.

- Constantemente se está dragando el río por el tránsito
de embarcaciones.

- No hay posibilidad de que el remanso que produzca el -
puente perjudique las propiedades vecinas.

- No hay puentes cercanos al cruce.

DATOS HIDROLOGICOS.

- No se realizaron estudios hidrológicos, pero la ante--
riormente Secretaría de Recursos Hidráulicos en la última ave
nida máxima del mes de julio de 1976, reportó un gasto de - -
10 500 m³/seg.

DATOS DE CONSTRUCCION.

<u>Material</u>	<u>Lugar de abastecimiento</u>	<u>Distancia</u>
Cemento	Tampico, Tamps.	
Cal	" "	
Agregado fino o piedra quebrada para obtenerlo.	Playa de Miramar	10 km. por zona urba- na.
Grava para agre gado grueso o - piedra quebrada para obtenerlo.	En la zona del cruce.	

Piedra para <u>man</u> postería.	En la zona del cruce.
Agua potable y para concreto.	En el lugar.
Madera de <u>prime</u> ra.	Tampico, Tamps.
Madera de <u>segun</u> da.	Tampico, Tamps.
Madera rolliza.	" "
Acero de <u>refuer</u> zo (Hylsa).	Tampico, Tamps.

III.8 SELECCION DE LA CIMENTACION DEL PUENTE.

En los diversos análisis de las posibles alternativas de cimentación que se han efectuado para el puente, se han considerado las condiciones estructurales, las características del subsuelo y la posible ejecución a nivel constructivo.

Los especialistas de Mecánica de Suelos han aportado una serie de datos e información que se irá mencionando, misma - que ha servido para poder seleccionar la cimentación del puente.

La selección se realizó por zonas con el objeto de que - se puedan apreciar las variaciones que se encontraron en el - subsuelo.

1.- Zona comprendida entre las estaciones 1+000 y 1+305.

En esta zona se presentan areniscas alteradas o arcilla

muy dura cuya capacidad de carga permisible es de 55 ton/m^2 , por tal razón, para esta zona la cimentación será de tipo superficial mediante zapatas corridas desplantadas a 3.0 m. de profundidad a partir del nivel del terreno natural actual, lo que equivale aproximadamente al nivel de la elevación 6.0.

Las excavaciones podrán realizarse con paredes verticales sin problemas importantes de filtraciones. Se determinó que no se producirán asentamientos diferenciales importantes entre apoyos localizados en esta zona.

En esta zona quedan comprendidos los apoyos del 1 al 6.

2.- Zona de la estación 1+305 a la estación 1+345.

Para esta parte se presentaron varias posibilidades de cimentación:

a) Cimentación por superficie con zapatas corridas desplantadas en el nivel de la elevación -5.0, apoyada sobre arenisca alterada, considerando una capacidad de carga permisible de 80 ton/m^2 .

Sin embargo, debido a que la profundidad de desplante estaría por debajo del nivel freático, se tendrían problemas de filtraciones, además de que los taludes de la excavación serían del orden de 1.25:1, por lo cual queda fuera esta posibilidad.

b) Cimentación a base de cilindros hincados hasta el nivel de la elevación -6.0 en la zona de las estaciones 1+305 y 1+320 y de la elevación -6.0 hasta 17.0 m. a partir del nivel del terreno actual en la zona del km. 1+320 a 1+345.

La capacidad de carga permisible será de 115 ton/m^2 y se

producirán asentamientos diferenciales nulos entre apoyos de la misma zona, y de 2.5 cm. con respecto a apoyos de la zona vecina anterior.

c) Cimentación a base de pilotes colados en el lugar, de 2.0 m. de diámetro, desplantados hasta la elevación -9.0 del km. 1+305 al km. 1+320 y de la elevación -9.0 hasta 18.0 m. a partir del nivel del terreno actual del km. 1+320 al km. - - 1+345.

La capacidad de carga por pila será de 450 ton., descontando ya su peso propio. Los asentamientos diferenciales serán como se indicó en el inciso anterior.

d) Cimentación con pilotes precolados de sección rectangular de 0.5 por 0.5 m. con capacidad de 70 ton. por pilote - descontando ya su peso propio cuyo nivel de hincado variará - de 8 hasta 17 m. de la estación 1+305 a la estación 1+345.

En esta zona queda comprendido el apoyo No. 7, el cual - se resolvió con pilotes colados en el lugar, debido a que en los estudios de Mecánica de Suelos se pudo apreciar que para llegar a la profundidad de desplante de los cilindros, habría que atravesar estratos blandos que no podrían garantizar la - verticalidad de estos elementos en el momento de su hincado.

3.- Zona limitada por las estaciones 1+345 y 1+400.

En esta zona también existen las siguientes alternativas:

a) Cimentación a base de cilindros desplantados al nivel de la elevación -27.0 en la estación 1+345 hasta el nivel de la elevación -36.0 en la estación 1+400.

Los primeros 15 m. del cilindro tendrán sección constan-

te y el resto del cilindro podrá disminuirse 0.40 m. en su diámetro con objeto de contrarrestar el efecto de adherencia en el hincado.

La capacidad de carga será de 100 ton/m^2 habiéndose descontado ya el peso propio del cilindro.

b) Cimentación con pilotes colados en el lugar de 2.0 m. de diámetro, las cuales se desplantarán en los mismos niveles señalados para los cilindros.

La capacidad de carga será de 480 ton/pilote, habiéndose descontado ya el peso propio en este valor.

c) Cimentación con pilotes precolados de punta, de sección 0.5 por 0.5 m. hincados de 17 m. en la estación 1+345 hasta 34 m. en la estación 1+400.

La capacidad de carga permisible sería de 75 ton. por pilote, habiéndose descontado ya su peso propio.

En este caso, aunque se menciona la alternativa de los pilotes, hubo que tomar en cuenta que los equipos que existen en México están limitados a profundidades del orden de 30 m., y solamente que se adquiriese equipo especial sería factible realizarla, requiriéndose además un ademe metálico para su excavación, lo que se traduce en un sobrecosto.

Existe además otra razón por la cual no se seleccionaron pilotes; la razón es la siguiente: los pilotes requerían de una zapata en su extremo superior para ligarlos, la construcción de esta zapata traía consigo una serie de problemas y sobrecostos, como es el control de aguas freáticas mediante sistemas de bombeo.

Por tal motivo para el apoyo No. 8, comprendido en esta zona, se seleccionó un cilindro de cimentación.

4.- Zona del km. 1+400 al km. 1+500.

Se presentaron dos alternativas.

a) A base de cilindros desplantados al nivel de la línea que une los puntos km. 1+400, elevación -36.00 m.; km. 1+470, elevación -57.0; km. 1+520, elevación -52.5 y km. 1+580, elevación -60.00; debido a que se encuentra un suelo arcilloso - firme cuya capacidad de carga permisible será de 115 ton/m^2 , habiéndose descontado ya en este valor el peso propio del cilindro.

El cilindro será de una sección constante en sus primeros 20 m. y en el resto de su longitud se reducirá su diámetro en 0.40 m.

b) A base de pilotes colados en el lugar.

Para esta alternativa se hace extensivo el comentario - realizado en la zona comprendida por las estaciones 1+345 y - 1+400.

Y por consiguiente se seleccionan cilindros para los apoyos 9 y 10 comprendidos en esta zona.

5.- Zona limitada por los km. 1+580 y 1+700.

En este caso la cimentación será también de tipo profundo, llevando su desplante hasta el nivel de la elevación - - -63.0.

Si se tuviese equipo especial para pilotes colados en el lugar, mencionado en el número anterior, su capacidad de car-

ga sería de 660 ton. para 2.0 m. de diámetro, requiriéndose ademe metálico en su excavación. Su separación centro a centro será de 2.5 veces su diámetro, circunstancia que dificulta la elección de estos elementos.

Por tanto se emplearán cilindros cuya capacidad permisible de carga será de 210 ton/m^2 , siendo su sección inferior constante en sus 20 m. iniciales y disminuyendo 0.40 m. su diámetro en el resto de su longitud superior. La separación entre cilindros será de 2.5 veces su diámetro centro a centro.

Los apoyos 11 y 12 quedan comprendidos en esta zona.

6.- Apoyo del km. 1+732.

a) La cimentación será de tipo profundo mediante cilindros desplantados al nivel de la elevación -72.0 en cuyo caso se tendrá una capacidad de carga permisible de 230 ton/m^2 o bien desplantando a 70 m. de profundidad a partir del nivel del terreno actual en cuyo caso se tomará una capacidad de carga de 180 ton/m^2 . En ambos casos se descontó ya el peso propio de los cilindros.

En el aspecto estructural se determinó que la capacidad de carga permisible a los 70 m. sería suficiente, ya que hablar de 2 m. más de hincado a esa profundidad, sería incrementar en forma considerable el tiempo y costo del proceso.

La sección de los cilindros tendrían un diámetro constante en sus primeros 15 m. y en el resto de su longitud se disminuirá en 0.40 m. su diámetro.

Esta condición que se ha venido mencionando para cada uno de los cilindros se deberá entender como algo fundamental

en el momento del hincado de estos elementos. Se observa que en los casos anteriores se ha propuesto hincar los primeros - 20 m. con sececión constante y en el resto de su longitud disminuir el diámetro en 0.40 m. Sin embargo para este apoyo se requerirá de 15 m. iniciales con diámetro constante y el resto disminuir en 0.40 cm. al mismo, la razón resulta obvio al pensar en hincar un elemento a 70 m. con fuertes presiones y efectos de fricción si no se efectuara la condición antes mencionada.

Ahora bien, se presentó otra circunstancia, debido a que sería un diámetro grande para este elemento por tratarse del apoyo No. 13, mismo que requería de una condición estructural más especial por ser éste uno de los dos apoyos principales - que soportarían los mástiles con el atirantado del puente.

Esta circunstancia obligaba un diámetro grande, la distancia que debe existir entre los centros de los cilindros se vuelve problemática, por lo cual se propuso juntar o mejor dicho unir los cilindros haciéndoles comunes en la sexta parte de su perímetro, con lo cual se logra un conjunto de celdas - que se hincan también por peso propio.

b) También sería posible utilizar pilotes colados en el lugar si se contara con la herramienta especial, la cual no - existe en México, pero si se adquiriese, la capacidad de los pilotes sería de 1250 ton. llevados hasta el nivel de la elevación -72.0 m., siendo su diámetro de 2.0 m. y necesitándose ademe metálico para su excavación.

En este caso se siente obvia la circunstancia de los cog

tos de un proceso constructivo al rentar equipo y herramienta especializada si se utilizaran pilotes.

Por ello en el apoyo No. 13 la cimentación será con un cajón que consta de celdas interiores, cuyas dimensiones se verán más adelante.

7.- Apoyo del km. 2+087.

A partir de este apoyo hablaremos de la margen derecha del río.

Como se había mencionado anteriormente en los estudios preliminares de este mismo capítulo, esta margen sería la que presentaría menos problemas en cuanto a capacidad de carga. Esto se afirma al encontrarse un manto a los 28 m., a partir del nivel del terreno natural, cuya capacidad permisible es de 175 ton/m^2 , de tal manera que por tratarse de un apoyo con las mismas condiciones estructurales que el apoyo anterior, la cimentación será profunda a base de cajón de cimentación con celdas interiores.

8.- Apoyos de la zona limitada por los km. 2+110 a 2+205.

La cimentación será de tipo profundo con dos alternativas:

a) A base de cilindros desplantados a profundidades que proporcionarán una capacidad de carga de 140 ton/m^2 , misma que se encontró a los 20 m.

b) A base de pilotes colados en el lugar, desplantados en la misma elevación mencionada con diámetro de 2.0 m., en cuyo caso se tendría una capacidad de carga de 460 ton., sin embargo, ya se mencionó el inconveniente de emplear este tipo

de cimentación.

En este tramo se encuentra el apoyo 15 con cilindro de cimentación.

9.- Zona limitada por los kms. 2+205 a 2+320.

Siguiendo con el criterio de selección, en esta zona la cimentación será a base de cilindros hincados a una profundidad de 20 m. en donde tenemos un estrato cuya capacidad de carga permisible será de 100 ton/m^2 .

Los apoyos 16 y 17 quedan comprendidos en esta zona.

10.- Del km. 2+320 al km. 2+365.

En esta zona se encontró un estrato resistente a profundidades que varían de 3.5 a 6.0 m., se trata de una arcilla muy dura en combinación con arena alterada, cuya capacidad de carga permisible será de 55 ton/m^2 y considerando las condiciones estructurales, la cimentación se hará mediante zapatas corridas. Se determinó que se presentarían problemas de filtración de mediana importancia por lo que se deberá tener un control de éstas en el momento de su construcción.

El apoyo 18 tendrá la cimentación de este tipo.

11.- Del km. 2+365 al 2+600.

Finalmente para los apoyos 19 y 20 se cimentará con zapatas desplantas a 3.0 m. de profundidad a partir del nivel del terreno natural actual, penetrando en arenisca o roca caliza. La capacidad de carga admisible será de 55 ton/m^2 y las excavaciones podrán realizarse con paredes verticales sin problemas importantes de filtración

CAPITULO IV

IV.1 LOCALIZACION Y DIMENSIONES

Como se vió en el capítulo anterior, la cimentación para las estaciones 1+000 a la 1+305 en la margen izquierda, y de la 2+295 a la 2+600 en la margen derecha, se realizó por superficie mediante zapatas de concreto reforzado, las cuales - por las diferencias de capacidad de carga del terreno de apoyo y profundidad de desplante, difieren entre ellas en algunas de sus dimensiones, como largo, ancho, peralte o elevaciones.

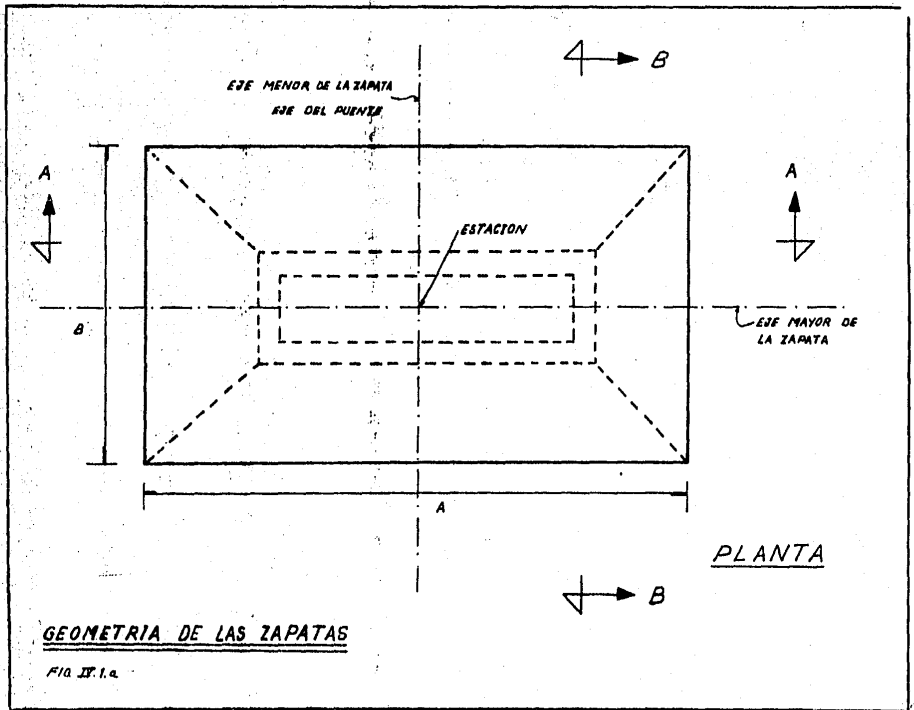
En la tabla 4.1 se pueden ver los apoyos en los que se emplearon zapatas, así como su localización, dimensiones y elevaciones.

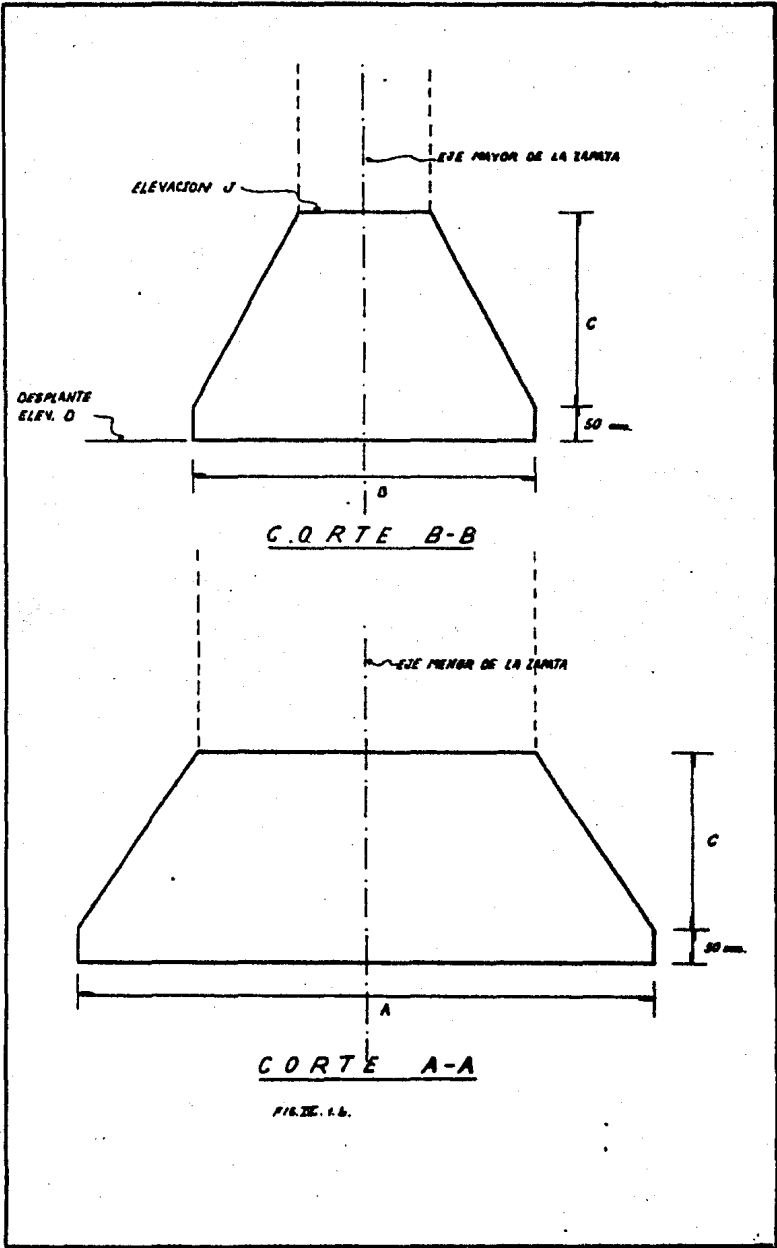
MARGEN	LOCALIZACION		DIMENSIONES (cm)			ELEVACIONES (m)	
	APOYO	ESTACION	A	B	C	D	J
I z q u i e r d a	2	1+035	870	430	180	6.00	8.30
	3	1+091	930	490	240	5.40	8.30
	4	1+147	930	490	240	6.00	8.90
	5	1+203	990	550	300	6.00	9.50
	6	1+266	1050	610	360	2.00	6.10
	D	18	2+361	1050	610	360	0.00
e r e.	19	2+424	990	550	300	5.00	8.50
	20	2+487	990	550	300	9.00	12.50

Tabla 4.1

Todas las elevaciones, en metros, están referidas al Banco de Nivel B.N. 1.2 sobre riel, a 20.60 m. izquierda de Est. 1-527.00, Elev. 2.721 m.

La figura 4.1 muestra la planta y cortes de la zapata tipo empleada en el puente.





IV.2. MATERIALES

Se cuidó que el agua empleada para la elaboración del concreto presentara las características de ser potable, limpia, fresca y libre de materia orgánica e inorgánica, ácidos y álcalis, en suspensión o solución, en cantidad tal que pudiesen afectar la calidad y durabilidad del concreto.

Los agregados fueron llevados de Tampico al lugar de la obra listos para emplearse.

El concreto que se empleó fue fabricado en una planta dosificadora instalada en la obra y transportado con camiones revoladora.

La resistencia del mismo fue de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, cuya compacidad se verificó que no fuera menor de 0.80, con revenimiento de 6 a 8 cm.; vibrado al colocarlo.

En el acero de refuerzo se tuvo especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tuviesen óxido suelto antes de depositar el concreto, lo cual le resta adherencia con el concreto.

IV.3. EQUIPO

El equipo empleado en la construcción de las zapatas estuvo limitado al uso principalmente de bombas de concreto para la colocación del mismo, y en algunos casos solamente, al uso de excavadoras mecánicas para efectuar las maniobras de excavación, ya que la mayoría de estas maniobras se efectuaron con mano de obra debido a que la presencia de casas impidieron el acceso y las operaciones de equipo.

IV.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo lo he dividido en las siguientes etapas:

4.4.1 Excavación

4.4.2 Colocación del concreto y acero de refuerzo

4.4.3 Rellenos

4.4.1 EXCAVACION

Las excavaciones se llevaron a cabo a cielo abierto; con mano de obra; se llevaron a cabo sin presentar problemas de estabilidad de las paredes de la excavación, tampoco se presentaron problemas por nivel freático, debido a que no se alcanzó. Todo ello originó que no se hiciera necesario el empleo de ademe, excepto en el apoyo 18, el cual fué un caso particular en todas las zapatas.

Debido a las características del terreno al nivel de desplante, no hubo necesidad de mejorar el terreno.

El apoyo 18, localizado en la margen derecha, fue el único apoyo en el que se presentaron problemas de nivel freático, para lo cual se empleó un ademe de madera y se realizó un bombeo con ayuda de un cárcamo construido en la excavación.

Las excavaciones ejecutadas a mano, y colocando el material a bordo de cepa para su utilización posterior, se llevaron a la profundidad de desplante, conforme se indicó en la tabla 4.1; dicha elevación se obtuvo conforme a la profundidad del manto que admitiese un esfuerzo normal de trabajo de 5.5 kg/cm^2 en zapatas de 2 a 6; y de 6.0 kg/cm^2 en zapatas 18 a 20.

4.4.2. COLOCACION DEL CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

Terminada la excavación se coló una plantilla de concreto simple de 50 cm. de espesor y se procedió a la colocación del acero de refuerzo correspondiente a la llamada parrilla inferior, compuesta de varios lechos, y se limitó el área de la zapata mediante moldes metálicos; debido a las limitaciones impuestas por la cantidad del refuerzo y para disminuir el tiempo de armado, se emplearon conectores tipo CAD-WEL en sustitución de soldadura o traslape, cuando fue necesario disponer de una mayor longitud de varilla.

En vista del fuerte volumen del concreto en la zapata, la colocación del mismo se llevó a cabo en cuatro etapas, con espesores variables, y en toda el área de la zapata.

Para cada colado y con el propósito de evitar las contracciones de temperatura, por el fraguado del concreto, en su elaboración se utilizó cemento de bajo calor, agua fría con temperatura de 2 a 3 °C y un aditivo retardante. Adicionalmente se enfriaron los agregados pétreos y las áreas de trabajo se cubrieron con lonas. La colocación del concreto se hizo con bomba, y la elaboración en una planta estacionaria.

4.4.3 RELLENOS

Una vez coladas las zapatas se procedió a rellenar. El relleno de la excavación se realizó por capas horizontales, con el material producto de la excavación, en espesores no mayores de 30 cm.; compactadas al 90% de su peso volumétrico óptimo, según pruebas especificadas por los laboratorios de la SAHOP.

En la tabla 4.2 se consignan los volúmenes y cantidad de materiales empleados en las zapatas.

M A T E R I A L E S			
ZAPATA	ACERO DE REFUERZO L.E.=4 000 kg/cm ² (kg)	CONCRETO DE f'c=250 kg/cm ² (m ³)	EXCAVACIONES (m ³)
2	3746	62.0	130
3 y 4	4342	88.8	200
5	5119	120.9	230
6	5880	158.5	680
18	5994	158.5	280
19	5274	120.9	230
20	5274	120.9	300

Tabla 4.2

CAPITULO V

V.1 LOCALIZACION Y DIMENSIONES

En el capítulo III se determinó, según las propiedades del suelo, que para las estaciones 1+305 a la 1+700 en la margen izquierda, y de la 2+100 a la 2+300 en la margen derecha, se realizará la cimentación por medio de cilindros de sección elíptica, cuya localización y profundidad de desplante se pueden ver en la tabla 5.1

MARGEN	LOCALIZACION		ELEVACION (m)
	APOYO	ESTACION	
i			
z	7	1+329.27	0.00
q			
u	8	1+392.54	- 35.23
i	9	1+455.84	- 55.54
e	10	1+519.29	- 53.65
r	11	1+588.97	- 58.00
d			
a	12	1+656.85	- 62.85
d	15	2+158	- 20.20
e			
r	16	2+228	- 12.00
e.	17	2+298	- 7.00

Tabla 5.1

Las dimensiones de cada uno de los elementos se muestran más adelante.

V.2 MATERIALES

Las características del agua, agregados, cemento y acero de refuerzo son las mismas para las empleadas en las zapatas; de igual forma y en las mismas condiciones se elaboró el concreto, siendo sus características las siguientes:

El concreto del extremo inferior, cuerpo del cilindro y tapón superior, tuvo una resistencia $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, colado en seco, con revenimiento de 5 a 10 cm. y tamaño máximo del -

agregado de 4 cm., vibrado al colocarlo.

En el tapón inferior, se empleó concreto de alta resistencia rápida de $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$, colado bajo agua, con revenimiento de 15 cm. y tamaño máximo del agregado grueso de 10 cm.

También hubo necesidad de emplear en algunos cilindros - concreto para rellenarlos, con resistencia $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$, colado en seco, con revenimiento de 5 a 10 cm. y tamaño máximo de agregado de 10 cm.

Más adelante se verá la necesidad de emplear lodo bentonítico, el cual tuvo las siguientes características:

- concentración de 5% en peso, utilizando agua adecuada.
- se fabricó 12 horas antes a su utilización.
- prueba de filtrado con valor menor de 18 cm^3 .
- densidad de 1.02
- viscosidad de 35 seg.
- tixotropia con el valor mínimo posible.
- contenido de arena nulo.

V.3 EQUIPO

Para las excavaciones se emplearon cucharones de almeja con capacidad de 364 yd^3 . Adicionalmente se utilizaron algunas herramientas y equipos complementarios como son: arietes rectos e inclinados, bombas para inyección y extracción de lodos, dinamita para provocar vibración y romper la fricción; - chiflones de aire y agua que se aplicaron exteriormente con el mismo propósito de romper la fricción.

También se usaron grúas Link-Belt LS 78 en las que se montaron las dragas y el equipo tremie en el momento del colado.

V.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción de los cilindros se realizó por el procedimiento tradicional de pozo indio, el cual, consiste en lo siguiente:

Inicialmente se hace un terraplén o una excavación previa en el lugar donde va a quedar ubicado el cilindro o cajón, ya que el proceso puede ser el mismo para ambos; el primer caso se requiere cuando se tienen tirantes de agua permanentes y se hace con objeto de evitar la utilización de ademes perdidos cuyo costo es demasiado elevado; el segundo caso cuando no se tiene agua y el nivel freático se encuentra a cierta profundidad, hasta la cual sea relativamente fácil la excavación, ya que el costo del hincado es bastante más alto que el de la excavación. Una vez formado el terraplén o ejecutada la excavación se nivela una plataforma de trabajo sobre su superficie y se arma la cuchilla cortadora que normalmente se fabrica en 3 ó 4 secciones para facilidad de transporte; sobre la cuchilla se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica que forma la transición entre la cuchilla y la pared. Una vez colado y fraguado el concreto se descimbra y al alcanzar una resistencia adecuada se inicia el hincado utilizando por lo general un cucharón de concha de almeja o gajos, accionado mediante una draga o malacate que excava a través del hueco interior del cilindro y saca el material a la parte externa, provocando así el hundimiento.

Al concluirse el hincado y tener el cajón o cilindro a -

su nivel de proyecto y en material conveniente se cuela el ta pón inferior después de efectuar una limpieza mediante el mis mo cucharón sin dientes o mediante un eyector; el colado por lo regular hay que hacerlo bajo agua utilizando el sistema de tubo tremie. Cuando el concreto alcanza una resistencia aceptable se desagua el interior y se hace una inspección para de terminar el estado del tapón y las paredes procediéndose a re llenarlo de agua o con el material indicado en el proyecto y por último colar el tapón superior.

Los detalles del proceso seguido en el puente los he dividido en las siguientes etapas:

5.4.1 Fabricación y colocación de las cuchillas

5.4.2 Excavación previa

5.4.3 Colocación del acero de refuerzo

5.4.4 Colado de las paredes e hinca del cilindro

5.4.5 Empleo de lodo bentonítico

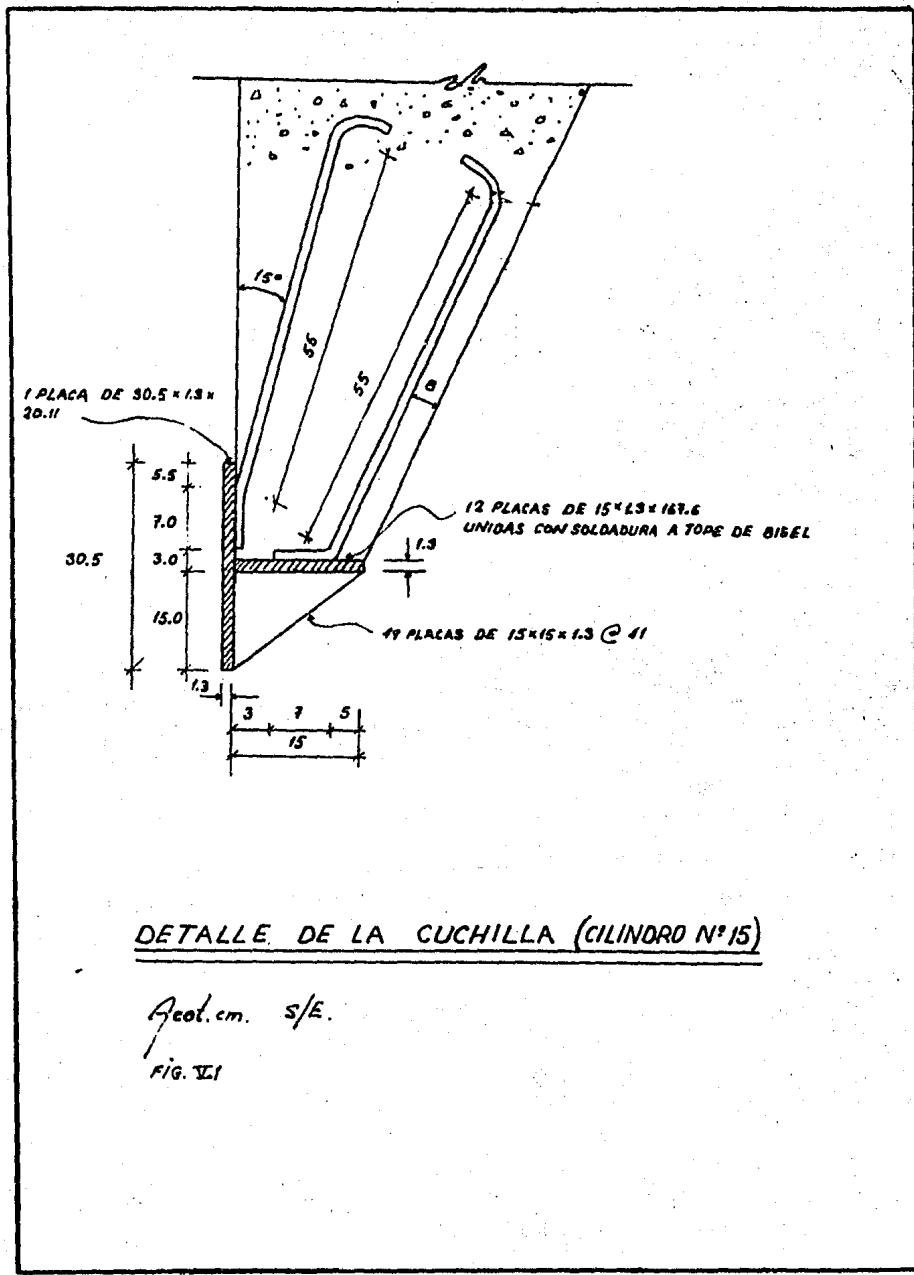
5.4.6 Colado del tapón inferior

5.4.7 Colado del tapón superior

5.4.1 FABRICACION Y COLOCACION DE LAS CUCHILAS

La fabricación de las cuchilas se llevó a cabo en el taller de la obra con placas de acero unidas con soldadura a tope y con varillas. Las dimensiones y número de placas de las cuchillas fueron diferentes para cada uno de los cilindros, sin embargo el armado y colocación de las mismas fue igual en todos ellos.

La fig. V.10 muestra un detalle de la cuchilla del cilindro 15.



DETALLE DE LA CUCHILLA (CILINDRO N°15)

Acol.cm. S/E.

FIG. XI

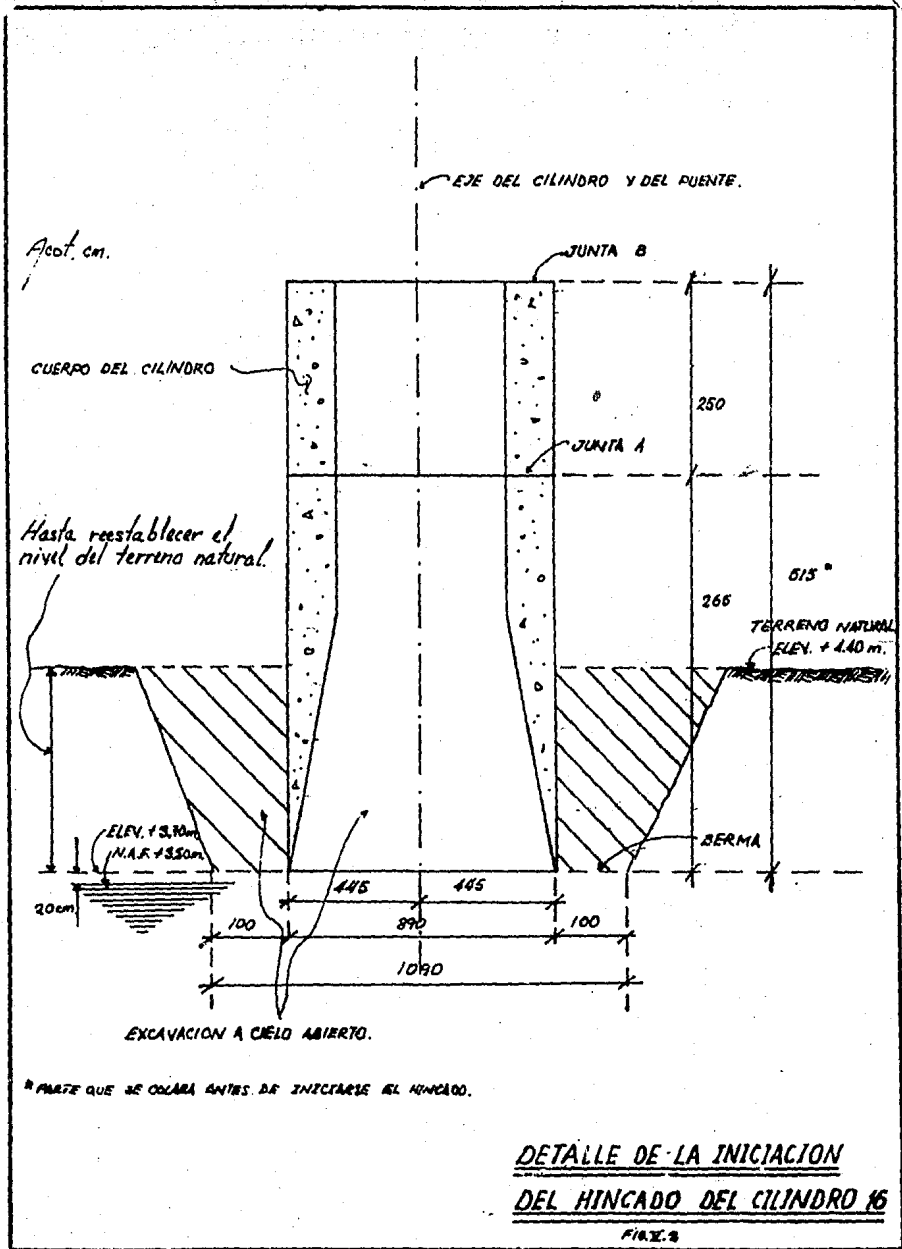
5.4.2 EXCAVACION PREVIA

Como en el sitio del hincado se presentó un nivel de - - aguas freáticas, primeramente se realizó una excavación a cielo abierto hasta una cota 20 cm. arriba de dicho nivel, con espacio suficiente para las maniobras de construcción del extremo inferior del cilindro.

Posteriormente se construyó el extremo inferior, el que consiste en armar y colocar la cuchilla cortadora y sobre ésta se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica que forma la transición entre la cuchilla y la pared. Una vez construido éste, se retiraron los moldes, se rellenó la excavación por el exterior del cilindro, con el sobrante de la excavación, en forma simétrica y por capas horizontales de espesor no mayor de 30 cm., compactadas al 90% de su peso volumétrico óptimo, previamente determinado por medio de las pruebas de la SAHOP, hasta que se reestableció el nivel del terreno natural; en estas condiciones se inició el hincado del cilindro.

Estas operaciones se realizaron con cucharones de almeja.

La fig. V.2 muestra el detalle de la excavación previa a la iniciación del hincado del cilindro 16. En general es el mismo para todos los demás cilindros, sólo difieren en las dimensiones de los mismos.



5.4.4 COLADO DE LAS PAREDES E HINCA DEL CILINDRO

Para el colado de las paredes se emplearon moldes metálicos. Los moldes interiores fueron de tres secciones que no cubrían el perímetro total, dejando un pequeño espacio que se rellenó con una pieza metálica, separando los marcos de los moldes mediante tornillos con el fin de poder retirarlos fácilmente después del colado; los moldes exteriores fueron en cuatro secciones, que cubrían todo el perímetro exterior de los cilindros.

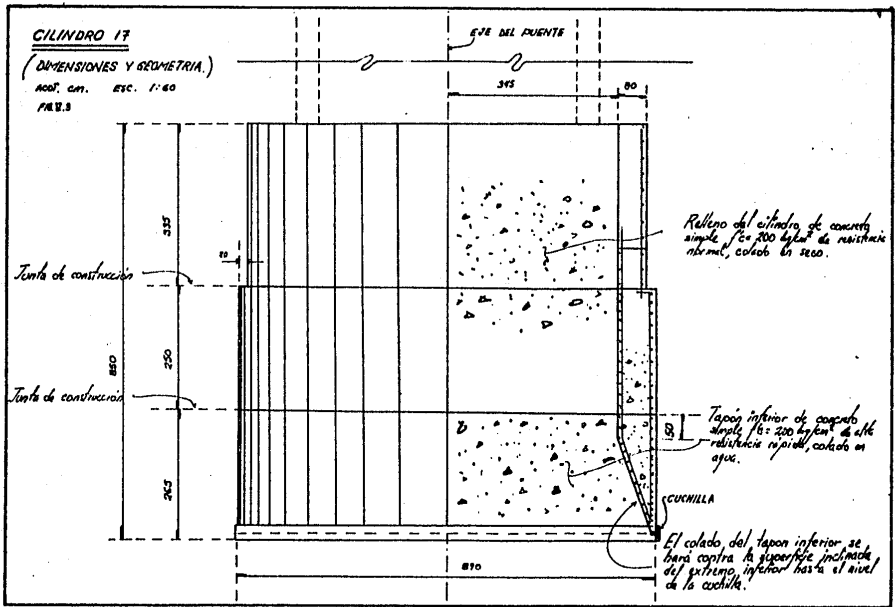
Los colados se realizaron en secciones de 2.5 a 4.0 m. como máximo, realizados en una sola operación entre las juntas de construcción, hasta que la cuchilla alcanzó un nivel de 3 m., superior al previsto para el límite del hincado. Después de esta etapa los colados se hicieron en secciones de 1.0 m. aproximadamente de altura.

El concreto empleado se fabricó en una planta dosificada instalada en la obra, transportándolo mediante camiones revolvedora y en algunos casos con el empleo de bombas de concreto.

A las 24 horas del colado se descimbraba y se procedía de inmediato al hincado.

Antes de la colocación de los moldes se verificaba el desplome que llevaba la parte construida, y evitar así líneas quebradas en las paredes del cilindro.

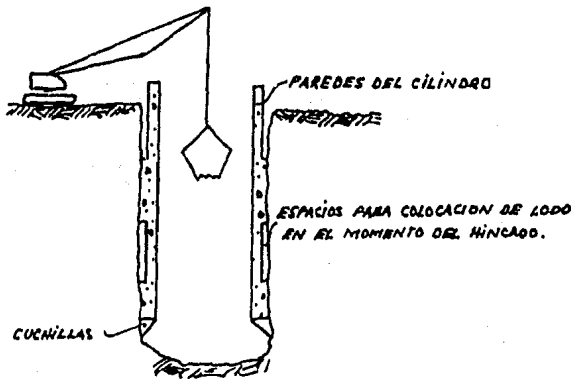
De igual forma, antes de iniciar el hincado, se comprobó que el concreto utilizado en el colado hubiese alcanzado una resistencia a la ruptura de 150 kg/cm^2 , como mínimo.



5.4.5 EMPLEO DE LODO BENTONITICO

Debido a las grandes dimensiones de los elementos por hincar, se observó que por efecto del gran diámetro, y principalmente por su longitud, los cilindros presentarían serios problemas en el momento del hincado debido a la fricción que éstos presentarían.

Para contrarrestar este efecto y facilitar el hincado se empleó lodo bentonítico, para lo cual se diseñaron espacios, en la pared exterior de los cilindros, de 20 cm. de espesor, localizados como se muestra en las figuras de los cilindros.



La función del lodo fue lubricante, además de reducir el área de contacto de las paredes en el momento del hincado.

La inyección del lodo bentonítico se inició cuando la cuñilla (nivel inferior del cajón) se había hincado 5 m., inyectando lodo hasta 10 m. de hincado; después se suspendió la inyección durante el hincado de 10 a 15 m., y a partir de este nivel de hincado hasta su terminación se continuó la inyección del lodo.

Para esta operación fue necesario contar con bombas de -

inyección con presiones adecuadas al caso.

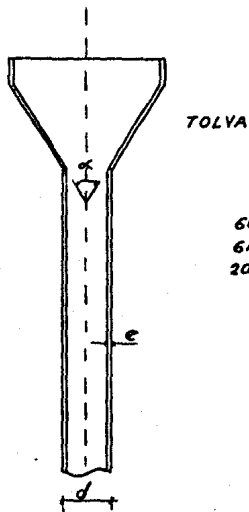
Una vez concluido el hincado del cilindro y el colado del tapón inferior, fue necesario desalojar el lodo bentonítico, utilizando para ello los tubos transversales localizados en las paredes del cilindro.

Posteriormente, empleando los mismos tubos transversales, se inyectó a presión lechada de cemento en proporción C/A - - igual a 0.62 y en otros casos arena-cemento-agua en proporción el volumen de 3:1:2. Función que se llevó a cabo con el empleo de bombas también.

5.4.6 COLADO DEL TAPON INFERIOR

El colado del tapón inferior se realizó bajo el agua por medio del tubo tremie. El procedimiento consiste en lo siguiente:

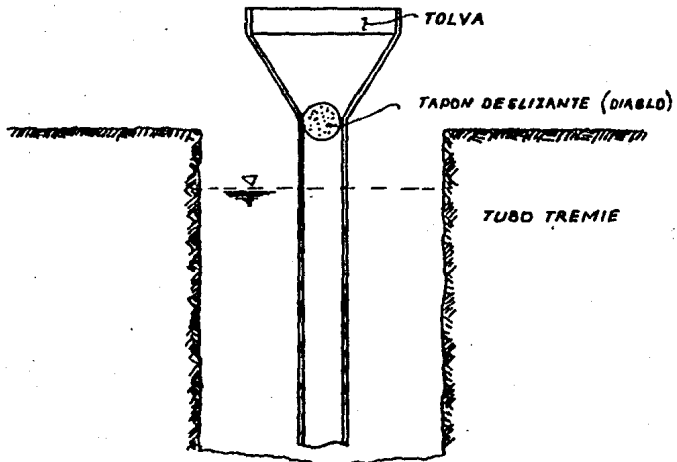
Se emplea una tubería tremie, lisa por dentro y por fuera, lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería con el armado. Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, tal como lo muestra la siguiente figura:



$60^\circ \leq \alpha \leq 80^\circ$
 $6 \text{ mm} \leq e \leq 8 \text{ mm}$
 $20 \text{ cm} \leq d \leq 25 \text{ cm}$

TUBERIA TREMIE

FIG. 3.4



El procedimiento de colado mediante tubería tremie siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma; así al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo del agua manteniendo una sola superficie de contacto (la del primer volumen de concreto colocado).

La gran diferencia en densidades entre el concreto fluido (2.1 ton/m^3) y el agua (1.0 ton/m^3) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente. Es conveniente además seguir las siguientes recomendaciones para lograr buenos resultados:

Revisar la tubería antes de ser colocada dentro de las perforaciones, asegurándose del buen estado y engrasado de las cuerdas de enroscado y comprobando que no tengan desajustes entre las uniones de sus tramos que pudieran provocar la entrada de agua en su interior. Las juntas de las tuberías se deben sellar con cinta adhesiva quirúrgica o similar.

Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, se colocó en el extremo superior un tapón deslizante (diablo) como se observa en la figura, que en este caso fue un balón inflado, el cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar la caída evitando este efecto.

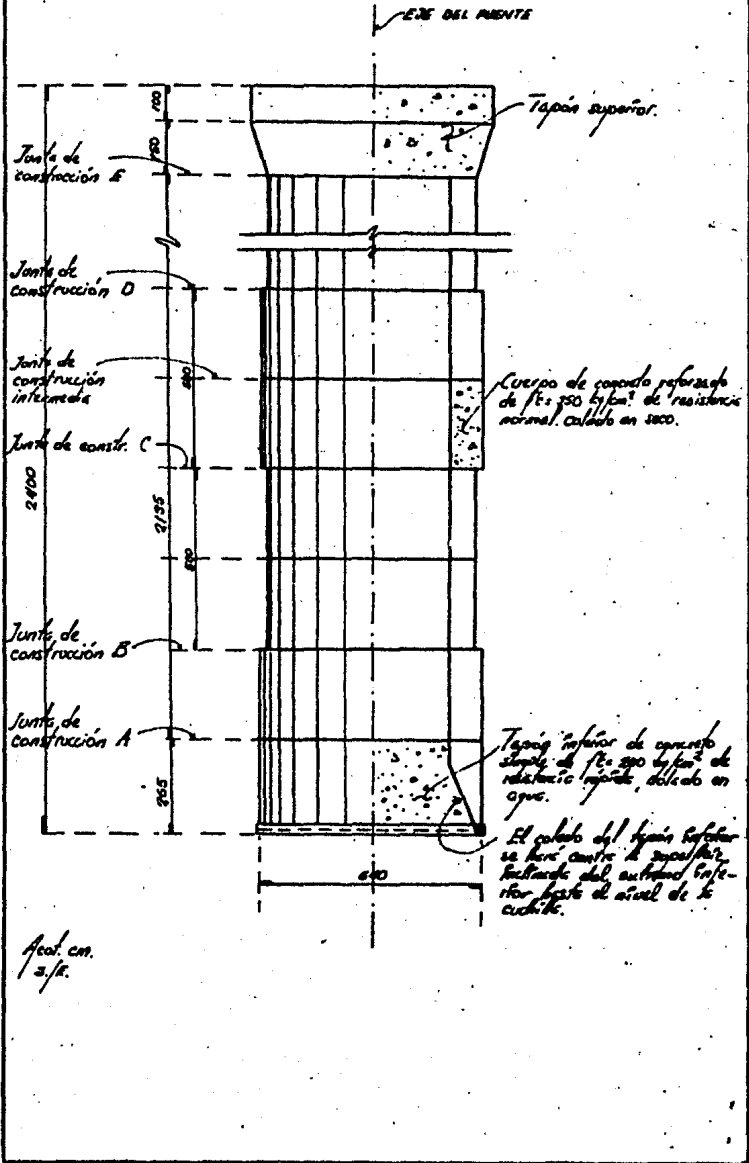
Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no

más de un diámetro de la tubería) para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto; después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación para que en el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.

La operación del colado se realizó en forma continua, para evitar el peligro de que durante los lapsos de espera, el concreto inicie su fraguado y se provoquen taponamientos.

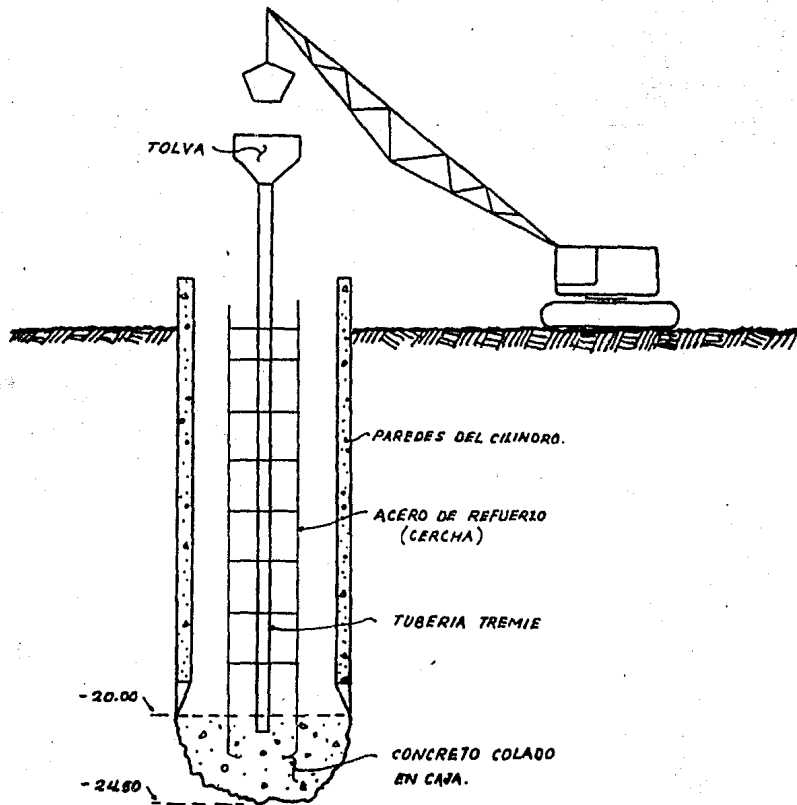
CILINDRO 15 (GEOMETRIA)

FIG. 5



APOYO N° 15

FIG. V.6



5.4.7 COLADO DEL TAPON SUPERIOR

En los apoyos 8,9,11,12,16, antes de colar el tapón superior se relleno el cuerpo del cilindro, hasta el lecho bajo el tapón superior, con material selecto, arena con muy bajo contenido de arcilla, la cual se compactó al 85% de su peso volumétrico óptimo, previamente determinado por pruebas recomendadas por la SAHOP.

Por otra parte en los apoyos 10,15 y 17 se empleó para el relleno de los cilindros de concreto con las características ya antes mencionadas en el inciso 2 de este capítulo.

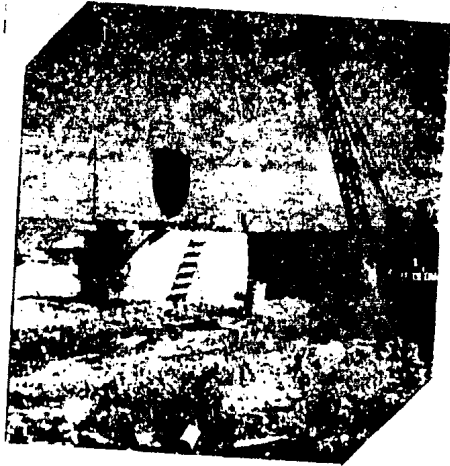
El apoyo 15 constituyó un caso particular debido a que no se logró hincarlo a la profundidad de desplante proyectada, ya que la firmeza de la roca no permitió que se llegara a la cota -28, alcanzando únicamente la cota -20; esta situación planteó una modificación particular en este apoyo, la cual se resolvió haciendo una caja de 4.5 m. de profundidad a partir de la cota -20 y se relleno con concreto, además para darle mayor resistencia al cilindro, se armó con una cercha anclada desde abajo. La colocación del concreto se efectuó con el mismo proceso de tubería tremie descrita anteriormente, con la ayuda de una bacha y una grúa Link-Belt LS 78.

La figura siguiente muestra esquemáticamente la forma en que se realizaron estas operaciones.



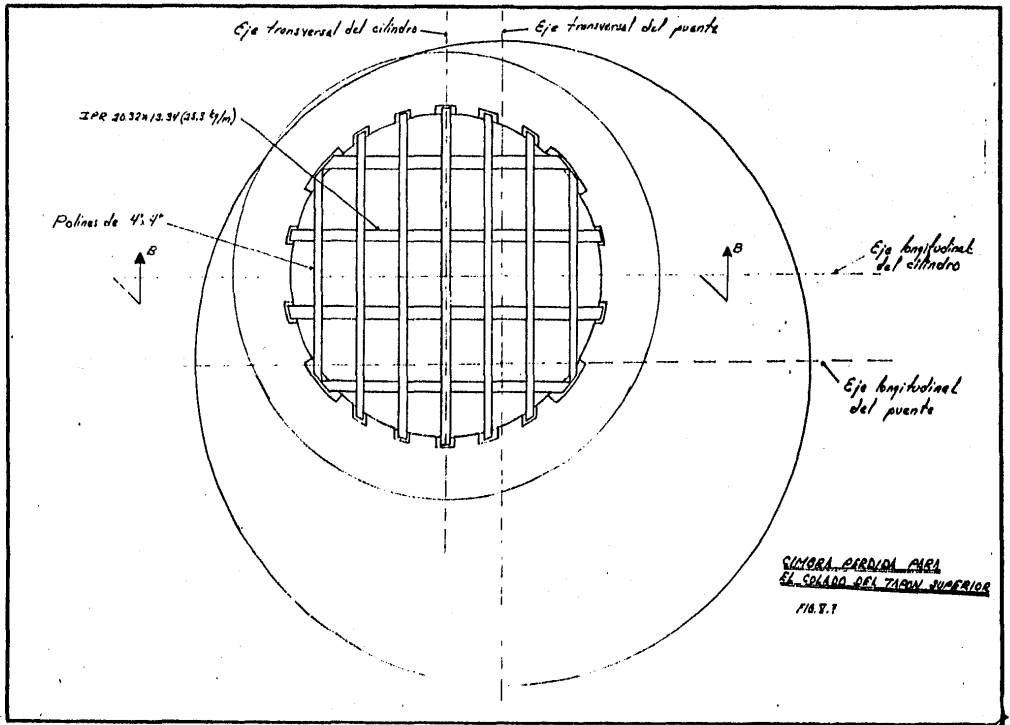
*INTERIOR DEL CILINDRO 15. SE PUEDEN
VER LAS PAREDES DEL ELEMENTO, EL ACERO
DE REFUERZO DE LA CERCHA Y LA TUBERIA
TREMIE AL CENTRO.*

*EMPLEO DE TOLVAS PARA LA
COLOCACION DEL CONCRETO.*



*COLOCACION DEL CONCRETO CON
AYUDA DE GRUA Y BACHA.*



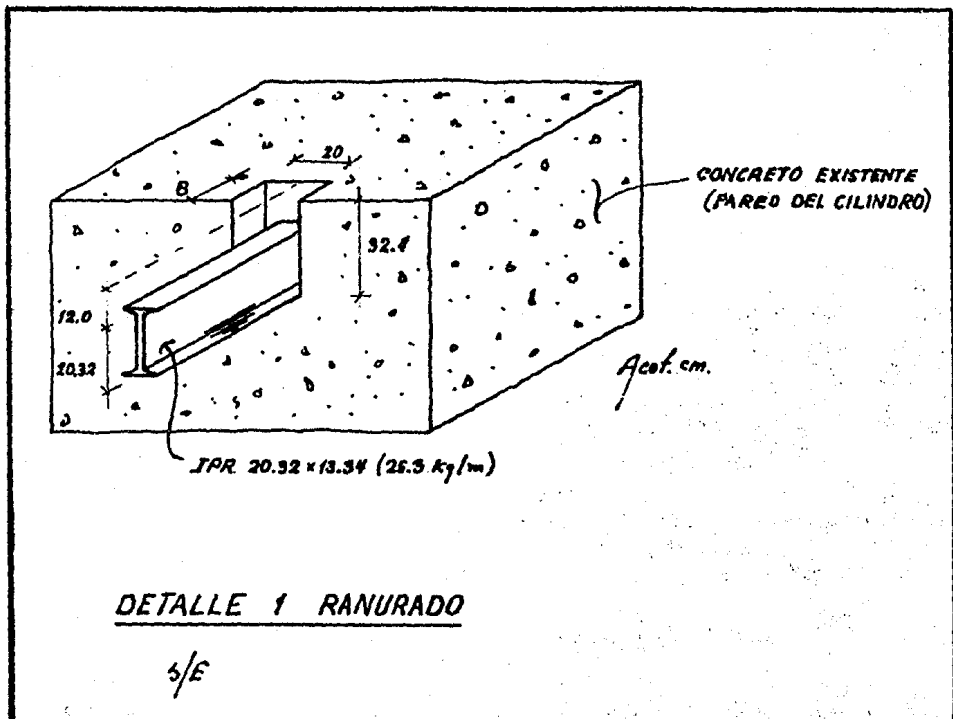


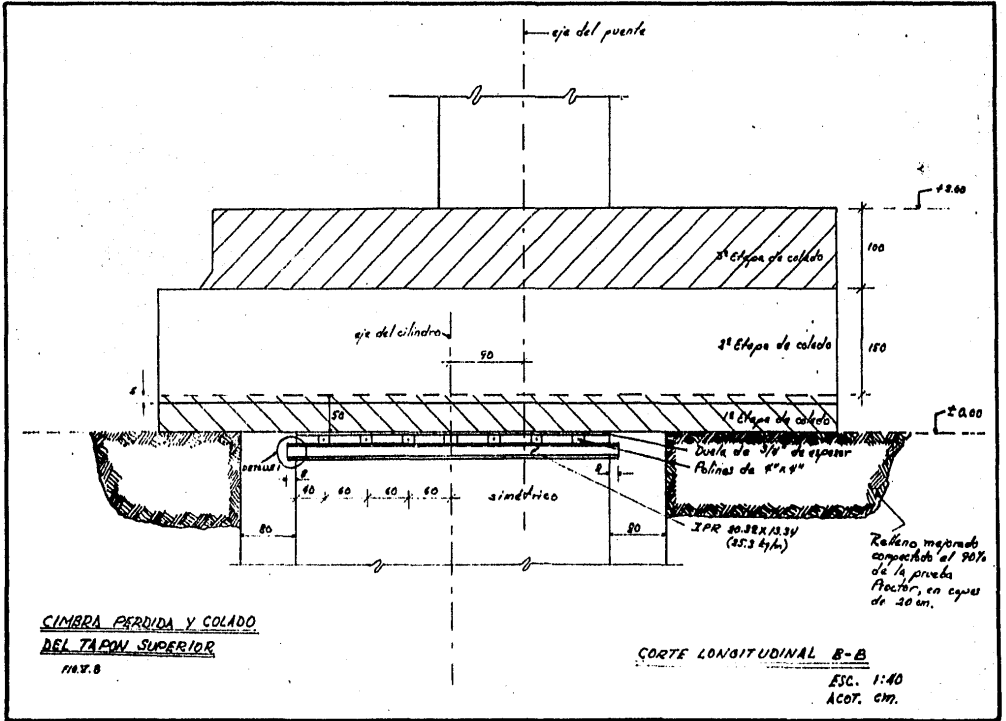
En todos los casos, los tapones superiores se construyeron en forma convencional, ya que esta operación se realizaba en seco. Para ello se empleó una cimbra perdida para colado de los tapones superiores.

El procedimiento de colado del tapón de los cilindros se realizó en la siguiente forma:

Primeramente se procedió a ranurar en el cilindro las partes extremas que alojarán vigas IPR y polines formando una cuadrícula.

Los extremos de las vigas IPR se ajustaron de acuerdo a la geometría de la ranura, tal como se muestra en la siguiente figura.





**CIMBRA PERDIDA Y COLADO
 DEL TAPON SUPERIOR**
 FIG. 8

CORTE LONGITUDINAL B-B

ESC. 1:40
 ACOF. cm.

Posteriormente se colocaron las vigas IPR, los polines y las duelas. Una vez colocada la cimbra, se coló la primera etapa de 50 cm. de peralte.

Antes de proceder al colado de cada una de las etapas, la superficie de contacto del concreto existente debió picarse de manera adecuada, después sopletearse con aire comprimido para eliminar residuos y polvo. A continuación se aplicó en dicha superficie un aditivo a base de resina epóxica para unir concreto fraguado con concreto sin fraguar.

Se procedió a colar la siguiente etapa realizando la misma operación anterior, sucesivamente hasta alcanzar la elevación de proyecto; cuidando siempre que el concreto de la etapa anterior hubiese alcanzado la resistencia especificada en el diseño.

Más adelante se muestran las figuras de estas operaciones.

V.5 MODIFICACION DEL PROYECTO DE CIMENTACION

En general, no se presentaron dificultades especiales en el hincado, salvo que debido a las grandes dimensiones de los elementos y la falta de consistencia del terreno en la margen izquierda, se presentaron problemas de control de verticalidad de los cilindros, presentando éstos desplomes que originaron modificar el proyecto de cimentación de los apoyos 8, 9, 10, 11 y 12; en dicha modificación se resolvió con pilotes metálicos en posición inclinada.

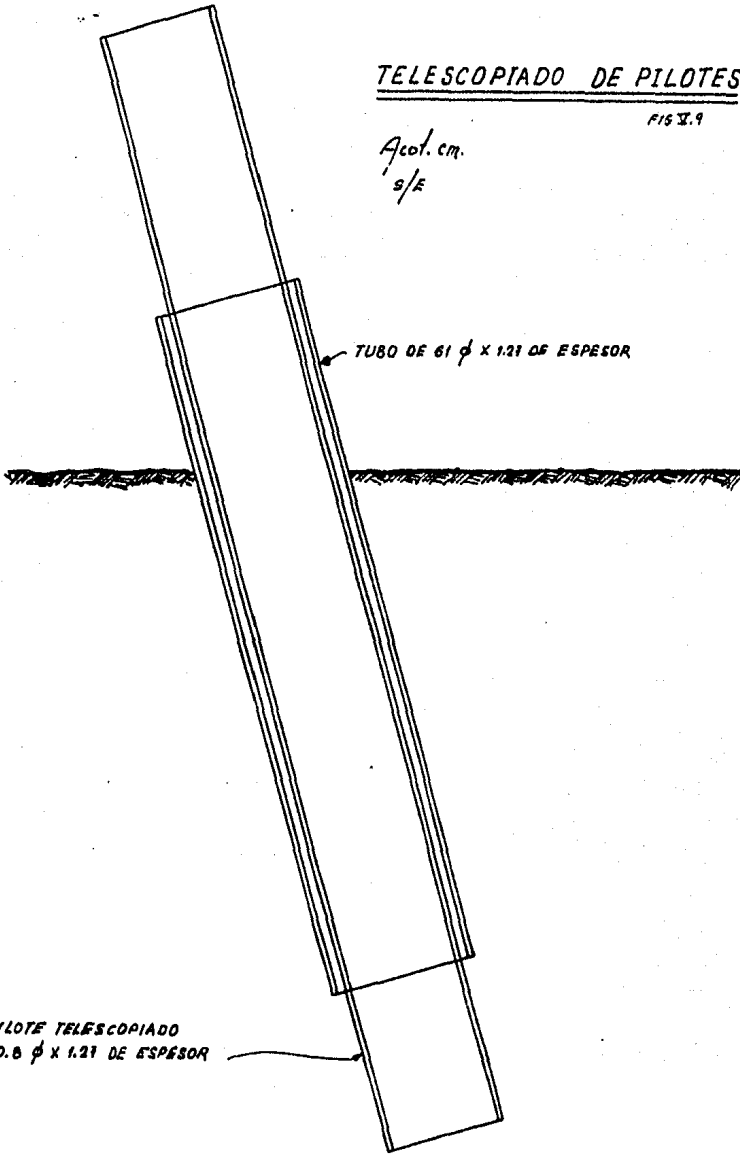
Así pues, originalmente se pensó telescopiar pilotes de

3.8

TELESCOPIADO DE PILOTES

FIG. 9

Acol. cm.
S/E



TUBO DE 61 ϕ X 1.21 DE ESPESOR

PILOTE TELESCOPIADO
50.8 ϕ X 1.21 DE ESPESOR

51 cm. con ayuda de otros de 61 cm.

Esto es, se pensaba hincar los pilotes de 61 cm. hasta una profundidad de 35 m. aproximadamente y continuar a partir de esa profundidad hasta 60 ó 70 m. con pilotes de 51 cm. logrando con ello evitar la fricción para los pilotes de 51 cm. los primeros 35 m., ya que éstos se introducirían dentro de los de 61 cm., además de que éstos últimos presentarían problemas de fricción a mayor profundidad.

Sin embargo, los pilotes de 61 cm. se hincaron hasta la profundidad final de 70 m. debido a que no presentaron problemas en el momento del hincado, evitando con esto telescopiar los pilotes de menor diámetro.

Es importante aclarar que en cuanto a capacidad de carga, los pilotes de 51 cm. eran suficientes, sin embargo se pensó en combinarlos con unos de mayor diámetro por las razones de telescopiar los pilotes.

La figura V.9 muestra el telescopiado de un pilote.

El proceso constructivo empleado en los pilotes fue el siguiente: primeramente se hincaron tubos de 61 cm. de diámetro por 1.27 cm. de espesor en tramos de 12 m. hincados con ayuda de un martillo vibratorio, soldando los tubos de acero a tope hasta alcanzar la profundidad de desplante.

Una vez que los tubos se encontraban en dicha profundidad, se lavaron los tubos con agua inyectada a presión por la parte exterior del tubo, con el fin de extraer el material que se encontraba dentro de los tubos. Cuando se encontraban vacíos los tubos, se colocó lodo bentonítico en el interior -

de los tubos para estabilizar el fondo, posteriormente y con ayuda de una grúa se colocó el acero de refuerzo y finalmente se colaron los pilotes con ayuda de tubería tremie.

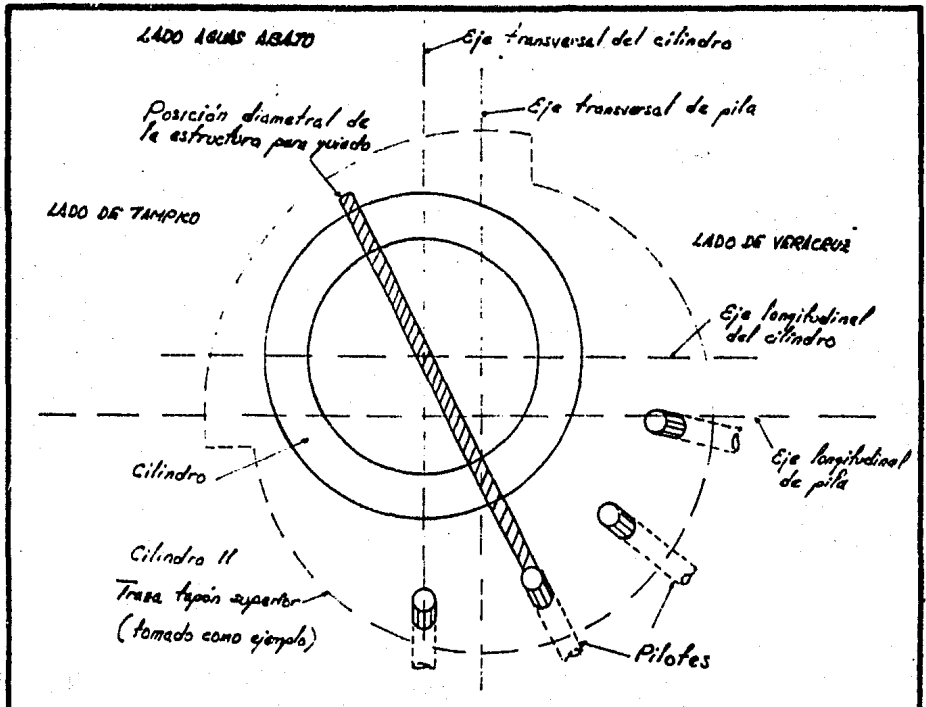
Debido a la posición de los pilotes (20° de inclinación con respecto a la vertical del cilindro) fue necesario el empleo de una estructura guía que facilitara las operaciones, - la estructura guía la constituyó una armadura metálica colocada en la parte superior del cilindro que se estaba atacando. Las figuras V.10 y V.11 muestran la planta y la elevación de la armadura de guiado empleada.

V.6 APOYO No. 7

Como se pudo apreciar al principio de este capítulo, en la tabla V.1, el apoyo 7 constituyó un caso muy particular debido a que se pensaba cimentar a base de cilindro, sin embargo, en el momento del inicio de la excavación previa y con apoyo en los estudios de Mecánica de Suelos, se determinó un cambio de cimentación para este apoyo, debido a que el suelo no presentaba la consistencia suficiente para garantizar una verticalidad tolerable del cilindro por hincar.

La sustitución de este elemento se realizó mediante pilotes colados en sitio. El proceso consistió en lo siguiente:

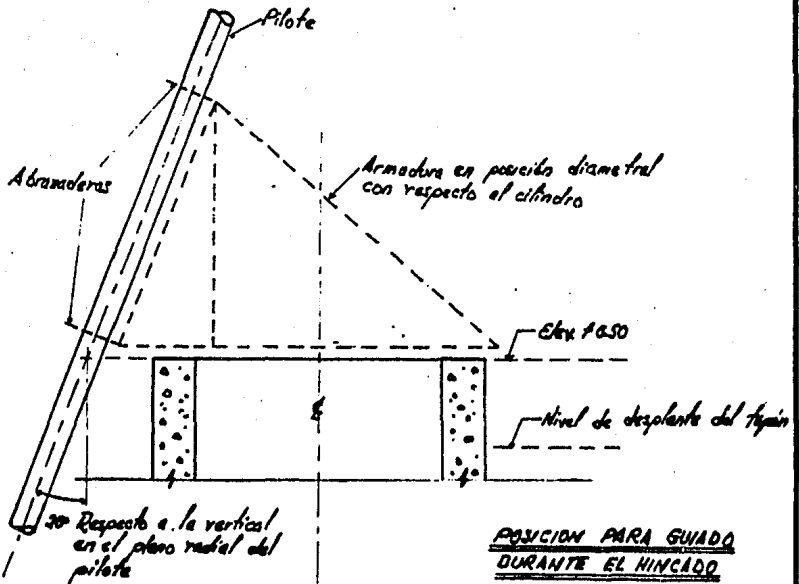
La excavación de los pilotes se llevó a cabo mediante una perforadora SOILMEC RT 3/S, montada sobre una grúa Link-Belt LS 118 de 60 ton. de capacidad, con la cual se acciona un bote cortador tipo Cadwel de 2.50 m. de diámetro, utilizando ademe metálico recuperable para los primeros 6 m., es decir en la parte superior de la perforación y colocando lodo -



LADO AGUAS ARRIBA

PLANTA DE ARMADURA PARA GUIADO

FIG. X. 10



POSICION PARA GUIADO DURANTE EL HINCAJO

FIG. X. 11

bentonítico simultáneamente con la extracción del material excavado, para estabilizar la perforación.

Una vez terminada la excavación se introdujo el acero de refuerzo, previamente armado en secciones de 12 m. de longitud. El colado se hizo utilizando un tubo tremie de 30 cm. de diámetro, alimentado con una bomba de concreto Whiteman P-80, concreto que a su vez procedía de una planta Oru-10-40 con capacidad de 30 m³/h. Es muy importante mencionar que se tuvo especial cuidado en mantener ahogado el extremo inferior del tubo en el concreto para evitar su contaminación con el lodo bentonítico. El colado se efectuó en una sola operación. En la parte superior del pilote se demolió un tramo de 1.50 m. por razones de susceptibilidad de contaminación.

Dentro de los pilotes y en toda su longitud, se dejaron 5 tubos para verificar posteriormente mediante métodos sónicos la compacidad del concreto y en su caso, garantizarla con las inyecciones de lechada de cemento necesarias. Afortunadamente en ningún caso se requirió de esta operación.

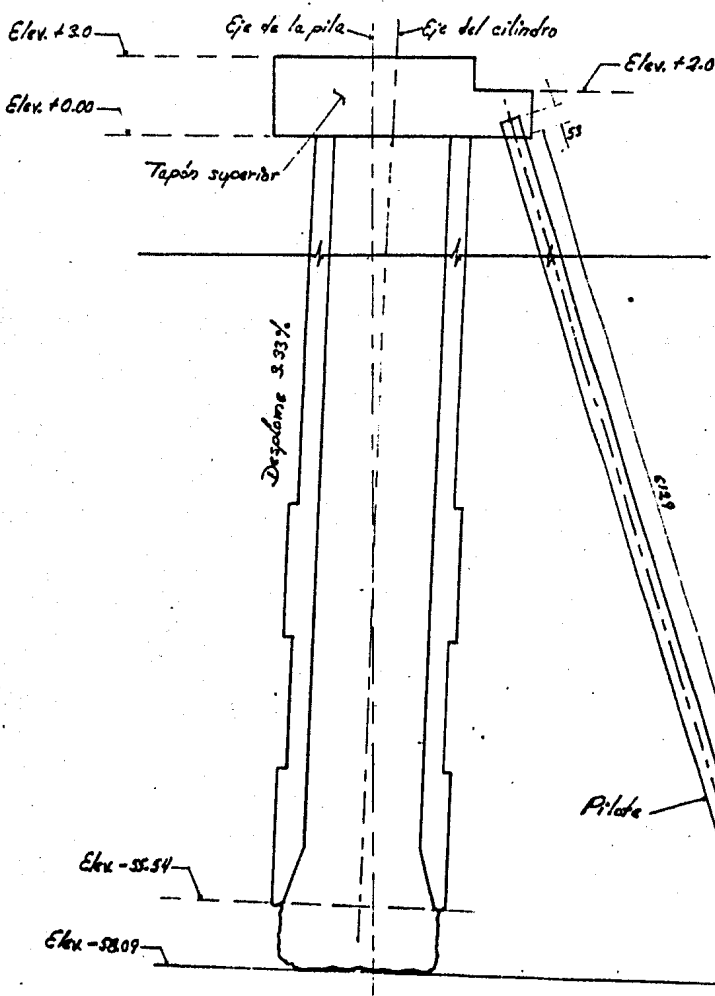
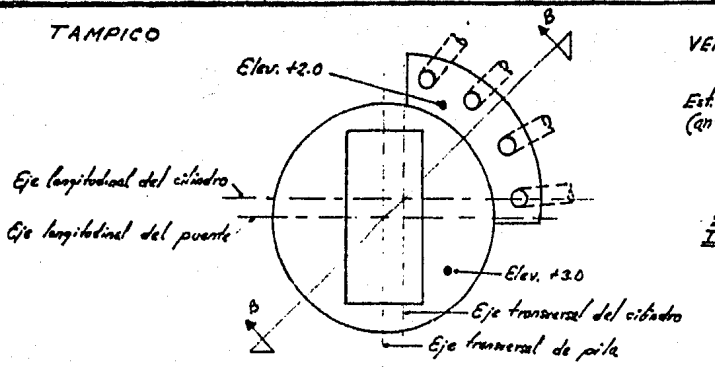
TAMPICO

VERACRUZ

Est. 1+155.31
(antes 1+455.00)

PLANTA
TAPÓN 9

ESC. 1:150



ENCADO DE
PILOTES INCLINADOS
CILINDRO 2

CORTE B-B

Acot. cm.

FIG. 3.12

CAPITULO VI

VI.1 LOCALIZACION Y DIMENSIONES

En la parte correspondiente a la selección del tipo de cimentación, en el capítulo III, se determinó que para las estaciones 1+728 y 2+088 en las márgenes izquierda y derecha respectivamente, que corresponden a las orillas de ambas márgenes, la cimentación se llevaría a cabo por medio de cajones profundos de cimentación.

En la siguiente tabla se consignan los desplantes correspondientes a los apoyos 13 y 14, los cuales constituyen los apoyos principales del puente, debido a que en éstos estarán los mástiles con el atirantado del puente.

Las dimensiones de estos elementos se verán más adelante.

MARGEN	LOCALIZACION		ELEVACION (m)
	APOYO	ESTACION	
Izquier.	13	1+728	- 60.00
Derecha	14	2+087.5	- 25.00

Tabla VI.1

VI.2 MATERIALES

Las características de los materiales empleados, tales como agua, agregados, cemento, concreto y lodo bentonítico, así como la forma de acarreo y preparación son las mismas tratadas en las partes correspondientes a materiales en los capítulos IV y V.

VI.3 EQUIPO

El equipo empleado en la construcción de los cajones fue el siguiente:

- Grúas
- Excavadores de almeja
- Bombas de inyección de concreto
- Bombas de extracción
- Herramienta complementaria

La particularidad en cuanto al equipo empleado en la construcción de los cajones fue la del empleo de chalanes en donde se instaló el equipo, debido a que un frente de ataque lo constituyó el río, por la razón ya antes mencionada de que estos apoyos se encontraban en las márgenes del río.

También se requirió de la ayuda especializada de buzos para inspeccionar las cuchillas.

VI.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

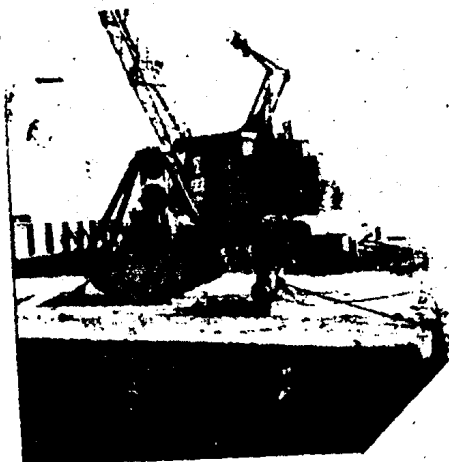
El proceso constructivo empleado para los cajones fue el mismo llevado a cabo en los cilindros, es decir, sistema de pozo indio, descrito en el capítulo anterior. Sin embargo debido a la localización de éstos y a sus grandes dimensiones y profundidad de desplante, se presentaron algunas diferencias en el proceso.

Primeramente se efectuó un tablestacado en las orillas de ambas márgenes, el tablestacado se hizo con troncos de palmeras hincados con una piloteadora montada sobre chalán; esta operación se efectuó con objeto de realizar un relleno, al



*EQUIPO EMPLEADO EN TIERRA PARA
ATACAR EL APOYO 13 (MARGEN IZQUIERDA)*

*OTRO FRENTE DE ATAQUE, EL RIO.
EQUIPO MONTADO SOBRE CHALAN*



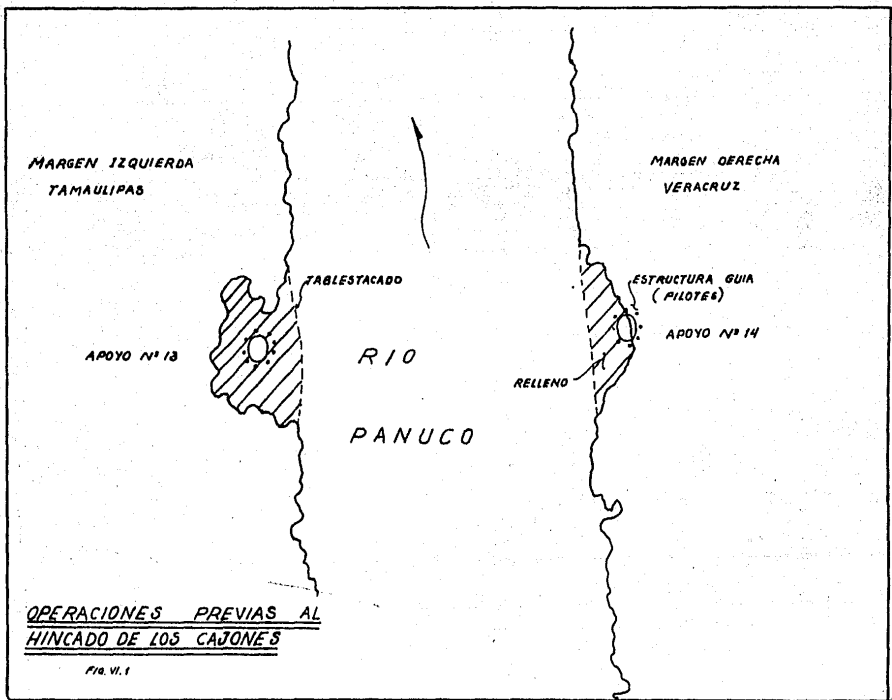
OTRA TOMA DEL CAJON 13

cual proporcionara una plataforma de trabajo y hacer las operaciones del hincado en forma más eficiente, económica y segura.

Una vez efectuado el relleno, se hincaron, en ambos márgenes, una serie de pilotes de concreto alrededor del área de donde quedarían hincados los cajones de cimentación.

La operación del hincado de los pilotes de concreto, se efectuó con una piloteadora montada también sobre una grúa.

Estos pilotes, hincados alrededor, servirían como una estructura guía de hincado para asegurar la verticalidad de los cajones debido a que existía un alto riesgo de perder ésta - por dos razones principalmente, la primera: la falta de consistencia del terreno al inicio del hincado por el relleno - efectuado, y la segunda: las grandes dimensiones de los elementos, sobre todo en su longitud.



Una vez construida la estructura guía se procedió al inicio del hincado de los cajones, los cuales se realizaron en igual forma que el descrito para los cilindros, es decir, se realizó una excavación previa en la cual se colocaron las cuchillas de ataque y el colado de la primera sección del cuerpo del cajón y las paredes interiores.

La geometría del cajón originó que se formaran varias celdas en la parte interna del mismo, por esta razón es muy importante que durante el hincado del cajón, la excavación en el interior de las celdas se realice de tal forma que las diferencias de nivel entre una y otra no sea mayor de 50 cm.; esto con el objeto de controlar la verticalidad del elemento en esta operación.

La figura VI.3 muestra la geometría y dimensiones en planta del cajón empleado en el apoyo 13.

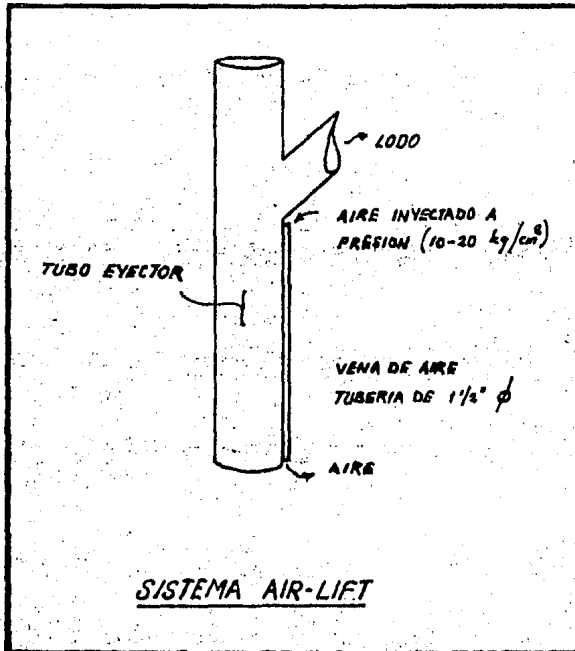
Es importante mencionar que para los procedimientos a seguir en el hincado depende del tipo y las condiciones de los materiales que se atraviesan, en este caso particular se empleó un método con chiflones en combinación de la excavadora de almeja que se empleó.

Los chiflones pueden ser de aire o de agua y se utilizan tanto por la parte interna como por la parte externa del cilindro o cajón, por la parte exterior tiene por objeto reducir la fricción entre el material y las paredes y es un trabajo lento ya que hay que ir introduciendo el chiflón entre la pared el material desde la parte superior del mismo hasta cerca de la cuchilla e irlo recorriendo en todo el perímetro;

requiere la formación previa de la caja bajo la cuchilla para que sea eficiente, operación que se realiza con el cucharón - de almeja.

Cuando se utilizan por la parte interna tiene por objeto aflojar el material lo que se logra por la presión y la fuerza de salida del agua o del aire; en esta operación requieren buzos y bastante equipo extra tal como compresoras, tubería, bombas de alta presión, diferenciales, etc.

A su vez se empleó un sistema llamado Air-lift que consiste en un eyector. Su función es inyectar aire a presión a través de un tubo especialmente diseñado que se sumerge en el agua hasta el fondo de la excavación, al inyectar el aire se forma una corriente ascendente que arrastra agua y material.



VI.5 ESTRUCTURAS DE LASTRADO

En la construcción del apoyo 14 no se presentaron problemas en el momento del hincado fuera de aquellos que son propios del sistema de pozo indio, y se logró la profundidad de desplante sin problemas de verticalidad.

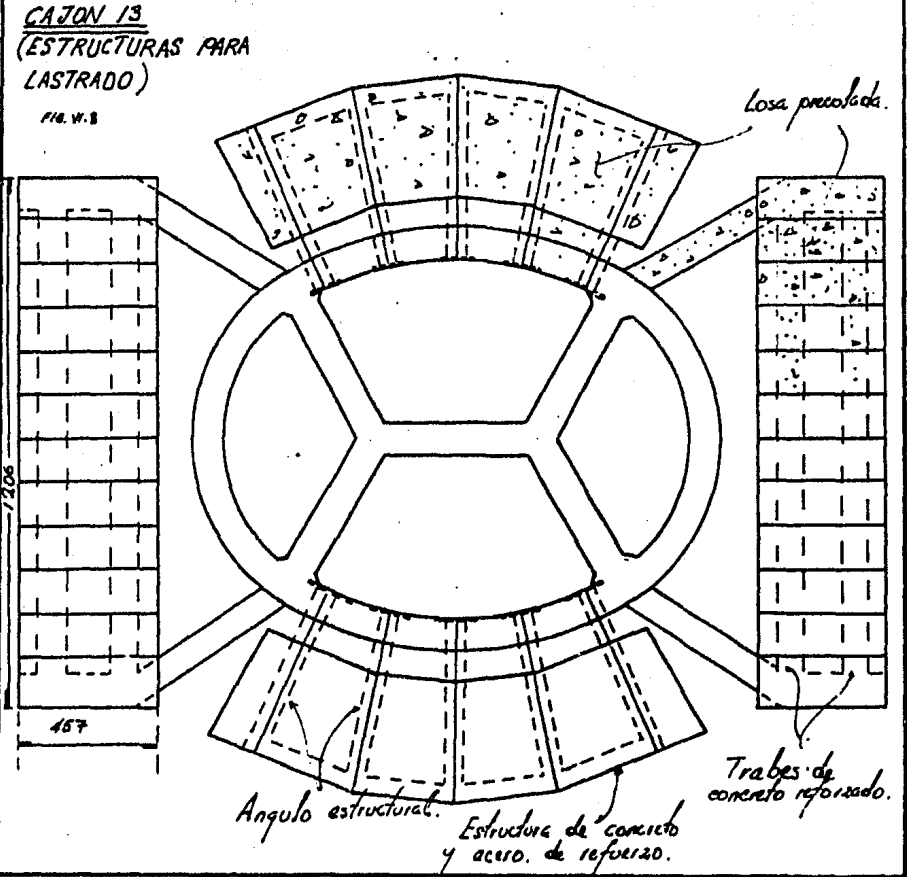
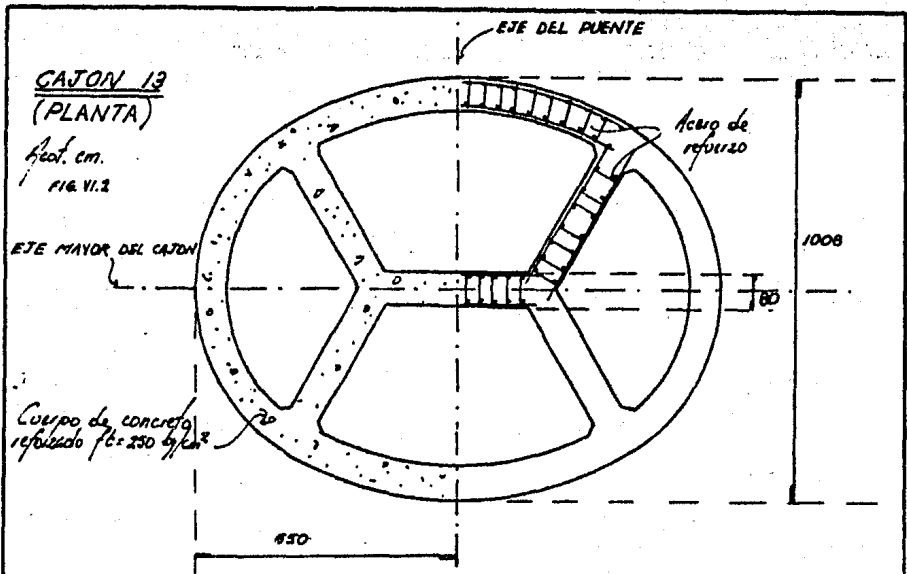
Sin embargo, el apoyo 13 (margen izquierda, si se recuerda del capítulo III, se había mencionado que sería esta margen la que presentaría dificultades constructivas debido a las condiciones del subsuelo) tuvo grandes problemas para lograr el hincado hasta la profundidad de desplante, proyectada principalmente en los últimos 5 metros.

Para contrarrestar este efecto, y debido a que el peso propio del cuerpo del cajón no era suficiente para hacer que el elemento bajara, se diseñaron unas estructuras de lastrado, las cuales proporcionaron una sobrecarga de 2500 toneladas.

El lastre es un procedimiento lento y que presenta muchas dificultades ya que requiere la construcción en la parte superior del cilindro o cajón de grandes plataformas para almacenar el material de lastre; requiere además de la caja bajo la cuchilla para poder bajar en el momento de romper la fricción, operación que efectuó el cucharón de almeja que siguió operando durante todo el proceso del hincado.

La estructura de lastrado empleada en el puente la constituyó unas ménsulas de concreto reforzado coladas en el lugar con cimbra metálica, empotradas en las paredes del cajón.

En la fig. VI.2 se muestra la planta del cajón 13 y en la fig. VI.3 se muestra la misma planta con la estructura de lastrado.



CAJON 14

Acot. cm.
FIG. VI.4

Eje mayor del cajón.

Tapón superior de
concreto reforzado
f'c = 250 kg/cm² de resis-
tencia normal.

Plan de tubo de 10.2 φ
para la lechada de
cemento o mortero
de cemento.

Cuerpo de concreto
reforzado de f'c = 250 kg/cm²
de resistencia normal,
colado en seco.

Tubo de acero de
5.1 φ para la inyección
de lechada de cemento
o mortero de cemento.

Ver detalle 1

Tapón inferior de
concreto simple
f'c = 200 kg/cm² de
resistencia rápida
colado bajo agua.

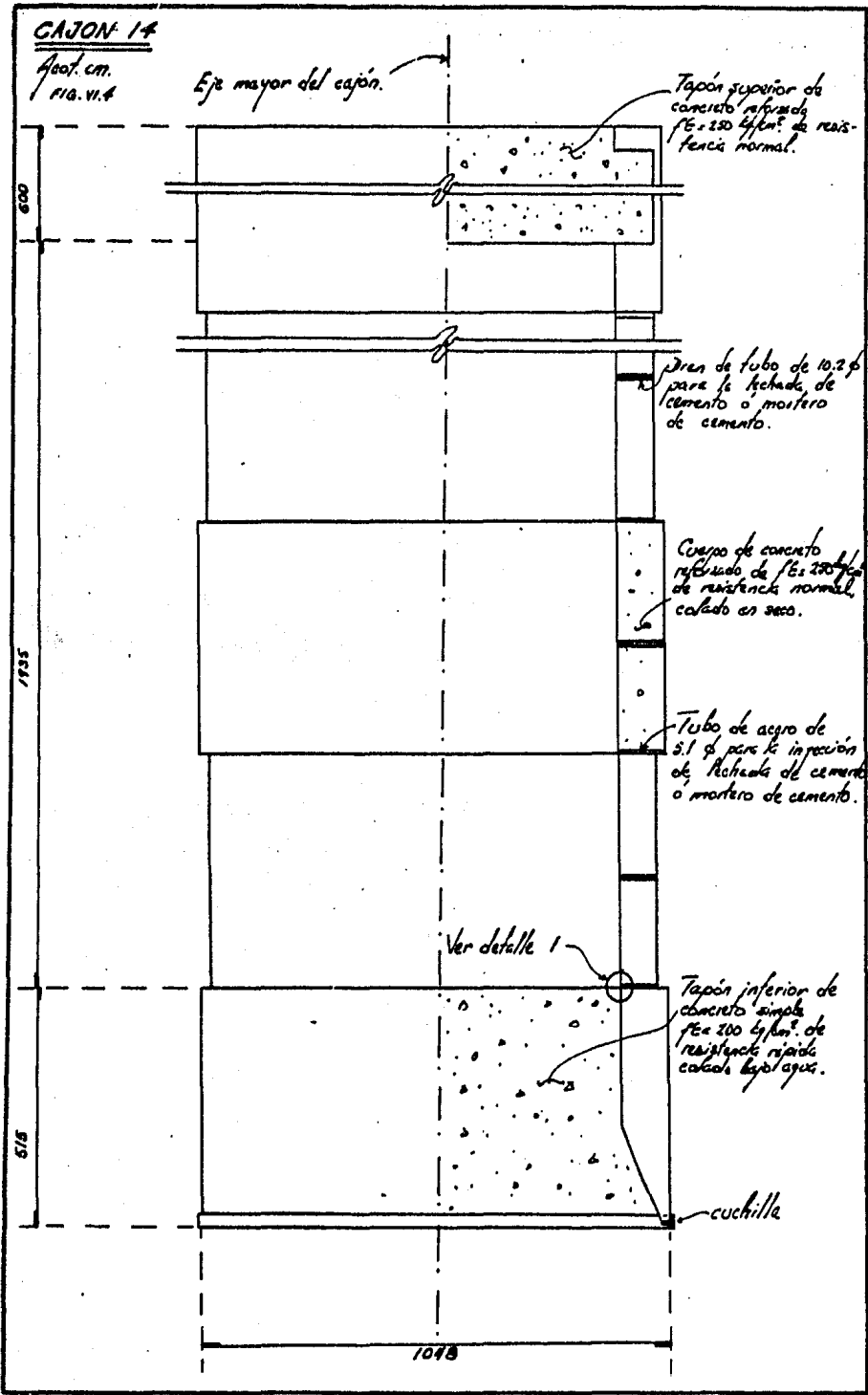
cuchilla

600

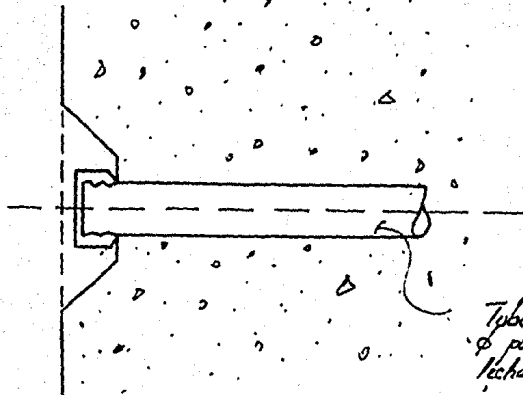
1755

515

1048



Tapón hembra por el lado
interior del cajón.



Tubo de acero de 5.1
φ para la inyección de
lechada de cemento
o mortero de cemento.

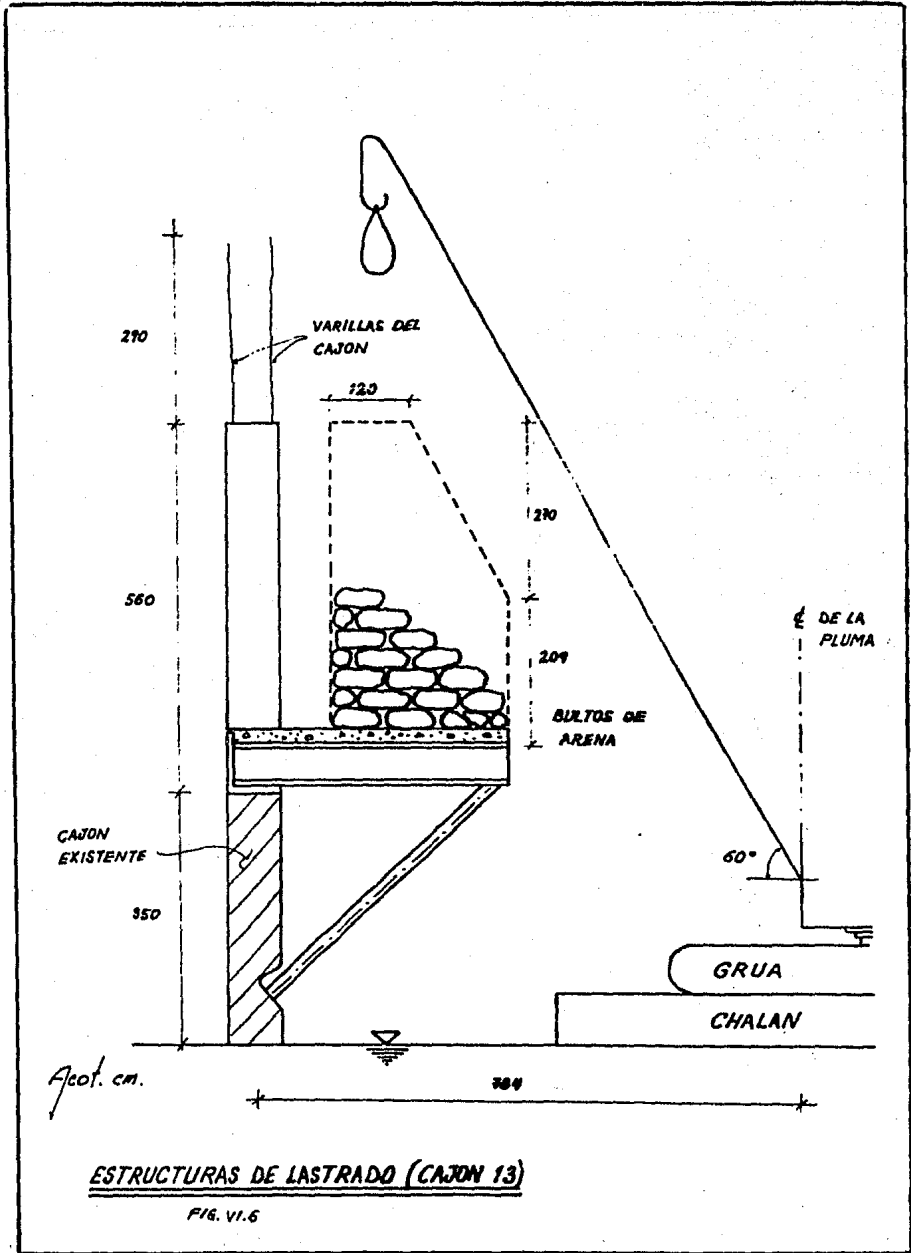
DETALLE 1

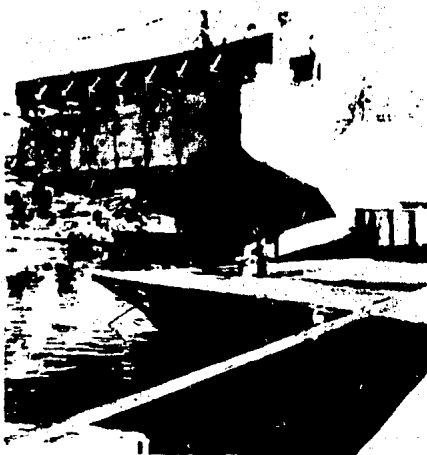
11/2/15

Estas ménsulas soportarían bultos de arena, colocados - con ayuda de una grúa montada sobre chalán, que proporcionan una sobrecarga de 2500 toneladas.

En el momento de construir dichas ménsulas se dejaron - unas preparaciones para que en el momento de que el cajón lle- gara a su profundidad de desplante, éstas se pudiesen quitar con ayuda de explosivos, sin dañar desde luego las paredes - del cajón.

En la figura VI.4 se puede apreciar gráficamente la es- - tructura de lastrado empleada.





*COLADO DE LAS ESTRUCTURAS
DE LASTRADO. (CILINDRO 13)*

PARTE SUPERIOR DEL CILINDRO 13



*EQUIPO Y HERRAMIENTA EMPLEADOS
(REJILLA PARA DESCENSO DE BUZOS)*



VI.6 BASE PARA EL PAGO. NORMAS S C T

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través del Comité de Especificaciones, Precios Unitarios y Contratación de Obras, han elaborado las Normas de Construcción a la que tienen que sujetarse todas las obras relacionadas con este sector.

La construcción de la cimentación del puente se asignó a dos empresas constructoras mediante un contrato de precios unitarios para cada uno de los conceptos que se realizaron.

En las citadas Normas de Construcción existe una parte llamada Base para el Pago, la cual contiene los conceptos y especificaciones que conforman cada Precio Unitario. Con objeto de dar una idea de lo escrito anteriormente, he querido mencionar la Base para el Pago de los conceptos que intervienen en la construcción de cilindros y cajones de cimentación, referido en el capítulo 20 del tomo III.

1.- Las cuchillas y forros metálicos se pagarán al precio fijado en el contrato para el kilogramo de cuchilla o de forro. Estos precios unitarios incluye lo que corresponda por: valor de adquisición de los materiales, fabricación, desperdicios, cargas, descargas, transportes, almacenamientos, armado y montaje, soldaduras, gamagraffias, calafateo, materiales, mano de obra y equipos requeridos para la colocación en el lugar preciso del hincado, colocación y los tiempos de los vehículos empleados en los transportes durante las cargas y las descargas.

2.- El concreto hidráulico que se use en los cilindros o cajones, así como en los tapones inferior y superior, y en el relleno, se pagará al precio que se fije en el contrato por metro cúbico, de acuerdo a lo que corresponda a concreto hidráulico de estas Normas.

3.- El acero para concreto hidráulico que se utilice en el concreto, se pagará al precio fijado en el contrato para el kilogramo, de acuerdo con lo que corresponda a acero de re fuerzo de estas Normas.

4.- La tubería para chiflones, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro de tubería de cada diámetro interior y demás características. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: valor de adquisición de la tubería; cargas, transportes y descargas; almacenamientos; colocación; coples y demás accesorios; fabricación del chiflón o acondicionamiento de la tubería para el mismo; y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte durante las cargas y las descargas.

5.- El recubrimiento bituminoso, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cuadrado de superficie recubierta. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: valor de adquisición o fabricación de los materiales; cargas, transportes y descargas, almacenamientos; materiales, mano de obra y equipo requerido para su aplicación; aplicación; y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte durante las cargas y las descargas.

6.- La bentonita inyectada, se pagará al precio fijado -

en el contrato para el metro cúbico, de la concentración correspondiente. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: valor de adquisición de la bentonita; cargas, - - transportes y descargas; almacenamientos; equipo y accesorios para la inyección; todo lo necesario para la ejecución del - trabajo; y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte durante las cargas y las descargas.

7.- El hincado se pagará al precio fijado en el contrato para el metro de hincado efectivo. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: equipo, materiales y mano de obra necesarios para efectuar la excavación y el hincado; excavación, hincado y demás operaciones necesarias para ejecutar el trabajo.

8.- El relleno interior que se fije en cada caso, con material pétreo, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico del material. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: extracción o adquisición del material; - cargas, descargas, almacenamientos; desperdicios; colocación; y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte durante las cargas y las descargas.

C O N C L U S I O N E S

La necesidad de crear obras de importancia en México para fortalecer la infraestructura nacional y lograr un desarrollo económico y social acorde a nuestra época; así como la importancia que tiene el Ingeniero Civil en la realización de dichas obras.

Resulta fundamental la realización de un estudio de factibilidad para cualquier obra, en el caso del Puente Tampico dicho estudio detectó las necesidades económicas, de tránsito y de conurbación, mismas que sirvieron para justificar la ejecución de dicha obra.

Las cimentaciones han sido y seguirán siendo tema de gran interés para la Ingeniería, por tal motivo, considero que es importante mencionar que para poder seleccionar y construir la cimentación adecuada se deberán conocer los siguientes aspectos:

- a) Tipos de cimentación, clasificación general.
- b) Diseño.
- c) Estudios de Mecánica de Suelos, acordes a la magnitud e importancia de la obra.
- d) Interpretación de dichos estudios y definición de parámetros del suelo.
- e) Procesos constructivos.
- f) Equipo de construcción, aspecto económico, ya que la mayoría de estos equipos resultan costosos.

El equilibrio de los puntos anteriores nos conducirá a obtener un proyecto seguro y duradero, que reeditará más eco-

nómicamente.

En el capítulo III se habló de los estudios y sondeos efectuados en el puente. El sondeo geológico efectuado tuvo el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo, proporcionándonos una idea de carácter general de la naturaleza del subsuelo.

En cuanto al método de penetración estándar empleado, fue el más adecuado, ya que es el que rinde mejores resultados y proporciona mayor información, que se puede manejar mediante gráficas y tablas para determinar propiedades del suelo como son compacidad relativa en suelos granulares y resistencia a la compresión simple en suelos arcillosos; además de ser este método el más ampliamente usado en México.

En lo referente a la selección de la cimentación, considero que fue la más apropiada, ya que como se vió en este mismo capítulo, se pusieron a consideración los tres aspectos que se habían manejado en el criterio de selección, que fueron:

- 1.- Tipo y tamaño de la estructura.
- 2.- Condiciones del subsuelo.
- 3.- Aspecto económico.

La construcción de las zapatas no implicó mayor problema; el proceso constructivo estuvo constituido por las siguientes etapas: verificación de la profundidad de desplante, excavación manual, habilitado y colocación de cimbra, colocación y limpieza del acero de refuerzo, colocación y vibrado.

de concreto premezclado con ayuda de aditivos y verificando la calidad y resistencia del mismo mediante pruebas de laboratorio, finalmente la colocación del material producto de las excavaciones como relleno.

En la construcción de los cilindros, efectuada con el método tradicional del "pozo indio", la inyección de lodo bentónico en las paredes exteriores del cilindro contribuyó en forma considerable al hincado de estos elementos; este método, aunque incrementó el costo, resultó efectivo.

Por otra parte considero oportuno mencionar que las condiciones del subsuelo muchas veces originan cambios o modificaciones al proyecto, como lo fue en el caso de los cilindros, los cuales tuvieron que ser reforzados con pilotes inclinados, al sufrir desplomes en el momento de su hinca. El proceso empleado en los pilotes fue el más adecuado por tratarse de suelos arcillosos.

En los apoyos principales del puente se requerían elementos de cimentación que proporcionaran mayor capacidad de carga, dado que en estos apoyos se encuentran los mástiles que soportarán el atirantado del puente.

Considero que la elección de cajones de cimentación para estos apoyos fue la más adecuada dadas las condiciones estructurales y del subsuelo.

En cuanto al proceso constructivo quiero agregar que tuvo gran peso el aspecto económico por la necesidad de tener dos frentes de ataque, como se vió, uno por tierra y otro por el río con ayuda de chalanes; este último frente significó un

alto costo por el equipo empleado.

En el apoyo 13 una definición no muy clara de las propiedades y condiciones del subsuelo originaron un sobre costo al proceso constructivo de este elemento debido a que se requirió de una estructura de lastrado para ayudar al hincado del mismo.

Aunque el proceso constructivo empleado para dichas estructuras fue bueno, éste no justifica el sobre costo realizado en todo el proceso; lo que nos conduce nuevamente a reflexionar en la importancia de la interrelación entre el estructurista, el especialista de Mecánica de Suelos y el constructor para evitar estos sobre costos al modificar los proyectos.

BIBLIOGRAFIA

MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
México. 1983.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS

M.J. Tomlinson. Editorial URMO. 1971.

MECANICA DE SUELOS

A. Rico y J. Badillo. Editorial LIMUSA. Tomo II. 1978.

LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES

A. Rico y H. del Castillo. Editorial LIMUSA. Tomo II. 1978

MEMORIA DE EXPERIENCIAS PROFESIONALES

J. Antonio García G. IPN. México. 1983.

CIMENTACION PROFUNDA-PILOTES (MANUAL PRACTICO)

Alejandro Méndez Lecanda. Universidad La Salle.
México. 1982.

APUNTES DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA. FACULTAD DE
INGENIERIA UNAM

- Diseño y Construcción de Cimentaciones. 1983.
- Proyecto y Construcción de Cimentaciones Superficiales.
1978.
- Construcción de Puentes. 1978.
- Diseño y Construcción de Cimentaciones Profundas. 1975.
- Diseño y Construcción de Puentes. 1983.

S.C.T. Normas de Construcción. Tomo III. Obras de drenaje,
estructuras y trabajos diversos. México. 1981.