

111



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES  
PROFUNDAS PARA PUENTES

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
I N G E N I E R O C I V I L  
P R E S E N T A :  
O S C A R R E Y E S J U A R E Z

DIRECTOR DE TESIS:  
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO



México, D.F.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN

2002



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/048/02

Señor  
OSCAR REYES JUÁREZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS PARA Puentes"**

- INTRODUCCIÓN
- I. GENERALIDADES
- II. ESTUDIOS PARA Puentes
- III. DISEÑO GEOTÉCNICO
- IV. DISEÑO ESTRUCTURAL
- V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 4 marzo 2002.  
EL DIRECTOR

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

*A mi madre*

*Alicia Juárez P.*

*Por su incondicional amor y apoyo.*

*A mis hermanos*

*Roberto, Jorge, Mayra y José*

*Por los momentos que pasamos juntos que marcan  
nuestras vidas.*

*A mis abuelos por su cariño*

*A mis tíos por su apoyo*

*A mis primos por la amistad*

*A mi padre Margarito*

*que en paz descansa*

*Dr. Rigoberto Rivera Constantino*

*Por el amable trato, la ayuda y acertada dirección en la  
realización del presente trabajo*

*A los Ingenieros Roberto Avelar López, José  
Antonio Avelar Cajiga y Roberto Avelar Cajiga.*

*Por las facilidades y apoyo brindado para la realización de  
esta tesis.*

*Ing. Ignacio E. Hernández Quinto*

*Ing. José Springall*

*Dr. Roberto Gómez*

*Por el apoyo prestado*

## INDICE

### CAPITULO I GENERALIDADES

I.1.	PUENTES, EVOLUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES EN PUENTES	1
I.1.1.	ÉPOCA PREHISPÁNICA	1
I.1.2.	ÉPOCA COLONIAL	3
I.1.3.	SIGLO XIX	4
I.1.4.	SIGLO XX	5
I.2.	SUELO, SUBSUELO Y SU IMPORTANCIA COMO MEDIO DE SOPORTE	8
I.2.1.	SUELO	8
I.2.2.	ORIGEN DEL SUELO	8
I.2.3.	SUBSUELO	9
I.2.4.	SUBSUELO COMO MEDIO DE SOPORTE	9
I.3.	TIPOS DE CIMENTACIONES EN PUENTES	10
I.3.1.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	10
I.3.2.	CIMENTACIONES PROFUNDAS	11

### CAPITULO II ESTUDIOS PARA PUENTES

II.1.	TOPOHIDRÁULICOS	13
II.2.	HIDROLÓGICOS	14
II.3.	SOCAVACIÓN	15
II.3.1.	SOCAVACIÓN GENERAL	15
II.3.2.	SOCAVACIÓN EN ESTRECHAMIENTOS	16
II.3.3.	SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS	16
II.4.	GEOTÉCNICOS	17
II.4.1.	MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO	17
II.4.2.	MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DIRECTOS	17
II.4.3.	MÉTODOS GEOFÍSICOS	30
II.4.4.	EXTRACCIÓN DE LAS MUESTRAS	33
II.4.5.	CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS	34

<b>CAPITULO III DISEÑO GEOTÉCNICO</b>	
<b>III.1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA UNA CIMENTACIÓN</b>	<b>35</b>
III.1.1. CIMENTACIÓN EN ROCAS	36
III.1.2. CIMENTACIÓN EN SUELOS GRANULARES	37
III.1.3. CIMENTACIÓN EN SUELOS COHESIVOS	43
<b>CAPITULO IV ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	
<b>IV.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN PUENTES</b>	<b>47</b>
IV.1.1. ANÁLISIS GLOBAL	52
IV.1.2. ANÁLISIS LOCAL	52
<b>IV.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN PUENTES</b>	<b>53</b>
IV.2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	53
IV.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA	57
IV.2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA	60
IV.2.4. CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE PUENTES	64
<b>CAPITULO V PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	
<b>V.1. IMPORTANCIA DE UN PROCESO CONSTRUCTIVO</b>	<b>78</b>
<b>V.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; CASO PILAS</b>	<b>78</b>
V.2.1. PERFORACIÓN SIN PROTECCIÓN	79
V.2.2. PERFORACIÓN CON ADEME	81
V.2.3. PERFORACIÓN CON LODO DESPLAZADO	83
V.2.4. EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN COMÚNMENTE UTILIZADO	86
<b>V.3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; CASO PILOTES</b>	<b>94</b>
<b>V.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; CASO CILINDROS</b>	<b>103</b>
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>110</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>113</b>

## INTRODUCCIÓN

**La construcción de obras de gran magnitud en México como el puente Coatzacoalcos II que utilizó en su cimentación pilas y cilindros, es un ejemplo de la utilidad de cimentaciones profundas con excelentes resultados.**

**Las cimentaciones profundas para puentes como pilas, pilotes, cilindros y cajones tienen la función de transmitir las cargas del puente a un estrato resistente, se diseñan y se construyen bajo condiciones que no se tienen en otros proyectos, tal es el caso del fenómeno de socavación.**

**La utilización de pilas y pilotes de cimentación se ha difundido mucho en nuestro medio alcanzándose muy buenos resultados, lo que ha fomentado que se desarrollen mejores diseños y técnicas constructivas más efectivas.**

**Este trabajo tiene como principal objetivo presentar los lineamientos generales más utilizados en la práctica profesional para el diseño y construcción de cimentaciones profundas utilizadas en puentes.**

**En el primer capítulo se hace una reseña histórica de las cimentaciones de puentes construidos en México, además de presentar algunos conceptos importantes que son fundamentales para el desarrollo de los siguientes capítulos.**

**Los estudios requeridos para el diseño y construcción de cimentaciones para puentes se exponen en el segundo capítulo.**

**En el tercer capítulo se exponen los conceptos que involucra el diseño geotécnico de una cimentación profunda.**

**El cuarto capítulo trata sobre el diseño estructural de los puentes, se describen las partes que componen la estructura de un puente, así como las cargas a considerar. El porqué de este capítulo es debido a la influencia de la subestructura y superestructura en el diseño de la cimentación.**

**El último capítulo se refiere a los procedimientos constructivos generalmente utilizados en las cimentaciones de puentes a base de pilas, pilotes y cilindros, sin que éstos pretendan servir como recetas, si no presentar un marco de referencia que permitan a la persona que consulte este trabajo comprender los procedimientos utilizados en cada caso.**

**Es indudable que los procedimientos constructivos dependerán de las condiciones de cada proyecto, y en las cimentaciones profundas no son la excepción, por tal motivo es pertinente considerarlo, sin embargo, el presente trabajo tratará de conjuntar una serie de experiencias y recomendaciones en este tipo de cimentaciones, esto para que el lector comprenda fácilmente dichos procedimientos y tenga un panorama amplio de los procedimientos comúnmente utilizados.**

**La construcción de cimentaciones profundas requieren de un especial cuidado ya que éstas quedan enterradas en el suelo lo cual hace que su mantenimiento y rectificación, en caso de mal comportamiento, resulte difícil de llevar a cabo.**

**La utilización de cilindros en las cimentaciones de puentes ha resultado muy satisfactorio, pero la incertidumbre que presenta el procedimiento constructivo ha provocado que en varios casos no sea factible alcanzar la profundidad de desplante proyectada debido al desplome del cilindro, o bien por la presencia de rocas de gran tamaño que no permitan el desplazamiento vertical del cilindro, lo que ocasiona que no se cumpla con los programas de construcción, incrementando los costos. Por tal motivo la utilización de estos elementos no es muy común en nuestro medio.**

Los temas expuestos en este trabajo como los métodos de exploración, diseño de pilas y pilotes, y los procedimientos constructivos, podrían ser por si solos tema de una tesis, sin embargo, la presentación de cada tema se buscó hacerla de manera sencilla y objetiva, tratando de resaltar la vinculación cada vez más estrecha entre el proyecto y la construcción de la obra.

**CAPITULO I GENERALIDADES**

**I.1. PUENTES, EVOLUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES EN PUENTES**

Para entender el sentido de este trabajo será necesario contestar ¿Qué es un puente?, para un ingeniero los puentes son estructuras que permiten la continuidad de un camino truncado por depresiones, que se encuentran ubicadas a una cota inferior a la de su rodamiento, es decir permite la continuidad del camino, por donde atraviesa un lago, un río, o una cañada, eso con respecto a accidentes naturales, pero hay casos en lo que el obstáculo es algo creado por el hombre, como un camino, una presa, la intersección con las vías del tren, etc.

Definitivamente los puentes son una solución a los problemas que se presentan a los sistemas de comunicación terrestres, como son las carreteras y ferrocarriles. Tal como se mencionó, los puentes sirven para salvar claros debidos a diferencias importantes de desniveles, ocasionados por la orografía del lugar, por lo tanto es fácil comprender que en un país con una orografía tan accidentada como México, la utilización de puentes siempre ha sido de gran importancia.

El desempeño mecánico de un puente origina la concentración intensa de cargas en sus apoyos, resulta evidente que para un conjunto específico de solicitaciones de diseño, entre más amplio sea el claro del puente, mayor será la solicitación de cargas, en base a esto las características de la cimentación a utilizar, deberán permitir el cumplimiento de los requisitos técnicos fundamentales de estabilidad, seguridad y funcionalidad mecánica, los cuales son definidos con un criterio racional y, aplicando los reglamentos y las normas de construcción vigentes en el lugar.

Para definir los procedimientos y programas constructivos es necesario partir de los materiales de apoyo y construcción disponibles, así como las condiciones generales del caso (sitio y acceso a la obra, maquinaria, equipo, etc).

**Evolución de las cimentaciones en puentes**

Se presentará una descripción muy general de los principales puentes construidos en México, con el propósito de comprender el proceso de evolución de sus cimentaciones las cuales son función de los materiales disponibles, de las experiencias obtenidas, y técnicas constructivas desarrolladas.

Para desglosar este proceso de evolución será conveniente dividirlo en épocas que representen una línea de procesos, técnicas constructivas y materiales utilizados en México para la construcción de puentes.

**I.1.1. ÉPOCA PREHISPÁNICA**

Los accidentes naturales como barrancas, ríos, cañadas y pantanos, resultaron en ocasiones un obstáculo para la búsqueda de los satisfactores elementales de los grupos étnicos. ¿Pero como solucionar los problemas que se les presentaban?, para ello inicialmente el hombre observó las soluciones que le proporcionaba la misma naturaleza y, posteriormente las imito, utilizando los materiales que tenían a la mano, un ejemplo es el caso de árboles que al caer sobre el cauce de un río o alguna otra depresión natural, permitía al hombre poder salvar el obstáculo.

Independientemente de las causas el hombre aprovechó la presencia de esos elementos, ya sea utilizándolos directamente, o bien como ya se indicó, imitándolos.

**Una aplicación del ingenio del hombre es la creación de puentes colgantes, éstos hechos por lianas.**

**En la época prehispánica el tránsito era básicamente peatonal, pues no conocían las bestias de carga y arrastre, ni hay evidencia de uso de ruedas para desplazar carga. En esta época, entre los caminos más interesantes en el continente por lo ingenioso de sus soluciones, se encuentran los sacbé (sacbeob) maya, o caminos blancos, que atravesaban llanos y junglas y toda la Península de Yucatán, siendo construcciones de boleos y piedra braza que mantenían un mismo nivel sobre el suelo. Los Mayas no aplicaron lo que hoy se conoce como "arco romano", el cual es un sistema estructural, que permite la utilización de piedras trabajando exclusivamente a compresión para salvar claros. Un sistema similar es el llamado arco maya (llamado también "falso arco"), en el que se tiene una sucesión de piedras en pequeños voladizos.**

**En Palenque, Chiapas, existe un puente de 12m de ancho por 15 de largo, a 3 m sobre la superficie del agua, lo cual es un ejemplo de su utilización.**

**Cuando Hernán Cortés y sus tropas llegaron a la gran Tenochtitlán, quedaron asombrados por la magnificencia de la ciudad, que se encontraba en un islote al centro de un conjunto de lagos. Los cronistas de la Conquista nos relatan que de ese islote salían calzadas en direcciones de los cuatro puntos cardinales, que eran la de Iztapalapa al sur, la de Tacuba al oeste; la de Tepeyac al norte y, la de Texcoco al oriente. Estas calzadas comunicaban a la Gran Tenochtitlán con las orillas de los lagos. La calzada de Iztapalapa era un dique que resguardaba a la ciudad del agua salada, partía del costado sur de la gran plaza central y cruzaba toda la ciudad hasta la orilla del lago, donde estaba el puente Xoloc. Este puente permitía la entrada a la ciudad por el sur, las vigas que lo componían se desmontaban lo cual servía como defensa.**

**Por el lago navegaban canoas entre las poblaciones ribereñas y Tenochtitlan, y entre si, la navegación se guiaba por los sitios más profundos de los lagos. En la zona de intersección con las calzadas y el dique, se construyeron puentes apoyados sobre estacas de madera, a manera de pilotes, para afianzar el terraplen de la calzada y soportar las vigas que eran troncos de árbol.**

**En el interior de la zona urbana las calles eran canales, calles de tierra y calles mixtas. Los canales servían como corredores de infinidad de chinampas y canoas. Casi todas las casas tenían un acceso a alguna acequia así como otra puerta que daba hacia pequeñas callecillas angostas de tierra. Las acequias estaban atravesadas por un sin fin de pequeños puentes peatonales y las chinampas constituían el apoyo para ellos. Las chinampas se construyeron con raíces entrelazadas que forman una especie de "colchón" que flota, sin contacto alguno con el fondo. Ya en su lugar, estas raíces se fijan al fondo del lago con estacas de madera, que con el tiempo enraizan fijándose firmemente al fondo, luego gradualmente se llenan los huecos con capas de suelo que los agricultores ponen en cada cosecha para abonarla, formándose así una masa continua de suelo. Debido a que la mayor parte de la tierra debajo de la chinampa es vegetal, con el paso del tiempo se transforma en turba.**

**Las cimentaciones y apoyos de los primeros puentes en México, el contacto con el suelo era superficial, por tal motivo, resultaban vulnerables a los fenómenos naturales como la socavación y la erosión.**

**Se han encontrado indicios que entre los primeros materiales que se utilizaron para construir puentes había, troncos, ramas y estacas de árboles, lianas, piedras, estuco y barro.**

En el caso de puentes sobre terrenos blandos, se utilizaban cimentaciones a base de estacas de madera rolliza, probablemente similares a los que aún se conservan en el área del Templo Mayor de la Ciudad de México. Como en el reto del mundo, estas cimentaciones eran realizadas empíricamente, lo que implicaba que fueran muy vulnerables a la socavación.

### I.1.2. ÉPOCA COLONIAL

Con la necesidad de construir nuevas obras para la sociedad virreinal impuesta por los españoles y, a causa de la relativa escasez de materiales de construcción, se siguió la práctica de tomar piedra de los caminos, de los diques de contención y de la que había en las construcciones prehispánicas. De hecho, la primitiva catedral de la ciudad de México contó, entre sus cimientos, con bloques de piedra que habían sido el pavimento del recinto del Templo Mayor.

Para extender su territorio de conquista, Hernán Cortés se vio en la imperiosa necesidad de construir caminos y puentes, que primero sirvieron para permitir el paso de grupos de exploración y, con el tiempo, para pasar animales de carga y arrastre. En la primera etapa de la conquista los puentes, debido a su utilización temporal, se construían rústicamente utilizando materiales a la mano, que pudieran ser fácilmente manipulados por las personas.

En el siglo XVII, México ya contaba con una red de caminos, con puentes grandes y con diseños novedosos y llamativos, así como los colgantes donde el viajero era transportado por un columpio que se tendía de lado a lado del obstáculo por atravesar, utilizando cuerdas sujetas a los árboles o a estacas clavadas en las orillas.

Dentro del amplio panorama de obras de puentes que nos presenta el México virreinal, destacan los ejemplos de Puebla, Guanajuato, Querétaro y Guadalupe.

El puente más antiguo de que se tiene noticia en Puebla es el de San Francisco, situado frente al Convento de las Llagas de San Francisco, el cual estaba formado por tres arcos; el central era el mayor, con 4.2m de claro y de alto, por encima es empedrado y con pasamanos de mampostería por ambos lados. Otros puentes de la época virreinal en Puebla son el Nuevo, Amesa, Anico y el de Azcue, entre otros.

En Guanajuato, un puente importante es el de Acambaro, que pasó sobre el río Lerma. Hasta nuestros días se conserva un arco arruinado de lo que fue su estructura base. La cimentación es de mampostería con la forma de una estructura de gravedad.

La construcción de acueductos propiciaba a su vez la creación de magníficos puentes, destacan ejemplos como los del Estado de México, Ciudad de México, Morelia y Zacatecas.

Uno de los acueductos importantes en la Ciudad de México fue el de Belem, que abarcaba casi 4 km, desde los manantiales de Chapultepec hasta la fuente del Salto de Agua, se componía de 904 arcos de mampostería y ladrillo. Los arcos que se conservan en la Av. Chapultepec son la única muestra de lo que quedó de esta magnífica obra.

Una de las construcciones más notables de la época virreinal es el acueducto que une a Otumba con Zempoala. Su construcción tardó 17 años, para el 1571 se llevó el agua a Otumba, conducida por la que se considera una de las obras más monumentales, sólidas y bellas de Latinoamérica. La extensión total era de poco más de 17 km, y la altura de 35.3 m y de ancho 19.6 m. Fue necesario salvar tres enormes barrancas, por medio de igual cantidad de arquerías; la primera en terrenos de la hacienda de Santa Inés Almitépec de 46 arcos; la segunda, de 13; la tercera en Tepeapulco o Tepeyehualco cerca de Zempoala, sobre la barranca "El Papalote", que es la más notable y que ha dado fama a su constructor, de no menos de 67 arcos, con 1059 varas de longitud. La arquería que salva la barranca de Tepeyehualco, es de un poco más de 1000 m de largo y cada arco esta

sustentado por un machón de 2.8 por 2.6 m que teniendo en cuenta la altura del arco principal, resulta una relación de altura a ancho de 5:1, una proporción muy esbelta para una construcción de piedra. El volumen calculado de la mampostería de los arcos formados por piedra basáltica, es aproximadamente de 10000 m<sup>3</sup> con un peso aproximado de 45 000 ton.

La descripción de las anteriores obras nos proporciona un panorama muy general de esta época, de los puentes construidos en México y sus cimentaciones. Debido que las solicitaciones de carga eran relativamente bajas, sus cimentaciones fueron generalmente superficiales y se construyeron de mampostería, formando un bloque de gravedad con suficiente profundidad de empotramiento para desarrollar la capacidad de carga necesaria.

### 1.1.3. SIGLO XIX

Al concluir la época de las contiendas civiles y las guerras contra las intervenciones extranjeras, México inicia su vida independiente en la primera mitad del siglo XIX, con una fuerte depresión económica que afectó de gran manera las posibilidades de construcción de infraestructura lo cual limitó la amplitud de la red de las vías de transporte, necesarias para facilitar la reactivación económica como nación. No obstante se hicieron algunos puentes en diversas ciudades del país, utilizando los tradicionales arcos de cantera de la Época Virreinal, y a base de vigas apoyadas sobre mampostería.

En la Ciudad de México en particular, para la construcción se disponía de materiales como piedra brasa la cual se extraía de los cerros de Culhuacán, Chapultepec y de la cantera de Chilula; cal y arena se obtenían de las Lomas de Becerra; y ladrillos provenientes de la ladrillera del Peñón y de Santa Julia. De este modo la concepción mecánica de los puentes incluyendo su cimentación, estuvo basada en esos materiales disponibles y en el conocimiento adquirido mediante prueba y error, así como por sentido común e intuición respaldados por una gran tradición constructiva.

La introducción de las rutas ferroviarias del país, se inició en 1837, con la concesión a Francisco de Anillaga para construir la primera línea férrea de México a Veracruz. Alrededor del 1860, contaba ya con varios puentes, pero de acuerdo con el informe de obras públicas, sólo el de Texmelucan y el de México recibieron esa categoría. En una crónica del siglo pasado se relata que se construyeron 10 viaductos, 358 alcantarillas de varias especies, 55 puentes de hierro y 93 puentes de madera, estos últimos con el tiempo fueron sustituidos por otros más resistentes de hierro.

El de mayor tamaño entre ellos era el de la Soledad con una longitud de 228 m, tenía dos carriles sobrepuestos. Por el superior pasaba la vía del ferrocarril y por debajo de éste la carretera. Sus apoyos eran de madera y sus columnas estructurales ubicadas en el cause del río se hicieron con forma hidrodinámica para aminorar los estragos de la socavación, otro puente relevante en esta línea es el puente Metiac con una longitud de 137 m levantado en curva, siendo de los más notables y hermosos de la línea (Foto 11).

En un informe de obras públicas de 1856-1957 quedó registrada la celebración de un contrato con el Ingeniero Francisco Garay, en abril de 1853, para la construcción de un puente sobre el Río del Plan, ya que el que existía estaba destruido, este nuevo puente se haría de mampostería de piedra por decisión del gobierno, a pesar de la sugerencia de ingeniero Garay de que se hiciera de hierro.

En el camino de Amozoc a Veracruz, por Orizaba en esa época ya se había construido el puente de Las Ánimas. La mayoría de los puentes que se ejecutaron en esta época fueron cimentados principalmente usando materiales como cascajo, piedra, arena, cal, madera y, ocasionalmente el hierro.

En el siglo XIX ya se tenía la infraestructura básica para una red ferroviaria, con estructuras industriales, con base en el uso del acero pero se conserva por otro lado, la construcción a base de mampostería de piedra típica de épocas anteriores.



Foto I.1. Puente la Metlac

Para fines del siglo XIX estaban concluidas las rutas México Veracruz, Veracruz Medellín, Veracruz Jalapa, México Tlalnepantla, y las rutas urbanas de Córdoba y Distrito Federal. Debido a que los puentes tenían que soportar una mayor intensidad de cargas, las cimentaciones se proyectaban para resistir más, lo cual se conseguía utilizando empíricamente mayores anchos y profundidades de desplante para los apoyos.

En lugares como barrancas o cortes, en donde se construiría una cimentación era relativamente más fácil determinar la profundidad aproximada del manto rocoso por el propio afloramiento de la roca. Con el fin de determinar donde se encuentra el terreno duro que sirva para soportar una cimentación era necesario mediante herramienta manual cavar un pozo a cielo abierto, donde las condiciones del terreno lo permitieran. Ocasionalmente esta actividad se complementaba clavando estacas grandes de madera hasta que los suelos blandos o sueltos lo permitieran. Con estas técnicas rudimentarias de exploración Geotécnica y la aplicación de amplio sentido común, se iba generando experiencia en la construcción de las cimentaciones

#### I.1.4. SIGLO XX

Debido a los estragos de la revolución mexicana, las carreteras y puentes se encontraban en un deplorable estado y la mitad de los puentes fueron prácticamente destruidos. Además, los caminos fueron utilizados para transportar cargas cada vez mayores, se registró un aumento en vehículos automotores y, comenzaron a circular los primeros ómnibus de servicio público.

En 1912 se creó la Inspección de Caminos, Carreteras y puentes, y se hicieron estudios para mejorar los principales caminos de país.

En 1925 el Presidente Plutarco Elías Calles creó la Comisión Nacional de Caminos que tenía la misión de formular las especificaciones que debían regir en la construcción de carreteras, y cuya pretensión inmediata consistió en reparar la red destruida.

En Europa al inicio de la tercera década del siglo XX, el estudio de del terreno y las cimentaciones se establece como ciencia formal de la Época Moderna a partir de la publicación del libro Erdbaumechanik (Mecánica de Suelos) de Karl Terzaghi, en el que se plantea la expresión de la capacidad de carga de las cimentaciones y se estudian los factores que en ellas inciden, lo cual presenta un avance en la concepción Geotécnica formal de las cimentaciones en general.

En México en 1926 se Publicó el Reglamento de la Ley de Caminos y Puentes. Ese mismo año se declara que el estudio, construcción, conservación y explotación de los caminos y puentes era de exclusiva competencia del gobierno federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP).

Los principales materiales utilizados en la construcción de puentes en este siglo, fueron mampostería, concreto, vanillas y viguetas de acero, con resistencia a la ruptura cada vez mayor. Las cimentaciones fueron construidas a base de estribos y columnas de mampostería o caballetes de concreto reforzado, cimentados por superficie.

En los años siguientes de la formación de la Comisión Nacional de Caminos, se introducen nuevas técnicas y maquinaria hasta esa época desconocida en México. Para 1930 empieza a difundirse el uso de concreto reforzado en la construcción de los puentes en México.

En esta década en México comienza aplicarse más frecuentemente las técnicas de exploración geológica y muestreo directo para conocer los materiales del subsuelo, para poder hacer una mejor identificación del terreno y así poder inferir la cimentación más conveniente al sitio de construcción.

Sin duda el principal material de construcción para puentes y cimentaciones durante el siglo XX fue el concreto hidráulico. Las propiedades y costo que ofrecía el concreto reforzado permitieron que poco a poco los puentes de hierro de las carreteras y de los ferrocarriles se sustituyeran por estructuras de concreto reforzado, más resistentes al intemperismo y fácil de fabricar.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes fue pionera en la instalación de laboratorios de control de calidad de los materiales y para la implantación de las normas de construcción lo cual incide favorablemente en el desarrollo de las cimentaciones. El uso de cemento en la construcción de puentes es común desde 1940, a finales de esa década se introdujo el concreto presforzado.

La realización de los estudios geotécnicos previos para el proyecto de puentes en México se inició en el Departamento de Investigaciones Técnicas y Laboratorios de la SCOP, a mediados de la década de los 40, y se aplicaron para convertir los puentes provisionales en definitivos. Por esa misma época comenzó a difundirse el uso de los cilindros de cimentación hincados por el Método de Pozo Indio, en lugares donde las condiciones hidráulicas del terreno dificultaban la tradicional excavación a cielo abierto. El puente Martínez de la Torre, en el estado de Veracruz, fue uno de los primeros donde se aplicó esta técnica.



Foto 1.2. Puente con cimentación a base de cilindros.

A mediados del siglo XX se produjeron ya los cementos resistentes a los sulfatos, con los cuales se realizan cimentaciones más resistentes al intemperismo, en particular, en ambientes agresivos.

En términos generales, después de la segunda guerra mundial llegó a México, gradualmente, maquinaria de construcción nueva y moderna que sirvió para optimizar los recursos y procesos. En las últimas décadas del siglo XX, se desarrolló, con particular intensidad, el uso de pilotes de tubo metálico.

Las pilas coladas en sitio se utilizaron en la construcción de cimentaciones de puentes en los años de 1970 a 1979. Al principio se utilizaron en puentes urbanos, debido a las dificultades del traslado de la maquinaria de perforación. Con el tiempo la aplicación generalizada de la maquinaria, produjo que los trabajos se realizaran con mayor rapidez y seguridad y con mejores beneficios económicos.

## RESUMEN

La utilización de las cimentaciones rústicas de los puentes prehispánicos, en la que se desarrolló una noción empírica de su funcionamiento y de su procedimiento constructivo, hasta la cimentaciones de los puentes actuales, para las que se sigue toda una metodología, la solución de las cimentaciones ha estimulado el desarrollo de equipos y procedimientos constructivos apropiados, además ha propiciado la investigación de los factores de los que depende su correcto funcionamiento geotécnico, estructural e hidráulico. La búsqueda del correcto funcionamiento de los puentes ha propiciado el desarrollo de especialidades de la ingeniería, las cuales resultan fundamentales para que estas obras sean funcionales, seguras, económicas y estéticas. Dichas especialidades son:

- Ingeniería Geotécnica. Tiene como objetivo el estudio del subsuelo, el cual definirá el diseño geotécnico de la cimentación.
- Diseño Estructural. Se encarga del diseño estructural del puente, basado en el estudio del subsuelo, las cargas y los claros por salvar.

- **Ingeniería de Ejecución.** Es la que se encarga de realizar la obra tomando en cuenta las características del suelo, las especificaciones del proyecto y su ubicación, con lo cual seleccionará el procedimiento constructivo, el personal y el equipo adecuado.

Debido a las características de los suelos se han desarrollado métodos muy ingeniosos, por ejemplo, en terrenos en los que se intenta salvar un cause de un río y cuyo subsuelo se encuentran generalmente constituido por boleos, es factible incrementar su capacidad de carga inyectando una lechada de agua-cemento. Este procedimiento comúnmente utilizado por los países europeos se conoce como jet grouting.

Una aplicación de este método es la que se da en suelos que contengan boleos y exentos de una matriz de finos, formando pilas de cimentación con el propio material del sitio. Se lleva a cabo con perforaciones de diámetro de 15 cm, con separación de 45 cm centro a centro, localizadas en la circunferencia de un círculo de 2 m de diámetro, introduciendo en cada perforación varillas de 1½" de diámetro e inyectando una lechada de agua-cemento. Antes del fraguado, se debe continuar inyectando un mortero de agua-cemento-arena, a fin de sellar las perforaciones. El procedimiento jet grouting es explicado ampliamente en la referencia 1.

## **I.2. SUELO, SUBSUELO COMO MEDIO DE SOPORTE**

### **I.2.1. SUELO**

El suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, con organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En la dirección vertical generalmente las propiedades cambian mucho más rápidamente que el horizontal.

La palabra "suelo" representa distinto significado, ya que la interpretación varía según con los intereses del profesante. En mecánica de suelos la palabra suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidos de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablandan fácilmente por la acción de la intemperie. El agua de poro juega un papel fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, por lo que debe considerarse como parte integral del mismo.

### **I.2.2. ORIGEN DEL SUELO**

La corteza terrestre es atacada por el aire y agua, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Los mecanismos de acción se pueden incluir en dos grupos; desintegración mecánica y descomposición química.

La desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas o grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Debido a estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o gravas y sólo en casos especiales arcillas.

La descomposición química es la acción de agentes que atacan a las rocas alterando su composición mineralógica o química. El principal agente es el agua, y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación, los efectos químicos de la vegetación influyen en este proceso. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas importantes en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas más gruesas.

**En los desiertos la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual predomina en esa zona la desintegración mecánica.**

**El origen de los suelos es resultado de una gran variedad de factores y al hombre sólo le toca manejarlo tal como la naturaleza se lo presenta. En la referencia 2 se explica ampliamente el origen y formación de los suelos.**

### **I.2.3. SUBSUELO**

**A las capas inferiores del suelo se le conoce como subsuelo, éstas han sufrido diferentes grados de desintegración mecánica o descomposición química y ahora se encuentran compactados o consolidados.**

**La Mecánica de Suelos se encarga del estudio del subsuelo, con el propósito de definir su comportamiento mecánico lo cual es fundamental para el ingeniero constructor de cimentaciones profundas, para ello ha definido como estratos a las capas que conforman el suelo, estas capas varían en espesor y profundidad, contenido de agua, minerales, grado de intemperización, lo cual hace que el comportamiento mecánico sea diferente.**

**Una vez identificados y definidos los estratos que conforman el subsuelo, a su conjunto se le conoce como perfil estratigráfico, donde se deben conseguir las características mecánicas e índice de cada estrato que conforma el subsuelo de una manera gráfica.**

### **I.2.4. SUBSUELO COMO MEDIO DE SOPORTE**

**Los puentes como las demás estructuras, se dividen principalmente en tres partes, en cimentación, subestructura y superestructura, las cuales tienen diferentes funciones y características.**

- **Cimentación:** Es la parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas de la estructura al suelo, por lo tanto le brinda estabilidad y apoyo a la superestructura. Esta se encuentra por debajo del nivel del terreno natural.
- **Subestructura:** Sirve para transmitir las cargas de la superestructura y de la misma subestructura a la cimentación.
- **Superestructura:** Esta tiene como función cumplir con las necesidades para las que fue construida la estructura. Se encuentra por arriba del nivel natural de tierras.

**Para un ingeniero es de gran importancia conocer el medio donde sustentará sus construcciones, en el caso de las cimentaciones profundas, este medio es el subsuelo, por tal motivo es necesario tener la mejor información posible sobre éste.**

**Cuando la carga total de una estructura que se pretende apoyar sobre un suelo, es mucho mayor que la capacidad de carga del mismo, es necesario buscar un estrato a mayor profundidad que sea capaz de soportar las cargas solicitadas.**

**Se llama cimentación profunda a la subestructura que requiera alcanzar grandes profundidades para ser apoyadas en el estrato que proporcione la capacidad de carga adecuada.**

**El correcto funcionamiento de la estructura, dependerá en gran parte del comportamiento conjunto de la cimentación con el subsuelo.**

### 1.3. TIPO DE CIMENTACIONES EN PUENTES

Es inevitable que todas las obras de ingeniería deben apoyarse de un modo u otro en los materiales que constituyen la parte superior de la corteza terrestre, y la cimentación es la parte de la estructura que se encargada de transmitir las cargas al medio que la sustentará. Los tipos de cimentaciones para puentes se pueden dividir en dos grupos: superficiales y profundas. A continuación se describen los dos tipos de cimentaciones y sus características principales, sin perder el objetivo principal de este trabajo el cual está encaminado al diseño y construcción de cimentaciones profundas.

#### 1.3.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Una cimentación se llama superficial, cuando la profundidad de desplante del cimiento es entre una y una y media veces su ancho, además de que es despreciable la fricción por contacto lateral del cimiento con el terreno.

En el caso de los puentes una cimentación es superficial si se puede tener acceso directo a ella, y para su construcción es suficiente una excavación a cielo abierto, aun cuando el nivel de desplante de la cimentación se encuentre a gran profundidad.

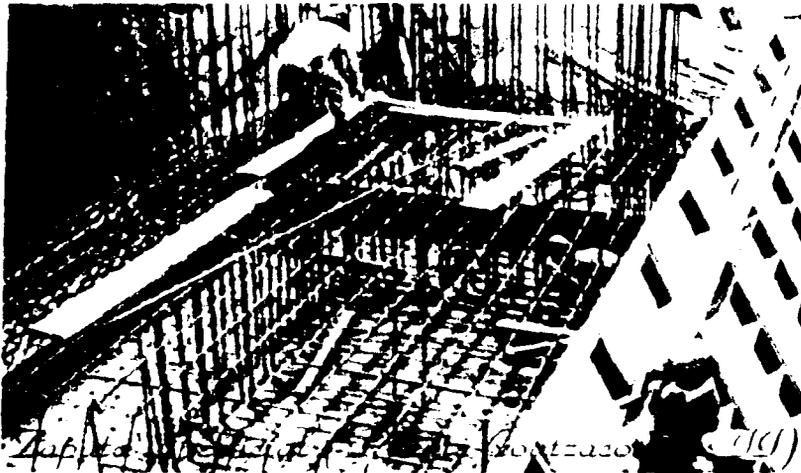


Foto 1.3. Cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones superficiales son adecuadas en terrenos rocosos o en suelos altamente resistentes. Su utilización es muy atractiva por los costos relativamente bajos para su construcción.

En casos en los que se tenga un terreno resistente que permita apoyar la zapata a profundidades someras, los criterios para determinar el nivel de desplante quedan definidos por la prevención necesaria a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua y por el ataque erosivo a las márgenes. Bajo estas consideraciones no sería conveniente desplantar la cimentación a profundidades menores de 2 m. Otra consideración que sirve para fijar el nivel de apoyo, es la posibilidad de que existan oquedades o cavernas de manera natural o bien por la presencia de ductos, colectores, etc.

La profundidad de desplante sirve como protección para el elemento estructural al intemperismo atmosférico, aumenta la capacidad de carga y favorece a la resistencia a esfuerzos laterales.

### **I.3.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS**

Se utiliza para transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a los estratos más profundos hasta el nivel de apoyo. La justificación de esta cimentación se basa en que el terreno no permite cumplir con los requerimientos de capacidad de carga y deformaciones para una cimentación superficial.

Este tipo de cimentación la constituye elementos como pilas, pilotes, cilindros y cajones. En la referencia 3 se exponen algunos puentes representativos.

#### **Pilas**

Las pilas son elementos de concreto reforzado, los cuales se construyen dentro de una excavación previamente realizada en el terreno. Los diámetros de este elemento generalmente quedan comprendidos entre 60 cm y 3 m.

Las pilas pueden clasificarse en dos tipos debido a sus diferencias constructivas:

- I. Las que se construyen con un ademe metálico el cual se va hincando conforme se realiza la perforación, éste sirve de molde y puede ser o no recuperable. Una de las ventajas del ademe metálico es que permite la inspección directa del terreno durante la excavación y un control más cuidadoso durante el colado. Por tal motivo en ocasiones es preferible este tipo de ademe.
- II. Las que se construyen por vaciado directo del concreto en la perforación previamente ejecutada, por lo que el terreno sirve como cimbra. Las pilas que son coladas sin ademe suelen ser más baratas, pero su utilización esta limitada a formaciones de suelo en que las paredes de la excavación se mantengan estables en toda la profundidad del colado.

#### **Pilotes**

Los pilotes son elementos de concreto reforzado que se prefabrican fuera del terreno, para luego hincarse en él. Son de diferentes longitudes y secciones. Por lo general el diámetro de los pilotes es de 30 a 60 cm.

La utilización de los pilotes de madera, debido a su corta vida útil, se restringe para obras provisionales.

Los pilotes mixtos utilizando concreto y acero son recomendables para alcanzar grandes profundidades, ya que con una punta de acero de 1 a 2 m de longitud de sección "H", los hace muy efectivos.

Los métodos utilizados para hincar los pilotes son por presión, por percusión y por vibración:

- I. Hincado por presión, no es práctico en los proyectos de puentes, por las grandes presiones que se requieren.
- II. Hincado por percusión, o impacto; este puede ejecutarse utilizando:
  - Martillo de caída libre, consiste en una masa golpeadora metálica, sujeta por un cable de acero, accionado por un malacate, que lo levanta y lo deja caer sobre el capuchón del pilote.
  - Martillos de aire comprimido o de vapor, presentan serias dificultades para su transporte y maniobra, debido a las grandes dimensiones y pesos de las calderas requeridas.
  - Martillo diesel de combustión interna, estos son los más utilizados debido a su mayor eficiencia y fácil manejo, con respecto a los demás.

- III. El hincado por vibración consiste en excitar el pilote utilizando un vibrador pesado de frecuencia controlada formada por una masa estática con un par de contrapesos excéntricos y de rotación contraria.

**Pilotes de concreto presforzado**

Este tipo de pilotes antes de ser hincados se le aplica un esfuerzo constante de compresión, con el propósito de eficientar su funcionamiento mecánico, ya sea en el proceso de hincado o durante la vida útil en el interior del terreno. Son de diferentes longitudes y los anchos comunes de fabricación están entre 30 y 60 cm, siendo de sección cuadrada, hexagonal, octagonal o circular. Dependiendo de las cargas a las que vayan estar sometido, se selecciona las características del acero a tensión.

**Cilindros y cajones grandes de cimentación**

Estas cimentaciones consisten en elementos de concreto reforzado de sección transversal cilíndrica, rectangular, elipsoidal o similar, los cuales son huecos al centro de la sección. Para lograr su correcta colocación es necesario utilizar las técnicas apropiadas de excavación. La profundidad máxima alcanzada por estos elementos ha sido de 65m.

## **CAPITULO II ESTUDIOS PARA PUENTES**

A continuación se describen los estudios requeridos que proporcionarán la información necesaria para lograr el buen diseño y construcción de un puente.

### **II.1. TOPOHIDRÁULICOS**

Estos estudios proporcionarán las características topográficas de la zona de cruce del puente, es decir se obtendrá la sección transversal, longitudinal y la planta general del lugar. Para lograr esto es necesario realizar algunos trabajos los cuales se dividen en trabajos de campo y de gabinete (Tomado de la referencia 4).

#### **TRABAJOS DE CAMPO**

1) Trazo del eje de camino.

Se procede a colocar unas señales que permitan identificar el eje del camino original sobre la zona de cruce.

2) Nivelación

Consiste en la nivelación del trazo del camino en la zona de cruce, con esto obtendremos el perfil de construcción.

3) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación.

La poligonal de apoyo servirá para obtener la configuración topográfica en la zona de cruce, se trata de una poligonal abierta la cual se ubica normal al cruce.

4) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo

Esto nos proporcionara la forma y pendiente del fondo del cause en la zona de cruce, además se recaba información oral sobre niveles, perfil del agua en avenidas, lo que conduce a la obtención de la pendiente hidráulica.

5) Obtención de secciones hidráulicas auxiliares.

La obtención de las secciones hidráulicas auxiliares proporciona un mayor conocimiento del comportamiento hidráulico del río, estas secciones se determinarán aguas arriba y abajo de la zona de cruce.

#### **TRABAJOS DE GABINETE**

1) Cálculo en las libretas.

Calcular las cotas de perfil del eje del camino, del eje de la poligonal de apoyo, de la pendiente del cauce y de las secciones hidráulicas.

2) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.

Se representa el terreno sobre el eje del camino, además se indican datos de curvas horizontales y verticales, puntos claves del trazo, rumbo astronómico calculado, longitud de los tangentes, bancos auxiliares, datos de estaciones cerradas, así como las elevaciones de los niveles de agua en el cauce.

Se realiza un perfil detallado del cruce, en el cual se ubica la localización de los sondeos.

3) Dibujo de la planta general y detallada

En la planta general se dibujan las curvas de nivel a cada metro, identificando claramente el trazo con cadenamiento a cada 20 metros y con los puntos principales de éste, además se indica el rumbo astronómico y su relación con el rumbo magnético (ángulo que forman), la dirección del flujo y destinos del camino en estudio. Generalmente se utiliza una escala de 1:500.

En la planta de detalle las curvas de nivel se localizan a cada medio metro, en la que se utiliza generalmente una escala de 1:200, de la misma forma que en la planta general se incluyen datos de curvas y tangentes, así como bancos de nivel.

**4) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.**

Es el perfil del fondo del arroyo en el cual aparecen cadenamientos a partir del cruce hacia aguas arriba y aguas abajo, indicándose con ejes las secciones auxiliares. En el perfil se incluyen la pendiente hidráulica debido al NAME, además de la pendiente geométrica del fondo del cauce.

**5) Informes complementarios.**

a) Informe General. En este informe se hace una descripción del río en estudio, así como la existencia de obras hidráulicas que permitan regular el flujo, datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje.

b) Informe para proyecto del puente.

El informe contempla los siguientes datos:

**Datos de localización.-** Incluye tramo, kilometraje, origen, esviajamiento, descripción y elevación del banco y observaciones complementarias.

**Datos hidráulicos.-** Contempla las elevaciones de los niveles de aguas máximas, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua, gasto hidráulico, velocidad del flujo, materiales de arrastre, frecuencia y duración de crecientes, cauce estable o divagante, existencia de socavación o depósito, posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas; también se incluye la longitud del claro y espacio vertical libre necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes, en caso de existir puentes cercanos describir su funcionamiento y fecha de construcción.

**Datos hidrológicos.-** Contiene características de la cuenca como área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc. Además se incluye la pendiente media del cauce, distribución de la vegetación, región hidrológica a la que pertenece la cuenca así como información de la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.

**Datos de cimentación.-** Proporciona las características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce.

**Datos de construcción.-** Permite conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de acarreo de los materiales utilizados en la construcción.

**Datos de tránsito.-** Contiene información como el ancho de la corona a la entrada y salida del puente, ancho de carpeta asfáltica, la propuesta de la calzada del puente, tipos de vehículos y la necesidad de banquetas para peatones.

**c) Informe fotográfico.**

Consiste en una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares. Las fotografías del cruce y secciones hidráulicas auxiliares vistas desde la margen derecha e izquierda además de fotografías panorámicas.

**II.2. HIDROLÓGICOS**

Los estudios hidrológicos permitirán determinar el gasto de diseño, con el método de lluvia-escurrimiento, utilizado para cuencas pequeñas, áreas del orden de 25 km<sup>2</sup>. En el caso de contar con estaciones de aforo, generalmente en grandes cuencas, se aplican métodos estadísticos.

En México en el análisis hidrológico el periodo de retorno considerado varía entre 30 y 100 años, dependiendo de la importancia de la obra y el riesgo de falla aceptado.

La confiabilidad de los estudios hidrológicos dependerá de la información disponible sobre la cuenca.

La elección del gasto de diseño de la obra se elige indistintamente entre el obtenido con el estudio topohidráulico o con el hidrológico, dependiendo del grado de confiabilidad de cada uno de ellos.

### II.3. SOCAVACIÓN

En el caso de puentes que atraviesan cauces existe el problema de la erosión en el fondo del cauce llamada socavación, esta puede ser de tal magnitud que alcance la base de la cimentación y ocasione el colapso de la estructura.

Es muy importante elegir adecuadamente la profundidad de desplante de la cimentación ya que se puede presentar la socavación tal que alcance la base de la cimentación o en el caso contrario desplantar la cimentación a una profundidad muy exagerada, al desconocer la profundidad de la socavación lo que ocasionaría un costo excesivo en la cimentación.

En la cimentación de los puentes se puede presentar diferentes tipos de erosión en el cauce:

- 1) Socavación General.
- 2) Socavación en Estrechamientos.
- 3) Socavación Local.

Se evita el cruce en curvas por lo que no se considera la socavación en curvas.

#### II.3.1. SOCAVACIÓN GENERAL

Es el descenso del fondo del cauce producido por una avenida, donde la capacidad de arrastre de la corriente es mayor.

Para el cálculo de la socavación general en cualquier sección del río se recomienda aplicar el criterio Lischtvan Lebediev.

Este método se fundamenta en considerar que el gasto unitario permanece constante durante la erosión en cada franja de la sección. Clasifica la corriente de acuerdo con los cauces de los ríos y los materiales con que están formados:

- 1) Forma del cauce principal definido o indefinido.
- 2) Material del fondo del cauce cohesivo o no cohesivo.
- 3) Distribución del material homogéneo o heterogéneo.

El criterio para determinar la erosión considera que cuando se presenta una avenida la velocidad de la corriente aumenta considerablemente, teniendo lugar el arrastre de las partículas del fondo del cauce, por lo que aumentará el área hidráulica, con lo que disminuirá la velocidad de la corriente pero si esta velocidad es aun suficiente para el arrastre de las partículas, aumentará el área hidráulica. Esto se presenta hasta que la velocidad de la corriente ( $V_c$ ) es menor que a la velocidad erosiva ( $V_e$ ).

La determinación de la velocidad erosiva se expone con mayor amplitud en la referencia 5.

Existe otro criterio menos complicado que el de Lischtvan-Lebediev, como el método de Kennedy en el que la velocidad erosiva esta dada por la siguiente expresión:

$$V_e = md^{0.64} \quad (II.1)$$

donde:

- $V_e$  Velocidad erosiva, en m/s.  
 $d$  Tirante de agua, en m.  
 $m$  Factor que depende del tipo de material en el fondo del cauce.

Los valores de  $m$  se pueden considerar.

$m = 0.437$  para arenas finas.

$m = 0.658$  cuando hay presencia de cantos rodados.

$m = 0.520$  para gravas y arenas.

### II.3.2. SOCAVACIÓN EN ESTRECHAMIENTOS

Este tipo de socavación se presenta por el aumento en la capacidad de arrastre de las partículas, debido al incremento de la velocidad de la corriente provocada por el estrechamiento de la sección transversal del cauce por la presencia de pilas estructurales. De esta forma se presentan dos cambios en la corriente

- a) Cambio de la velocidad del cauce principal y durante las avenidas.
- b) Cambio en la superficie libre del agua hacia aguas arriba y hacia aguas abajo del puente.

### II.3.3. SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS ESTRUCTURALES

La presencia de pilas estructurales en un cauce modifica las condiciones hidráulicas del mismo, aumentando la socavación, por lo que es de gran importancia conocer la profundidad a la que puede llegar este efecto erosivo. Los estudios realizados hasta la fecha marcan los siguientes parámetros que tienen influencia en este fenómeno:

- a. PARAMETROS HIDRAULICOS.
  - Velocidad media de la corriente.
  - Tirante frente a la pila estructural.
  - Distribución de velocidades.
  - Dirección de la corriente respecto al eje de la pila.
- b. PARAMETROS DE FONDO.
  - Diámetro de los granos.
  - Distribución granulométrica del material del fondo.
  - Forma de los granos.
  - Grado de cohesión o cementación.
  - Peso específico sumergido.
  - Estratificación del subsuelo.
- c. PARAMETROS GEOMETRICOS DE LA PILA ESTRUCTURAL.
  - Ancho.
  - Relación largo - ancho.
  - Perfil de la sección horizontal.
- d. PARAMETROS DE LA UBICACIÓN DEL PUENTE.
  - Contracción de la sección del cauce.
  - Forma del río en planta.
  - Obras de control de gastos que se haya construido aguas arriba y aguas abajo.

Uno de los criterios más utilizados para valuar la socavación local en pilas es el método de la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, el cual se desarrolla ampliamente en la referencia 5.

## II.4. GEOTÉCNICOS

### II.4.1. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Es de suma importancia obtener el perfil estratigráfico, así como las propiedades índice y mecánicas del subsuelo en que se realizará una cimentación, actividades que resultan imprescindibles cuando se trata de una cimentación profunda, ya que cuanto mejor se conozca el subsuelo del lugar donde apoyará la cimentación, su diseño y procedimiento constructivo serán más racionales. Debido a lo anterior se puede resaltar la importancia de los programas de exploración y muestreo.

A continuación se presentarán los métodos de exploración y muestreo más utilizados en nuestro medio.

**Sondeos exploratorios:**

- Pozo a cielo abierto
- Prueba de penetración estándar
- Tubo de pared delgada
- Tubo de pared delgada dentado
- Barril Denison

**Sondeos de exploración indirectos**

- Cono eléctrico o mecánico
- Métodos geofísicos
  - a) Geosísmicos
  - b) Geoléctricos

### II.4.2. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DIRECTOS

#### II.4.2.1. Pozo a cielo abierto

Este método permite observar directamente las características estratigráficas del suelo, además se pueden extraer muestras alteradas e inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es aplicable en cualquier tipo de suelo. Se trata de un método de exploración poco profundo.

La excavación se puede realizar con herramienta manual o maquinaria perforadora.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la aplicación de este método, en un caso particular son: 1) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, 2) tiempo y costo de ejecución, 3) que el nivel freático sea profundo.

#### II.4.2.2. Prueba de penetración estándar

Se trata de un sondeo exploratorio que se puede realizar a gran profundidad. Esta prueba permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo mediante correlaciones empíricas con el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas que permitan identificar los estratos de suelos atravesados, es decir, determinar sus propiedades índice, como son el contenido natural de agua, los límites de consistencia, etc.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en el que en el muestreo inalterado es casi imposible.

### *Equipo*

El Penetrómetro estándar es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la Fig. II.1; el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. La válvula que se encuentra en la cabeza del muestreador, permite la salida del azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo. La válvula que se observa en la Fig. II.2, se introduce desde la superficie una vez hincado el muestreador, esta válvula permite usar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves lográndose un muestreo más limpio.

Equipo auxiliar:

- a) Columnas de barras. Estas columnas de barras de acero son de un diámetro, AW o BW. De las cuales son preferibles las BW, por sufrir menos pandeo. En la parte inferior de las columnas se coloca el penetrómetro.
- b) Martinete golpeador. Se encarga de hincar el penetrómetro, con impactos de una masa de 64 kg y 75 cm en caída libre. En la Fig. II.3 se muestra el arreglo convencional de este sistema, además del llamado martinete de seguridad, cuyo uso se ha extendido mucho.
- c) Cabeza de gato. Es un malacate de fricción que se encarga de levantar el martinete a su altura de caída, empleando un cable de manila de  $\frac{3}{4}$  pulg. Para sostener el cable es necesario un tripié o una torre equipados con una polea.

La información y figuras son obtenidas de la referencia 6.

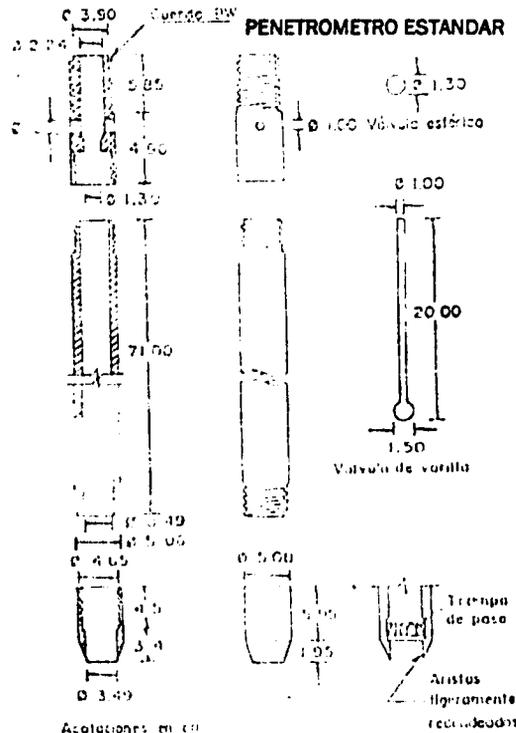
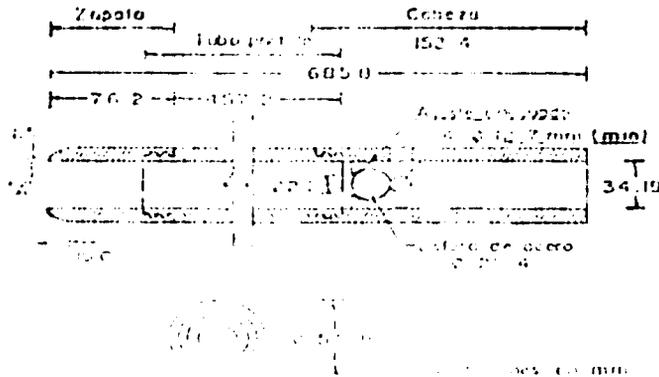


Fig. II.1 Penetrómetro estándar



NOTA:

- a) El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor.
- b) Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas.

Fig. II.2 Penetrómetro estándar.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

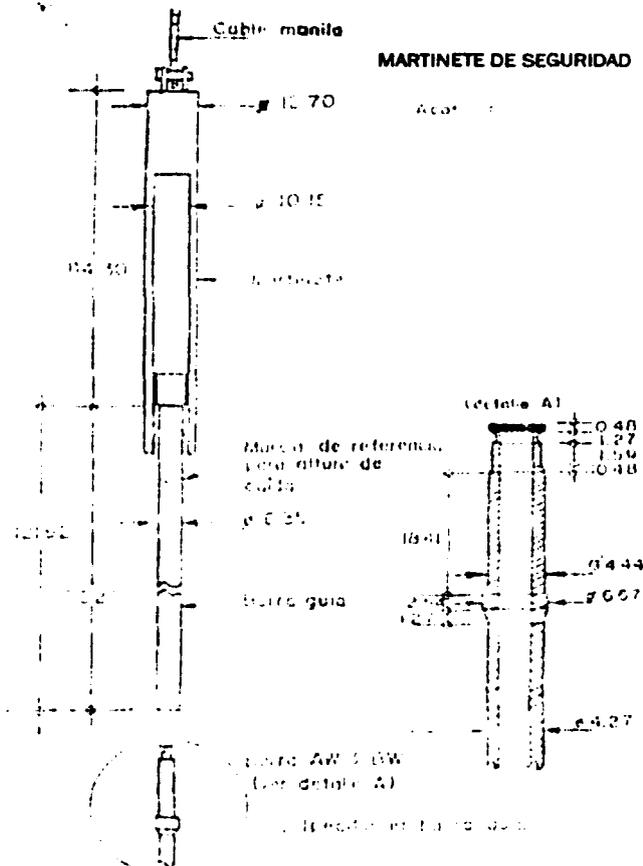


Fig. II.3 Martinete de seguridad.

#### Desarrollo de prueba

Esta prueba consiste en hincar el penetrómetro 60 cm con el martinete de 64 kg, dejándolo caer desde 75 cm de altura. Se cuenta el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios, lo cual se adopta como una medida de la resistencia a la penetración estándar.

En el caso de que el número de golpes llegue a 50, y el penetrómetro ya no avance, se suspenderá la prueba.

Debe vigilarse que la altura de caída del martinete sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para evitar la fricción en la caída libre.

Cuando se termina una prueba se procede a perforare el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad donde se realizará la siguiente prueba; se recomienda un diámetro de perforación de 10 cm.

Las muestras deberán colocarse en frascos o bolsas herméticas, las cuales deben mantener constante su contenido de agua. La información debe recopilarse en un registro.

#### Resultados.

Las muestras alteradas que se obtienen de este método, sirven para identificar los estratos y sus propiedades índices.

Los resultados de la prueba de penetración (valor de N) en función de la profundidad, permiten establecer la resistencia relativa de los suelos encontrados.

Barra	Diám ext, en cm	Diám int, en cm	Peso, en kg/m	Recomendable en sondeos
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15m
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m

Tabla II.1. Barras de perforación.

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	<2	2-4	4-8	8-15	15-30	> 30
q <sub>u</sub>	<0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

q<sub>u</sub> resistencia a la compresión simple, kg/cm<sup>2</sup>

Tabla II.2. Correlación entre N, q<sub>u</sub> y consistencia relativa del suelo cohesivo.

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

Tabla II.3. Correlación entre compacidad relativa de arena y número de golpes (N).

#### II.4.2.3. Tubo de pared delgada

El tubo de pared delgada, también conocido como tubo shelby, permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Esta técnica debe aplicarse selectivamente para proporcionar al laboratorio especímenes, a partir de los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle, como en el caso de una cimentación profunda. En la Fig. II.4 Y Fig. II.5 se presentan un esquema del muestreador de pared delgada.



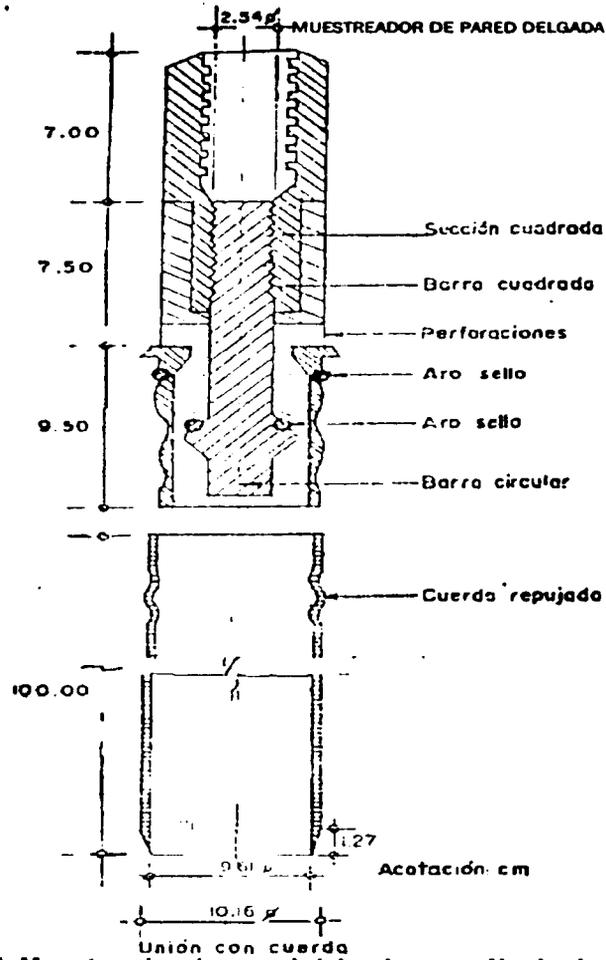


Fig. II.5. Muestreador de pared delgada con válvula deslizante.



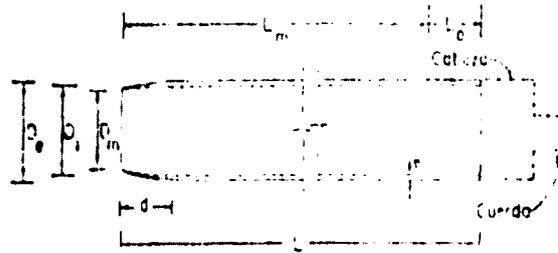
RELACION DE AREAS Y DIAMETROS

Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10 \%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 15\%$

De Diámetro exterior

Di Diámetro interior

Dm Diámetro muestra



DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA

Diámetro nominal	Diámetro exterior	Diámetro interior	Diámetro muestra	Espesor	Longitud aguzada	Longitud del tubo	Longitud de muestra remoldeable	Espacio para azoles (L <sub>a</sub> =L-L <sub>m</sub> )
1.5	1.6	1.4	1.3	0.1	10	100	50	50
2.0	2.1	1.9	1.8	0.1	10	100	50	50
2.5	2.6	2.4	2.3	0.1	10	100	50	50
3.0	3.1	2.9	2.8	0.1	10	100	50	50
3.5	3.6	3.4	3.3	0.1	10	100	50	50
4.0	4.1	3.9	3.8	0.1	10	100	50	50
4.5	4.6	4.4	4.3	0.1	10	100	50	50
5.0	5.1	4.9	4.8	0.1	10	100	50	50
5.5	5.6	5.4	5.3	0.1	10	100	50	50
6.0	6.1	5.9	5.8	0.1	10	100	50	50
6.5	6.6	6.4	6.3	0.1	10	100	50	50
7.0	7.1	6.9	6.8	0.1	10	100	50	50
7.5	7.6	7.4	7.3	0.1	10	100	50	50
8.0	8.1	7.9	7.8	0.1	10	100	50	50
8.5	8.6	8.4	8.3	0.1	10	100	50	50
9.0	9.1	8.9	8.8	0.1	10	100	50	50
9.5	9.6	9.4	9.3	0.1	10	100	50	50
10.0	10.1	9.9	9.8	0.1	10	100	50	50

De Diámetro exterior

Di Diámetro interior

Dm Diámetro de muestra

e Espesor

d Longitud aguzada

L Longitud del tubo

L<sub>m</sub> Longitud de muestra remoldeable

L<sub>a</sub> Espacio para azoles (L<sub>a</sub>=L-L<sub>m</sub>)

Fig. II.6. Dimensiones de los tubos de pared delgada.

### *Procedimiento de muestreo*

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante de entre 15 y 60 cm/s una longitud de 75 cm, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieron haber quedado en el pozo. Después del hincado se deja al muestreador en reposo durante tres minutos para que el material se expanda en el interior y aumente la adherencia con las paredes, enseguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas al muestreador se extrae, se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

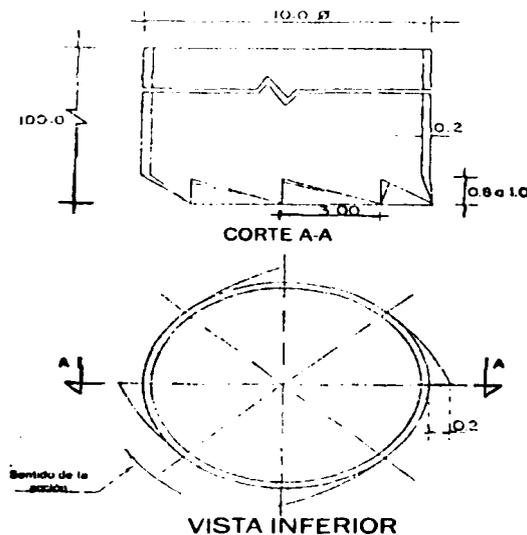
#### **II.4.2.4. Tubo de pared delgada dentado**

Permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos y cementados con un mínimo de alteración.

#### *Característica del Muestreador*

Esta constituido por un tubo de acero de 10 cm de diámetro y 100cm de longitud, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que a su vez va montada en la columna de las barras de perforación, con la que se hince y se le da rotación al muestreador desde la superficie. La parte inferior del tubo tiene ocho dientes dispuestos simétricamente Fig. II.7, que miden de 0.8 a 1.0 cm, de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con alteraciones de un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, esto con el fin de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo.

En los muestreadores de pared delgada con válvula deslizante se sustituye la válvula esférica, de los muestreadores descritos por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado, al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación en un aro-sello, sobre esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene horadaciones para al extracción de fluidos de perforación del interior del tubo. (Tomado de la referencia 6).



Acotaciones en cm.

**Fig. II.7. Muestreador de tubo dentado.**

*Extracción de la muestra*

Esta técnica consiste en hincar el muestreador por medio de rotación, con velocidades menores de 100rpm y aplicando presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta alcanzar 75 cm; de esta manera quedan sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieron quedar dentro del pozo.

Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos, con el propósito de que se expanda el material y aumente la adherencia con las paredes del tubo, enseguida se corta la cabeza del espécimen dando dos vueltas al tubo, finalmente se lleva a la superficie y se identifica. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteración, en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor.

Con frecuencia este muestreador recupera muestras de mejor calidad que el barril Denison, sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactadas, que se encuentran en el subsuelo de la Ciudad de México, además de su simplificada operación y bajo costo.

**II.4.2.5. Barril Denison**

Con este tipo de muestreador que opera a rotación y presión se obtienen especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Las muestras siempre presentan cierto grado de alteración.

Cuando se realiza el muestreo arriba del nivel freático las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo que se condiciona su utilización al uso de aire como fluido de perforación.

*Características del Muestreador*

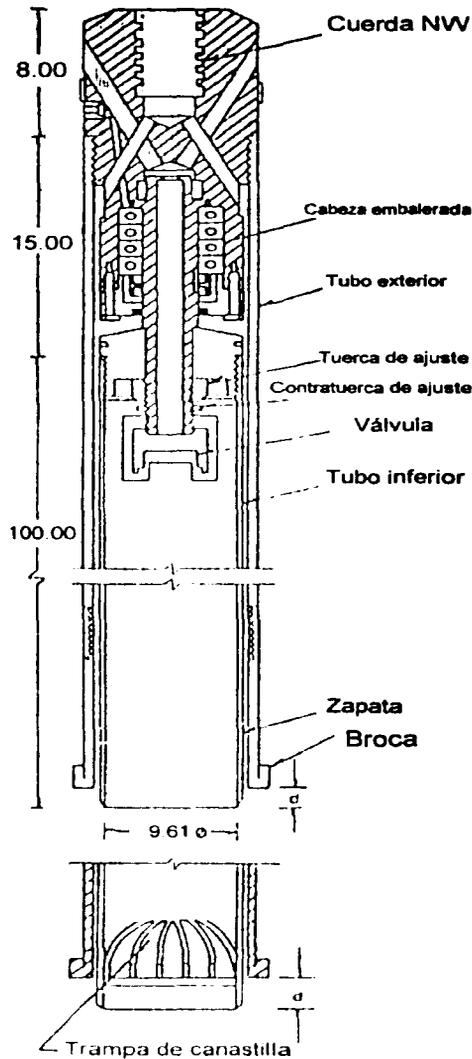
Consiste en dos tubos concéntricos, uno interior que penetra a presión en el suelo rescatando la muestra, mientras que el exterior, con la broca en el extremo gira y corta el suelo.

Se requiere de un fluido de perforación como agua, lodo o aire, el cual se hace circular entre ambos tubos.

En la figura II. 8 se muestra el tubo Denison, se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirven de unión con la columna de barras de perforación, la cual permite que el tubo interior se hincue a presión, esto sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre los dos tubos, así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia "d" antes que la broca.

Las dimensiones del muestreador Denison, que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla 1, el diámetro de muestreo admisible es de 10.0 cm.

Para obtener muestras en suelos granulares, conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de láminas de acero flexible. (Tomado de la referencia 6).



Ajuste d, entre broca y tubo exterior

Tipo de suelo	d, en cm.
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

Fig. II.8. Muestreado Denison.

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	D <sub>e</sub>	D <sub>i</sub>	D <sub>m</sub>	L	D <sub>e</sub>	D <sub>i</sub>	L	L <sub>m</sub>	
7.5	7.62	7.22	7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.76	9.71	90	11.16	10.46	105	75	NW

D<sub>e</sub> Diámetro exterior  
D<sub>i</sub> Diámetro interior  
D<sub>m</sub> Diámetro de la muestra  
L Longitud de tubo  
L<sub>m</sub> Longitud de la muestra

Tabla II.4. Dimensiones del muestreador Denison (cm).

#### *Obtencion de la muestra*

Para introducir el muestreador al sondeo, se debe ajustar la distancia "d", entre el tubo interior y la broca, tomando en cuenta el material que se va a muestrear, además de verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros, y que la válvula opera correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca hasta una profundidad "d", para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. La maquina perforadora a través de la columna de barras transmite rotación y fuerza vertical, la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200rpm para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 ton.

Cuando se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial y se deja reposar 3 minutos, con el fin de que la muestra se expanda, despues se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente se extrae el muestreador.

La extracción del material que corta la broca así como el enfriamiento de la misma, se realiza por la abertura que hay entre los dos tubos. La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima necesaria para mantener limpia la perforación. La utilización de este muestreador con lodo de perforación, generalmente induce contaminación en las arcillas que se localizan arriba del nivel freático.

El barril Denison es el mejor muestreador para tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido, cuando se muestré arriba del nivel freático.

#### II.4.2.6. Cono eléctrico

Tiene como objeto determinar la variación de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono con la profundidad, la interpretación de estos parámetros nos permite definir con precisión los cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y determinar la resistencia al corte mediante a correlaciones empíricas.

#### *Equipo*

El Cono eléctrico consta de una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos, usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$  kg, en caso de suelos duros alcanza una capacidad de 5 ton y una resolución de  $\pm 2$  kg.

La de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor en señal digital.

En la Fig. II.9. se muestra un esquema del cono eléctrico. (Tomado de la referencia 6).

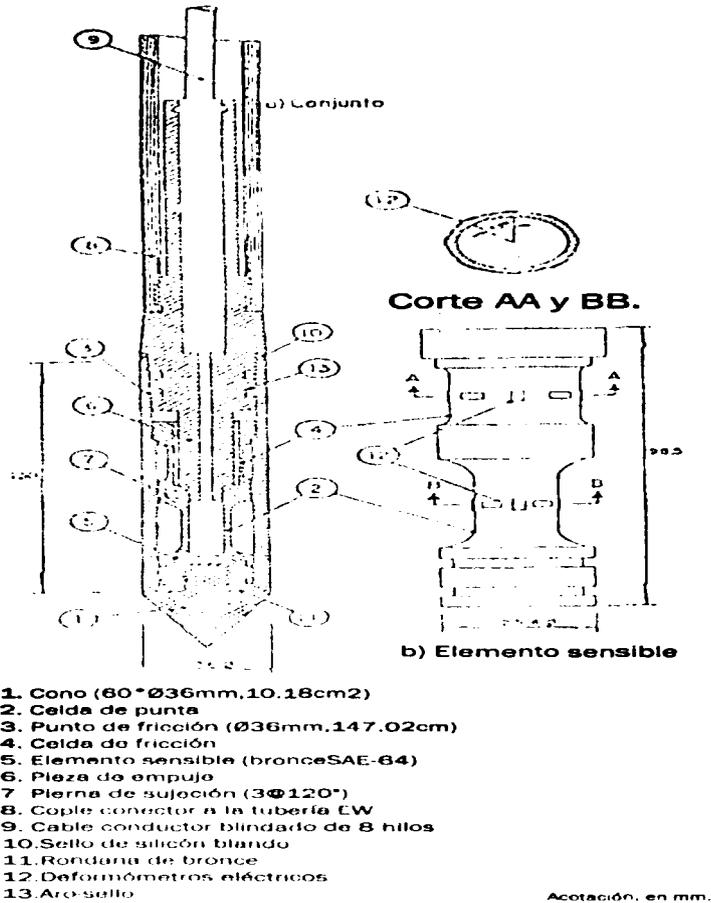


Fig. II.9. Corte transversal del penetrómetro eléctrico.

El Procedimiento de hincado, se realiza por medio del empuje de una columna de barras, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior. La fuerza necesaria para la penetración es generada por un sistema hidráulico el cual permite controlar la velocidad de penetración.

#### II.4.2.7. Cono mecánico

Tiene el mismo objetivo que el cono eléctrico aunque la operación del cono mecánico es más confiable que la del eléctrico, esto debido a que las fallas de trabajo son poco frecuentes.

#### Equipo

El penetrómetro mecánico consta de una tubería de acero con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de diámetro interior, con tramos de 1 m de longitud, unidas con cuerdas cónicas, la barra interior es de 1.5 cm de diámetro. Las

barras interiores se apoyan a tope y son las encargadas de transmitir la fuerza vertical para hincar la punta cónica, la fuerza requerida se obtiene mediante un mecanismo hidráulico.

La punta del cono mecánico puede ser de dos tipos:

- 1) La Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta.
- 2) La Begemann, que sirve para determinar la resistencia de punta y fricción

Los resultados obtenidos son similares a los obtenidos con el cono eléctrico, aunque estos últimos son de mayor precisión.

### II.4.3. MÉTODOS GEOFÍSICOS

Los métodos geofísicos de exploración del subsuelo fueron desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones de las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que a la Mecánica de Suelos se refiere. En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle, como la que puede adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

A continuación se describen los principales métodos que se han desarrollado hasta hoy.

#### II.4.3.1. Método sísmico

Este método se fundamenta en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico (ondas de cortante y longitudinales) a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diferentes medios permiten establecer que la velocidad de propagación de las ondas longitudinales varían entre 150 y 2,500 m/s en suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y las menores a arenas sueltas, los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En rocas sanas los valores fluctúan entre 2000 y 8000 m/seg. En el caso del agua la velocidad de propagación de este tipo de onda es de 1,400 m/seg.

Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar. En la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m.

La función de los géofonos es de captar la vibración producida, la que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada géfono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que yace sobre roca basal, unas ondas llegan a los géfonos viajando a través del suelo a una velocidad  $v_1$ , otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que la onda ni se refleje ni se refracte hacia dentro de la roca, si no que las hace viajar paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca con una velocidad  $v_2$ , hasta ser recogida por los géfonos después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir las al oscilógrafo.

El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca.

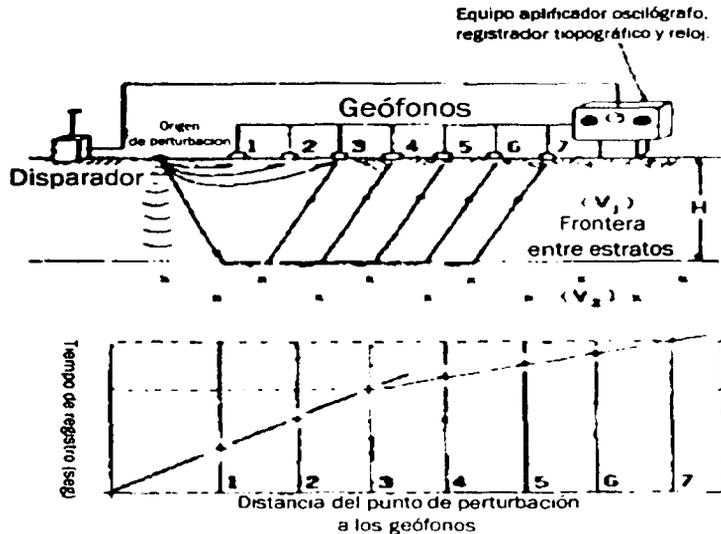


Fig. II.10. Esquema del dispositivo.

Puede construirse una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se origina la perturbación, con el tiempo que tardó la onda en registrarse en el geófono. Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica anterior los valores típicos de  $v_1$  y  $v_2$ . Hay un punto frontera (el 3 de la figura II. 10), en la cual los dos tipos de onda llegan a la vez. Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono se obtienen dos rectas. Hasta el punto 3 (en el caso de lo anterior), el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono; del punto 3 en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función,  $a + bx$ , de la distancia, representando "a" el tiempo constante en el que se corren los dos tramos inclinados hasta y desde la roca basal. Se obtienen así dos rectas que, evidentemente han de cruzarse en la abscisa del punto 3. Si  $x_1$  es la abscisa de tal punto puede demostrarse en la figura II.10 que:

$$H = \frac{x_1}{2} \frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1} \quad (\text{II. 2})$$

Donde  $H$  es el espesor del estrato homogéneo y  $v_1$  y  $v_2$  pueden determinarse de las pendientes de las 2 rectas de la figura anterior.

Los casos prácticos no son tan sencillos como el descrito anteriormente, ya que por lo general es necesario una gran experiencia por parte del técnico que ha de interpretar los resultados obtenidos y suele ser necesaria una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados. (Tomado de la referencia 7).

### II.4.3.2. Método de resistividad eléctrica

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica inducida.

Su principal aplicación está en el campo de la minería, pero en Mecánica de Suelos se ha aplicado para determinar estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un amperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante.

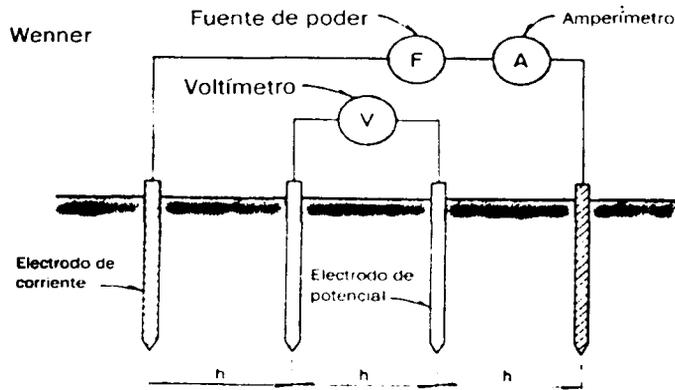


Fig. II.11. Equipo de resistividades (arreglo Wenner)

Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantizan un buen contacto eléctrico.

La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del miliamperímetro  $I$ , del potencial  $V$  y de la separación entre los electrodos  $h$ , con la fórmula:

$$\rho_s = 2\pi \frac{V}{I} \quad (II.3)$$

El método sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades en un mismo sitio y, en segundo lugar, para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia  $d$  entre electrodos, con lo cual la corriente penetra a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando  $d$  constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc., y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la Mecánica de Suelos, debido a lo errático de su información y a lo difícil de la interpretación de los resultados.

El buen resultado de los métodos de exploración anteriormente expuestos depende de la combinación de estos métodos y la localización adecuada de los sondeos directos, para que en su conjunto nos proporcionen la información suficiente para realizar el diseño geotécnico de la cimentación.

La localización de los sondeos es de suma importancia, ya que éstos estarán sujetos a la posible ubicación del puente, así como de los posibles apoyos del mismo. (Tomado de la referencia 7).

#### II.4.4. EXTRACCIÓN DE MUESTRAS

En los sondeos exploratorios antes descritos observamos que podemos obtener dos tipos de muestras de las cuales se obtienen las propiedades índice y mecánicas correspondientes.

- Las muestras alteradas obtenidas a partir de métodos como el de penetración estándar, al sufrir distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas, sólo podrán servir para identificar los suelos y determinar sus propiedades índice más relevantes:
  - a) Contenido de agua
  - b) Peso específico
  - c) Densidad de sólidos
  - d) Grado de saturación
  - e) Relación de vacíos
  - f) Porosidad
  - g) Granulometría
  
- Las muestras inalteradas son obtenidas por medio de muestreadores como el de pared delgada, dentado o Denison. Estas muestras requieren un cuidado exhaustivo desde su extracción y durante todo el proceso de prueba, ya que el objetivo de éstas es representar las características del suelo natural con la menor alteración posible. De ello es posible determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo explorado. Las pruebas de laboratorio para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos son las siguientes:
  - a) Pruebas de compresión simple
  - b) Pruebas triaxiales
  - c) Pruebas de corte directo
  - d) Pruebas de permeabilidad

En las pruebas realizadas a las muestras, se trata de reproducir, en la medida de lo posible, las condiciones de trabajo a las que estará sometido el suelo, generalmente en estado natural.

Dichas condiciones a las que se someterá el suelo quedarán determinadas por las existentes en el sitio, antes, durante y después de la construcción de la obra.

#### **II.4.5. CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS**

**El sistema de clasificación que pretenda agrupar los diferentes tipos de suelos, deberá tener como fundamento las propiedades mecánicas de los mismos, ya que éstas son esenciales en aplicaciones ingenieriles, además dicha clasificación debe tomar en cuenta las características cualitativas, las cuales proporcionarán resultados prácticos en la clasificación de los suelos**

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) permite clasificar e identificar el tipo de suelo de manera practica lo cual será de gran utilidad, en la determinación del perfil estratigráfico. (Consultar la referencia 2).

## CAPITULO III DISEÑO GEOTÉCNICO

### III.1. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA UNA CIMENTACIÓN

En el diseño geotécnico de una cimentación, el material de desplante no es de ninguna manera homogéneo, isótropo, ni se tiene un conocimiento exacto de su comportamiento mecánico, debido a esto es necesario adoptar factores de seguridad que tomen en cuenta la incertidumbre involucrada en el diseño.

En el diseño geotécnico de una cimentación será necesaria la revisión de dos condiciones fundamentales, a saber:

- 1) **Capacidad de carga, tanto del elemento aislado como del conjunto.**
- 2) **Asentamientos totales y diferenciales**

La capacidad de carga de una cimentación profunda depende esencialmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de falla desarrollado.

Las etapas de trabajo de un diseño geotécnico son las siguientes:

- 1° Investigación geotécnica
- 2° Selección del tipo de cimentación, desplante, capacidad de carga y hundimientos.
- 3° Procedimiento constructivo.
- 4° Verificación de las etapas 2° y 3° empleando los datos obtenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas.

**Investigación geotecnia.** Los métodos de exploración del subsuelo para cimentaciones profundas son similares a cualquier otro tipo de cimentación, los cuales ya se mencionaron con anterioridad.

**Selección del tipo de cimentación, desplante, capacidad de carga y hundimientos.** Esta se realiza a partir del estudio de las condiciones de apoyo, los principios de la mecánica de suelos, y la experiencia local en este tipo de cimentaciones.

**Procedimiento constructivo.** Se define tentativamente el tipo, longitud, y separación entre elementos de cimentación, así como la capacidad de carga individual y de grupo de las pilas. Se recomienda hacer pruebas de carga antes del diseño final o durante la etapa de construcción.

La capacidad de carga de una cimentación se define de acuerdo con dos criterios fundamentales:

- La capacidad de carga última, es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.
- La capacidad de carga admisible, es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra falla por esfuerzo cortante.

Para definir la capacidad de carga se recomienda estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características similares, determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrán presentar, adicionalmente es aconsejable realizar pruebas de carga a elementos del tipo que se pretende utilizar.

A continuación se presentan los tipos más comunes de cimentaciones con pilas, sujetas a cargas axiales estáticas.

**III.1.1. CIMENTACIÓN DESPLANTADA EN ROCAS**

En este caso es recomendable empotrar los elementos de cimentación en la roca de 1 a 3 veces su diámetro, dependiendo de las condiciones de empotramiento, la capacidad de carga se puede deber a:

- La resistencia por punta únicamente.
- La resistencia por adherencia entre el concreto del elemento y la roca; la resistencia por adherencia disponible depende en gran medida de la calidad de la superficie de la roca en las paredes del tramo empotrado.
- La resistencia por punta y adherencia lateral. Esta hipótesis conduce a valores altos de la capacidad de soporte; no se deberá emplear a menos que se verifique su aplicabilidad por medios de pruebas de carga a escala natural o a través de experiencia local bien fundada.

La capacidad de carga por punta se puede calcular como función de la resistencia al corte de la roca con la siguiente expresión.

$$q_0 = (q_u) \times K_{sp} + d \quad \text{(III. 1a)}$$

En la que:

$$d = 0.8 + 0.2 H_s / B \leq 2 \quad \text{(III. 1b)}$$

Siendo:

- $q_0$  capacidad de carga admisible, ton/m<sup>2</sup>
- $(q_u)$  resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de roca, en ton/m<sup>2</sup>
- $K_{sp}$  coef. empírico que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la roca.
- $d$  factor de profundidad
- $H_s$  profundidad de empotramiento en la roca resistente, m
- $B$  diámetro de la cavidad, m

Espaciamiento en las discontinuidades	$K_{SP}$
Muy grande ( > 3 m en promedio )	0.4
Grande ( entre 1 y 3 m en promedio)	0.25
Moderadamente cerrado ( entre 0.3 y 1 m en promedio)	0.1

Tabla III.1. Valores de coeficientes empíricos  $K_{SP}$ , afectados por un factor de seguridad de 3.

La capacidad de carga por adherencia entre el concreto y la roca, está definida por.

$$Q_a = \pi B H_s \zeta_a \quad \text{(III.2)}$$

Donde:

- $Q_a$  capacidad de carga permisible
- $B$  diámetro de la pila, m
- $H_s$  profundidad de empotramiento de la roca sana, m
- $\zeta_a$  resistencia permisible por adherencia entre concreto y roca, ton / m<sup>2</sup>

Asentamientos en roca. Los asentamientos elásticos en roca sana generalmente se desprecian por ser muy pequeños. Los asentamientos importantes en roca están

generalmente asociados con la presencia de juntas abiertas en la masa rocosa y, en las rocas sedimentarias, con la ocurrencia de intersecciones de material compresible.

Cuando se tienen cimentaciones de grandes dimensiones que transmiten cargas importantes, puede resultar necesario calcular los asentamientos, por lo cual habrá que tener presente que:

- Los asentamientos calculados a partir del módulo elástico de núcleos de roca son poco confiables, ya que se desprecia el efecto de las juntas y otras discontinuidades de la roca.

- Los asentamientos calculados a partir de pruebas de placa realizadas en el lugar, tienen la ventaja de que en éstas si se toma en cuenta el efecto de las discontinuidades y la alteración de la roca. Además es importante tomar en cuenta el efecto de escala en los resultados, por lo que se recomienda, usar placas mayores a la mitad del diámetro de la pila.

### III.1.2. CIMENTACIONES DE PILAS SUELOS GRANULARES

Se presentarán a continuación criterios de diseño para elementos apoyados en suelos granulares "homogéneos", tales como gravas, arenas y limos no cohesivos, en los que se extiendan hasta una profundidad apreciable por debajo del extremo inferior del cimientto. Estos criterios también son aplicables a depósitos estratificados en los que los suelos granulares estén subyacidos por materiales más competentes.

Las pilas en suelos granulares deben su capacidad de carga tanto a la resistencia por punta como a la fricción lateral a lo largo del fuste. La contribución a la capacidad de carga de cada uno de estos componentes, es función de la compacidad, del nivel de esfuerzos y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, así como de las características del elemento.

**Capacidad de carga según la penetración estándar.** La capacidad última de un pilote en un material granular se puede determinar a partir de los resultados obtenidos de la prueba de penetración estándar y la utilización de la siguiente expresión.

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 N A_s \quad (III.3a)$$

Donde:

$Q_u$  carga última del elemento, en ton

$N$  número de golpes promedio a la elevación de la punta del elemento

$A_p$  área de la sección transversal del elemento, en  $m^2$

$N$  número de golpes promedio a lo largo del fuste del elemento, N° de golpes/30 cm

$A_s$  área de la superficie lateral del fuste del elemento,  $m^2$

Esta prueba está sujeta a errores, por tal motivo se acostumbra emplear un factor de seguridad mínimo de 4 para definir la capacidad de carga permisible del elemento  $Q_d$ .

Así:

$$Q_d \leq Q_u / 4 \quad (III.3b)$$

**Capacidad de carga según la teoría de la plasticidad.** La capacidad de carga permisible de un elemento desplantado en suelos granular se puede determinar a partir del parámetro de resistencia al corte  $\phi$  (ángulo de fricción interno del suelo) y adoptando un posible mecanismo de falla del conjunto pila-suelo.

Se admite que el análisis de capacidad de carga de las pilas puede basarse en el llamado enfoque estático, en la que los dos componentes de la capacidad de soporte, la carga por punta  $Q_p$ , y la carga por fricción lateral  $Q_s$ , se calculan separadamente y se suman como sigue:

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad (\text{III.4})$$

Donde  $A_p$  y  $A_s$  representan el área de contacto de la punta del elemento y de la superficie lateral del fuste, respectivamente, y  $q_p$  y  $f_s$  la resistencia última por punta y por fricción lateral del elemento, respectivamente. Estos esfuerzos dependen de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos y de la condición inicial de esfuerzos de los estratos de suelos involucrados, así como de la forma, tamaño y propiedades del elemento y de su procedimiento constructivo.

La resistencia por punta de las pilas en suelos como arena homogénea, será proporcional a la presión vertical inicial efectiva,  $p_0$ , al nivel de la punta del elemento.

$$q_p = p_0 N'_q \quad (\text{III.5})$$

Donde  $N'_q$  representa el factor de capacidad de carga para una cimentación circular o cuadrada. El factor  $N'_q$  debe reducirse en 30%, cuando el elemento es oblongo y con una relación de largo a ancho superior a 5. A continuación se presenta una gráfica en la que se observan curvas teóricas y semiempíricas para  $N'_q$ , como función única del ángulo  $\phi$  para elementos de sección circular o cuadrada de ancho  $B$ , y para distintas relaciones de profundidad  $D_b/B$ , siendo  $D_b$  la profundidad de penetración dentro del estrato resistente, tal como lo propone Meyerhof, llegándose a resultados aceptables para la práctica.

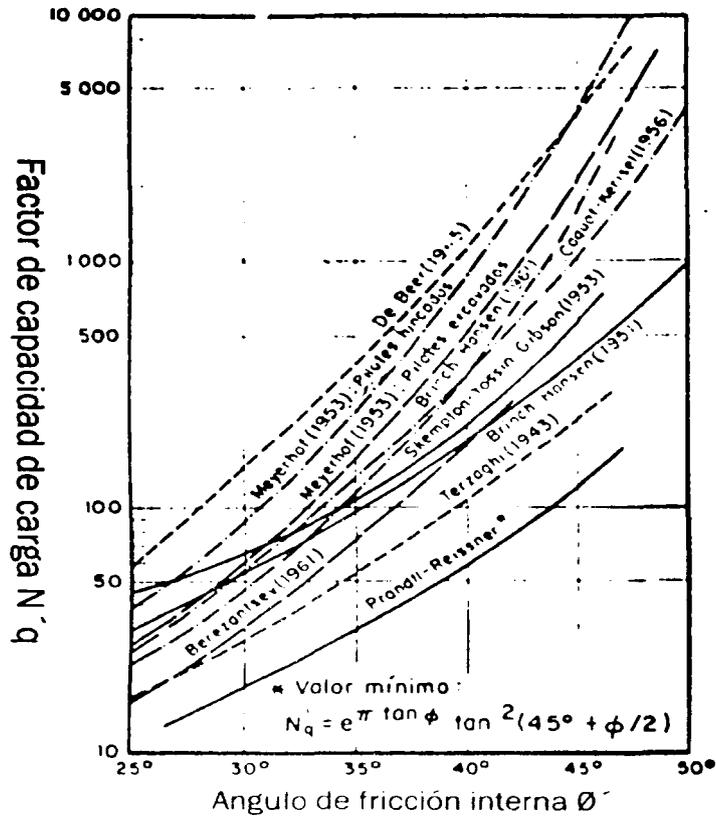


Fig. III.1a. Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas circulares. (Tomada de la referencia 7).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

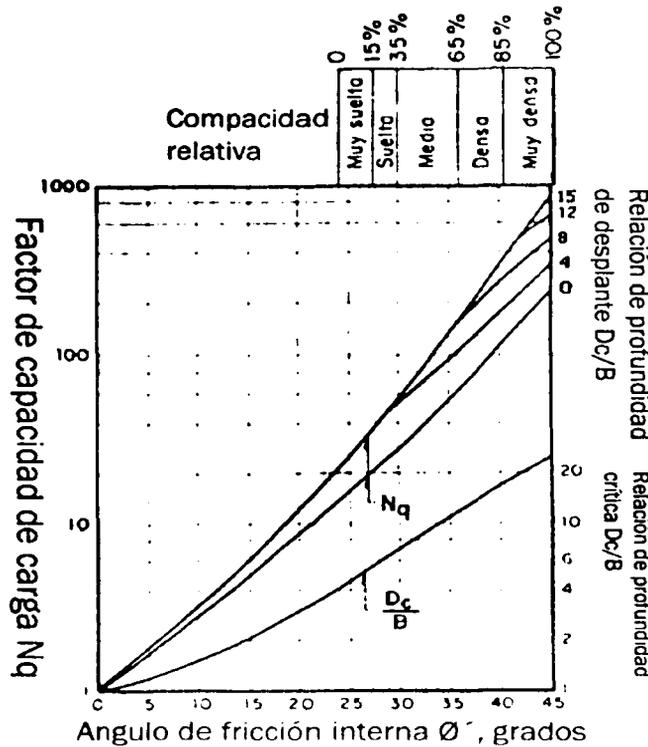


Fig. III.1b. Factores de capacidad de carga y relaciones de profundidad crítica para pilotes hincados. (Tomada de la referencia 7).

En el caso de la fricción lateral  $f_s$ , ésta se estima en forma similar a la resistencia desarrollada al desplazar un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Para arenas homogéneas, esto implica la suposición de que  $f_s$  debe resultar proporcional a la presión efectiva promedio por sobrecarga  $p_s$  a lo largo de la superficie lateral:

$$F_p = K_s p_s \tan \delta \quad (III.6)$$

Donde  $K_s$  representa el coeficiente de fricción lateral (valor promedio del coeficiente de empujes de tierras sobre el fuste) y  $\tan \delta$  el coeficiente de fricción entre el material del elemento y la arena.

La capacidad de carga permisible por punta para un elemento individual de diámetro  $B$  y longitud  $L_p$  se calcula como sigue:

$$\text{Para } L_p < D_c: Q_u = \sqrt{3}(q_p \pi B^2 / 4 + f_s / 2 \pi B L_p) \quad (III.7a)$$

Donde  $q_p$  y  $f_s$  se calculan a la profundidad  $L_p$ .

$$\text{Para } L_p > D_c: Q_u = \sqrt{3}(q_p \pi B^2 / 4 + f_s / 2 \pi B D_c + f_s \pi B (L_p - D_c)) \quad (III.7b)$$

Donde  $q_p$  y  $f_s$  se calculan a la profundidad crítica  $D_c$ .

En estas expresiones se considera un factor de seguridad de 3, valor aplicado usualmente en cimentaciones profundas.

De acuerdo con el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, la estabilidad de la cimentación, implica que se cumpla la siguiente desigualdad.

$$\sum(Q F_c) < R \quad (\text{III.8})$$

Donde:

$\sum(Q F_c)$ , suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de carga más desfavorable, afectadas individualmente por sus respectivos factores de carga  $F_c$ .

$R$ , menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de carga de los elementos individuales
- Capacidad de carga de un elemento equivalente a la envolvente del conjunto.
- Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de elementos en que pueda subdividirse la cimentación.

Los valores  $F_c$  dependerán del grado de confiabilidad con que se estima cada una de las sollicitaciones verticales.

En cada caso se aplicará el factor de resistencia  $F_c$ , correspondiente al valor neto de la capacidad de carga última estimada.

**Capacidad de carga según la penetración estática con cono.** La capacidad de carga permisible de una pila de cimentación en un suelo granular se puede calcular a partir de los resultados de pruebas de penetración estática con el cono holandés. La prueba de cono da los mejores resultados en limos y arenas de compactad entre suelta y densa; no se puede realizar en gravas gruesas ni en arenas muy densas.

La capacidad de carga de un elemento individual en suelo granular se puede determinar con:

$$Q_p = q_c A_p + 2 f_s A_s \quad (\text{III.9})$$

Donde:

$Q_p$  capacidad de carga última, ton

$q_c$  resistencia promedio por punta de pruebas de cono, ton/ m<sup>2</sup>

$A_p$  área de la sección transversal de la punta del elemento, m<sup>2</sup>

Los valores de esta prueba son más reproducibles, que la prueba de penetración estándar, por lo que son más confiables.

**Capacidad de carga para grupo de elementos de cimentación.** La capacidad de carga para el grupo, se puede definir con alguno de los criterios que se definen a continuación.

- ✓ Admitir que la capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los elementos individuales.
- ✓ Admitir el criterio de Terzaghi y Peck, que supone que la falla ocurriera en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto de elementos, la capacidad de carga se calcula entonces como una zapata grande, adicionándole la resistencia por fricción de los lados del bloque
- ✓ Si el grupo de elementos de cimentación está apoyado en un estrato firme de espesor limitado que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga

última estará dada por alguno de los valores siguientes: la suma de las capacidades de los elementos individuales o la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una elemento equivalente formada por el grupo de estos y la masa de suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

Asentamiento de elementos colados in situ, en arena. El asentamiento de cimientos colados en el lugar se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo del pozo antes del colado, y la deformación del suelo cercano a la punta del la pila; la primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado.

El asentamiento por deformación del suelo ocurre en forma inmediata y se puede estimar como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad representativos del suelo y del elemento:

$$\delta = \frac{\sum Q L}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s A_p} + (2 - \nu^2) \quad (III.10)$$

- $\delta$  asentamiento inmediato
- $\sum Q$  combinación más desfavorable de cargas por elemento
- $L$  longitud del elemento
- $E_c$  módulo de elasticidad representativo del elemento a largo plazo
- $A_p$  área de la sección transversal del elemento
- $E_s$  módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo
- $\nu$  relación de Poisson del estrato de apoyo.

En el caso de elementos hincados provocando desplazamiento la determinación del asentamiento puede determinarse con métodos empíricos como el propuesto por Vesic.

$$S = \frac{B}{100} + \delta \quad (III.11a)$$

- $S$  Asentamientos de la cabeza del elemento, cm
- $B$  Diámetro del elemento, cm
- $\delta$  Deformación elástica del elemento, cm. En la práctica se obtiene con:

$$\delta = \frac{Q L_p}{A E} \times 10^8 \quad (III.11b)$$

Donde:

- $Q$  Carga aplicada al elemento, ton
- $A$  Área promedio de la sección transversal del elemento, cm<sup>2</sup>
- $L_p$  Longitud del elemento, m
- $E$  Módulo de elasticidad representativo del material del elemento, kg/cm<sup>2</sup>

### III.1.3. CIMIENTOS DESPLANTADOS EN SUELOS COHESIVOS

En el caso cimientos desplantados en suelos cohesivos se puede lograr una resistencia por punta apreciable, que puede representar la capacidad de carga total del elemento.

La fabricación de elementos de concreto colados en el lugar a través de arcillas, induce remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral, con espesor del orden de 25 mm. Las pruebas de carga de esos elementos han demostrado que no se produce aumento apreciable de la capacidad de carga con el tiempo, debido a que la consolidación de la arcilla blanda adyacente al fuste es muy lenta.

Fricción lateral en función de esfuerzos totales. La carga última, basada en la adherencia entre la arcilla y el fuste del elemento, pueden obtenerse con la expresión:

$$Q_f = c_{ua} A_s \quad \text{Ec. III.12}$$

Donde:

$Q_f$  fricción lateral última

$A_s$  área lateral del fuste del elemento

$c_{ua}$  adherencia última (en la practica  $c_{ua} = 0.3$  a  $0.4 c_u$ ).

El valor de  $c_{ua}$  está afectado grandemente por el procedimiento de excavación, el cual puede ocasionar remoldeo o reblandecimiento de la arcilla, dependiendo de su estructura y en particular su grado de fisuración. Se recomienda determinar  $c_{ua}$ , a partir de la mínima resistencia al corte no drenada  $c_u$  y limitada a un máximo de 10 ton/m<sup>2</sup>

La fricción lateral en función de esfuerzos efectivos. Para calcular la fricción lateral de elementos colados en el lugar se puede usar el mismo criterio que para pilotes hincados en arcilla, sin embargo, como el coeficiente de empuje de tierras  $K_0$  depende grandemente de la historia geológica de cada arcilla en particular, el método puede aplicarse sólo donde se haya determinado  $K_0$  con métodos apropiados o evaluados de pruebas de carga.

Fuerza de arrastre. La fricción negativa y las fuerzas laterales sísmicas son dos de las fuerzas de arrastre más importantes en el diseño y construcción de elementos que soportan cargas fuertes, como las pilas de gran diámetro colados en el sitio con perforación previa.

El efecto de la fricción negativa es aumentar la carga sobre el elemento y reducir la capacidad de soporte.

La segunda fuerza de arrastre ocurre en zonas sísmicas; durante el movimiento del terreno, el vástago del elemento es forzado a moverse con la masa del suelo y los desplazamientos diferenciales laterales que se producen en él, inducen fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus extremos, y en el vástago mismo del elemento. Es necesario proporcionarle a los elementos, la resistencia y rigidez suficiente para soportar estas fuerzas, junto con las cargas verticales.

**Resistencia por punta.** La carga última que puede transmitir por punta  $Q_p$ , se puede estimar a partir de la expresión:

$$Q_p = N_c C_U A_p \quad (\text{III.13})$$

Donde:

$A_p$  área de la sección transversal de la punta del elemento.

$C_U$  valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla al nivel de desplante de la punta del elemento.

$N_c$  coeficiente de capacidad de carga que es función del diámetro de la punta del elemento.

Diámetro de la punta	$N_c$
< 0.5 m	9
0.5 a 1 m	7
> 1 m	6

**Tabla. III.2. Coeficiente de capacidad de carga  $N_c$  para cimientos colados en el lugar.**

**Capacidad de carga.** Las cargas permisibles en elementos  $Q_u$ , se determinan de la combinación de fricción lateral ( $Q_f$ ) y de resistencia por punta ( $Q_p$ ) después de aplicar los factores de seguridad adecuadas. La contribución relativa de estas dos componentes de resistencia es función de la rigidez de los elementos y de la compresibilidad de la arcilla alrededor del fuste y por debajo de la base del elemento.

Si el suelo bajo la base de la pila tiene una compresibilidad igual o mayor que la del suelo alrededor del fuste, la carga permisible del elemento se puede tomar como:

$$Q_u = 1/2.5(Q_f + Q_p) \quad (\text{III.14})$$

Si el suelo bajo la base de la pila es menos compresible que el suelo alrededor del fuste, los movimientos relativos entre el fuste y el suelo serán generalmente demasiados pequeños como para movilizar la adherencia total. En este caso se recomienda tomar como carga permisible en el elemento el valor dado por:

$$Q_u = 1/2 Q_p \quad (\text{III.15})$$

Las formulas representan casos limite, la decisión de considerar la fricción lateral además de la resistencia en la base, se tomará con precaución, una vez que se hayan llevado a cabo pruebas de carga, las cuales deberán indicar si la resistencia disponible es compatible con las deformaciones, tanto alrededor del fuste como en la base, y definir cualquier posibilidad de reducción por fricción lateral con el

**tiempo.** La selección de las cargas permisibles se debe basar en el asentamiento permisible del elemento, determinado a partir de dichas pruebas.

**Asentamientos.** Debido a su alta capacidad de carga, los elementos coladas en arcillas duras ( $c_u > 10 \text{ ton/m}^2$ ) generalmente se analizan como elementos individuales.

El análisis de asentamientos de elementos individuales en arcillas duras resulta difícil por ahora, debido a la poca información del comportamiento en tales condiciones.

En el caso de elementos apoyadas en el estrato resistente los asentamientos inmediatos ( $\delta'$ ) pueden estimarse con la ecuación (III.10).

Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos correspondiente se calculará incluyendo a la  $\Sigma Q$ , la carga del elemento debido a la fricción negativa.

El caso de elementos hincados en arcillas cuya resistencia al corte no drenado es menor de  $10 \text{ ton/m}^2$  la fricción lateral determina su capacidad de carga.

Un enfoque práctico para el cálculo de la capacidad de carga, es el de esfuerzos totales. Para un elemento hincado en arcilla saturada homogénea se puede aplicar lo siguiente:

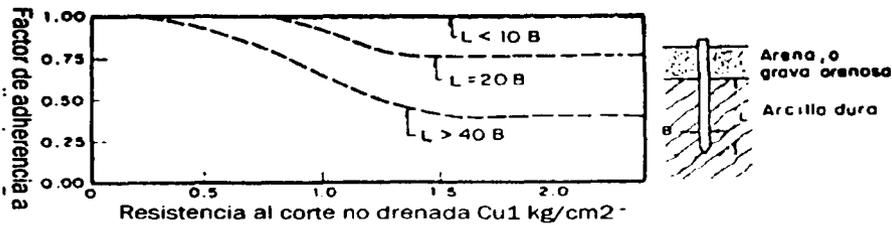
$$Q_c = a c_u A_s \quad (\text{III.16})$$

Donde:

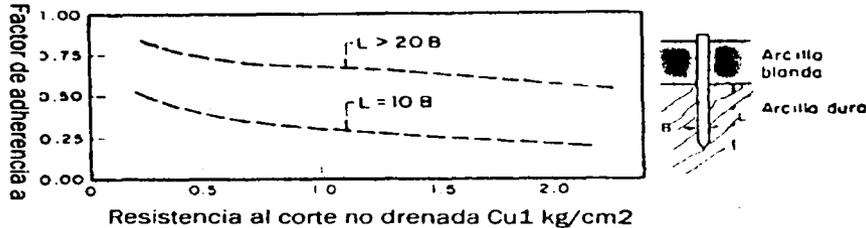
$a$  Factor de adherencia obtenido de la Fig. III.2

$c_u$  Resistencia al corte no drenada promedio del suelo a lo largo del fuste,  $\text{ton/m}^2$

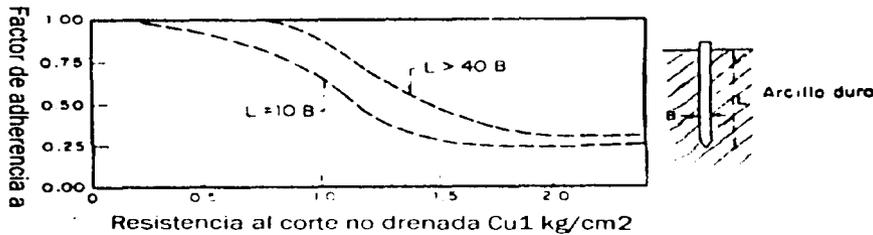
$A_s$  Área lateral del fuste del elemento,  $\text{m}^2$



a) Pilotes hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta la arcilla dura



b) Pilotes hincados a través de arcilla blanda hasta la arcilla dura



c) Pilotes sin estratos arriba de la arcilla dura

NOTAS

1. Las gráficas no son aplicables a secciones H o en cruz ni a pilotes colados in situ hincados o excavados.
2. El factor de seguridad no deberá ser menor de 2.5, excepto para diseños basados en resultados confiables de pruebas de carga.

**Fig. III.2. Factor de adherencia al corte para distintas condiciones de hincado del elemento en arcilla dura. (Tomada de la referencia 7).**

En arcillas con resistencia al corte no drenada mayor de  $10 \text{ ton/m}^2$  los elementos hincados deben su capacidad de carga tanto a la adherencia como a la resistencia por punta.

La capacidad de carga de grupos de pilotes hincados en una arcilla homogénea no sujeta a fricción negativa se puede determinar con uno de los siguientes criterios.

- La capacidad de carga del grupo es igual a la de un elemento por el número de éstos.
- La capacidad de carga del grupo se obtiene multiplicando la capacidad de carga en la punta por el área en planta de la envolvente del grupo y sumándole la fricción sobre el área del volumen del grupo.

## CAPITULO IV ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

### IV.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN PUENTES

Para el estudio estructural de un puente se pueden dividir en tres fases, como para cualquier otra obra, las cuales son:

- a. Idealización
- b. Análisis
- c. Interpretación

Entendiendo por idealización a la representación de la obra de ingeniería mediante un modelo matemático, en el que se considera las propiedades fundamentales en relación con su estabilidad

Durante la fase del análisis y con la utilización de recursos varios (matemáticas, mecánica, resistencia de materiales, etc.), se estudia el modelo-matemático definido en la fase de idealización, con el objeto de obtener resultados, cuyo significado y aplicación a la realidad de la obra constituye la última fase del proceso, que es la interpretación.

Los resultados obtenidos y su interpretación dependen de la idealización o modelo considerado, y a su vez, los resultados obtenidos influirán en la determinación de modelos estructurales más convenientes.

En el análisis de una estructura se manejan dos conjuntos de magnitudes bien definidas:

- 1.- Magnitudes de tipo estático (Fuerzas).
- 2.- Magnitudes de tipo cinemático (Deformaciones)

Se le llaman acciones a las magnitudes conocidas, ya sean estáticas como cinemáticas. La determinación de las restantes magnitudes se lleva a cabo mediante el planteamiento de una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Tres clases bien definidas de ecuaciones relacionan estas magnitudes en el análisis estructural, las ecuaciones estáticas o ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones cinemáticas o condiciones de compatibilidad, y las ecuaciones constitutivas del material, que relacionan las ecuaciones estáticas con las ecuaciones cinemáticas.

El análisis estructural consiste en la determinación de las incógnitas, estáticas y cinemáticas que satisfacen, junto con las magnitudes desconocidas, el sistema de ecuaciones planteado. De tal forma que la obtención de este conjunto de magnitudes estructurales garanticen el equilibrio y la compatibilidad de la estructura.

Existen varios criterios en el análisis estructural pero uno de los más esenciales es el que se basa en el concepto de linealidad. Una estructura es lineal, o se comporta linealmente, si bajo la aplicación de dos conjuntos de acciones (cargas y movimientos impuestos),  $E_1$  y  $E_2$ , que producen respectivamente, las respuestas (resultados de desplazamiento y esfuerzos)  $R_1$  y  $R_2$ , se comprueba que la respuesta  $R$  obtenida bajo una acción  $E = K_1 E_1 + K_2 E_2$ , combinación lineal de las acciones anteriores, es asimismo, la combinación lineal de las respuestas respectivas; es decir,  $R = K_1 R_1 + K_2 R_2$ . Por el contrario una estructura no es Lineal, si la condición anterior no se satisface para todos los posibles valores de los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$ .

**Existe una relación no Lineal bajo cualquiera de las dos condiciones siguientes:**

- **Cuando las deformaciones en el material estructural no sean proporcionales a los esfuerzos, es decir, cuando la Ley de Hooke no es aplicable al material.**
- **Cuando las deformaciones de la estructura son considerables ante la aplicación de las cargas.**

Al introducir el tiempo de aplicación de las acciones en el análisis estructural, surge una nueva clasificación. De tal forma que se hablará de análisis dinámico, si las fuerzas de inercia son tomadas en cuenta y análisis estático en caso contrario.

Existen una gran variedad de métodos de cálculo utilizados, según sean las características de la estructura a analizar, se elegirá el método de cálculo más adecuado para obtener los elementos mecánicos (incógnitas), que actúen sobre sus miembros.

En relación del método de cálculo en el caso de puentes existen tres parámetros característicos de la estructura, que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo (de esfuerzos en tableros) más adecuado. Estos parámetros son:

- a. Forma de la sección transversal.
- b. Geometría en planta
- c. Condiciones de bordes y apoyos.

En la figura IV.1 se resumen algunos métodos de cálculo de esfuerzos en tableros de puentes. En la tabla IV.2 se indican sus rangos de aplicación en función de los parámetros indicados en las figuras IV.1 a IV.3, estas tablas se presentan a manera de guía para la elección del método de cálculo más adecuado para estructuraciones con diferentes características. (Tomado de la referencia 4).

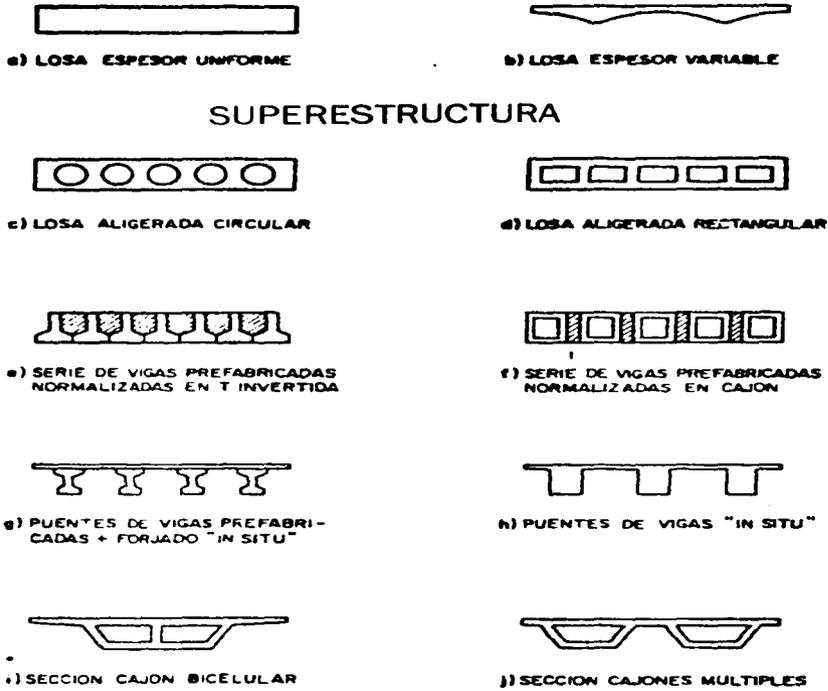
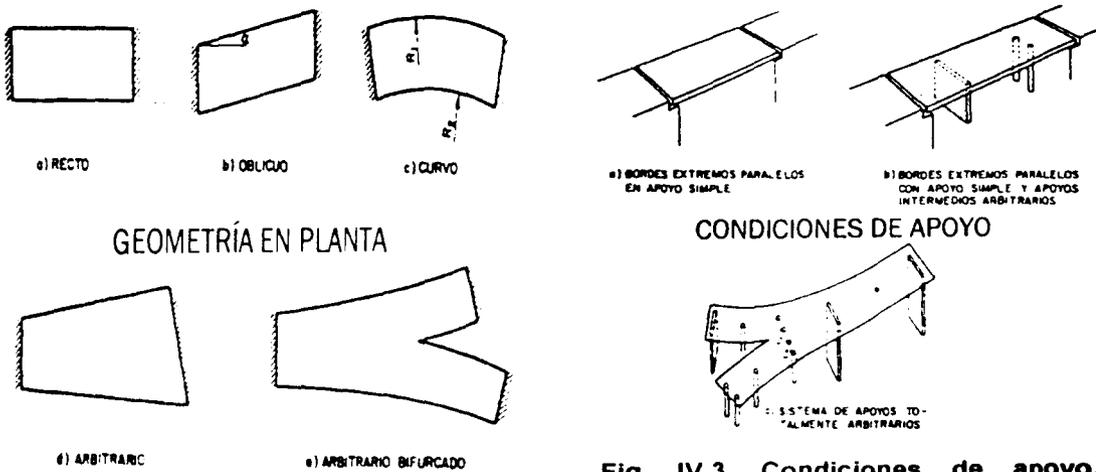


Fig. IV.1. Tipo de tableros.



GEOMETRÍA EN PLANTA

CONDICIONES DE APOYO

Fig. IV.2. Geometría en planta.

Fig. IV.3. Condiciones de apoyo.

Modelo estructural	Procedimiento de análisis	Método
1. Losa ortótropa	• Tabulación	1.1. Gúyo-Massoner-Rowe
	• Serie de Fourier	1.2. Losa ortótropa
	• Serie de Fourier generalizadas	1.3. Losa ortótropa sin protección
	• Numérico: diferencias finitas	1.4. Losa ortótropa (d.f)
	• Numérico: elementos finitos	1.5. Losa ortótropa (e.f)
	• Numérico: bandas finitas	1.6. Losa ortótropa (b.f)
	• Numérico: métodos indirectos	1.7. Losa ortótropa (m.i)
2. Lámina plegada	• Serie de Fourier	2.1. Lámina plegada
	• Serie de Fourier generalizadas	2.2. Lámina plegada intermedia
	• Numérico: solución aproximada	2.3. Lámina plegada larga
	• Numérico: elementos finitos	2.4. Lámina plegada (e.f)
	• Numérico: bandas finitas	2.5. Lámina plegada (b.f)
3. Aparrillado plano	• Métodos matriciales	3.1. Emparrillado plano
4. Entramado espaciales	• Métodos matriciales	4.1. Emparrillado espacial
5. Estructura (2-D)	• Numérico: elementos finitos	5.1. Elementos finitos (láminas)
6. Estructura (3-D)	• Numérico: elementos finitos	6.1. Elementos finitos (volúmenes)

Tabla. IV.1. Métodos de cálculo.

Método de Cálculo (4)	Tipo de tablero (1)			Geometría en planta (2)			Condiciones de apoyo (3)			
	Losa (1-a) a (1-g)	Viga y Losa (1-b)	Sección Cajón (1-i) (1-j)	Rectangular (2-a)	Oblicua (2-b)	Circular (2-c)	Arbitra (2-b) (2-e)	Simple (3-a)	Soportes Simple e Intermedio (3-b)	Arbitra (3-c)
Losa ortótropa:										
1.1	*			*				*		
1.2 1.3	*			*		*		*	*	
1.4	*			*	*	*		*	*	
1.5	*	*		*	*	*	*	*	*	*
1.6	*	*		*		*	*	*	*	*
1.7	*	*		*	*	*		*	*	
Lámina plegada:										
2.2	*	*	*	*		*		*	*	
2.3	*	*	*	*		*		*	*	
2.4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
2.5	*	*	*	*		*		*	*	*
Emparrillado plano:										
3.1	*	*	(5)	*	*	*	*	*	*	*
Emparrillado espacial:										
4.1	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Elementos finitos:										
5.1	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
6.1	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

(1) Hace referencia a la Fig. IV.1

(2) Hace referencia a la Fig. IV.2

(3) Hace referencia a la Fig. IV.3

(4) Hace referencia a la Tabla IV.1

(5) Este método tiene pocas aplicaciones en este caso y exige introducir en el emparrillado unas características de deformación del tablero a cortante.

**Tabla IV.2. Rango de aplicación de los métodos de cálculo incluidos en la tabla.**

**El análisis del tablero de un puente se divide en dos partes:**

1. Análisis global.
2. Análisis local.

**En especial, esta división se realiza si se pueden distinguir elementos losas y vigas.**

### **IV.1.1. ANÁLISIS GLOBAL**

En este análisis se obtienen los elementos mecánicos ocasionados por la acción de las cargas sobre los elementos principales de soporte del tablero del puente (vigas longitudinales y transversales).

El cálculo de los elementos mecánicos globales se complica por el carácter dinámico de las cargas, en los puentes. Por ejemplo el cálculo de un emparrillado plano que represente las vigas longitudinales y transversales del tablero, requiere de la elaboración de superficies de influencia que determinen los elementos mecánicos para cada punto del tablero cuando la carga se desplaza sobre cualquier punto del mismo, lo cual es prácticamente imposible sin la ayuda de herramientas, como programas de computación. El uso de métodos aproximados que simplifican el cálculo lleva a la división del análisis global en análisis longitudinal y transversal.

El Análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo del puente considerando que las cargas no son excéntricas y que la sección transversal permanece horizontal a lo largo del puente. El proceso de análisis lo podemos dividir en tres etapas como se presentan a continuación

En un principio el análisis longitudinal del puente consiste en la determinación de los esfuerzos que produce su peso propio y las cargas o combinaciones de ellas aplicables al caso, que puedan considerarse estáticas; este análisis se realiza con los métodos comunes de análisis estructural.

A continuación el análisis consiste en la determinación de los efectos producidos por la carga viva de camiones. esta carga es móvil y se deberán considerar las posiciones críticas de ésta respecto a varios puntos del puente.

Por ultimo se determinan los esfuerzos producidos en la estructura como resultado de los asentamientos diferenciales de los apoyos.

El análisis transversal del tablero consiste en la determinación de los esfuerzos producidos por las acciones transversales del mismo, y su repercusión en el sentido longitudinal como resultado de la excentricidad de las cargas. Es decir la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo largo del carril, esto ocasiona que algunas vigas longitudinales se carguen más que otras

### **IV.1.2. ANÁLISIS LOCAL**

El análisis local se basa en la determinación de los esfuerzos en la losa de piso inducidos por el contacto de las cargas puntuales con la superficie de rodamiento. Estos esfuerzos son de tipo concentrado y se restringen a una zona de la losa comprendida, en general, entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

## IV.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN PUENTES

Un puente desde el punto de vista estructural, se divide en las siguientes partes.

- 1.- Cimentación
- 2.- Subestructura
- 3.- Superestructura

La cimentación es la parte del puente encargada de dar apoyo al mismo por lo que se encuentra en contacto con el terreno.

La subestructura es la parte del puente que transmite las cargas de la superestructura a la cimentación.

La superestructura es la parte del puente que debe soportar la calzada y transmite las distintas cargas y el peso propio de la estructura

A continuación se presentan los aspectos fundamentales que deben ser tomados en cuenta en el diseño estructural de tales elementos.

### IV.2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación que se elija y su comportamiento tendrán gran influencia en la elección de los otros elementos del puente. Al realizarse el análisis de una cimentación se estudian varias alternativas, eligiendo aquellas que, además de proporcionar seguridad y estabilidad a la estructura, sea factible su ejecución y de costo razonable.

Para le diseño estructural en una cimentación deben tenerse en cuenta, en el grado en que sean significativos, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material de apoyo (suelo o roca)
- Deformaciones del suelo, inmediatas o diferidas
- Resistencia y rigidez de la subestructura
- Resistencia y rigidez de la superestructura

Los elementos deben tener un área suficiente en sección transversal si éstos trabajan por punta, o la necesaria área lateral si transmiten la carga por fricción.

En el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el procedimiento básico siguiente:

- 1º. Calcular las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
- 2º. Suponer dimensiones para la cimentación, el área considerada debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura no exceda la capacidad de carga calculada del terreno
- 3º. Suponer una distribución de presiones de contacto entre el suelo y los elementos, que cumplan con las condiciones siguientes:
  - Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos que la estructura transmitidos a ésta por la subestructura.
  - Los asentamientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con las presiones de contacto supuestas, actuando sobre el conjunto superestructura-subestructura, deben ser menores que los permisibles

En caso de que no se cumpla con alguna de las condiciones anteriores deberá suponerse otra distribución de presiones de contacto y repetir el proceso. La distribución supuesta que cumpla con las tres condiciones citadas podrá usarse para el diseño de la cimentación.

De manera alternativa, el diseño puede tener como base los esfuerzos admisibles del terreno bajo las cargas de trabajo. Los esfuerzos permisibles, en lo referente a evitar la falla del suelo por corte, se determinarán a partir de la capacidad de carga calculada del suelo en que se apoyará la cimentación. Para evitar hundimientos excesivos, los esfuerzos admisibles deben determinarse en cada caso particular, de acuerdo con el tipo de suelo y la forma y área de la cimentación probable.

Determinado el esfuerzo admisible del suelo, ya sea por falla del suelo o por control de hundimientos, según sea el caso, se procede a calcular el área de la cimentación y la rigidez de la subestructura de manera que no exceda ese valor permisible. Para lo anterior será necesario el considerar al suelo como un medio elástico y continuo (semi-infinito), o bien formado por resortes elásticos independientes entre sí. En estas condiciones, se podrá realizar el análisis del conjunto suelo-subestructura, es decir, será posible aplicar las soluciones de vigas y placas sobre cimentaciones elásticas. Cuando la solución analítica no exista, o sea muy difícil de obtener, se podrán utilizar herramientas de cálculo como el método de elementos finitos.

#### Capacidad estructural

Los elementos se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto.

En la selección de los elementos se deberán considerar los siguientes factores.

- Longitud necesaria del elemento
- Tipo de superestructura
- Disponibilidad de materiales
- Cargas estructurales
- Factores que originen el deterioro
- Mantenimiento
- Presupuesto disponible

La capacidad de carga de una cimentación por lo general está gobernada por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

La instalación y la inspección de los elementos de cimentación es muy poco controlable, pues el estar en contacto directo con el suelo los hace muy vulnerables a factores ambientales. Por esta razón se recomienda limitar la carga estructural permisible de un elemento de cimentación a un máximo de 80% de la correspondiente a un elemento en la subestructura, en condiciones similares de trabajo.

Es recomendable que un elemento de cimentación se diseñe de modo que pueda resistir la carga que corresponde a la máxima capacidad del suelo de apoyo.

Puede omitirse la revisión por pandeo, excepto cuando el suelo tenga una rigidez lateral sumamente baja.

Se deberán considerar los efectos de las siguientes acciones para el diseño estructural:

- Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial deberán incluirse, cuando sean significativos, los momentos flexionantes y las fuerzas laterales aplicados en el extremo superior del elemento.
- Los efectos del peso propio de la pila y de la fricción, negativa o positiva, desarrollada a lo largo del fuste.

#### Elementos sujetos a sollicitaciones horizontales

El análisis del comportamiento de pilas cargadas horizontalmente puede hacerse bajo el concepto de módulo de reacción elástica. Siguiendo este enfoque, se supone que el suelo alrededor de una pila es equivalente a una serie de resortes horizontales, cada uno de ellos representando el comportamiento de una capa de suelo de espesor unitario. Cuando

el elemento es empujado contra el suelo al actuar las cargas horizontales, el suelo se deforma y genera una reacción elástica que se supone idéntica a la fuerza que sería producida por un resorte ideal sujeto a la misma deformación. Con la hipótesis adicional de que el suelo es homogéneo, o de que todos los resortes del modelo son idénticos, el comportamiento del suelo se puede determinar si se conoce la constante equivalente del resorte. A esta constante del resorte, se le llama módulo de reacción ( $K_S$ ).

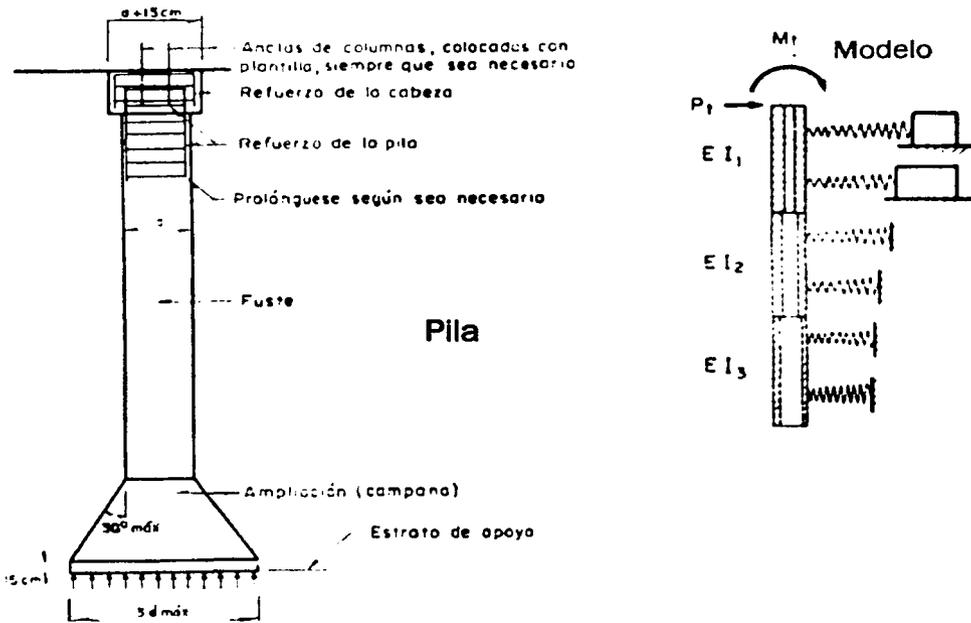


Fig. IV.4. Modelo para representar un elemento cargado lateralmente. (Tomada de la referencia 7).

Determinación del módulo de reacción

El módulo de reacción  $K_S$ , es un parámetro muy difícil de evaluar, ya que varía no sólo con el tipo de suelo y sus propiedades mecánicas, sino también con el nivel de esfuerzos y la geometría del elemento.

El módulo de reacción puede estimarse con el método propuesto por Terzaghi, quien establece las siguientes formulas y constantes de referencia para calcularlo.

a) En suelos sin cohesión:

$$K_S = n_h z / D \quad (IV.1)$$

Donde:

$K_S$  coeficiente de reacción horizontal a la profundidad  $z$ , ton/m<sup>2</sup>

$z$  profundidad, m

$D$  diámetro del elemento, en m

$n_h$  constante relacionada con la compacidad del suelo, cuyos valores aparecen en la tabla IV.3.

Compacidad del suelo	$n_h$ , ton/m <sup>2</sup>	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
Suelta	230	130
Compacta	680	450
Densa	1800	1100

Tabla. IV.3. Valores de  $n_h$  para suelos sin cohesión.

b) En suelos cohesivos

$$K_s = \frac{67 c_v}{1.5 D} \quad \text{Ec. IV.2}$$

donde:

$K_s$  coeficiente de reacción horizontal, ton/m<sup>2</sup>

$c_v$  resistencia al corte no drenada del suelo, ton/m<sup>2</sup>

$D$  diámetro del elemento, en m.

El coeficiente de reacción presenta una gran incertidumbre por lo que debe ser usado con criterio.

Recomendaciones:

Además de lo anteriormente mencionado es importante seguir las siguientes recomendaciones en el diseño estructural.

En caso de hacer uso de la tubería tremie para el colado, el revenimiento deberá ser generalmente de 18 cm.

La resistencia del concreto deberá limitarse a 350kg/cm<sup>2</sup>. Dependiendo de las circunstancias en que se realice la instalación, puede ser aconsejable desprejar 2.5 cm exteriores en pilas sin ademe.

El porcentaje de acero de refuerzo y la longitud del tramo que deberá reforzarse se determinan con base en las condiciones de carga.

Cuando se proyecta introducir acero de refuerzo en pilas construidas con ademe, este deberá llegar hasta el fondo de la excavación.

En cuanto al diseño del acero de refuerzo se deberán observar los siguientes aspectos:

- Los requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura
- Los requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y al colar el concreto.

El acero de refuerzo debe de cumplir con las especificaciones bajo las que se construye la obra referente a la calidad y limpieza.

Para el diseño del acero de refuerzo es importante dejar una separación suficiente entre el armado y las paredes del barrenado, así como entre las vanillas mismas, para permitir el paso libre del concreto. El recubrimiento mínimo deberá ser de 4 cm, excepto en pilas expuestas al agua de mar u otros ambientes muy agresivos, donde será de 7.5 cm como mínimo.

En el caso de las ampliaciones de base de pilas en forma de campana, los costados tendrán una inclinación no mayor de 30° con respecto a la vertical. El espesor del borde

del extremo inferior será por lo menos de 15 cm y el diámetro del fondo no debe exceder tres veces el diámetro del fuste de la pila.

El diseño estructural de elementos precolados como pilotes contempla que estos resistan los momentos flexionantes provocados durante el manejo, las cargas estáticas y los esfuerzos de tensión debidos al izado y los esfuerzos combinados axiales y de flexión inducidos al elemento durante el hincado.

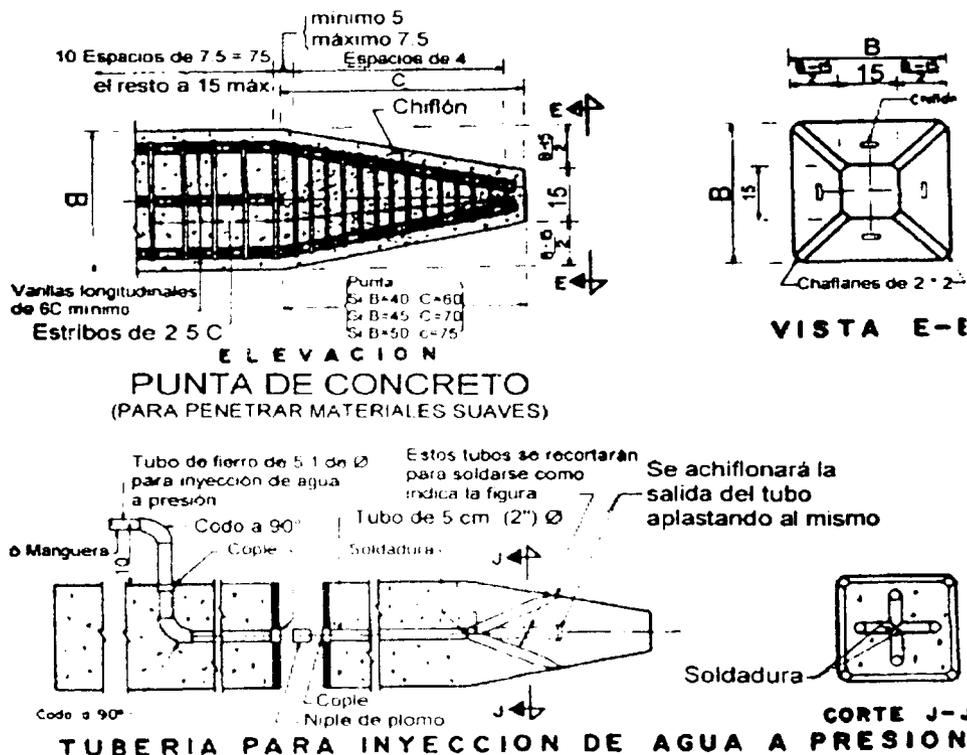


Fig. IV.5 Características estructurales típicas de pilotes. (Tomada de la referencia 8).

#### IV.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura de un puente está conformada por estribos y pilas estructurales, la función de los estribos es soportar los extremos del puente

Los factores a considerar en la elección de la subestructura están:

- Las cargas horizontales y verticales transmitidas por la superestructura, las actuantes directamente sobre la subestructura, además del empuje de tierras en el caso de estribos.
- La altura de las pilas estructurales.
- El costo de las pilas estructurales y estribos.

- d. El material de construcción existente en la región.
- e. El aspecto estético de las pilas estructurales.

Las acciones sobre las pilas y estribos se deben a las diferentes combinaciones de carga provocadas por tráfico, el viento, la presión de corrientes de agua, sismo, etc.

Se tienen casos en los que en alguna parte de los estribos los esfuerzos máximos pueden ser causados por acciones diferentes a las que producen los máximos esfuerzos en otras zonas, como por ejemplo en el caso del cabezal, donde los mayores esfuerzos provienen de la carga transmitida por la superestructura, y la base del muro del estribo, cuyos momentos máximos pueden resultar del empuje de tierras. Para la estabilidad de las pilas estructurales se deberá revisar suponiendo que no exista la superestructura cuando se consideren las cargas horizontales de viento, sismo, etc., debido a que esta condición es crítica.

En el caso en que las pilas estructurales están sujetas a las acciones de la corriente del agua, se recomienda hacer los bordes de las pilas redondeados o con forma hidrodinámica, con el propósito de reducir dicho efecto.

La altura de las pilas estructurales influye de manera directa en costo ya que al aumentar el tamaño vertical, se incrementa de manera importante los elementos mecánicos de diseño, así como la posibilidad de falla por esbeltez.

Los materiales generalmente utilizados en la subestructura son el concreto, acero y la mampostería. En el caso de las pilas estructurales de mampostería, son económicas hasta alturas de 14 a 16 metros. En tanto que los estribos lo son hasta alturas de unos 11 metros. Cuando se utilizan elementos de acero como pilas estructurales, deben protegerse de la humedad mediante pintura o revestimiento, éste último puede ser de concreto, sobre todo cuando están sujetos a ciclos de mojado y secado.

Los elementos de subestructura se pueden clasificar como se indica a continuación:

**a. Estribos**

Estribos de gravedad.

Estribos en cantiliver

- ❖ En cantiliver libre
- ❖ En cantiliver con contrafuertes
- ❖ En cantiliver apuntalado

Estribos de semigravedad

Estribos con aleros

**b. Caballetes**

**c. Pilas estructurales**

Pilas de gravedad

Pilas en forma de T

Pilas en marco

Pilas formadas por conjunto de pilotes

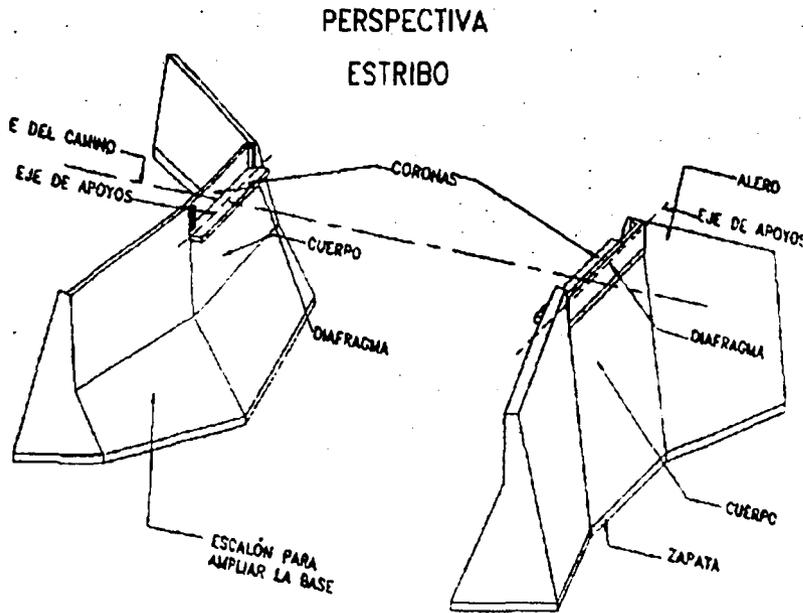


Fig. IV.6a. Esquema de un estribo.

**PARTES DE LAS QUE SE COMPONE UN ESTRIBO**

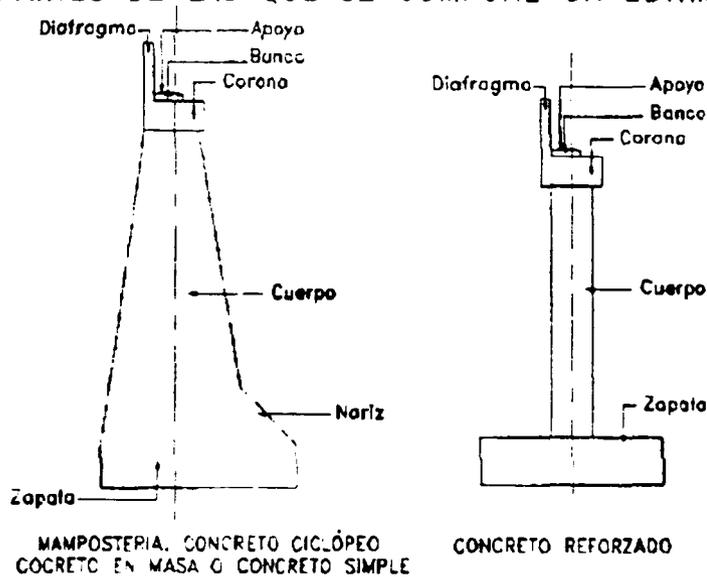


Fig. IV.6b Esquema de las partes de la que se compone un estribo.

**IV.2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA**

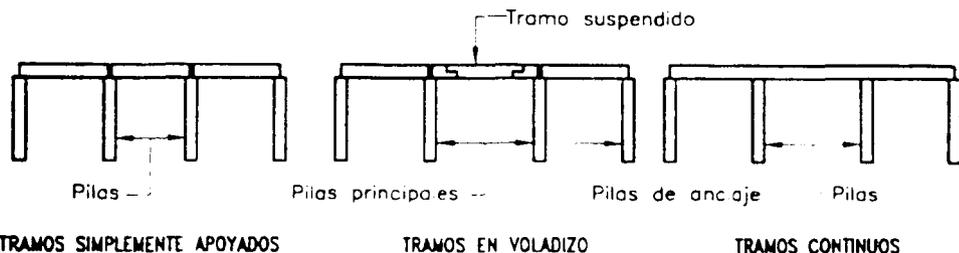
Para la determinación de la superestructura más conveniente para el proyecto de un puente se tendrá que basar en la disposición de información detallada de todos los factores que se requieren para la construcción y operación del puente entre los que se encuentran:

- Aspectos topográficos. En función de la topografía de la zona de cruce se pueden adoptar algunos tipos de superestructura.
- Aspectos relacionados con el área bajo el puente. El área hidráulica bajo el puente queda determinada por el gasto de diseño. Con relación al paso de cuerpos flotantes :
  - a. Altura libre vertical: es la altura entre la superficie del agua para el gasto de diseño y la parte inferior de la superestructura; debe permitir el paso de cuerpos flotantes.
  - b. Claro mínimo: es el claro que debe haber entre los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes
- Aspectos de tránsito. Deben considerarse todos aquellos datos relacionados con las condiciones de tránsito local y de largo itinerario, ya que éstos pueden hacer variar el ancho de calzada del puente y su capacidad de carga, y de esta manera hacer variar el tipo de superestructura que se adopte.
- Aspectos de construcción. Se tomarán todos aquellos datos de la zona de cruce inherentes a la construcción futura del puente, tales como materiales disponibles en calidad, cantidad y costo, accesibilidad a la obra, sueldos y jornales en la región, sistemas y equipos de montaje factibles, etc.

A continuación se presentan algunas definiciones o clasificaciones de tipos de superestructuras.

- Puentes estáticamente determinados o indeterminados (exteriormente)

Se debe elegir entre una superestructura determinada o indeterminada estáticamente cuando el claro por salvar en un puente es lo suficientemente grande para requerir de múltiples tramos. Para el primer caso se pueden utilizar una serie de tramos simplemente apoyados, o tramos en voladizo, y en el segundo caso tramos continuos.



**Fig. IV.7. Disposición estructural de los miembros principales de carga de un puente.**

**Entre las ventajas de los tramos simplemente apoyados, contra los tramos continuos se tiene que:**

- 1) La estructura es estáticamente determinada lo que simplifica el análisis.
- 2) Pueden utilizarse donde las condiciones de cimentación son deficientes, ya que los asentamientos diferenciales de las pilas estructurales no incrementan los esfuerzos en las traveses longitudinales.
- 3) La colocación es más sencilla y rápida.
- 4) Los tramos pueden ser prefabricados.

**Las ventajas de los tramos continuos respecto a los tramos simplemente apoyados son:**

- 1) Se puede tener ahorro de material en la superestructura.
- 2) Es posible realizar tramos más largos, lo que lleva a un número menor de apoyos.
- 3) Se reducen las vibraciones.
- 4) Las fuerzas longitudinales pueden ser transmitidas hasta los estribos, en vez de ser tomadas parcialmente por las pilas estructurales.
- 5) Los tramos continuos resisten cargas de ruptura mayores.
- 6) Las estructuras continuas son ideales para el montaje tipo voladizo.
- 7) Se requiere menos dispositivos de expansión.
- 8) Se obtiene beneficios en el diseño estético del puente, debido a la posibilidad de variar la longitud del tramo y del peralte de las traveses.

Con respecto a los tramos en voladizo, su construcción consiste esencialmente en dos tramos simplemente apoyados, cada uno con extremos sobresalientes o volados y con otro simplemente apoyado entre los dos extremos en voladizo. En este tipo de estructuras es posible aprovechar la simplicidad de análisis de una estructura isostática y las ventajas de un puente continuo.

Entre las desventajas de los puentes en voladizo esta que son menos rígidos que los puentes de tramos continuos, requieren conexiones articuladas especiales y puede haber levantamiento en los estribos y requerir que existan reacciones muy grandes en las pilas estructurales principales.

En un puente continuo se puede tener dos o más tramos, siendo usualmente cinco el máximo, debido a que las expansiones y las fuerzas longitudinales en la subestructura generan serios problemas para puentes largos. Las superestructuras continuas usuales en puentes constan de tres tramos, siendo el tramo central de  $1/5$  a  $1/3$  más largo que los tramos extremos. El estudio de diseños alternativos, y la determinación de sus costos, complementarán la selección.

- Puentes de paso inferior, superior y a través

En la selección del tipo de superestructura hay factores que influyen como la necesidad de altura libre vertical bajo la superestructura y el nivel requerido de la rasante del camino. En los puentes de paso inferior el sistema de piso se conecta a la porción de los miembros principales de la carga. Son de utilidad este tipo de puentes en el caso de escasa altura libre vertical entre el nivel de agua de la avenida de diseño y la rasante del camino, de modo que no se puede alojar en este espacio el peralte y por razones de construcción del camino se prefiere conservar el nivel de la rasante.

Un puente es de paso a través, si se tienen restricciones por altura libre vertical y el nivel de la rasante, pero el sistema de piso se conecta en la porción media de los miembros principales de carga y no existe contraventeo encima del tránsito. Estos se construyen con armaduras metálicas, este tipo de puentes no es usado actualmente.

El sistema de piso, en el caso del puente de paso superior, es colocado en la parte superior de los miembros principales de carga, de modo que no se requiere contraventeo

alguno sobre su parte superior por encima de los vehículos. Este tipo de puentes tienen todas las ventajas sobre los de paso inferior, a excepción de la altura libre vertical debajo de él. A partir de la rasante hay espacio libre ilimitado en sentido vertical y horizontal sobre el sistema de piso, de modo que la expansión futura no estará restringido. Otra ventaja muy importante es que las armaduras o traveses de apoyo pueden colocarse muy cerca una de otras, reduciendo los momentos transversales en el sistema de piso, resultando un diseño más simple que en los puentes con sistemas de paso inferior y a través.

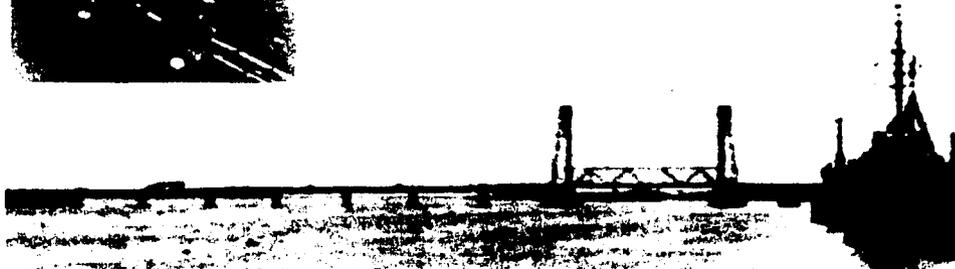
- Puentes con grande y pequeña altura libre debajo de ellos, puentes móviles.

En la elección del tipo de superestructura para un puente que cruza una vía navegable, se puede elegir un puente con gran altura libre, pero con un tramo móvil.

Los puentes de gran altura libre permiten el paso de tránsito fluvial bajo la superestructura sin interrumpir el tránsito de vehículos sobre ellos. Estos puentes tienen costos iniciales mucho más grandes que los puentes de pequeña altura libre, sus accesos requieren de grandes longitudes de desarrollo, tienen pendientes muy fuertes.

Los puentes de pequeña altura libre tienen costos iniciales menores, con secciones móviles que representan siempre una molestia para el tránsito de vehículos y barcos. Además requieren gastos adicionales para los operadores que abren y cierran el puente.

Los tres tipos usuales de puentes móviles son: el puente giratorio, el puente levadizo vertical y el puente basculante.



*Puente levadizo vertical de Contrasoalcos (H)*

Foto IV.1. Foto puente con grande y pequeña altura libre debajo de ellos, puentes móviles.



Foto IV.2. Foto de gran altura libre

- Claros usuales en distintos tipos de superestructura

En la siguiente tabla se observan los distintos tipos de superestructuras y los claros en los que son usados generalmente, la selección dependerá de los factores mencionados anteriormente y de las características propias de cada tipo.

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	CLARO
<b>Puentes de concreto reforzado</b>	
Losa plana maciza	hasta 10 m
Losa plana aligerada	de 9 a 20 m
Losa nervadura	de 15 a 30 m
Viga sección T	de 9 a 25 m
Vigas sección cajón, simplemente apoyadas	de 25 a 35 m
Vigas sección cajón continuas	de 25 a 45 m
<b>Puentes de concreto presforzado</b>	
Vigas simples	de 15 30 m
Vigas compuestas	de 25 a 45 m
Vigas sección cajón, simplemente apoyadas	de 30 a 50 m
Vigas sección cajón, continuas	de 30 a 60 m
<b>Puentes de acero</b>	
Vigas simples perfil laminado	de 10 a 15 m
Vigas sección placa compuesta, simplemente apoyadas	de 20 a 40 m
Vigas sección placa compuesta, continuas	de 30 a 70 m
Vigas de placa, presforzadas	de 30 a 45 m
Vigas sección cajón, simplemente apoyadas	de 30 a 50 m
Vigas sección cajón, continuas	de 40 a 80 m
Armadura simple	de 45 a 180 m
Armadura continua	de 75 a 240 m
Armadura en voladizo	de 150 a 550 m
<b>Otros tipos</b>	
Tridlosa, simplemente apoyada	de 9 a 60 m
Tridlosa, continua	de 25 a 70 m
En arco	de 30 a 500 m
Atirantados	de 150 a 400 m
Colgantes	de 300 a 1500 m

Tabla IV.4. Claros usuales en distintos tipos de subestructura.

#### IV.2.4. CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE PUENTE

Para el diseño de las estructuras de un puente es necesaria la determinación del tamaño y forma de los miembros constituyentes así como de sus conexiones, y el requisito principal es que todas las estructuras deberán soportar las diferentes combinaciones de cargas que se les apliquen.

Es indispensable determinar las combinaciones racionales de carga que puedan producir los esfuerzos o deformaciones máximas en las diferentes partes de la estructura. Se puede hacer una evaluación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y los daños

provocados a seres humanos en caso de falla, pero en la actualidad, los ingenieros proyectistas apenas comienzan a considerar cuantitativamente estos factores. Para simplificar el proyecto de estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas, por medio de criterios basados en la experiencia dejada por algunas mediciones y en la lógica.

Respecto a los reglamentos, éstos establecen las normas que se deben observar, encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura, utilizando hipótesis de dimensionamiento apoyadas por un número suficiente de pruebas de laboratorio, con el objeto de predecir los mecanismos de falla bajo la acción de uno o varios elementos actuantes, además limitan la respuesta de la estructura bajo condiciones de ser vicio.

Los criterios utilizados en los reglamentos en puentes son conservadores con respecto a los usados en edificaciones, esto debido a que no se conocen con precisión los efectos dinámicos de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de las cargas.

En los reglamentos se distinguen usualmente tres tipos de acciones de tráfico:

- a. Cargas repartidas por vía de circulación.
- b. Carga concentrada por eje.
- c. Cargas de vehículo.

Los criterios en la aplicación de la carga, dependen de los reglamentos de cada país. A veces se especifican diferentes tipos de carga, según la clase de esfuerzos que se calculan (esfuerzos locales y globales).

Para llevar acabo el diseño y construcción de puentes, en México, se emplean comúnmente las siguientes especificaciones.

- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, "Normas Técnicas para el proyecto de Puentes Carreteros", México, D.F., 1984
- American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO), "Standard Specifications for Highway Bridges", Washington, 1996.
- American Railroad Engineering Association (AREA), "Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles".

Las especificaciones americanas AASHTO, señalan que los elementos estructurales de puentes para caminos deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones, las cuales se describen a continuación.

#### IV.2.4.1. Carga muerta

En la carga muerta se considera el peso de la estructura, incluida la superficie de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables, y otras instalaciones para servicios públicos.

El verdadero peso del puente se puede conocer hasta que éste ha sido diseñado, por lo que es necesario hacer una estimación preliminar de la carga muerta para el diseño y compararla con la que resulte de éste, repitiendo el proceso hasta que ambos pesos concuerden razonablemente. Es posible apoyarse con estudios de puentes semejantes.

Acero o acero fundido	7850 kg/m <sup>3</sup>
Hierro fundido	7800 kg/m <sup>3</sup>
Aluminio, aleaciones	2800 kg/m <sup>3</sup>
Madera (tratada o sin tratar)	800 kg/m <sup>3</sup>
Concreto simple	2300 kg/m <sup>3</sup>
Concreto reforzado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Mampostería de piedra	2750 kg/m <sup>3</sup>
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920 kg/m <sup>3</sup>
Arena, tierra o gravas, sueltas	1600 kg/m <sup>3</sup>
Macadam o grava compactados con aplanadora	2240 kg/m <sup>3</sup>
Relleno de escorias	960 kg/m <sup>3</sup>
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 kg/m <sup>3</sup>
Tablón asfáltico	1730 kg/m <sup>3</sup>
Vía de F.C. (riel, guardaniel, y accesorio de vías) por metro lineal de vía	298 kg/m <sup>3</sup>

**Tabla IV.5. Pesos volumétricos utilizados para la determinación de la carga muerta en puentes.**

#### IV.2.4.2. Carga viva

Las cargas vivas que se consideran en los caminos sobre las calzadas de los puentes son debidas al peso de la carga móvil aplicada, debido a los vehículos y peatones.

#### Cargas móviles y criterios para los proyectos de puentes

En el proyecto de puentes generalmente se utilizan las especificaciones estipuladas por la "American Association of State Highway and Transportatio Officials" (AASHTO) de los Estados Unidos de America. (Tomado de la referencia 4).

Las cargas móviles consisten en camiones tipo o cargas por carril equivalentes, en las que los camiones no son reales, sino sólo vehículos imaginarios que son usados para el diseño. Según la AASHTO hay dos clases principales de camiones, los denominados con la letra H y HS, estos seguidos por un número.

Los camiones de tipo H tiene dos ejes y el número que les sigue, indica el peso total del camión cargado, en toneladas norteamericanas de 2000 libras. Por ejemplo el camión H20, es dos ejes y pesa 20 toneladas norteamericanas, equivalentes a 18.14 toneladas métricas.

Los camiones HS son vehículos tipo con tractor y semirremolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo. El número que sigue a la letra es el peso del tractor en toneladas norteamericanas, y el peso del semirremolque es de 16 toneladas norteamericanas que equivalen a 32.66 toneladas métricas. Para este caso la separación entre el eje posterior del tractor y del semirremolque es variable dentro de ciertos límites, con el propósito de obtener el efecto más desfavorable para la estructura.

En México se utilizan las normas AASHTO en el proyecto de puentes, aunque las cargas móviles que se usan son las denominadas T3-S3 y T3-S2-R4, identifican a camiones reales cuyo tránsito está permitido en las carreteras federales del país, según lo indica el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, publicado en el Diario

Oficial de la Federación el día 26 de enero de 1994 y el cual fue modificado el 7 de mayo de 1996.

De acuerdo con el reglamento mencionado, el camión tipo T3-S3 consta de tractor con tres ejes y un semirremolque con tres ejes, cuyo peso bruto vehicular máximo es de 48.5 toneladas métricas, pudiendo aumentar hasta 54.5 ton en caso del que el camión cuente con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto en el direccional, para poder circular en caminos tipo A y B. El camión tipo T3-S2-R4 consta de un tractor con tres ejes, un semirremolque con dos ejes y un remolque con cuatro ejes, con peso bruto vehicular máximo autorizado de 66.5 ton, que puede aumentar a 72.5 ton durante el periodo del 8 de enero de 1997 al 8 de enero de 2002, si cuenta con un sistema auxiliar de frenos independiente al de balatas, además tendrán la posibilidad de aumentar el peso bruto vehicular a 81.5 ton si cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, exceptuando el direccional, éstos también para circular en caminos tipo A y B.

La Dirección General de Conservación de Carreteras, previa consulta con la Dirección General de Servicios Técnicos, ha adoptado como carga móvil de diseño la que produzca el efecto más desfavorable sobre los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 (peso total máximo de 48.5 ton y 66.5 ton, respectivamente) en todos los carriles que puedan albergar el ancho de calzada del puente en caminos tipo A y B. Para caminos tipo C y D la carga móvil de diseño será la que produzca el efecto más desfavorable entre lo camiones ya mencionados en una banda y en la otra banda un camión tipo HS20.

**PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)**

TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1 	10	27.50	27.50	24.50	NA
T2-S2 	14	35.50	35.50	31.50	NA
T3-S2 	18	44.00	44.00	39.00	NA
T3-S3 	22	48.50	48.50	43.00	NA

**Fig. IV.8a. Peso bruto vehicular máximo autorizado por tipo de vehículo y camino (TON).**

**PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)**

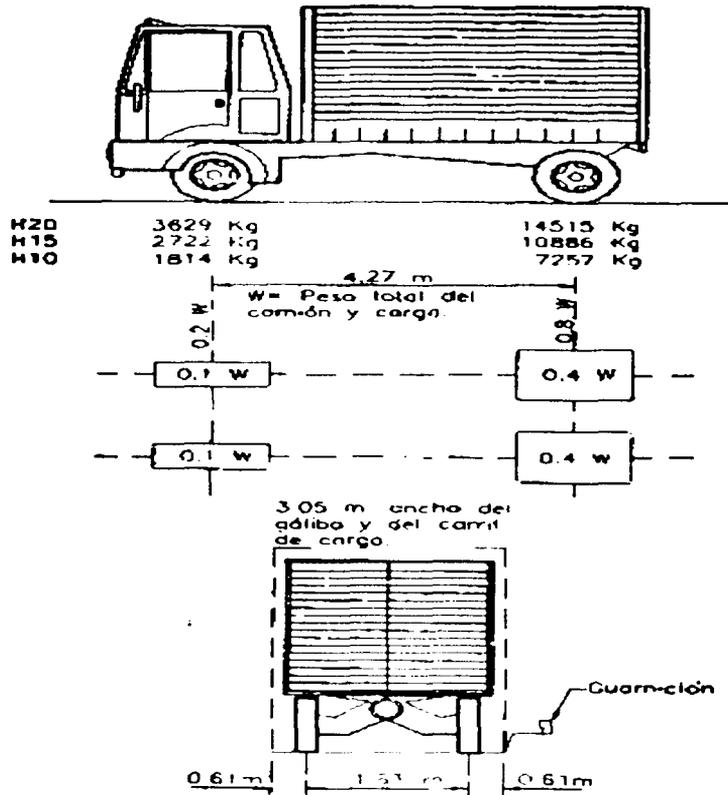
<b>TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO</b>					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1-R2 	18	47.50	47.50	42.50	NA
T3-S1-R2 	22	56.00	56.00	50.00	NA
T3-S2-R2 	26	60.50	60.50	52.50	NA
T3-S2-R4 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
T3-S2-R3 	30	63.00	63.00	55.00	NA
T3-S3-S2 	30	60.00	60.00	51.50	NA

Fig. IV.8b. Peso bruto vehicular máximo autorizado por tipo de vehículo y camino (TON).

**PESOS MAXIMOS AUTORIZADOS POR TIPO DE EJE Y CAMINO (TONELADAS)**

CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 <p>SENCILLO DOS LLANTAS</p>	6.50	6.50	5.50	5.00
 <p>SENCILLO CUATRO LLANTAS</p>	10.00	10.00	9.00	8.00
 <p>MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS</p>	11.00	11.00	10.00	9.00
 <p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS</p>	15.50	15.50	14.00	12.50
 <p>DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p>	18.00	18.00	16.00	14.00
 <p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p>	19.50	19.50	17.50	15.50
 <p>TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS</p>	22.50	22.50	20.00	18.00

Fig. IV.9. Peso máximo autorizado por tipo de eje y camino (TON).



Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de los ejes quede a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

Camión tipo H  
Fig. IV.10. Camión tipo H.

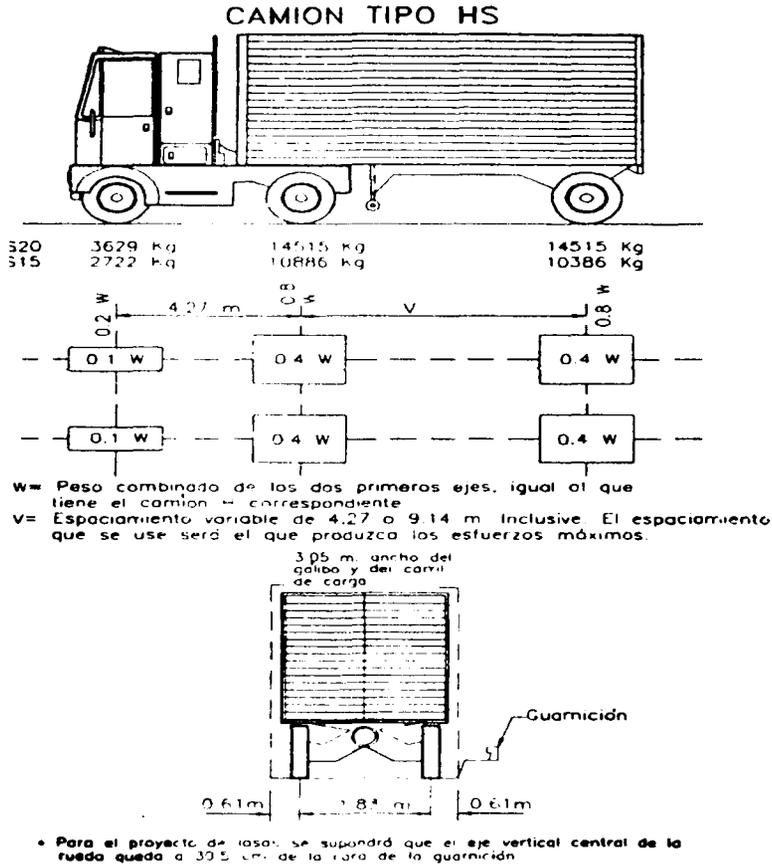
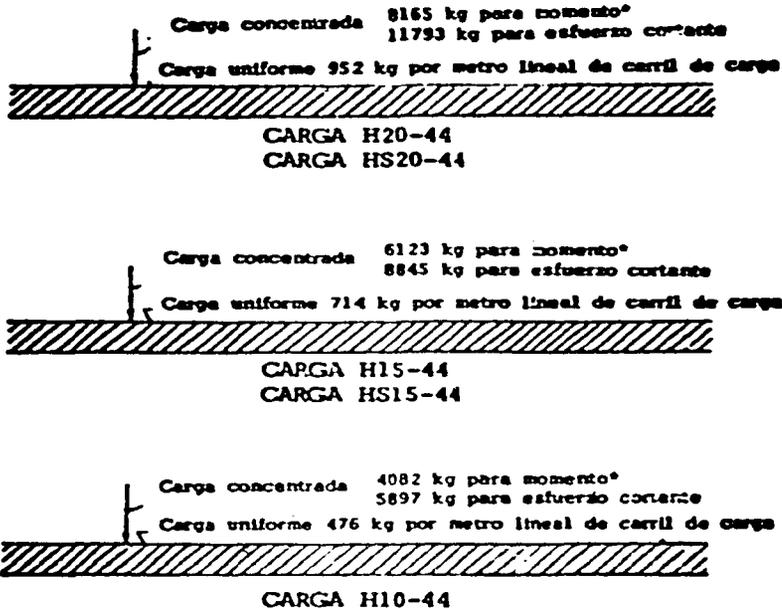


Fig. IV.11. Camión tipo HS.

CARGAS EQUIVALENTES



CARGAS PARA CARRIL H Y HS

Fig. IV.12. Cargas equivalentes.

Carriles de tránsito y aplicación de las cargas

Se considerará que la carga equivalente por carril o la del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m, sin embargo, debido a que el ancho de calzada se establece por condiciones geométricas de vialidad, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito, para fines de análisis, es la que se obtiene de la siguiente expresión:

$$A = A_c / N \quad (IV.3)$$

Donde:

- A Ancho del carril de tránsito.
- A<sub>c</sub> Ancho de calzada sin guarniciones sin contar la faja central.
- N Número de carriles de tránsito de diseño.

La relación entre A<sub>c</sub> y N se especifica en la Tabla. IV.6.

$A_c$	$N$
De 6.10 m a 9.14 m	2
De 9.14 m a 12.8 m	3
De 12.8 m a 16.14 m	4
De 16.14 m a 20.12 m	5
De 20.12 m a 23.77 m	6
De 23.77 m a 27.43 m	7
De 27.43 m a 31.09 m	8
De 31.09 m a 34.75 m	9
De 34.75 m a 38.40 m	10

Tabla IV.6. Relación entre  $A_c$  y  $N$ .

Las cargas equivalentes por carril o los camiones tipo podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual para diseño ( $L$ ), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

El tipo de carga, ya sea esta la carga equivalente por carril (que corresponde a un tren de camiones) o carga de camión tipo (que corresponde a las cargas concentradas en los ejes, de un solo camión que circula a lo largo del puente), que se utilizará en el análisis del puente, será la que produzca los máximos esfuerzos, ya sea que se trate de claros simplemente apoyados o de tramos continuos.

Para tramos simplemente apoyados se incluyen en la siguiente tabla IV.7, las longitudes de los tramos hasta las que la carga del camión tipo en cuestión produce los esfuerzos máximos. Para tramos simplemente apoyados con longitudes mayores a las consignadas en esta tabla, los esfuerzos máximos los producirá la carga equivalente por carril.

Carga tipo	H 15	H 20	HS 15	HS 20
Para cortante, hasta	10.36 m	10.06 m	36.58 m	38.58 m
Para cortante, hasta	17.68 m	17.07 m	42.67 m	42.67 m

Tabla. IV.7. Longitudes de tramos simplemente apoyados hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

La tabla IV.7 muestra que un camión tipo produce los esfuerzos máximos por cortante, en relación de la carga equivalente por carril, hasta una longitud distinta a la que produce los esfuerzos máximos por flexión, así por ejemplo si se está analizando un tramo simplemente apoyado de 15 m de longitud sujeto a una carga H 15, el análisis por cortante se realizará utilizando la carga equivalente por carril, y para el análisis por flexión se utilizará el camión tipo.

En tramos simplemente apoyados el espaciamiento del eje posterior en camiones tipo HS, que producen los esfuerzos máximos, es el valor mínimo de 427cm.

En el caso de tramos continuos será necesario analizar que tipo de carga es la que produce los máximos esfuerzos. Para las cargas de camión tipo HS se deberá considerar el espaciamiento del eje posterior más desfavorable tanto para momentos positivos, como negativos, además considerando en este último caso que el eje trasero puede situarse en el claro contiguo.

Las cargas equivalentes por carril consisten en una carga uniforme por metro lineal de tránsito, combinada con una carga concentrada (ver Fig. IV.10) que puede deslizarse a lo largo del tramo, de tal manera que produzcan los esfuerzos máximos para cada punto del puente que se desee analizar, dichas cargas se considerarán como uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

El caso de tramos continuos las cargas equivalentes consistirán en las cargas mostradas para el camión tipo HS, agregando a éstas cargas otra concentrada de igual peso, que se colocará en otro tramo de la serie en posición tal que se produzca el máximo momento negativo. En la determinación del momento positivo máximo se usará solamente una carga concentrada por carril combinada con tantos tramos cargados uniformemente como sea necesario para producir el momento máximo. La carga uniforme será la que produzca los esfuerzos máximos ya sea continua o discontinua. En el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas en las cargas equivalentes por carril (como se indica en la figura de cargas equivalentes por carril). En el caso de cargas concentradas más ligeras éstas se usarán para el análisis por flexión, y las cargas concentradas más pesadas se usarán para el análisis de esfuerzos cortantes.

#### **Carga mínima**

La carga mínima aplicable será la del tipo HS 15-44, en el caso de caminos principales o para aquellos que no siendo principales se espera tengan tránsito pesado.

#### **Reducción de intensidad de carga viva**

Como es muy remota la posibilidad de que se produzcan simultáneamente las condiciones críticas en todas las líneas, se podrán reducir los efectos de la carga viva en caminos actuando en cada línea. Es decir, si el puente está diseñado para tres carriles se podrá reducir en un 10% el efecto total de la carga viva, y en un 25% si el puente está diseñado para cuatro carriles o más. No se podrá reducir la carga viva en el caso de estar diseñado para uno o dos carriles.

En la carga viva se involucran no solo el peso y espaciamiento de los vehículos y sus ejes, sino además la distribución de estas cargas sobre las losas y los largueros de soporte, lo cual afecta el diseño. Debido a esto se han deducido fórmulas empíricas basadas en estudios teóricos y experimentales, presentadas en especificaciones para puentes, tal es el caso de AASHTO, de manera que se pueda desarrollar un diseño definitivo. Estas fórmulas están limitadas para los rangos para los cuales se dedujeron, por ejemplo, las especificaciones de AASHTO se refieren a claros no mayores de 100 a 200m, para los casos en que las condiciones no caigan dentro de estas restricciones es pertinente que el ingeniero utilice su propio juicio y experiencia en la interpretación y aplicación de estas fórmulas.

#### **Carga viva sobre banqueteta**

La a carga viva se determina con respecto a las siguientes condiciones.

1. Para el diseño de pisos, largueros y apoyos inmediatos a las banquetetas se debe considerar una carga viva de  $415 \text{ kg/m}^2$  por área de banqueteta
2. Para traveses de sección compuesta, armaduras principales, etc., la carga viva a considerar será de acuerdo a lo siguiente:
  - Para claros de 0 a 7.62 m de longitud  $415 \text{ kg/m}^2$
  - Para claros de 7.63 a 30.48 m de longitud  $293 \text{ kg/m}^2$
  - Para claros de más de 30.49 m de longitud, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P = \left( 146 + \frac{4464}{L} \right) \left( \frac{16.76 - A}{15.24} \right) \quad (IV.4)$$

**Donde:**

- P** Carga viva por metro cuadrado (con valor máximo de 293 kg/m<sup>2</sup>).  
**L** Longitud de banqueta cargada, en metros.  
**A** Ancho de banqueta, en metros.

### **Carga viva sobre guarnición**

Las banquetas serán diseñadas para resistir una fuerza lateral no menor de 745 kg/m de guarnición, estando aplicada en la parte superior de la guarnición, o 25 cm arriba del piso si la guarnición es de altura mayor de 25 cm.

La ampliación de la guarniciones tiene como objeto servir eventualmente, como banquetas de tránsito para peatones; se llaman "banquetas de emergencia" y tendrán un ancho mínimo de 45 cm. Si ésta llegara a medir más de 60 cm de ancho, implicaría proyectarla para las cargas especificadas para banquetas.

### **Carga viva sobre parapetos**

Parapetos de calzada Los miembros superiores de los parapetos de calzada se proyectan para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 kg/m actuando simultáneamente con una fuerza vertical de 150 kg/m, aplicadas en la parte superior del parapeto. En caso de que las guarniciones tengan una altura mayor de 23 cm, los barrotes inferiores del parapeto se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 450 kg/m. Si la guarnición tiene menos de 23 cm de altura, esa fuerza se aumentará en 60 kg/m, por cada 2.5 cm que la guarnición tenga debajo de los 23 cm de altura; el incremento agregado a la fuerza horizontal por aplicarse al barrote no será mayor de 300kg/m. Cuando no hay barrote inferior los miembros del alma se proyectarán para resistir una fuerza horizontal de 450kg/m aplicada a no menos de 53 cm arriba de la calzada. Por cada 2.5 cm de altura en la guarnición, arriba de 255 cm, esa fuerza horizontal se podrá reducir en 22.5 kg/m, pero no será menor de 223 kg/m. Las fuerzas horizontales se aplicarán simultáneamente. Los parapetos sin alma y con un solo barrote se proyectarán para las fuerzas especificadas anteriormente para barrotes inferiores.

### **Impacto**

Este efecto dinámico no sólo es producto del choque de las ruedas del vehículo con las imperfecciones del piso, sino que además está incluida la aplicación de la carga viva en la estructura en un periodo de tiempo corto.

Adicionalmente al verdadero efecto de impacto y al de la aplicación repentina de cargas, existe un tercer efecto provocado por la vibración del vehículo sobre sus muelles, las irregularidades del piso contribuyen a dicho efecto. Las vibraciones del vehículo sobre sus muelles induce vibración en la estructura, la magnitud de los esfuerzos inducidos depende de las masas relativas del vehículo y puente, de la frecuencia natural de la estructura, y de las características de amortiguamiento del puente.

**A continuación se presentan dos grupos de estructuras según sea aplicable o no el efecto de impacto.**

**Grupo A**

1. Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a cargas, torres de acero, columnas de marco rígidos y en general aquellas partes de la estructura que se prolonguen hacia abajo hasta la cimentación principal.
2. La porción de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan arriba de la superficie del terreno y que estén rigidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rígidos, o sean parte de una estructura continua.

**Grupo B**

1. Muros de sostenimiento, estribos, pilas y pilotes, excepto en los indicados A.2.
2. Cimientos y presiones en las cimentaciones.
3. Estructuras de madera
4. Cargas para banquetas

**Las estructuras del grupo A se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva en un cierto porcentaje debido a los efectos de impacto, efectos dinámicos y efectos vibratorios, de acuerdo con la siguiente formula:**

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad (IV.5)$$

Donde:

- I* Factor de impacto, en porciento, cuyo valor máximo a considerar será de 30%.
- L* Longitud del claro cargado en metros.

Las especificaciones de AASHTO plantean que el valor de “*L*” en vigas continuas es la longitud del tramo en cuestión para momento positivo y el promedio de los dos tramos adyacentes para momento negativo; para cortante “*L*” se utilizará, de igual forma que para momento positivo. (Tomado de la referencia 9).

**Fuerzas longitudinales**

El efecto que produce un vehiculo cuando acelera o frena sobre un puente se le llama fuerzas longitudinales, cuya magnitud depende del valor de la aceleración o frenaje. La máxima fuerza longitudinal resulta de frenar repentinamente, la magnitud de dicha fuerza depende del peso del vehiculo, de su velocidad al instante de frenar, y del intervalo de tiempo en el que el vehiculo se detiene completamente. Su valuación resulta difícil de realizar por lo que para tomar en cuenta la magnitud de las fuerzas longitudinales, las especificaciones estipulan que se adopte un valor del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven transito de vehiculos en la misma dirección.

Se usara la carga equivalente por carril de diseño, con la carga concentrada para momento, sin considerar impacto, y la reducción especificada para cuando hay varios carriles cargados.

El centro de gravedad de las fuerzas longitudinales se supondrá que se encuentra a 1.22 m arriba de la losa de piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal añade esfuerzos muy pequeños a los miembros de la superestructura.

Deberá ser considerada en el diseño de la estructura la fuerza longitudinal debida a la fricción de los apoyos o dilación, esta fuerza longitudinal es igual a la descarga en el apoyo por el coeficiente de fricción entre los materiales deslizantes que constituyen el

apoyo. El uso de apoyos deslizantes de teflón, que tiene un coeficiente de fricción muy pequeño, minimiza las fuerzas longitudinales. En la Tabla IV.8 se presentan los valores de los coeficientes de fricción entre algunos materiales.

Material (1)	Coefficiente	Material (2)	Coefficiente
Entre piedra y piedra	0.40 – 0.70	Entre concreto y mat. Asf.	1.0 – 2.0
Entre madera y madera	0.25 – 0.50	Entre acero y acero	0.2 – 0.5
Entre metal y piedra	0.30 – 0.70	Con rodillo de acero	0.03
Entre metal y madera	0.20 – 0.60	Teflón	0.04
Entre concreto y caucho	0.60 – 0.60		

Tabla. IV.8. Valores de coeficientes de fricción para algunos materiales.

**Fuerzas debidas a variaciones de temperatura**

Será necesario tomar en cuenta los esfuerzos y movimientos resultados de la variación de la temperatura. Se fijará el aumento o disminución de la temperatura del lugar donde será construida la estructura, dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la erección. Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior del elemento.

La variación de la temperatura sera generalmente como sigue.

- Estructuras de acero  
Para clima moderado de - 18 a 49 °C  
Para clima frio de 34 a 49°C
- En estructuras de concreto

Para clima	Aumento de temperatura	Disminución de temperatura
Moderado	17 °C	22 °C
Frio	19 °C	25 °C

Tabla IV.9. Variación de la temperatura en estructuras de concreto.

La dilatación o contraccion que sufre el concreto por aumento o disminución de la temperatura, cualquiera que sea el caso, son proporcionales a la variación térmica. Esta proporcionalidad se expresa por medio del coeficiente de dilatacion termica lineal, que se define como el cambio de longitud que sufre un elemento cuando su temperatura varia en un grado centigrado, para diseño se considera un valor promedio de 0.000011/°C, tanto para concreto simple, como para concreto reforzado.

Se considera para el acero un coeficiente de dilatación termica de 0.000012/°C.

En caso que se permita la libre dilatacion o contracción en la superestructura, el cambio de temperatura no origina esfuerzos "térmicos" a la misma, pero se originan en los apoyos las fuerzas longitudinales mencionadas.

## **CAPITULO V PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

### **V.1. IMPORTANCIA DE UN PROCESO CONSTRUCTIVO**

La ejecución, es una parte fundamental en la realización de la obra, es decir es la culminación del proyecto, por tal motivo en la ejecución de una obra como la de un puente, se debe tener especial cuidado. En la ejecución de la obra hay una serie de factores que debe tomarse en cuenta para lograr su realización óptima, tal es el caso de los programas de obra, éstos están basados en los insumos a utilizar, como materiales, maquinaria, mano de obra. Para la utilización de estos insumos se tomará en cuenta las actividades a ejecutarse, éstas con un tiempo de realización y una secuencia que permita el cumplimiento de la obra, todo esto implica un proceso constructivo a seguir.

La aplicación de un proceso constructivo, no solo implica lo anteriormente mencionado, sino que es de gran importancia las experiencias de proyectos similares anteriormente realizados, lo cual dará la pauta para establecer los lineamientos a seguir durante la ejecución de la obra

En este trabajo se describirán los procesos constructivos comúnmente utilizados para la construcción de cimentaciones profundas.

En la definición del proceso constructivo es necesario tomar en cuenta diversos factores como la estratigrafía del sitio, las condiciones de aguas subterráneas, así como la profundidad, espesor y tipo de roca suelo duro u otro material de apoyo para la cimentación, ya que la localización del nivel freático así como las propiedades del suelo determinarán la posibilidad de realizar la excavación en seco o la utilización de ademe metálico o lodos, además de definir el método de colación del concreto.

Hay otros factores a tomar en cuenta en la definición de los métodos constructivos, como son el área de trabajo y acceso al sitio, así como las instalaciones que haya que proteger contra derrumbes, ruido o contaminación.

Las tolerancias que se especifiquen en el proyecto influyen en la definición de los métodos constructivos.

### **V.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; CASO PILAS**

El comportamiento de una pila colada in situ, está ligada al procedimiento constructivo utilizado.

El procedimiento constructivo para una pila implica:

- 1.- Hacer una excavación o perforación vertical, generalmente cilíndrica en el subsuelo, la cual debe ser estable por sí misma o mediante el uso de un ademe metálico o por medio de lodos, hasta la profundidad de proyecto y que tenga la sección transversal, forma y dimensiones acordes con las cargas por transmitir al subsuelo y con la capacidad de carga de diseño.
- 2.- Habilitado y armado del acero de refuerzo, de acuerdo a las especificaciones estructurales del proyecto, colocado en el barreno, cuidando que se cumpla el recubrimiento especificado
- 3.- Colocar el concreto en el barreno, asegurando la continuidad y que no pierda ninguna de sus propiedades por efectos tales como la segregación.
- 4.- Verificar la calidad del concreto colado, mediante métodos directos o mediante métodos indirectos garantizando la continuidad del concreto.

Dependiendo de la realización de la perforación podemos definir tres métodos de construcción de los cuales se pueden tener diferentes variaciones.

Durante el proceso de construcción se deberán seleccionar los métodos constructivos que garanticen la ubicación precisa de la perforación para la pila, así como la estabilidad de las paredes de la perforación. Debido a esto se pueden tener tres casos en los que el proceso constructivo variará.

#### **V.2.1. PERFORACIÓN SIN PROTECCIÓN**

Es aplicable a suelos firmes o compactos, cohesivos, sobre o bajo el nivel freático que no presenten derrumbes o socavaciones al ser cortados por las herramientas de las perforaciones.

Como en el caso de arcillas y limos arcillosos, firmes o duros, o bien limos arenosos compactos y tobas que puedan mantener estables sus paredes en cortes verticales, aun en presencia de agua, siempre que el flujo no sea excesivamente grande.

El primer paso es colocar el equipo de perforación en el sitio adecuado y la selección apropiada de la broca y barrena para iniciar la excavación. Se efectúa el barrenado hasta su profundidad, depositando el material excavado en un lugar conveniente para su remoción posterior.

El tiempo que se llevará la excavación dependerá, de las condiciones del suelo y la geometría del pozo.

Una vez alcanzada la profundidad total de la excavación, a la profundidad de diseño puede utilizarse un ampliador o un ensanchador para ampliar el fondo del pozo.

Concluida la perforación se recomienda proceder con mayor celeridad al término de la construcción de la misma, para que el suelo de las paredes se altere lo menos posible.

Posteriormente a la perforación se procede a colocar el acero de refuerzo para asegurar su correcta colocación se le instalan separadores, la introducción de acero de refuerzo dentro de la perforación se realizara totalmente horizontal, finalmente se realiza el colado.

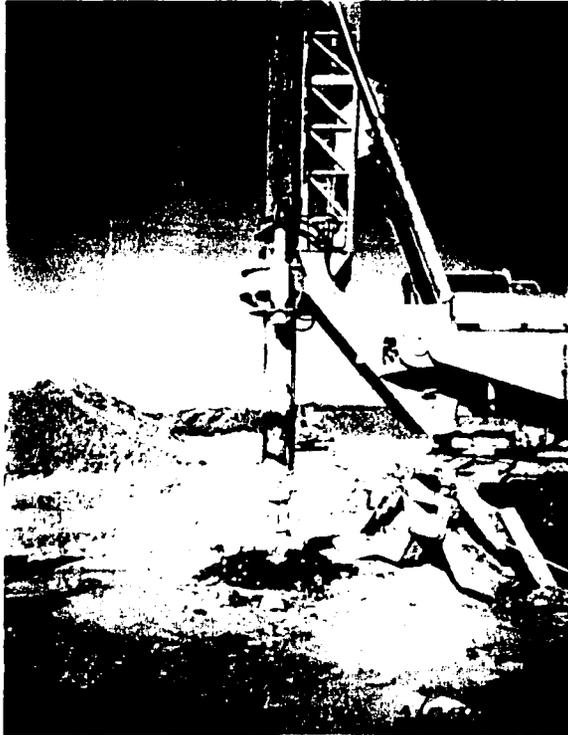


Foto V.1. Perforación sin protección.

En cuanto a lo que respecta al concreto, hay aspectos muy importantes que se deben cumplir para asegurar la calidad de la construcción de la pila

- **Tamaño del agregado.** Es de gran importancia que el concreto pase libremente entre las intersecciones del acero de refuerzo, para que logre ocupar todo el volumen excavado para la pila, por lo que es recomendado que el tamaño máximo del agregado no sea mayor de  $2/3$  partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo.
- **Revenimiento.** El buen proporcionamiento de la mezcla es necesario para lograr resultados óptimos en la construcción de la pila. Es recomendable un revenimiento de 15 a 20 cm, además el empleo de aditivos para retardar el fraguado durante el colado, y poder hacer más fácil trabajarlo.

Antes de realizar el colado es necesario realizar una limpieza en el fondo de la excavación, con el propósito de eliminar los azolves o caídos

Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto, en los que se busca evitar la segregación del concreto, un método es la utilización de recipientes especiales como "bachas" que descargan en el fondo y se mueven por medio de malacates o bien con grúas. También se puede utilizar tubería de conos segmentados, llamadas comúnmente, "trompas de elefante", o bien bombas para concreto.

Otro método para el colado es la utilización de la tubería tremie, la cual se describirá con detalle más adelante.

### V.2.2. PERFORACIÓN CON ADEME

Este método es requerido por la inestabilidad propia del material o por la presencia de aguas freáticas

Cuando la perforación no es posible estabilizarla con lodos, se recurre al uso de ademes metálicos los cuales pueden ser recuperables o perdidos, según sea el caso.

Los ademes metálicos recuperables se utilizan generalmente en suelos arenosos cuyo nivel freático está muy abatido y por lo tanto el lodo bentonítico se fuga hasta equilibrarse con ese nivel

El ademe metálico es un tubo de diámetro acorde al de la perforación requerida para la pila. El espesor de la pared del tubo es función de los esfuerzos a que estará sometido durante su hincado y extracción y su longitud depende de los problemas de inestabilidad particulares de cada caso. En la práctica se recomienda que el espesor del ademe recuperable sea de tantos milímetros como decímetros tenga el diámetro; por ejemplo una camisa de 150 cm de diámetro tendrá un espesor de 15 mm, siendo 8 mm el espesor mínimo, ya que de lo contrario se tendrá problemas al ser hincado y extraído.



Foto V.2. Perforación con ademe metálico.

Puede hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación de la pila, a lo que se le llama emboquillado, como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre el nivel estable, o bien hincarse en toda la longitud de la pila. El hincado del tubo ademe puede realizarse mediante el empleo de equipo que le proporciona un movimiento semirotatorio y una fuerza vertical al ademe metálico. Puede realizarse haciendo varios ciclos de perforación cortas alternadas con la colocación de tramos de ademe unidos hasta la longitud requerida. La extracción del material dentro del tubo se puede lograr con la herramienta adecuada, dependiendo del tipo y condiciones de suelo. Posteriormente se procede a realizarse la ampliación en la base de la pila en caso de especificarse en el proyecto, después se coloca el armado y se realiza el colado. Los ademes metálicos utilizados en pilas, pueden extraerse al terminar el colado o bien pueden perderse cuando se integran a ella. Cuando se use ademe recuperable se deberá tener cuidado de que el acero de refuerzo no se altere y llegue a quedar en contacto con el suelo.

El ademe metálico no recuperable se usa para evitar estrangulamiento en los colados in situ, ya que al depositar el concreto en la perforación ejerce empuje a las paredes que el suelo no puede soportar.

Por la razón anterior cuando el subsuelo acusa la presencia de turba o un alto contenido de agua (más del 300%) se recomienda la utilización de ademe perdido.

El ademe perdido no se inca si no son colocados además tienen la particularidad de ser continuos o no.

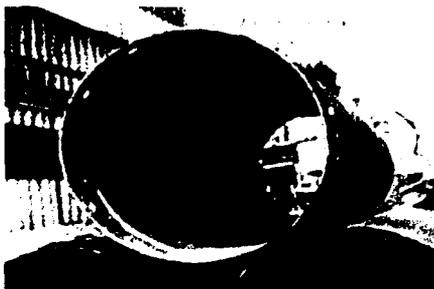


Foto V.3. Ademe metálico

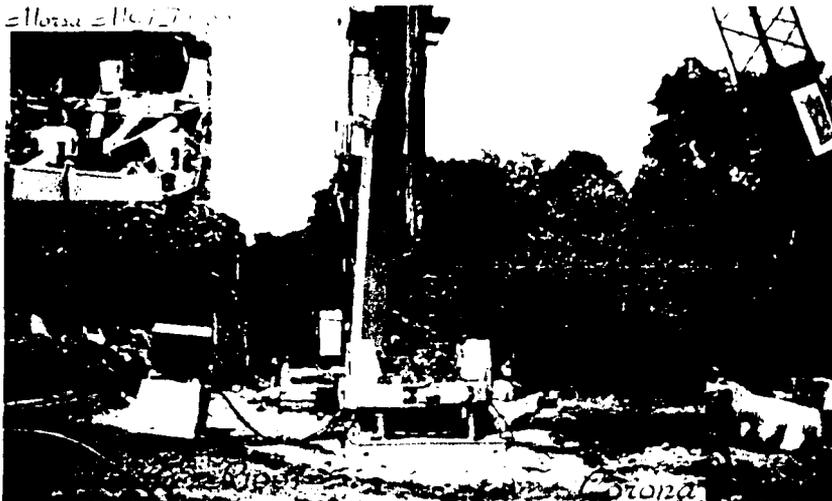


Foto V.4. Procedimiento de perforación.

### V.2.3. PERFORACIÓN CON LODO DESPLAZADO

La utilización de lodos para estabilizar una perforación es aplicable al caso de suelos inestables que presenten problemas de derrumbes, ya sea por presencia de agua freática o por sus propiedades mecánicas desfavorables. Durante el proceso de perforación el lodo cumple con lo siguiente:

- Estabiliza las paredes formando una película plástica e impermeable producida por la sedimentación de las partículas sólidas del lodo al filtrarse éste a través de las paredes de la perforación, esta película también llamada enjarre, permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, logrando así la estabilidad de la perforación. Al mismo tiempo impide la pérdida excesiva de agua del mismo lodo, y el paso del agua al interior del barreno.



Foto V.5. Perforación con lodo desplazado

- Se pueden remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo de perforación, se producen recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hasta la superficie por efecto de la circulación del lodo

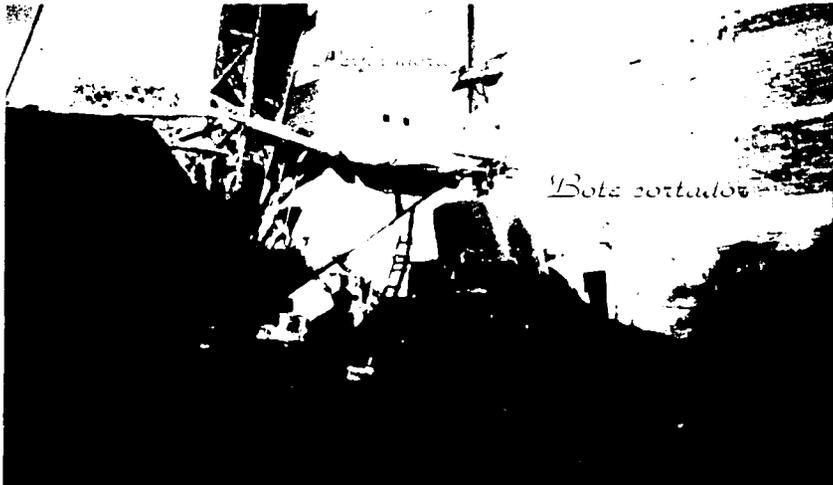


Foto V.6. Extracción del material de la excavación

- Enfría y lubrica la herramienta rotatoria de corte, por lo que evita el peligro que implica la generación de calor por la fricción continua. Además permite la lubricación de las barras de perforación contra las paredes del barreno.
- Contrarresta las subpresiones, que se presentan por gases, para ello es común la adición de materiales inertes pesados como la barita.

Iniciada la perforación el lodo debe de sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de lodo muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

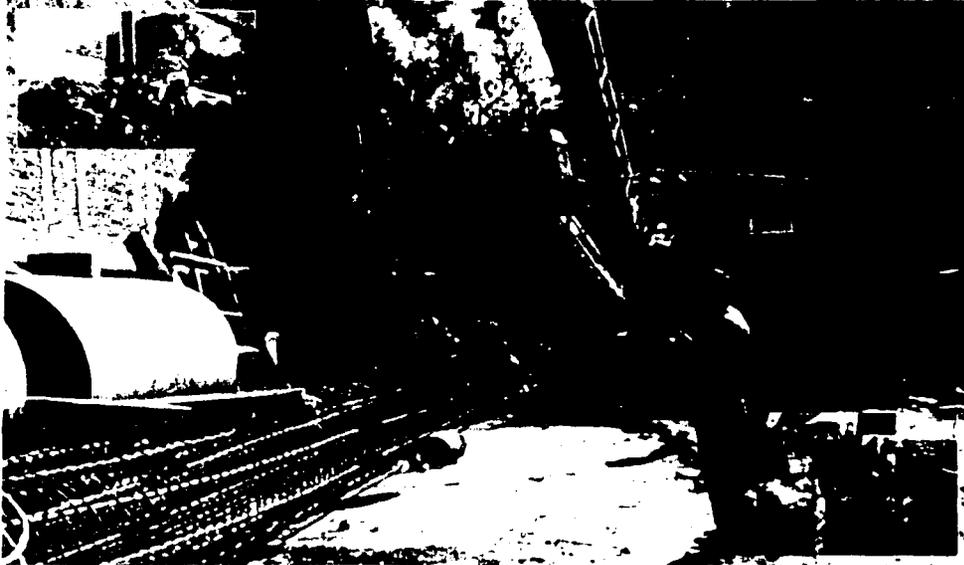


Foto V.7. Proceso de perforación estabilizando con lodo bentonítico.

Una vez llegado al nivel requerido se procede a colocar el armado

Para la colocación del concreto bajo el lodo bentonítico, se acostumbra utilizar una o varias tuberías que estarán sumergidas, llamadas tubería tremie, cuyo diámetro interno debe ser por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto utilizado para la fabricación de la pila. Para su manejo puede estar integrado por tramos de 3 m de longitud como máximo, que sean fáciles de desmontar. Es imperativo sea lisa por dentro, esto es para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado. Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica, con un ángulo comprendido entre 60° y 80°.

Los diámetros usuales para esta tubería varían entre 20 y 25 cm (8" a 10"), y sus espesores de pared están entre 6 y 8 mm.

Antes de colocar la tubería es necesario revisar el buen estado y engrasado de las cuerdas de la tubería, una vez colocada la tubería se procede a colocar en el extremo superior un tapón deslizante, la cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto.

Cuando se emplea tubería tremie, debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación para que permita la salida del tapón y se coloque el concreto a partir del fondo de la perforación, dejando embebido el extremo inferior de la misma, para lograr un desplazamiento continuo del lodo, manteniendo una sola superficie de contacto. La diferencia de densidades entre el concreto ( $2.4 \text{ ton/m}^3$ ) y el lodo ( $1.04 \text{ ton/m}^3$ ) hace que el lodo sea desplazado por el concreto. Es necesario llevar un registro continuo de los niveles reales de concreto, para cuando se juzgue conveniente retirar extremos de la tubería sin que ésta se salga del concreto. La operación de colado debe ser continua, para evitar que durante los lapsos de espera el concreto comience a fraguar, y se presente un taponamiento.

Es posible utilizar equipos de bombeo para el concreto en colados de pilas, en tal caso es necesario asegurar una granulometría de los agregados que evite la segregación.

La utilización del bombeo de concreto directo hasta el fondo de la perforación tiene algunos inconvenientes, tal es el caso del taponamiento de la línea cuando ésta es muy larga, o la dificultad de colocar el tapon de seguridad, por lo que es recomendable combinar esta operación con el uso convencional de tubería tremie.



Foto V.8. Colado en una perforación estabilizada con lodo bentonítico.

#### V.2.4. EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN COMUNMENTE UTILIZADO

La selección del equipo de construcción es fundamental en la construcción de una pila ya que la correcta perforación, la colocación del armado y concreto dentro de la perforación dependerán del equipo y herramientas a utilizar, por lo tanto es importante conocerlos.

##### Grúas

Estas máquinas sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, por lo que cuenta con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en ganchos.

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.

Las grúas pueden ser fijas o móviles, estas últimas pueden trasladarse por medio de orugas o llantas.

En la construcción de pilas se usan generalmente grúas móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas equipos de perforación, o bien para ejecutar con ellas maniobras como manejo y colocación de armado, tubería de colado, etc.

**A) Utilizadas para montar perforadoras**

Marca	Modelo	Capacidad (ton)	Peso (ton)
Link Belt	Ls 108-B	45.0	38.4
Bucyrus Erie	61 B	66.5	67.3
Link Belt	LS 118	60.0	54.7
P & H	670 WCL	70.0	54.7
Link Belt	LS 318	80.0	63.3

**B) Utilizadas para efectuar maniobras**

Marca	Modelo	Capacidad (ton)	Peso (ton)
Link Belt	LS 68	15.0	17.7
Bucyrus Erie	22 B	12.0	19.3
Link Belt	LS 78	17.0	21.7
Link Belt	LS 98	17.0	27.7

Tabla V.1. Grúas de uso frecuente en México. (Tomada de la referencia 7).

Para el montaje del equipo de perforación usualmente se requiere grúas de 45 a 80 ton de capacidad nominal, con plumas rígidas de 18.3 m (60 pies) de largo.

Para la el desarrollo de maniobras se emplean grúas de menor capacidad nominal, pero mayores de 15 ton. La conveniencia de que estén montadas sobre oruga o neumáticos lo determinarán las condiciones del terreno.

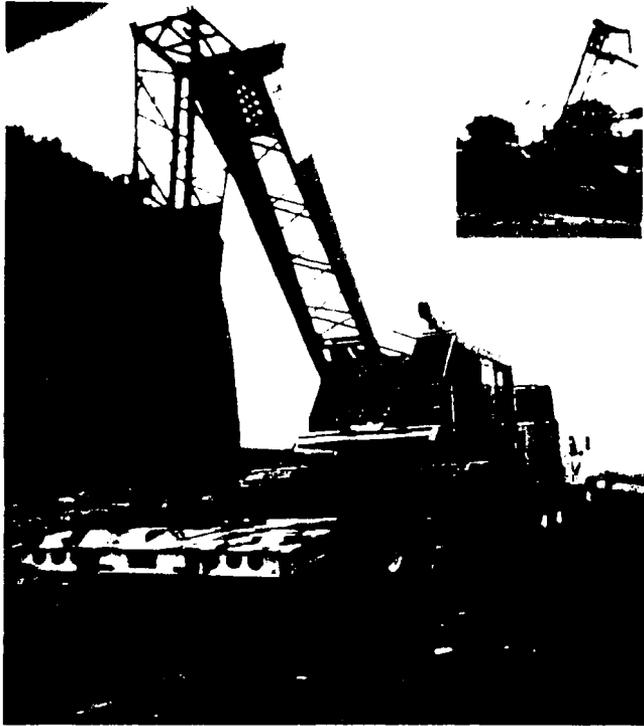


Foto V.9. Grúa Link Belt 98

### **Perforadoras**

**Maquinas** utilizadas 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 trepano, un bote cortador, etc.

En la construcción de pilas generalmente se utilizan dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio, según que estén sobre una grúa o que se monte 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.

Por lo general las perforadoras montadas sobre grúa son de mayor tamaño y potencia, su movilidad dentro de la obra, es mejor sobre todo si el terreno es difícil además de que eventualmente la misma grúa puede utilizarse para las maniobras de introducción de acero y de colado, esto lo puede realizar desmontando o no la perforadora de la grúa.

Marca	Modelo	Tipo	Par kg- cm	Diámetro perforado		Profundidad M Máx
				Min	Máx	
Calweld	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	RTP/S	S/camión	10500	0.30	1.50	32.0
Soilmec	RT3/S	S/grúa	21000	0.50	2.50	42.0
Sanwa	D40 K	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	12000	0.45	2.00	42.0
Casagrande	CADRILL 21	S/grúa	21000	0.45	2.50	42.0

Tabla V.2. Se presenta una relación de los equipos rotatorios de perforación que más comúnmente se emplean en México para excavar pilas. (Tomada de la referencia 7)



Foto V.10. Perforadora.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



*Perforadora montada sobre camión RJA/S*

Foto V.11. Perforadora montada sobre camión.



*Perforadora sobre orugas Link BELTZ 58*

Foto V.12. Grúa y perforadora montada sobre orugas.

TESIS CON  
FUELA DE ORIGEN

### Herramientas para pilas

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

Las perforadoras rotatorias emplean brocas espirales, botes cortadores, botes ampliadores para la formación de campanas en la base de las pilas y trépanos.

- 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. Las brocas tienen una caja en donde penetra la punta del barretón o Kelly para su acoplamiento.



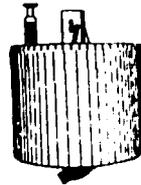
Foto V.13. Broca espiral cilíndrica

- Botes cortadores. Cilindros de acero con una tapa articulada en la base, en la cual se localizan los elementos de corte, contando además con una trampa la cual permite la entrada del material e impide su salida

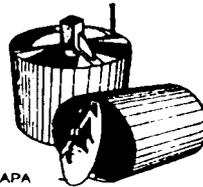


Foto V.14. Bote cortador.

- **Botes ampliadores.** Son llamados también botes campana, son cilindros de acero parecidos a los botes cortadores, pero cuentan con un dispositivo formado por uno o dos alerones que van sobresaliendo del bote a medida que cortan el material de las paredes del fondo de la perforación, con lo que se forma así la "campana", la cual es la ampliación de la base de la campana.



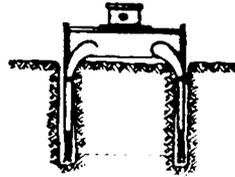
VISTA LATERAL



TAPA

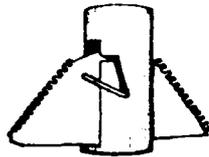


FONDO



BOTE CORONA

**BOTES CORTADORES**



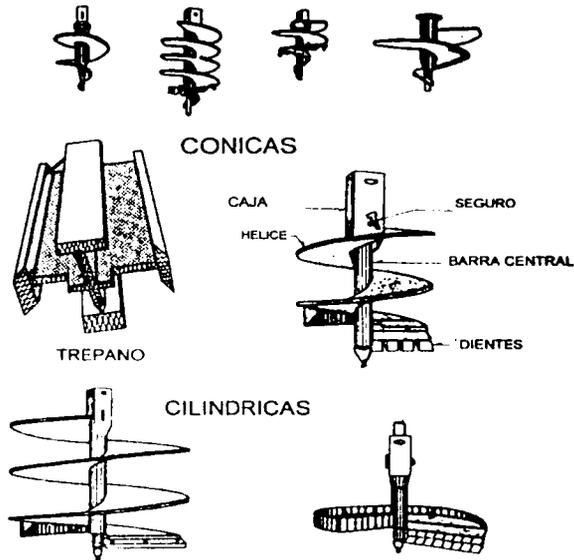
ABIERTO



ALERONES

**BOTES AMPLIADORES**

**Fig. V.1a Herramientas.**



BROCAS ESPIRALES  
**Fig. V.1b Herramientas.**

- **Trépano.** Son herramienta de acero de gran peso, con punta en el extremo inferior Sirven para romper las rocas o boleos encontrados en la perforación o para empotrar las pilas en las formaciones rocosas. El trépano se deja caer libremente a una cierta altura impactando la roca y fracturándola para posteriormente ser extraída.

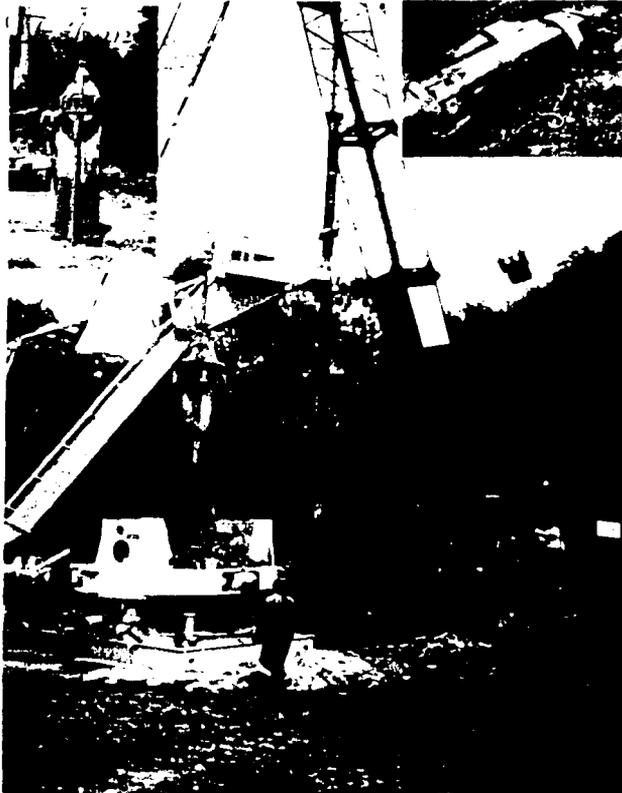


Foto V.15. Herramienta para romper boleos en una perforación.

### V.3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; CASO PILOTES

A continuación se presenta el procedimiento constructivo de los pilotes de concreto precolados, en general se puede considerar que las actividades a seguir son las siguientes:

- a) Fabricación de pilotes
- b) Perforación previa
- c) Izado del pilote
- d) Hincado del pilote

#### a) Fabricación del pilotes

Esta actividad implica, la construcción de una plataforma de concreto la cual se ubicara lo más cercano al lugar de hincado del pilote, para que el izado del pilote sea con el menor numero de maniobras de la grúa, dicha plataforma, llamada "cama", será completamente

horizontal, con un espesor de 5 a 10 cm, con la superficie de acuerdo a el tamaño de los pilotes y la cantidad de estos que se deseen colar, se recomienda dimensionar las camas con 50 cm más en ambos sentidos.

La construcción de la cama de colado implica la nivelación, alineación y compactación del terreno, posteriormente se coloca la cimbra y una malla de acero en la parte inferior de la cama, por ultimo se realiza el colado de la cama y se deja la superficie lo mas lisa posible.

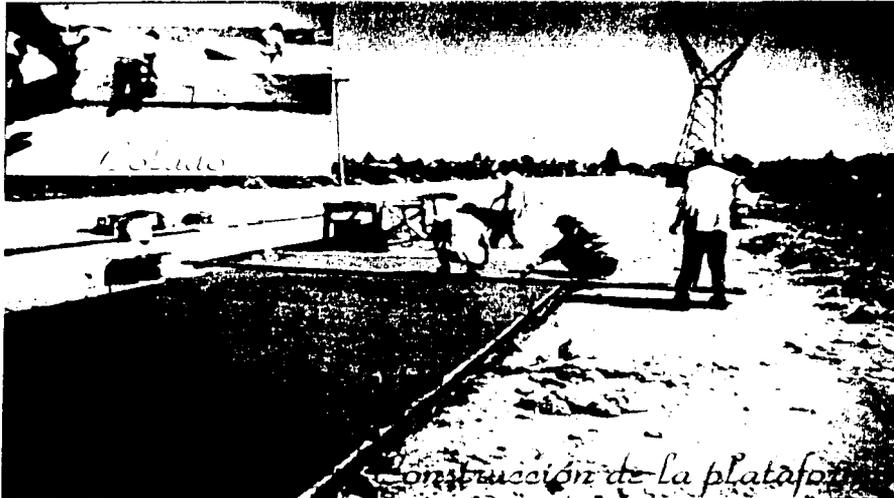


Foto V.16. Construcción de la plataforma

Se procede a colocar la cimbra de los pilotes, éstos son moldes de madera, lámina o sus combinaciones, diseñados para soportar la presión del concreto durante el colado y su vibración. Serán suficientemente rígidos para no deformarse y durante el colado deberán intercalarse lugares vacios entre los pilotes, en los que posteriormente se colarán otra serie de pilotes, sirviendo los primeros pilotes como cimbra. Es muy importante aplicar un lubricante a la cimbra con el propósito de que el concreto no se adhiera a la cimbra y a la cama de colado

De manera simultanea al colado de la cama y la colocacion de la cimbra se realiza el armado de los pilotes, los cuales cumplirán con las especificaciones del proyecto.

El acero de refuerzo longitudinal debe llegar sin dobleces a los extremos del pilote y sin recubrimiento

Para asegurar el recubrimiento del acero de refuerzo, se colocan en las paredes de la cimbra y en la parte inferior los llamados "pollos", los cuales garantizaran el recubrimiento especificado.

Posteriormente se procede a realizar el colado de los pilotes, en el que será necesario la utilización de vibradores que permitan el acomodo del concreto, la aplicación de los acelerantes en el concreto son muy útiles, ya que estos permiten que alcancen la resistencia suficiente para ser despegados en un tiempo corto.

Los pilotes se pueden mover cuando ha alcanzado el 80% de su resistencia y el 100% para poder ser hincados, por lo que generalmente la fabricación de los pilotes se hace con anticipación, por lo que se hace necesario almacenarlos en puntos clave, que reduzcan al máximo posible las maniobras previas al hincado. En el almacenamiento temporal los pilotes se deben apoyar donde se localicen los puntos de izaje, debiendo usar durmientes en los pilotes inferiores para impedir el contacto con el suelo por si este llegara a hundirse. Los siguientes pilotes se apoyan sobre polines alineados verticalmente a los durmientes.



Foto V.17. Cimbra y armado de los pilotes.



Foto V.18. Colado de los pilotes.



Foto V.19. Colado de un segundo nivel de pilotes.

b) Perforación previa

Esta actividad consiste en realizar una perforación en el lugar donde se hincará el pilote, cuyo objeto es servir de guía o facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes o evitar movimientos excesivos en la masa de suelo adyacente.

Al hincar los pilotes en arcilla el volumen del suelo desplazado por el pilote generalmente ocasiona un bufamiento en la superficie del terreno, si éste es inaceptable, la perforación previa es el método que usualmente se aplica para disminuirlo.

En el caso de pilotes de punta, la perforación previa favorece al proceso de hincado del pilote ya que este sufre menor daño

Las perforaciones se pueden realizar

- Sin protección, ver capítulo V.2.2
- Estabilizando con lodo, ver capítulo V.2.3
- Remoldeando, en materiales arcillosos blandos, sensitivos y con alto contenido de agua, es común realizar una perforación sin extraer el material, por medio de una broca en espiral cónica.



Foto V.20. Perforación previa (sin protección)

c) Izado del pilote

Durante la fabricación de los pilotes se preparan unos aditamentos llamados "orejas" (fabricados de varilla, cable de acero o placas fijadas al acero de refuerzo) los cuales son puntos de izaje que sirven para reducir al mínimo el peligro de fracturas durante las maniobras.

Para pilotes cortos que se puedan manejar mediante un punto de izaje, éste debe estar colocado a  $0.293 L$ , siendo  $L$  la longitud del pilote, para dos apoyos las orejas se colocaran a  $0.207 L$  a partir de cada extremo del pilote.

La resistencia del concreto será cuando menos de  $245 \text{ kg/cm}^2$ , para proceder al despegue. El paso siguiente es transportar los pilotes al lugar de hincado.

El izado consiste en colocar el pilote en posición de hincado, en el caso de haber una perforación previa se procede a depositarlo en la perforación y orientar las caras del pilote si es requerido, esto generalmente se realiza por medio de una grúa, la cual sujeta el pilote por medio de un cable.



Foto V.21. Se despegan los pilotes de la plataforma de colado.

**d) Hincado del pilote**

Una vez colocado el pilote se acopla la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador, y se procede a nivelar la guía de manera que ésta y el pilote queden totalmente horizontal, si es el caso, o si se trata de pilotes inclinados, con el ángulo requerido. Es usual emplear dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° teniendo como vértice el pilote, para lograr la verticalidad del pilote.

Una vez colocado el equipo en posición se acciona el martillo el cual hincará el pilote hasta el nivel requerido o hasta que se tenga el rebote, es decir que el pilote no penetre más, ya que el seguir golpeando el pilote se ocasionará daño al mismo.

Los pilotes llevan mayor refuerzo transversal en los extremos debido a que en ellos se concentran los esfuerzos generados durante el hincado, además se acepta que los esfuerzos dinámicos provocados por el hincado dañan únicamente al extremo superior del pilote, por lo que en pilotes de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos en una longitud adicional del pilote, la cual es destruida después del hincado, esta longitud tendrá como mínimo 1m.

En caso de ser necesario, por una tubería en el centro del pilote se inyecta agua a presión (chifloneo), que sale por una boquilla en la punta para erosionar el material adyacente y lubricar las paredes del pilote, facilitando así el hincado.

Por limitaciones de espacio o para facilitar el manejo de los pilotes estos se pueden construir en secciones, los cuales se conectan con juntas metálicas, las que resultan ser más resistentes a la flexión y a al esfuerzo cortante que el mismo pilote. El empleo de estas juntas permite manejar los pilotes en tramos cortos (8 a 12m).

El espaciamiento mínimo entre centros de pilote no debe ser menor de tres veces su diámetro, o 1.75 veces su dimensión diagonal, y no menor de 80 cm.

Se recomienda que los pilotes de punta se separen a no menos de tres diámetros centro a centro, y que los pilotes de fricción estén espaciados a un mínimo de tres a cinco diámetros del pilote.

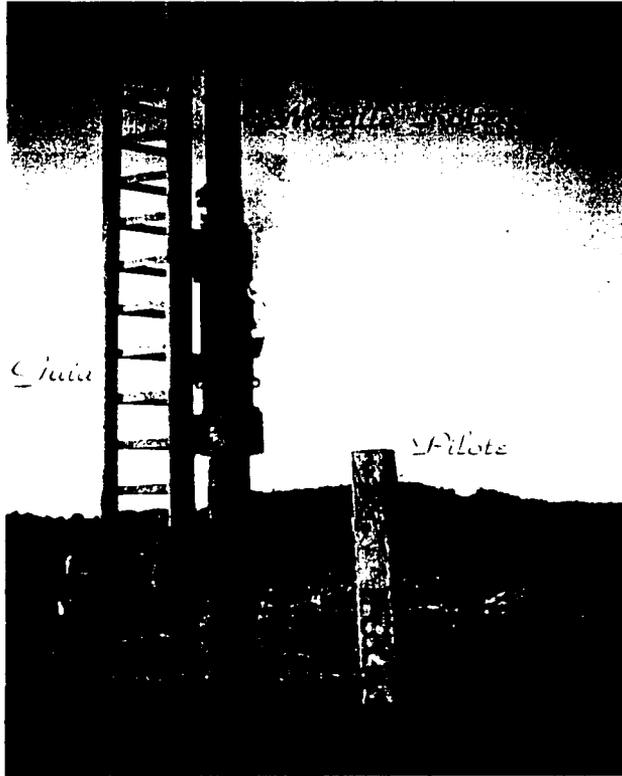


Foto V.22. Hincado de pilotes.

### EQUIPO Y HERRAMIENTAS

El equipo generalmente utilizado en el procedimiento constructivo es el que se describe a continuación:

- 1) Grúas, ver capítulo V.2.4
- 2) Perforadoras, ver capítulo V.2.4
- 3) Martillos

Los martillos de combustión interna que emplean diesel como energético para levantar la masa golpeadora, son los más utilizados en la actualidad por su fácil operación y la existencia de una gran variedad de capacidades.

Se inicia el ciclo de operación de los martillos diesel 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, dicha explosión e impacto de la masa golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y al expansión de los gases impulsan el pistón hacia arriba, continuando el ciclo.

En la elección adecuada del martillo generalmente se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces al peso del pilote, ya que si el pistón pesa menos que dicho valor, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga para el que fue diseñado, pudiendo dañar la cabeza por excesivo número de golpes en el intento de que

el pilote alcance su profundidad de diseño. Pero si el pistón es de mucho mayor peso que el pilote, éste puede sufrir daños en toda su longitud, si este es el caso se puede solucionar regulando la energía.

Marca	Modelo	Peso del pistón kg	Energía por golpe Kg-m	Peso máximo o del pilote kg	Relación de pesos Pistón/pilote	Peso del martillo kg
DELMAG	D5	500	1250	1500	0.30	1240
DELMAG	D12	1250	3125	4000	0.31	2750
DELMAG	D22-13	2200	6700-3350	6000	0.37	5160
DELMAG	D30-13	3000	9100-4450	8000	0.38	5960
DELMAG	D36-13	3600	11500-5750	10000	0.36	8050
DELMAG	D46-13	4600	14600-7300	15000	0.31	9050
DELMAG	D62-12	6200	22320-11160	25000	0.25	1200
KOBE	K13	1300	3700	-	-	2900
KOBE	K25	2500	7500	-	-	5200
KOBE	K35	3500	10500	-	-	7500
KOBE	K45	4500	13500	-	-	10500
MITSUBISHI	MH15	1500	3900	3800	0.38	3800
MITSUBISHI	MH25	2500	6500	6300	0.40	6000
MITSUBISHI	MH35	3500	9100	8800	0.40	8400
MITSUBISHI	MH45	4500	11700	11300	0.44	11100

Tabla V.3. Martillos de combustión interna. (Tomada de la referencia 7).

### Herramientas

A continuación se describen las herramientas empleadas en el manejo e hincado de pilotes.

**Guía.** Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas por las cuales se desliza tanto el martillo como el dispositivo de disparo, las guías pueden estar integradas de manera fija, oscilante o suspendida por cable.

**Gorros de protección.** Es un dispositivo que amortigua y distribuye la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando daños estructurales en los pilotes. Los gorros tienen una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se le coloca una "sufridera" que puede ser a base de madera y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que la parte de contacto del pilote y el martillo va colocado un colchón de madera.

**V.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; CASO CILINDROS**

A continuación se describirá el procedimiento constructivo de una cimentación en el que se emplean cilindros de concreto reforzado de pared gruesa, basado en el llamado pozo indio, procedimiento muy antiguo, ideado para la construcción de pozos de agua.

Es necesario nivelar una plataforma de trabajo donde se va a cimentar el apoyo, en ella se instala una cuchilla cortadora de acero estructural, la cual constituye el borde de atâque. Dentro de la cuchilla se arma el acero de refuerzo del cilindro, continuândo el armado según progresa el hincado del cilindro. El siguiente paso consiste en colocar los forros de madera o acero que moldean las superficies interior y exterior del cilindro, posteriormente se procede a su colado.

Una vez que el concreto alcanza la suficiente resistencia, se procede a excavar en el interior del cilindro, el cual se hunde por su peso y la falta de apoyo, cuando el borde superior de la sección colada se encuentra prácticamente al nivel de la plataforma se construye un nuevo tramo, y se continúa con tal proceso hasta que dicho cilindro llegue a la profundidad de diseño.

El primer tramo del cilindro presenta una sección tronco-cónica en su interior, en la que posteriormente al terminar el hincado se colara una losa, llamada tapón inferior, el cual no requiere acero de refuerzo debido a su gran peralte y poco claro.

Por lo regular hay agua en el interior de los cilindros aún en causas aparentemente secas, por la presencia de corrientes subterráneas, por lo que el colado del tapón inferior será bajo agua. Para el colado de dicho tapón se aplica el sistema de colado trémie. Por medio de sondeos y control del concreto vaciado, se deduce que el nivel del concreto ha llegado al borde superior del tapón, se suspende el colado excepto cuando, por especificaciones de proyecto o por desperfectos que haya sufrido el cilindro durante el proceso de hincado sea necesario continuar el colado hasta un nivel superior. Es común dejar el nivel de concreto arriba del borde del tapón inferior, con un espesor que corresponde al concreto contaminado con el agua.

Una vez colado el tapón inferior y que el concreto ha adquirido suficiente resistencia, se procede a la inspección, para lo que es necesario extraer el agua del interior del cilindro. Durante el colado se lava parcialmente el concreto, el agua se enturbia y, al decantarse, el cemento se precipita formando una gruesa capa sobre el concreto vaciado, el cual es retirado para la inspección.

Por último sobre el borde superior del cilindro, se cuela y apoya una losa superior de concreto reforzado, en esta se desplantará el apoyo por construir. En el caso de que la cimentación del apoyo lo integran dos o más cilindros estarán conectados por el tapón superior.

Es usual rellenar el interior del cilindro con arena u otro material mediante una draga, lo que evita la construcción de una obra falsa suspendida no recuperable.

Los cilindros y cajones de cimentación comparten los procedimientos constructivos la diferencia de estos elementos es su geometría.

En la figura V.2 se muestra el procedimiento del pozo indio, y en la foto V.23 se observa la construcción de un cilindro del puente Coatzacoalcos II.

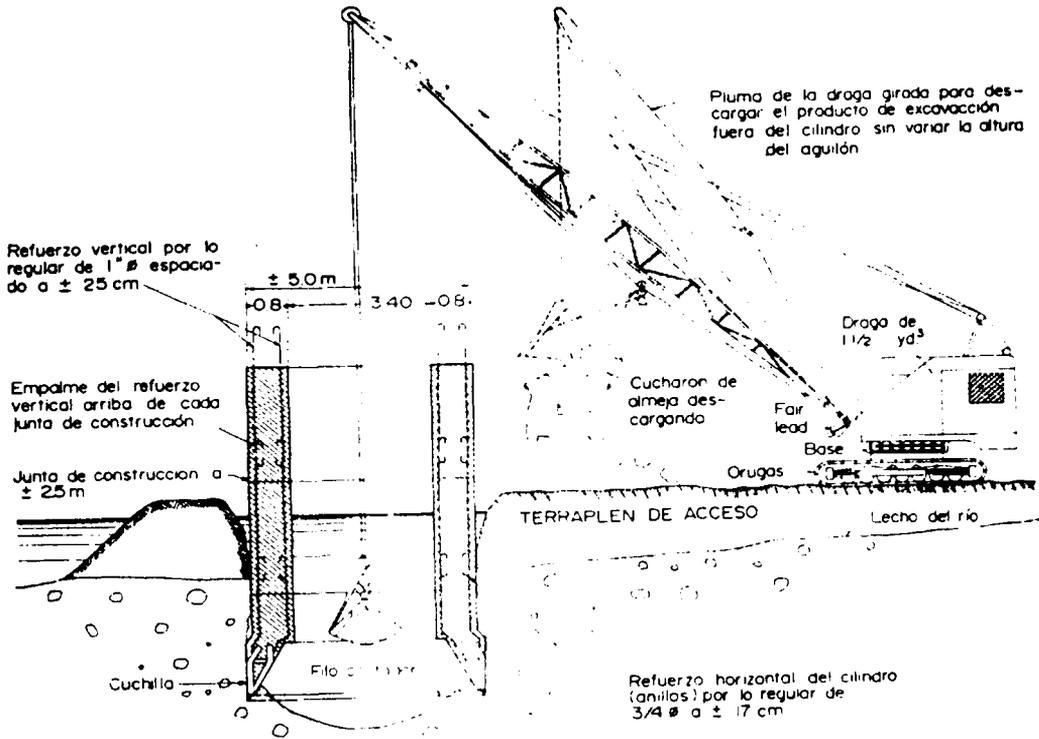


Fig. V.2. Procedimiento de hincado de un cilindro en un cauce de aguas permanentes en época de estiaje.

*Cimbra de un cilindro (Fuente Coahuacalcos III)*

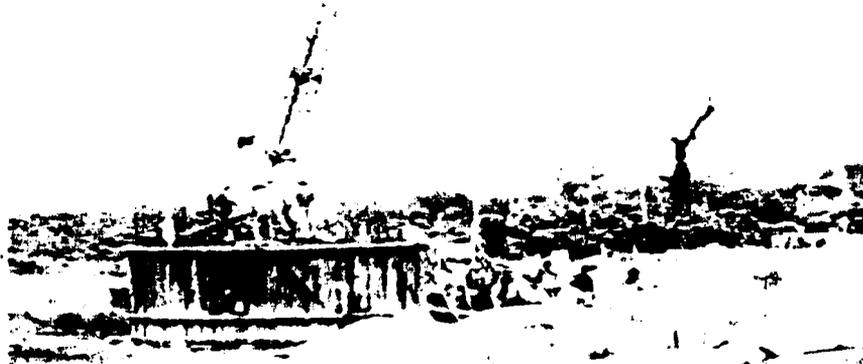


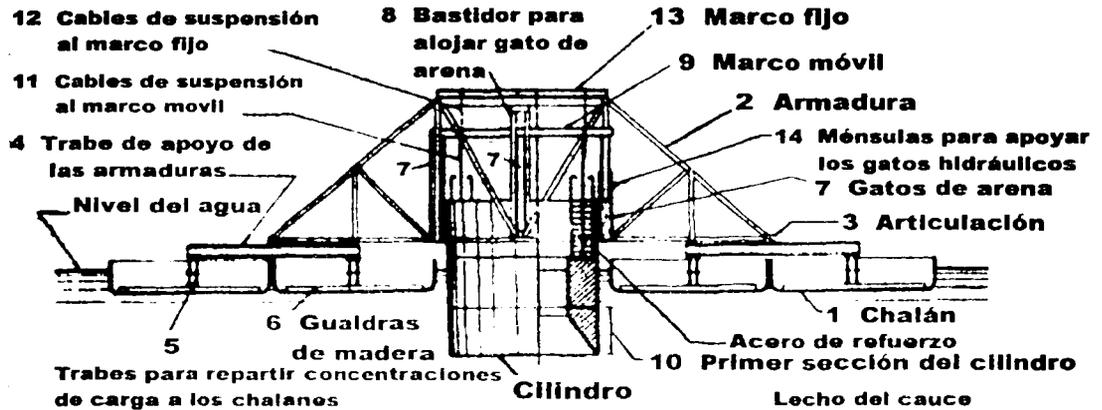
Foto V.23. Construcción de un cilindro.

En hincado de cilindros de cimentación en causes profundos se pueden clasificar según se utilicen moldes recuperables o bien moldes perdidos.

Estos procedimientos se describen a continuación:

1. Utilizando moldes recuperables

- *Colados bajo agua.* Consiste en la colocación simultánea de la cuchilla, moldes metálicos unidos por medio de tornillos o pasadores y el acero de refuerzo fuera del agua. Por medio de una grúa colocada sobre un chalan son sostenidos los moldes, que serán sumergidos hasta apoyarlos en el fondo, dejando sobresalir una longitud adecuada fuera del nivel del agua. Para evitar el desplome al apoyar el elemento es conveniente realizar una excavación en el fondo y sustituir el material por otro más homogéneo. Se procede a colar la pared bajo el agua utilizando tubería "tremie", una vez fraguado el concreto se retiran los moldes, se fija la parte superior para evitar su volteo y se procede a colar un tramo más con moldes recuperables, después de su fraguado y descimbrado se procede a hincar el cilindro.
- *Elementos suspendidos.* Consiste en colar tramos de cilindro con moldes recuperables, los cuales son sostenidos por una armadura metálica la cual se encuentra sobre chalanes separados, que permiten bajarlos hasta apoyarlos en el fondo del cauce. La armadura cuenta con dos marcos, uno fijo y otro móvil, el marco móvil sostiene inicialmente la cuchilla, el acero y los moldes de la primera sección del cilindro mediante cables de suspensión que quedan ahogados en el concreto, una vez colado y fraguado el concreto se retiran los moldes, se procede a bajar el tramo para permitir la fabricación del siguiente. La sección es sostenida por cables anclados en el marco fijo con lo que se libera el marco móvil el cual regresa a su posición inicial donde se fija nuevamente la sección terminada donde se construye el siguiente tramo, con esto liberando al marco fijo, esta maniobra se repite hasta llegar al fondo del cauce, donde se realiza un colado adicional y la colocación de retenidas (cables uniendo el cilindro ya sea a muertos situados en la margen o anclas dentro del río) antes de iniciar el hincado. En la figura V.3 se presenta un esquema del procedimiento constructivo sin perder forros metálicos y colando el cuerpo del cilindro fuera del nivel de agua.



SECCIÓN A-A

Fig. V. 3. Esquema del procedimiento constructivo de un cilindro sin perder forros metálicos y colando el cuerpo del cilindro fuera del nivel de agua.

- Sobre islote*. Este procedimiento es recomendable cuando el tirante de agua no es muy grande, pero existe variación significativa en el lugar donde se localiza el apoyo, ya que se forma un islote que queda sumergido durante la marea alta. La cuchilla se arma en tierra con un tramo corto de molde perdido y se le coloca el armado de refuerzo, durante la marea alta es transportado al islote donde se coloca en su posición y fijándola con retenidas para evitar su movimiento. Al bajar la marea la cuchilla queda asentada sobre el islote y se procede al colado de la pared, después se coloca un tramo de molde convencional, se cuele y se procede al hincado, iniciando el ciclo. El procedimiento constructivo de un cilindro sobre una isla es similar al de un cajón como se muestra en la figura V.4.

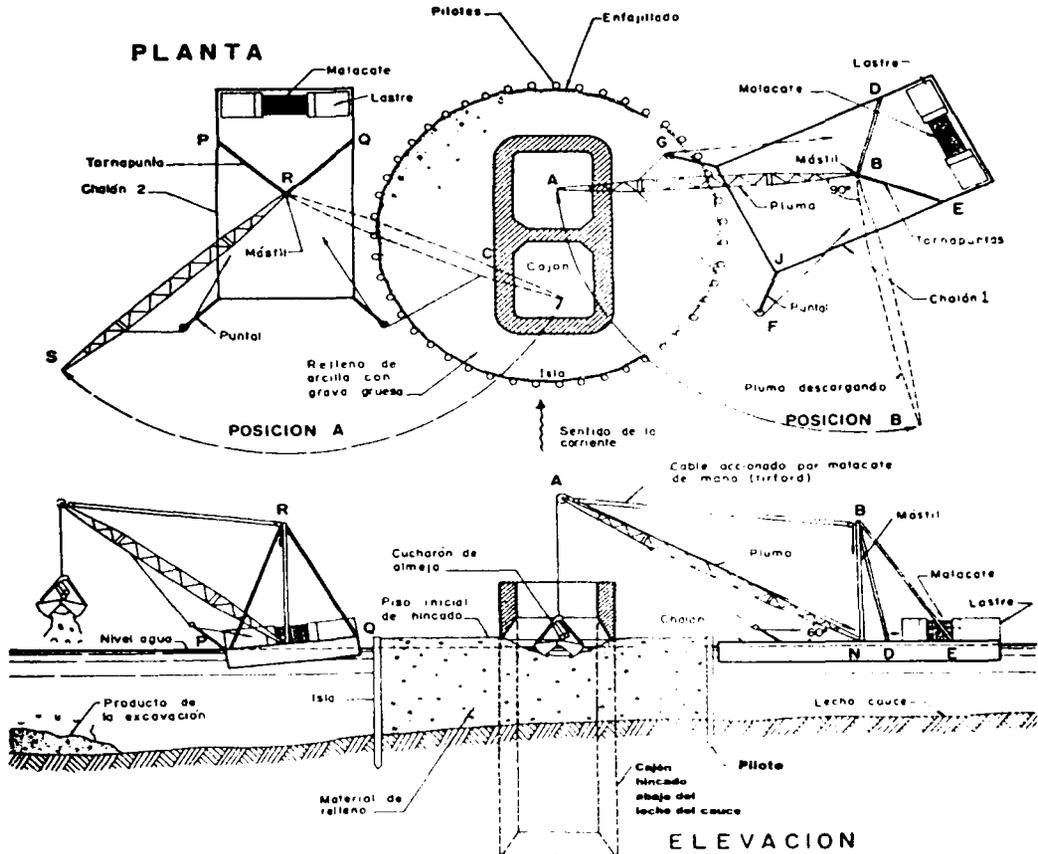


Fig. V.4. Procedimiento de construcción e hincado de un cajón en una "isla"

2. Utilizando moldes perdidos

- *Elementos armado fuera del cauce.* Fuera del cauce se colocan y sueldan a la cuchilla los moldes perdidos, el acero y los refuerzos necesarios para resistir la presión del agua a la profundidad en el lugar del apoyo, se hinca dándole peso mediante el llenado de la pared, por lo que es necesario reforzarlo para resistir la presión del agua hacia el exterior, se procede a excavar a su alrededor para liberarlo y permitir la entrada de los chalanes que lo transportan a su lugar. Después se alternan los colados e hincados cuidando que no suba mucho el nivel del concreto mientras no se cuente con un empotramiento que asegure su estabilidad, lográndose esto se prolonga el colado en toda la longitud de los moldes perdidos, posteriormente se procede al uso de moldes recuperables e hincado del cilindro. De manera similar se realiza la construcción de un cajón de cimentación como se muestra en la figura V.5a y V.5b.

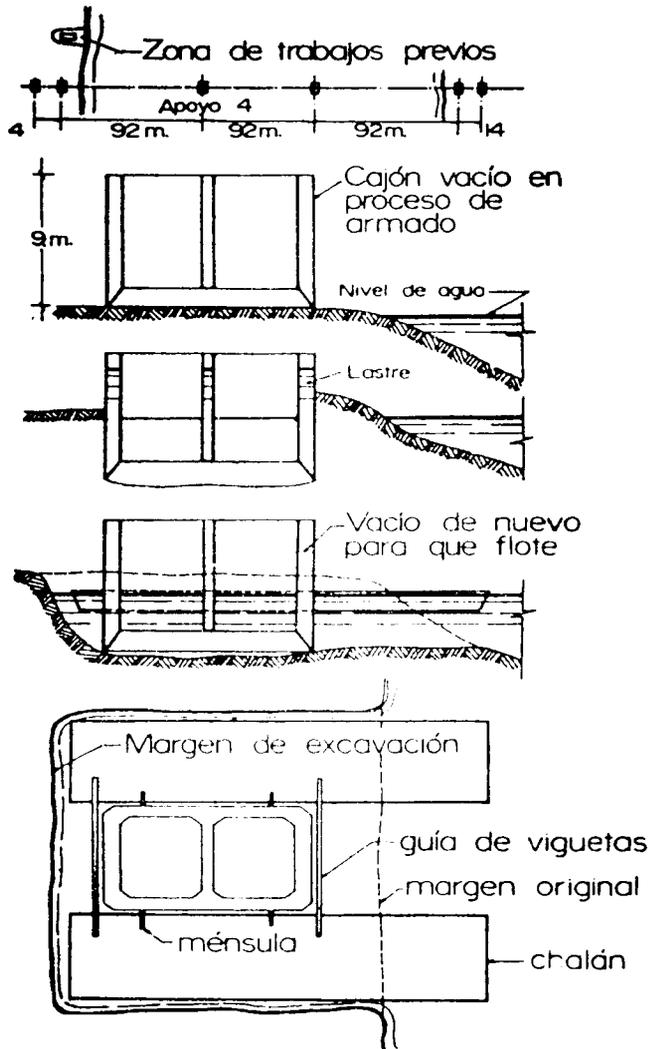
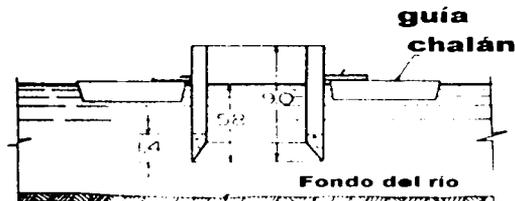


Fig. V.5a Esquema de la construcción parcial de un cajón fuera del cauce.

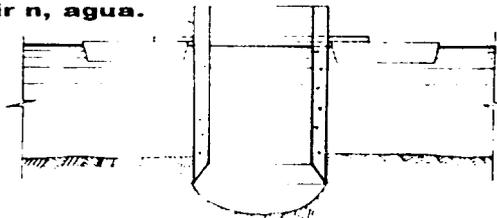


**Las ménsulas se retiran a fin de que pudiera hundirse el cajón bajo el peso de su propio lastre.**



**Sobre los chalanos se instalan dragas, revolvedoras agregados y cemento.**

**Forro recuperable a partir n, agua.**



**Fig. V.5b** Transportación de un cajón al sitio definitivo y su hincado.

- *Elementos armados en el cauce.* Es utilizado cuando existe tirante de agua suficiente en la orilla del cauce. Se inicia la construcción sosteniendo con una draga la cuchilla, la primera sección con molde perdido y el armado de la pared. Como en un principio su flotación es inestable, es preciso prolongar los moldes y hacer colados de poca longitud para sumergirlo de manera estable y tener un adecuado nivel de trabajo. Cuando se esta por llegar al fondo del cauce se traslada al lugar definitivo, y se procede de igual manera que el caso anterior.

## CONCLUSIONES

**La etapa de exploración y muestreo del subsuelo para el diseño geotécnico de puentes tiene una gran importancia, ya que basados en estos estudios se plantearán las alternativas de cimentación. Los resultados obtenidos en la exploración y muestreo de los diferentes trazos del anteproyecto definirán en gran parte el trazo definitivo del puente, después de esto se realizan exploraciones del subsuelo más exhaustivas que proporcionen información que sirva de base para ubicar los apoyos del puente.**

Por lo anterior la correcta aplicación de los métodos exploratorios, debe conducir a resultados que tomen en cuenta las condiciones reales de campo, pues en caso contrario los datos proporcionados por el programa de exploración y muestreo ocasionarán que el diseño geotécnico y estructural de la cimentación sea totalmente erróneo.

En la extracción de las muestras inalteradas se debe tener mucho cuidado en su protección, ya que su incorrecta extracción y manejo, provocarán cambios importantes en las propiedades mecánicas del suelo de apoyo.

Además de respetar los procedimientos de ensaye de las diferentes pruebas a las que se sometan las muestras, es imprescindible que las condiciones de carga para las muestras sean representativas de las que se tendrán durante y después de la construcción de la cimentación del puente.

Los estudios de exploración representan un pequeño porcentaje del costo total de la obra, por lo que su costo debe verse como una inversión encaminada a la realización de estudios geotécnicos más completos que conduzcan a obras más seguras y económicas. Es frecuente observar que en aquellos casos en los que se han realizado estudios geotécnicos deficientes, los diseños geotécnicos lo fueron también, como determinar mayores dimensiones para los elementos estructurales, o el uso de materiales de construcción inadecuados, o lo que es peor, el empleo de una cimentación inconveniente. La deficiencia del estudio geotécnico no permite detectar características importantes del suelo de apoyo, como por ejemplo, los agrietamientos, la presencia de boleos y cavernas o fallas geológicas, que repercutirán en la elección de la profundidad de desplante, definición del procedimiento constructivo de la cimentación y en la selección de la maquinaria conveniente para el caso. Debido a lo señalado, los programas y los tiempos de construcción queda afectados significativamente, lo cual repercutirá en el incremento del costo total de la obra.

Cuando se utilizan pilas como cimentación de puentes la capacidad de carga de los suelos en los que se apoya el elemento de sustentación es generalmente la que rige el diseño geotécnico de la cimentación, sobre todo cuando el material de apoyo es roca ó suelo granular, ya que la deformaciones de estos materiales es menor que en el caso de suelos cohesivos. La utilización de pilas es factible cuando se encuentra un estrato con suficiente capacidad de soportar las cargas solicitadas por la estructura, a una profundidad tal que la cimentación resulte económica, segura y fácil de construir.

En este trabajo se presentaron lineamientos generales para el diseño geotécnico de una de elementos apoyados en rocas, suelos granulares y suelos cohesivos.

En el diseño estructural de una cimentación se deben tomar en cuenta aspectos constructivos como disponibilidad del equipo, materiales y, algo primordial, la experiencia del constructor.

**El conocimiento de las distintas partes de que consta la subestructura y superestructura así como su funcionamiento, las características geométricas y propiedades de los materiales constructivos, determinarán las solicitaciones requeridas para el diseño de la cimentación de un puente.**

Un completo programa de exploración adecuado y un excelente diseño geotécnico y estructural, resulta irrelevante cuando la aplicación del proceso constructivo no es el adecuado, ya que las hipótesis de cálculo no se cumplen en el campo; por ejemplo, la capacidad de carga de las pilas no será la misma que la calculada, si durante el colado se presentaron juntas frías o existe discontinuidad en el concreto, o al armado de las pilas no se le proporciono el revestimiento especificado.

La adopción de un adecuado proceso constructivo implica la utilización del equipo y herramientas que permitan una apropiada construcción de los elementos de la cimentación. En la construcción de cimentaciones profundas, como en el caso de pilas, el manejo de grandes cargas implica el empleo de equipo de gran magnitud y potencia lo cual hace que su selección sea muy importante.

Debido a que los elementos de cimentaciones profundas quedan en contacto directo con el terreno, su mantenimiento resulta muy difícil de realizar, por lo que la buena construcción del elemento es imperativo.

El buen desarrollo de las etapas expuestas en este trabajo, para la realización de la cimentación de un puente, deben garantizar que éste no sufra acciones que perjudiquen a la estructura como pueden ser:

- Asentamientos totales mayores a los tolerados, debidos a cargas excesivas o por licuación de arenas, socavación etc.
- Movimientos laterales mayores a los permisibles, particularmente los transversales al eje del puente
- Volteo parcial o total de algún elemento de apoyo.
- Agrietamiento y corrosión del concreto o acero de refuerzo.
- Fractura del elemento.

En el proceso de diseño y construcción de cimentaciones profundas hay aspectos fundamentales que deben ser tomados en cuenta para reducir el grado de incertidumbre del comportamiento de estas estructuras y su interacción con el suelo, a saber:

- ✓ Programas de exploración más completos, que definan las características geotécnicas del suelo de apoyo
- ✓ Investigación teórica y experimental de fenómenos a considerar en el diseño geotécnico de la cimentación
- ✓ La aplicación del ingenio y las experiencias acumuladas, en los recursos y procesos constructivos
- ✓ Elaboración de materiales con altas especificaciones técnicas
- ✓ Aplicación de normas y controles que garanticen la calidad de los materiales y procesos constructivos
- ✓ Hacer que los equipos de construcción sean más eficiente y versátiles

**De poco sirve hacer un buen estudio de mecánica de suelos cuyas recomendaciones recibe el ingeniero estructurista y éste elabore un excelente diseño, si en el proceso de ejecución se modifican las condiciones del subsuelo por no contar con el equipo adecuado, por carecer de experiencia o bien por aceptar un diseño imposible de construir.**

Para garantizar el buen comportamiento de una cimentación profunda no sólo basta que ésta se construya dentro de las tolerancias establecidas en sus especificaciones, pues es fundamental que las hipótesis de cálculo sean observadas en la obra, por lo que es importante que exista una estrecha supervisión por parte del proyectista, ya que suelen presentarse en campo condiciones diferentes que pueden llevar a una adecuación de los diseños considerados.

## REFERENCIAS

1. **SMMS, 2° SIMPOSIO DE CONSULTORES-CONSTRUCTORES DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.** México, D.F., 1994. 152 págs.
2. **JUAREZ BADILLO - RICO RODRIGUEZ.** "Mecánica de Suelos". Tomo I. Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos. México, 1991. Edición Limusa Grupo Noriega Editores. 702 págs.
3. **Fundación ICA, A.C., Universidad Autónoma del Estado de México y Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.** "Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México", México, D.F., 2001. 311 págs.
4. **IGNACIO ENRIQUE HERNANDEZ QUINTO.** "Proyecto de Puentes". México. 73 págs.
5. **JUAREZ BADILLO - RICO RODRIGUEZ.** "Mecánica de Suelos". Tomo III. Flujo de aguas en Suelos. México, 1991. Limusa Grupo Noriega Editores. 414 págs.
6. **SSMS, "Manual de cimentaciones profundas".** México, D.F., 2001.
7. **SSMS, "Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes",** México, 1983.
8. **SCT.** "La Construcción de Puentes en México". México, D.F., 1985.
9. **JOSE FRANCISCO HERNANDEZ CORRES.** Tesis Profesional. "Apuntes para la asignatura de puentes". México, D.F., 1995. Universidad Nacional Autónoma de México. UNAM.
10. **ACI Comité 336, Suggested design and Construcción Procedures for Pier Foundations,** ACI Journal, Procedings Vol 69, N° 8, USA, 1972.
11. **Cimientos Profundos Colados en Sitio, Memorias de la Reunión conjunta. ADSC - SMMS,** México, D.F., 1976.
12. **DAVID SALAZAR NUÑEZ.** "Fundamentos para manejar control de calidad en el concreto". México, D.F., 1999. Universidad Nacional Autónoma de México. UNAM.
13. **Instituto Mexicano del Transporte, SCT.** "Seminario Internacional de Puentes". México, 1991.
14. **JUAREZ BADILLO - RICO RODRIGUEZ.** "Mecánica de Suelos". Tomo II. Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos. México. 1991. Edición Limusa Grupo Noriega Editores. 702 págs.
15. **Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño Estructural de Cimentaciones, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas,** México, D.F., 1981.
16. **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos.**

- 17. RAUL SALAS RICO. "Proyecto y Diseño de Puentes", México. 370 págs.**
- 18. Revista Ingeniería Civil del Colegio de Ingenieros de México, No. 218, "Puentes", marzo- abril de 1981.**
- 19. RICARDO LASSO HERRERA. "Actualidades de construcción". México D. F. a 30 de enero de 1971.**
- 20. RICARDO LASSO HERRERA. "Actualidades de construcción 1971-1972". México D. F., a 30 de enero de 1971.**
- 21. RICARDO LASSO HERRERA. "Procedimientos de construcción de puentes". México, 1964.**
- 22. SMMS, Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones. México, 1992. 255 págs.**
- 23. SMMS, XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México 1990. 440 págs.**
- 24. SMMS, XVI REUNIÓN NACIONAL DE MÉCÁNICA DE SUELOS. México, 1994. 424 págs.**
- 25. SMMS, Simposio sobre la Cimentación del Puente Tampico, México 1989. 77 págs.**