

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA**

**TESIS:**

**CIMENTACIONES PARA PUENTES EN SUELOS FRICCIONANTES.**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTAN:**

**OLIVERA TLAHUEL RUBEN DARIO**

**ORTIZ LOERA JAZMIN**

**DIRECTOR:**

**M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA**



**2007**

*A mis padres:*

Quienes me dieron la vida,  
quienes rieron conmigo en mis  
triumfos y lloraron también en mis  
fracasos.

A quienes me guiaron por un camino  
de rectitud y me enseñaron que es  
el mejor.

A un par de corazones buenos con  
gratitud eterna.

*Jazmín Ortiz Loera.*

*A mis padres y a mi hermana:*

Que son las personas que siempre  
me han ayudado y apoyado.

Gracias por todo lo que han hecho  
por mí. Los quiero con todo mi  
corazón.

*Rubén Darío Olivera Olahuel*

# CIMENTACIONES PARA PUENTES EN SUELOS FRICCIONANTES.

## ÍNDICE.

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>CAPÍTULO UNO. CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES</b> .....	3
I.1.    Reseña Histórica de los Puentes en México.....	5
I.2.    Tipos de puentes.....	6
<b>CAPÍTULO DOS. TIPOS DE CIMENTACIÓN</b> .....	17
II.1    Importancia de la cimentación.....	19
II.2    Cimentaciones superficiales.....	20
II.3    Cimentaciones profundas.....	24
II.4    Cilindros y cajones de cimentación.....	25
II.5    Cimentaciones piloteadas.....	33
II.5.1 Pilotes hincados, de concreto reforzado convencional.....	33
II.5.2 Pilotes hincados, de concreto presforzado.....	35
II.5.3 Pilotes colados en sitio.....	35
II.6    Elección del tipo de cimentación del puente y pila.....	38
<b>CAPÍTULO TRES. SOCAVACIÓN</b> .....	39
III.1    Tipos de Socavación.....	43
III.2    Métodos de análisis de la socavación general en cauces.....	45
III.2.1 Análisis de la socavación general para suelos friccionantes en cauces definidos con rugosidad uniforme.....	46
III.2.2 Cálculo de la profundidad de la socavación general en suelos friccionantes homogéneos.....	48
III.2.3 Cálculo de la profundidad de la socavación general en suelos friccionantes no homogéneos.....	50
III.2.4 Análisis de la socavación general para suelos friccionantes en cauces indefinidos.....	50
III.3    Análisis de socavación local en pilas y estribos.....	51
III.3.1 Métodos de análisis de socavación en pilas.....	51
III.3.2 Método de análisis de socavación en estribos.....	55
III.4    Métodos para reducir la socavación.....	57
III.4.1 Protección contra la socavación local al pie de la pila.....	57
III.4.2 Protección contra la socavación al pie de los estribos.....	58

<b>CAPÍTULO CUATRO. CAPACIDAD DE CARGA.....</b>	<b>59</b>
IV.1 Capacidad de carga última.....	61
IV.2 Capacidad de carga resistente.....	62
IV.3 Presión última sobre el terreno. Factores de carga.....	63
IV.4 Cimiento sometido a carga vertical y momento.....	63
IV.5 Efecto de la presencia del nivel de agua freática en suelos fricciones.....	65
IV.6 Revisión de la seguridad de una cimentación.....	65
IV.7 Capacidad de carga en cimentaciones profundas en suelos fricciones.....	66
IV.8 Licuación en arenas.....	71
<b>CAPÍTULO CINCO. CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS FRICCIONES.....</b>	<b>77</b>
V.1 Uso de correlaciones.....	80
V.2 Método de Schmertmann.....	81
V.3 Método de Kondner.....	82
V.4 Procedimiento de Schleicher y Steinbrenner.....	85
V.5 Deméneghi-Fórmula de predicción.....	87
V.6 Solución de Mindlin.....	87
V.7 Pilotes de Punta.....	88
V.8 Pilotes de Fricción.....	91
<b>CAPÍTULO SEIS. EJEMPLO DEMOSTRATIVO.....</b>	<b>95</b>
<b>CAPÍTULO SIETE. CONCLUSIONES.....</b>	<b>107</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>111</b>

## LISTA DE FIGURAS.

I.1	Primeros puentes .....	5
I.2	Corte transversal de un puente .....	6
I.3	Elevación de un puente .....	8
I.4	Puente de vigas armadas .....	10
I.5	Puente de vigas arco .....	11
I.6	Puente colgante.....	12
I.7	Puente Golden Gate.....	13
I.8	Puente atirantado .....	15
I.9	Puente Millau .....	15
I.10	Puente levadizo de una hoja .....	15
II.1	Puente Yutaiqui .....	20
II.2	Puente Caramicuas .....	20
II.3	Procedimiento de excavación a cielo abierto con retiro directo del producto utilizando camiones de volteo .....	21
II.4	Excavaciones a cielo abierto .....	21
II.5	Cimentaciones superficiales en terreno duro.....	22
II.6	Puente Masiaca Auxiliar .....	23
II.7	Puente El Salado .....	23
II.8	Cilindros y cajones .....	25
II.9	Tapón inferior .....	26
II.10	Procedimiento de colado del tapón inferior bajo agua.....	27
II.11	Puente Bascan .....	28
II.12	Puente Ixtapa .....	29
II.13	Terraplén en el lugar de ubicación del cilindro o cajón.....	29
II.14	Procedimiento de colado de pilotes “in situ” tipo Benoto utilizando tubo “tremie”.....	30
II.15	Construcción de un cilindro en un cauce de aguas permanentes...	31
II.16	Cilindro sobre isla.....	32
II.17	Secciones comunes de pilotes de concreto.....	33
II.18	Hincado de pilotes desde un chalán.....	34
II.19	Sistemas de construcción de pilotes inclinados.....	36
II.20	Sistema Benoto.....	37
III.1	Componentes antes y después de la erosión.....	49
III.2	Coeficientes $K_2$ .....	54
III.3	Coeficientes $K_3$ .....	54

IV.1	Cimiento sometido a carga vertical y momento.....	64
IV.2	Cimiento con un sistema de cargas externas equivalentes.....	64
IV.3	Cimentación a base de pilotes de punta.....	67
IV.4	Fuerzas que actúan en un pilote de punta.....	68
IV.5	Cimentación a base de pilotes de fricción .....	68
IV.6	Presión vertical a un costado del pilote .....	71
IV.7	Valores del cociente $z_c/d$ y de $K_s \tan \phi_a'$ .....	71
IV.8	Edificios inclinados por licuación de arenas .....	72
IV.9	Volcán de arena en un campo de cultivo.....	73
IV.10	Factor de reducción $r_d$ .....	74
IV.11	Susceptibilidad de licuación .....	75
IV.12	Valor de la resistencia modificada.....	75
V.1	Diagramas del factor de influencia de los esfuerzos verticales ....	82
V.2	Esfuerzo ocasionado por una fuerza concentrada P en el interior medio.....	88
V.3	Esfuerzo bajo el centro de un círculo cargado.....	89
V.4	Esfuerzos bajo el eje del pilote ocasionados por fricción lateral..	90
V.5	Esfuerzos ocasionados por fricción lateral .....	93

## LISTA DE TABLAS.

III.1	Coefficiente de contracción $\mu$ .....	47
III.2	Valores de $x$ y $1/(1 + x)$ para suelos friccionantes.....	48
III.3	Relación entre Probabilidad anual y Coeficiente $\beta$ .....	48
III.4	Valores de $v_{c1}$ para suelos friccionantes, en m/s .....	51
III.5	Valores del coeficiente correctivo $P_\alpha$ en función de $\alpha$ .....	56
III.6	Valores del coeficiente $P_q$ en función de la relación de $Q_1/Q$ .....	56
III.7	Valores del coeficiente correctivo $P_R$ en función de $R$ .....	56
III.8	Diámetro mínimo, en cm, de los fragmentos del enrocamiento de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente.....	58
V.1	Valores de $q_c/N$ .....	81
V.2	Valores aproximados de propiedades de deformación en suelos friccionantes. Fórmula de Janbu.....	85
V.3	Valores de $t_\alpha$ .....	87
VI.1	Pruebas de laboratorio efectuadas.....	98
VI.2	Estratigrafía y tipos de formación.....	98
VI.3	Datos obtenidos con diversos estudios.....	98
VI.4	Diámetro calculado para la cimentación.....	102
VI.5	Tabla comparativa de los métodos para calcular asentamientos....	105



## **INTRODUCCIÓN.**

Toda estructura necesita una cimentación por medio de la cual transmita las cargas ejercida por ella (como podrían ser el peso propio de la estructura, las cargas vivas, muertas, etc.) al suelo; dicha estructura debe estar bien diseñada para que cumpla tanto en seguridad como en funcionalidad y por supuesto en economía.

La presente tesis esta enfocada al diseño de cimentaciones de los puentes sobre suelos friccionantes. Esto debe tenerse presente y no se debe suponer que las ecuaciones o métodos aplicados servirán para cualquier tipo de suelo.

Es importante conocer los diferentes tipos de puentes que hay. En el primer capítulo se habla de las características y tipo de los puentes, empezando por una reseña histórica de dichas estructuras. El propósito de este capítulo es dar una visión amplia de lo que es un puente y de que es posible pensar en varios tipos de puentes para salvar un río, barranco, etc.

Un aspecto importante es saber escoger la cimentación más adecuada para un puente ya que ésta puede permitir ahorrar una cantidad muy importante de dinero. El capítulo dos trata de los diferentes tipos de cimentación, además de una clasificación de ellas.

Cuando se quiere construir un puente para salvar un río es muy importante que se tome en cuenta la socavación, ya que ésta podría afectar la cimentación haciendo que se pierda; esto repercutiría en la seguridad de la obra y provocaría una posible catástrofe de la misma. El capítulo tres tiene como objetivo presentar las herramientas para que se pueda calcular la socavación que pudiera ocasionarse en un determinado caso.

A lo largo de esta tesis se podrá ver que hay dos conceptos fundamentales para el diseño de una cimentación los cuales son: la capacidad de carga y la deformación de los suelos. El primero está ligado con la seguridad de la estructura y el segundo con la funcionalidad.

El capítulo cuatro tiene como objetivo dar a conocer lo que es la capacidad de carga, así como cada uno de los conceptos que sirvan para poder calcularla; también da a conocer las ecuaciones por medio de las cuales se puede calcular la capacidad de carga de una cimentación. Obviamente este tema por ningún motivo se debe tomar a la ligera cuando se tiene que diseñar una cimentación.

El capítulo cinco trata de las deformaciones de los suelos friccionantes y como ya se dijo anteriormente la deformación está ligada con la funcionalidad de una obra; esto se debe de tomar en cuenta por que la deformación del suelo puede ocasionar daños en la estructura cuando es más grande de lo permisible. Cabe señalar que la deformación de los puentes permitida es mayor que la de otra construcción; esto no significa que tenga menos importancia, hay que procurar que la deformación sea lo menos posible para poder lograr un nivel de servicio adecuado. Este capítulo muestra métodos que se utilizan para calcular la deformación del suelo.



En el capítulo seis se presenta un ejemplo que demuestra la aplicación de algunos de los métodos de socavación, capacidad de carga y deformación de suelos. Lo primero es calcular la socavación, después se calcula la capacidad de carga de la cimentación propuesta con anterioridad y por último se calcula la deformación del suelo.

De acuerdo a lo anterior, esta tesis tiene como objetivo dar a conocer los conceptos y ecuaciones que sirvan para poder hacer el diseño geotécnico de la cimentación de un puente que se encuentra en suelos friccionantes.



**CAPÍTULO UNO.**  
**CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES.**





## **I.1 Reseña Histórica de los Puentes en México.**

Desde el tiempo de los primeros pobladores, los accidentes naturales como barrancas, ríos, cañadas y pantanos, fueron obstáculos para la búsqueda de los satisfactores elementales de los grupos étnicos. (Crespo Villalaz, C. 1996)

Se cree que para vencer las adversidades, inicialmente el hombre observó las soluciones ocurridas espontáneamente y, posteriormente las limitó, como en el caso de los puentes formados accidental y naturalmente por troncos de árboles caídos sobre el cauce de los ríos y sobre las depresiones naturales, o bien, los arcos naturales de roca, hechas por acción del agua.

Sea cual fuere la causa, el ser humano aprovechó la presencia de esos elementos, ya sea utilizándolos directamente, o bien, como ya se indicó, imitándolos en circunstancias que lo ameritaban (Figura I.1).



**Figura I.1. Primeros puentes.**

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

En el caso de terrenos sobre terrenos blandos, se utilizaban cimentaciones a base de estacas de madera rolliza. Como en el resto del mundo estas cimentaciones eran realizadas empíricamente, lo que implicaba que fueran muy vulnerables a la socavación. Las herramientas para el hincado de estas estacas eran sencillas y estas últimas no se colocaban a gran profundidad.

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



A mediados del siglo XVII y XVIII se mencionan puentes levadizos los cuales tenían la doble función de vía de comunicación y apoyo en la defensa de la ciudad.

A partir de 1822 las comunicaciones y los transportes dependían de la Secretaría de Relaciones Exteriores; y posteriormente, hasta 1853, del Ministerio de Fomento, Colonización, Industria y Comercio, cuyos compromisos eran los caminos y puentes de México.

En la ciudad de México en el siglo XIX, se disponía de materiales de construcción como piedra braza, cal, arena y ladrillos que desde los inicios del siglo ya formaban parte de las materias primas que comúnmente se comercializaban. De este modo, la concepción mecánica de los puentes, incluyendo su cimentación, estuvo basada en esos materiales disponibles y en el conocimiento adquirido por prueba y error, así como el sentido común e intuición.

En 1912 se creó la inspección de Caminos, carreteras y puentes, se hicieron estudios para mejorar los principales puentes del país.

En México, en 1926 se publicó el Reglamento de la Ley de Caminos y Puentes. Este reglamento contemplaba la concesión de permisos a particulares o empresas y su función fue regulatoria. Este 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).

A mediados del siglo XX se produjeron ya los cementos resistentes a los sulfatos, con los cuales se realizaban cimentaciones más resistentes al intemperismo, en particular en ambientes agresivos. En las últimas décadas de este siglo, 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 mexicanos en los años de 1970 a 1979. Al principio se aplicaron a puentes urbanos, debido a las limitaciones en el traslado de maquinaria de perforación. Con el tiempo su aplicación en el interior del país permitió la realización de trabajos con características atractivas, rapidez, economía y seguridad.

## **I.2 Tipos de puentes.**

Un puente es una estructura que tiene como objetivo salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar, y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de peatones, animales o vehículos. (Crespo Villalaz, C. 1996)

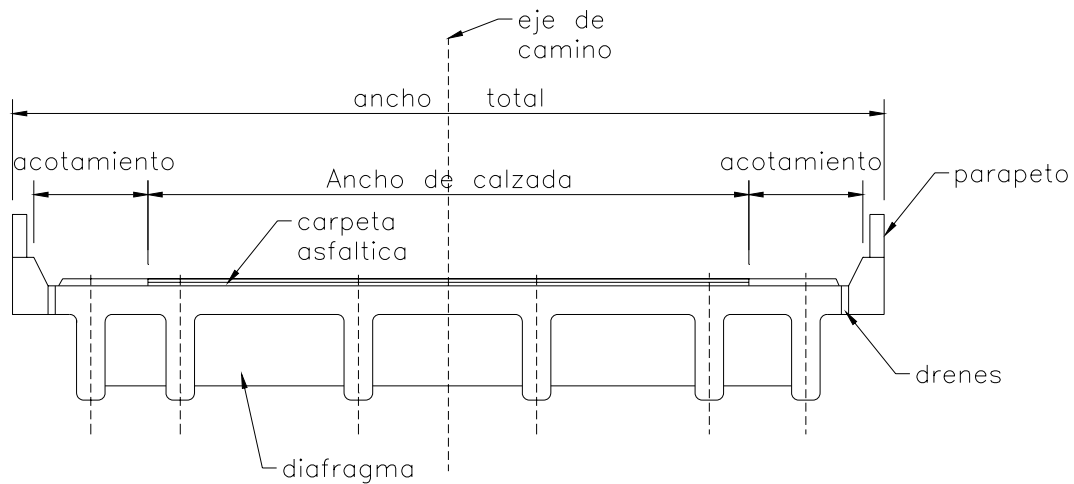
La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.



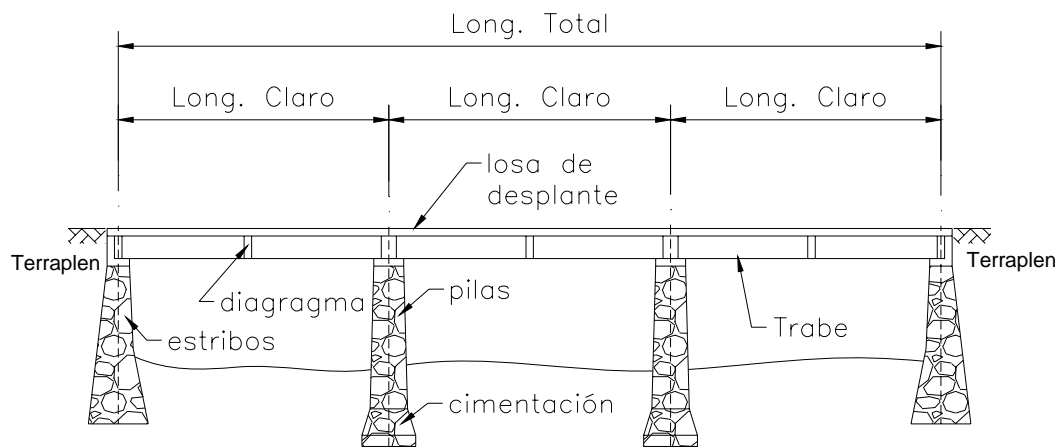
Las partes que forman un puente son:

- Elementos portantes: generalmente vigas.
- En la superestructura: diafragmas.
- Sistemas de piso: losas.
- Pilas y estribos.
- En la superestructura: sistemas de apoyo.
- Otros elementos de soporte de la superestructura.
- Juntas de dilatación.
- En el equipamiento: Parapetos.
- Cimentación.
- Señalización.

En las siguientes figuras se muestran las partes principales de un puente de forma general (Figura I.2, Figura I.3):



**Figura I.2. Corte transversal de un puente.**



**Figura I.3. Elevación de un puente.**

Los puentes pueden dividirse por:

- Cargas que soportan:
  1. Carreteros.
  2. Ferroviarios.
  3. Peatonales.
  4. Ductos.
  
- Material que se construyen:
  1. Acero.
  2. Madera.
  3. Mampostería.
  4. Concreto:
    - a. Reforzado.
    - b. Presforzado.
  
- Modalidad de la superestructura:
  1. Fijos:
    - a. Vigas
    - b. Arcos
    - c. Armaduras
    - d. Atirantados
    - e. Colgante.
    - f. Cantilíver.



2. Móviles.
  - a. Levadizo.
  - b. Deslizante.
  - c. Basculante.

### **A. Puentes de Acero.**

Desde finales del siglo XIX el acero se impuso como material de construcción sobre el hierro, y por ello, a partir de entonces, todos los puentes se han hecho de acero.

### **B. Puentes de Madera.**

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones. Un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial.

Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra, y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera, y a lo largo de la historia se han construido innumerables puentes de este material, muchos más que de piedra. Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior. Generalmente se les ha dado carácter de obra provisional.

### **C. Puentes de Mampostería.**

El puente de piedra es el puente histórico por excelencia. Actualmente el arco de piedra como técnica para hacer puentes es solamente historia; ya no se construyen puentes de este tipo porque resultan excesivamente costosos, salvo casos excepcionales en parques o lugares naturales protegidos, con una intención puramente paisajística.

### **D. Puentes de vigas.**

Este tipo de puente es probablemente el más primitivo realizado por el hombre, en su versión de una losa o un tronco tendido a través de un arroyo. Consisten en varios de estos órganos, que, colocados paralelamente unos a otros con separaciones de 1,2 a 1,5 m, salvan la distancia entre estribos o pilas y soportan el tablero. Cuando son ferroviarios, disponen de vigas de madera o acero y sus pisos pueden ser abiertos o estar cubiertos con balasto o placas de concreto armado. Los destinados a servir el tráfico de vehículos son de acero, concreto armado o pretensado o bien de madera.

Las vigas metálicas pueden ser de sección en "I" o de ala ancha; los caballetes de madera forman vanos con vigas o largueros que descansan en pilas de pilotes del mismo material. Los puentes de vigas de concreto armado o de acero pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el concreto pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas.



### **E. Puentes de vigas armadas.**

Constan de dos de estos elementos que soportan el piso. Si el tablero está apoyado cerca de las pestañas inferiores de las vigas y el tráfico pasa por entre ellas, el puente se llama vía inferior; si por el contrario, lo está en la parte superior, se denomina de paso alto. Cuando el puente sirve a una carretera es preferible el segundo tipo, que puede ser ensanchado para acomodarlo a posibles aumentos de tráfico. Las vigas armadas metálicas son de sección "I" y van reforzadas por remaches. Los puentes de esta clase pueden ser de un solo tramo o continuos. Los primeros llegan a cubrir tramos de hasta 40m. Algunas veces también reciben el nombre de puentes de vigas armadas los de gran longitud cuyas vigas tienen secciones compuestas. Un ejemplo de este tipo de puentes se puede ver en la Figura I.4.



**Figura I.4. Puente de vigas armadas.**

### **F. Puentes de arcos**

Posiblemente tuvo su origen en la observación del cierre de una garganta natural por desprendimiento de grandes masas de piedras sueltas que, apoyándose unas en otras y sobre las paredes del barranco, dejaban un hueco entre ellas para el paso inferior. La mejora del apoyo entre esas piedras dio origen a las dovelas y al nacimiento del arco de elementos independientes.

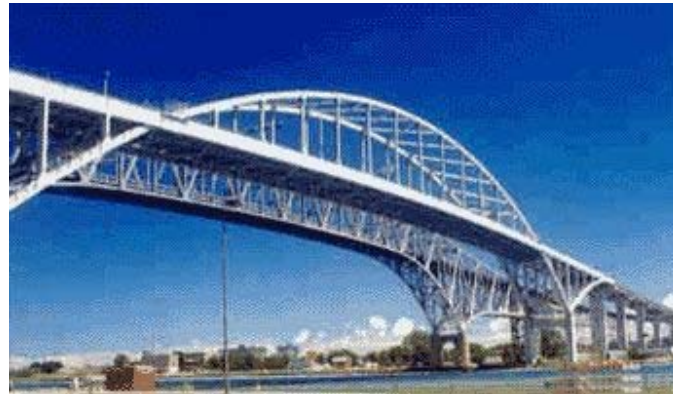
Su característica más importante es el empuje horizontal que ejerce sobre los apoyos. En estos puentes, el arco es el elemento que sustenta la vía de paso, o tablero. Se han construido puentes con el tablero en posición superior, inferior o intermedia con respecto al arco, pero siempre se ha de disponer de estribos capaces de absorber los empujes creados por los arcos.

Este tipo de puente está entre los más atractivos logros de la ingeniería. Se construyen de acero, de concreto armado o pretensado y, a veces, de madera. Hasta poco antes de iniciarse el siglo XX fue utilizada la piedra labrada. Esta clase de puentes pueden ser de tímpano de celosía diagonal, cuya rigidez queda asegurada por miembros diagonales colocados entre el cuerpo del arco y el tablero; arco de celosía vertical; o arco de arcadas macizas o de viga de



alma llena. En estos últimos tipos, la rigidez de las nervaduras aseguran la del arco. Las vigas de alma llena pueden seguir el modelo de viga de palastro o pueden ser vigas armadas tubulares con dos placas de alma unidas a pestañas de amplitud suficiente para acomodar a ambas. Los arcos de arcadas macizas o de celosía vertical pueden ser de tablero inferior, pero los de tímpano de celosía diagonal han de ser necesariamente de tablero superior.

Los puentes arqueados de concreto armado más comunes son del tipo fijo, con tímpano abierto o macizo; en ambos casos han de ser de tablero superior. En los puentes de tímpano macizo el espacio situado entre el intradós del arco y el tablero está relleno de tierra. Los puentes en arco de hormigón armado y tablero inferior son muy comunes; la calzada discurre entre los arcos. También se han construidos arcos de tímpano de celosía con concreto y madera. Un ejemplo de puente de arco se ve en la Figura I.5.



**Figura I.5. Puente de vigas arco.**

### **G. Puentes de armadura rígida.**

Combinan las planchas y estribos de los puentes de placas con las vigas y estribos de los de viga; ésta combinación forma unidades sencillas sin articulaciones de unión entre las piezas. Se construyen de concreto armado, pretensado o de armaduras de acero rodeadas de concreto. De origen muy reciente, resultan sumamente útiles para separar en niveles los cruces de carreteras y ferrocarriles. En estos cruces suele ser conveniente que la diferencia de niveles sea mínima y los puentes de la clase que nos ocupa son susceptibles de recibir menor altura en un mismo tramo que los otros tipos.

### **H. Puentes en cantiliver.**

Tienen especial aplicación en tramos muy largos. Reciben su nombre de los brazos voladizos (cantiliver) que se proyectan desde las pilas. Los brazos voladizos también pueden proyectarse hacia las orillas para sustentar los extremos de dos tramos suspendidos.

El principio del puente cantiliver puede aplicarse fácilmente a los puentes de armadura de acero y tablero superior.



Existen viaductos de concreto armado o de vigas armadas metálicas en cantiliver; puentes de armadura de hierro que combinan el principio cantiliver con el arco para formar el sistema conocido con el nombre de puente de arco cantiliver. El arco puede estar articulado en las pilas; en tal caso se asemeja a un puente de doble articulación, que puede convertirse en triple añadiendo otra articulación a la clave.

## **I. Puente colgante**

Un puente colgante es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. En los puentes colgantes, la estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del vano a salvar, y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él. El puente colgante más elemental es el puente catenaria, donde los propios cables principales sirven de plataforma de paso.

Los puentes colgantes se originaron a partir de las marañas naturales de lianas y enredaderas que cierran espacios entre árboles o barrancos. Una liana entre dos troncos es un modelo para tender una cuerda entre dos orillas y luego otras más que sirven de apoyo a manos y pies, facilitando así el paso. El rasgo que diferencia este puente de los anteriores es la reacción del elemento resistente, el cable, que tira de los puntos de anclaje y ejerce una tracción casi horizontal. El conocimiento de materiales de mayor resistencia a la tracción que las tradicionales cuerdas de fibra vegetal ha permitido cubrir vanos cada vez mayores, hasta llegar a ser hoy el tipo de puente que ostenta el récord de claro cubierto.

Actualmente los puentes colgantes se utilizan casi exclusivamente para grandes claros; por ello, salvo raras excepciones, todos tienen tablero metálico. Véase Figura I.6



**Figura I.6. Puente colgante.**

Los cables que constituyen el arco invertido del puente colgante deben de estar anclados en cada extremo del puente ya que son los encargados de transmitir una parte importante de la carga que tiene que soportar la estructura. El tablero suele estar suspendido mediante tirantes verticales que conectan con dichos cables.

Las fuerzas principales en un puente colgante son de tensión en los cables principales y de compresión en los pilares. Todas las fuerzas en los pilares deben ser casi verticales y hacia abajo, y son estabilizadas por los cables principales, estos pueden ser muy delgados.



La mayoría de los puentes colgantes usan estructuras de acero reticuladas para soportar la carretera. Recientes desarrollos en aerodinámica de puentes han permitido la introducción de estructuras de plataforma. Esto posibilita la construcción de este tipo sin el peligro de que se generen remolinos de aire (cuando sopla el viento) que hagan retorcerse al puente como ocurrió con el puente de Tacoma Narrows.

#### Ventajas

- El vano central puede ser muy largo en relación a la cantidad de material empleada, permitiendo al puente comunicar cañones o vías de agua muy anchos.
- Pueden tener la plataforma a gran altura permitiendo el paso de barcos muy altos.
- No se necesitan apoyos centrales durante su construcción, permitiendo construir sobre profundos cañones o cursos de agua muy ocupados por el tráfico marítimo o de aguas muy turbulentas.
- Siendo relativamente flexible, puede flexionarse bajo vientos severos y terremotos, donde un puente más rígido tendría que ser más fuerte y duro.

#### Inconvenientes

- Al faltar rigidez el puente se puede volver intransitable en condiciones de fuertes vientos o turbulencias, y requeriría cerrarlo temporalmente al tráfico.
- Siendo flexibles en la respuesta a cargas concentradas, esta estructura no se usa generalmente para vías del tren regionales, ya que concentran la mayor parte de la carga variable en la parte donde está la locomotora.
- Bajo grandes cargas de viento, las torres ejercen un gran momento (fuerza en sentido curvo) en el suelo, y requieren una gran cimentación cuando se trabaja en suelos débiles, lo que resulta muy caro.

Uno de los puentes colgantes más famosos del mundo es sin duda el Golden Gate en San Francisco, USA. El cual se puede ver en la Figura I.7.



**Figura I.7. Puente Golden Gate.**



## **J. Puente atirantado**

Se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques. Se distingue de los puentes colgantes porque en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tensión, y los atirantados tienen partes a tensión y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero al pilar situado a un lado, y desde éste, al suelo, o bien, estar unidos al pilar solo.

Los puentes atirantados ocupan un punto medio entre los puentes de acero de contrapeso y los colgantes. Un puente colgante, requiere más cables (y más acero), y uno de contrapeso, más acero para su construcción. Aunque desde el punto de vista estructural serían puentes que trabajan en modo contrapeso.

Este tipo de puentes se usa en claros medianos y grandes, como en estrechos, aunque para claros mayores de un kilómetro, en la actualidad se usan puentes colgantes solamente. Este tipo de puentes también se usa para pequeñas pasarelas peatonales.

Una de las características de estos puentes es el número de pilones, hay puentes con uno solo, o con varios, lo más típico es estar contruidos con un par de torres cerca de los extremos. También se caracterizan por la forma de los pilones (forma de H, de Y invertida, de A, de A cerrada por la parte inferior (diamante), una sola pila...), y si los tirantes están sujetos a ambos lados de la pista, o si la sujetan desde el centro (dos planos de atirantamiento, o uno solo respectivamente). También es característica la disposición de los tirantes, ya que puede ser paralelos, o convergentes (radiales) respecto a la zona donde se sujetan en el pilón. También pueden tener un gran número de tirantes próximos, o pocos y separados, como en los diseños más antiguos.

Los puentes atirantados, sobretodo si tienen varias torres, pueden ser muy parecidos, pero no lo son. En la construcción, en un puente colgante se disponen muchos cables de pequeño diámetro entre los pilares y los extremos donde se anclan al suelo o un contrapeso, estos cables son la estructura primaria de carga del puente. Después, antes de montar la pista, se suspenden cables del cable principal, y más tarde se monta esta, sosteniéndola de dichos cables; para ello la pista se eleva en secciones separadas y se instala. Las cargas de la pista se transmiten a los cables, y de éste al cable horizontal, y luego a los pilares, los contrapesos de los extremos reciben una gran fuerza horizontal.

En los puentes atirantados las cargas se transmiten al pilar central a través de los cables, pero al estar inclinados, también se transmiten por la propia sección, hasta el pilar, donde se compensa con la fuerza recibida por el otro lado, no con un contrapeso en el extremo, por ello, no requieren anclajes en los extremos.

Las Figuras I.8 y I.9 muestran como puede ser un puente atirantado, se puede notar fácilmente los cables tensionados soportados por las pilas la cual es una característica de este tipo de puentes. En la actualidad el puente Millau es el más alto y largo del mundo.



**Figura I.8. Puente Atirantado.**



**Figura I.9. Puente Millau.**

### **K. Puentes levadizos**

Los puentes levadizos iniciales de madera consistían en un tablero simplemente apoyado a puente cerrado, y atirantado durante el movimiento. Eran siempre de una hoja, porque giraban sobre un apoyo y se elevaban tirando del otro. También se utilizaron puentes levadizos de dos hojas, con el claro móvil dividido en dos semiclaros que se levantaban desde sus extremos; en ellos la estructura cerrada tiene que seguir estando atirantada para ser estable; es por tanto una estructura atirantada en las dos situaciones, abierto y cerrado. Ver Figura I.10.



**Figura I.10. Puente levadizo de una hoja.**

### **L. Puentes basculantes**

Los puentes basculantes son los que giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos.

Se han construido muchos puentes con este sistema, en general, si la luz no es grande, es más sencillo y económico el de una sola hoja porque requiere un único mecanismo y se centraliza toda la operación de movimiento.



### **M. Puentes giratorios**

En los puentes giratorios de eje vertical caben igual que en los basculantes dos posibilidades de apertura: girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, aunque en algún caso excepcional puede estar situada en un borde; o bien girar dos semivanos con sus compensaciones, sobre dos pilas situadas en los bordes del canal. El clásico puente giratorio es el primero, con una fisonomía muy característica, análoga en casi todos los construidos; es una viga triangulada con tablero inferior, canto variable muy acusado, máximo en el apoyo central y mínimo en los extremos, y una pila gruesa en el centro que aloja la maquinaria de giro.

### **N. Puentes de elevación vertical**

Los puentes de desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo de navegación.

Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello requieren dos o cuatro torres, en las que se aloja la maquinaria de elevación y los contrapesos necesarios para equilibrarlos durante la maniobra de desplazamiento vertical. En algún puente de pequeño claro se han evitado las torres y los contrapesos, accionándolo mediante gatos hidráulicos situados bajo el tablero, y por ello, a puente cerrado no se aprecia su condición de móvil.

Los puentes de elevación vertical se utilizan para tramos largos donde es necesario despejar toda la anchura del canal y a una altura considerable.



**CAPÍTULO DOS.**  
**TIPOS DE CIMENTACIÓN.**





## **II.1 Importancia de la cimentación.**

Debido a que 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 demanda de apoyo competente, por lo que las características de la cimentación a utilizar deberán permitir el cumplimiento de los requisitos técnicos fundamentales de estabilidad, seguridad y funcionalidad mecánicas, definidos con un criterio racional y aplicando los reglamentos o las normas de construcción vigentes. Las características de los materiales de apoyo y de construcciones disponibles, así como los demás recursos constructivos y condiciones generales del caso, suelen ser los elementos de partida para plantear los procedimientos y programas constructivos. (Ingenieros Civiles Asociados y Universidad Autónoma del Estado de México. 2001)

Desde las cimentaciones rústicas de los puentes prehispánicos, para las que se desarrolló una noción empírica de su funcionamiento y de su procedimiento constructivo; hasta las cimentaciones de los puentes actuales, para las cuales se realizan metodológicamente las etapas del proyecto; la concepción de las cimentaciones ha estimulado, además del desarrollo de los equipos y los procedimientos constructivos apropiados, la investigación de los fenómenos y factores de los que depende su correcto funcionamiento geotécnico, estructural e hidráulico, particularmente considerando los recursos disponibles y la relativa frecuencia con la que se efectúan actualmente las cimentaciones en general.

Hoy es común que en los proyectos de puentes carreteros se defina el sitio de construcción después de comparar las ventajas y desventajas de varios sitios alternos. En algunas ocasiones puede resultar preferible regir las ventajas geométricas del trazo de la carretera sobre las características geotécnicas de un sitio o alternativa en particular, y en otras, viceversa. Las condiciones y lineamientos generales, así como las restricciones impuestas al proyecto, frecuentemente permitirán decidir mejor sobre la alternativa conveniente.

Para evaluar geotécnicamente los sitios de apoyo de los cimientos de un puente, es necesario realizar exploraciones previas ya sean geológicas, geofísicas y geotécnicas, muestreo representativo y ensayos de laboratorio adecuados, que permitan caracterizar suficientemente el terreno considerando los requerimientos de apoyo de la futura obra. Así, se han identificado sitios que requieren tratamiento previo, lo cual, permite cuantificar el orden de magnitud para la inversión de recursos necesarios, así como diseñar los procedimientos constructivos y los programas de trabajo implicados. A pesar de las muchas experiencias, se ha concluido sobre lo importante de los trabajos de exploración previa su costo resulta ser un pequeño porcentaje del costo total de la obra; en muchas ocasiones resulta subestimada esta importancia en las etapas iniciales. Si se sospecha que esto ocurre para un caso particular, puede ser necesario volver a evaluar las características de la zona y comprobar que para un proyecto en particular, resulta más conveniente excederse en la inversión inicial para trabajos de exploración y caracterización geotécnica, que subestimarla de antemano.



En grandes puentes, como los colgantes por encima de brazos de mar que todos conocemos o hemos visto en fotos y películas, las cargas son tan grandes que se necesitan grandes cimientos a mucha profundidad bajo el nivel del mar.

Las cimentaciones de los puentes pueden ser superficiales o profundas. Las superficiales mediante zapatas, están limitadas al caso de suelos suficientemente compactos y resistentes o de rocas, fuera del alcance de la socavación del río. Lo más usual, en el caso de puentes, es que las capas superiores del terreno no sean capaces de soportar las cargas, y que el peligro de socavación sea alto, recurriéndose entonces a cimentaciones profundas, que suelen ser pilotes. En algunos casos las profundidades alcanzadas son grandes. El primer puente colgante sobre el Tajo en Lisboa tiene pilotes que bajan a más de 80 m bajo el nivel del mar. Es bastante normal construir pilotes de 30 m de longitud.

A partir de las demandas específicas de capacidad de carga para la cimentación de un puente, así como de la caracterización geotécnica del sitio, se decide la utilización de apoyos; consistentes en zapatas, pilotes precolados, pilotes colados en el lugar, pilotes metálicos, cajones, cilindros o una combinación de ellos. Cabe aclarar que en la ingeniería de puentes suele utilizarse el término “infraestructura” para referirse a los elementos estructurales que están en contacto directo con el terreno de apoyo, reservándose el término “subestructura” para los que están por arriba del nivel del terreno natural, y hasta la “superestructura” del puente.

## II.2 Cimentaciones superficiales

Geotécnicamente en éstas, la profundidad de apoyo en el terreno es de entre una y una y media veces el ancho del cimiento, desarrollando su capacidad de carga esencialmente por un mecanismo de falla en el que la fricción por contacto lateral con el terreno es despreciable, como sucede para los casos de las zapatas (Figura II.1 y II.2). Para los constructores de puentes una cimentación será superficial si es posible tener acceso a ella y, poder construirla y observarla directamente en una excavación a cielo abierto, aún cuando el nivel de desplante se encuentre, en ocasiones, a gran profundidad (Figuras II.3 y II.4).



Figura II.1 Puente Yutaiqui.



Figura II.2 Puente Caramicuas.

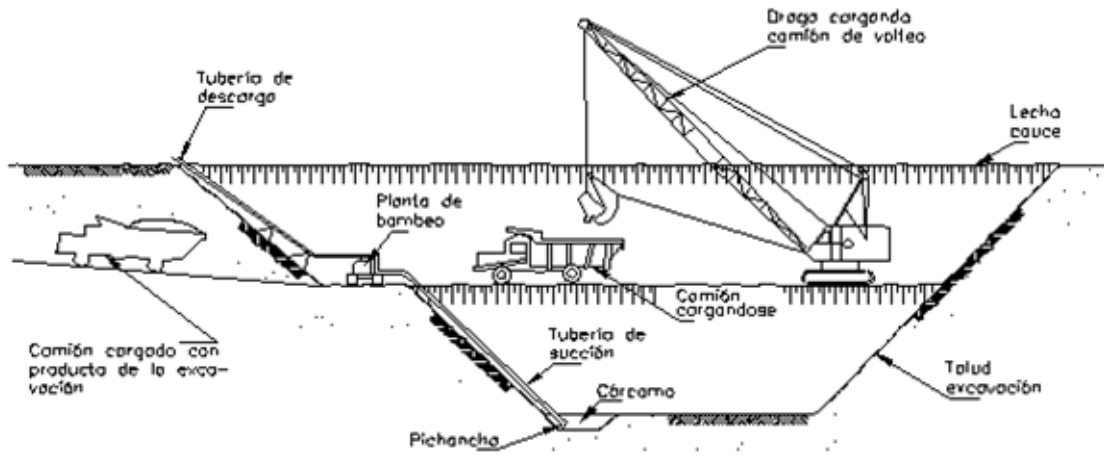


Figura. II.3. Procedimiento de excavación a cielo abierto con retiro directo del producto utilizando camiones de volteo.

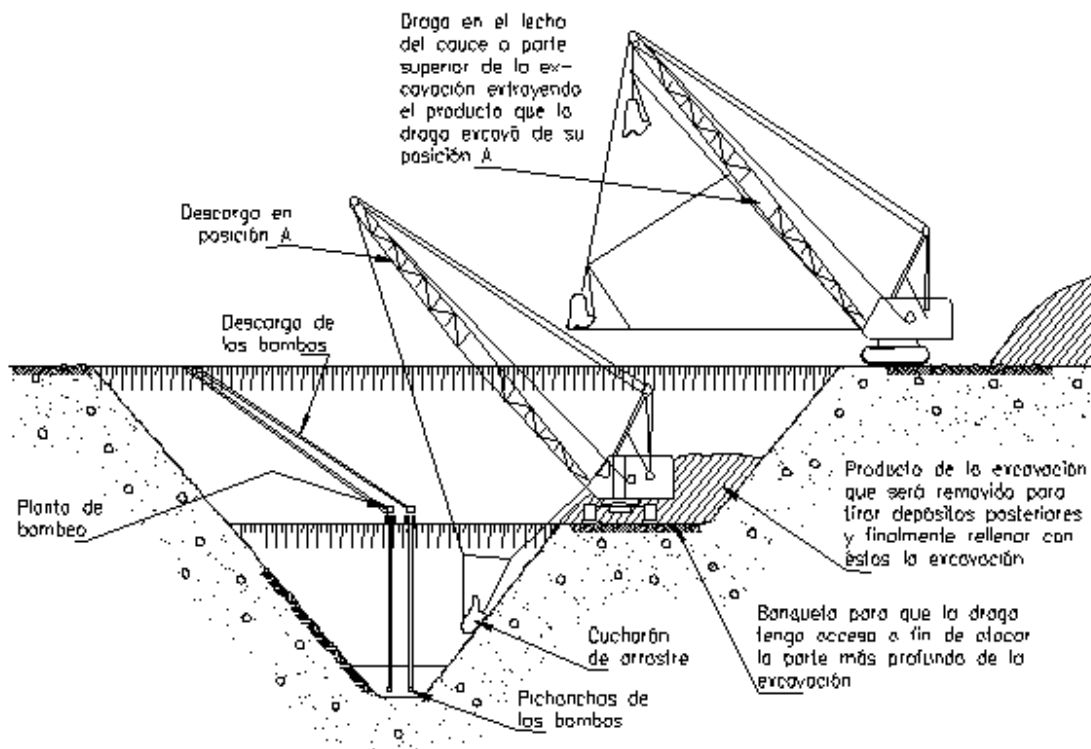


Figura. II.4. Excavaciones a cielo abierto.



Cuando hay terrenos resistentes que permiten apoyar la zapata a profundidades someras, el nivel de desplante suele quedar determinado por la prevención a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua, por el ataque erosivo a las márgenes (en el caso de estribos) (Figura II.5). Desde este punto de vista, probablemente no son convenientes profundidades menores de 2 m, aún en los casos más favorables. Otra consideración que suele interesar, al fijar el nivel de desplante en la cimentación superficial de un puente, es la posibilidad de que existan cavernas u oquedades en el terreno de manera natural, o bien, la presencia de ductos, colectores, y minas de arena, entre otros. Adicionalmente, la profundidad de desplante permite la protección del elemento estructural al intemperismo atmosférico, aumenta la capacidad de carga y favorece la resistencia a fuerzas laterales (Figura II.6).

Cuando hay terrenos resistentes que permiten apoyar las zapatas a profundidades someras, el nivel de desplante suele quedar determinado por la prevención a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua, debido a esto no es conveniente cimentar a profundidades menores de 2 m, aún en los casos mas favorables.



**Figura II.5. Cimentación superficial en terreno duro.**



**Figura II.6. Puente Masiaca Auxiliar.**



**Figura II.7 Puente El Salado.**

La utilización de cimentaciones superficiales esta justificada por las características del terreno, como son la suficiente resistencia al corte y si hubiera río la resistencia a la socavación máxima. Su aplicación es adecuada en terrenos rocosos o suelos muy competentes; éste tipo de cimentación es muy atractiva debido a los costos relativamente bajos que implican su realización y su desempeño correcto, comparado con las cimentaciones profundas.



La construcción de las zapatas aisladas o corridas se realizan efectuando los preparativos generales del terreno de apoyo, como son: abatimiento del nivel freático (en caso de existir), posicionamiento conveniente del equipo de excavación, excavación metódica y tratamiento del terreno si se requiere. En depósitos de aluviales y de suelos blandos es deseable mantener abierta la excavación el menor tiempo posible, para evitar expansiones importantes del fondo que puedan afectar sensiblemente la magnitud de los asentamientos que experimente la zapata al empezar a transmitir gradualmente las cargas de operación y con ellos ocasionar alteraciones en el funcionamiento estructural de la misma.

Una vez alcanzado el nivel de desplante, y solo en caso de requerirse anclajes de tensión para asegurar la estabilidad de la cimentación en condiciones de momentos de volteo por acción sísmica o por acción eólica, es cuando suelen realizarse las perforaciones en el terreno para la construcción de estos; en caso contrario será necesario construir las plantillas de apoyo con material granular grueso, suficientemente compactado o concreto pobre, evitando en lo posible que se pueda contaminar con materiales lodoso o ajenos a su carácter friccionante e inerte.

El colado de los dados y zapatas podrán hacerse por etapas, evitando dejar juntas frías de construcción que puedan degenerar agrietamientos indeseables, ya que afectan el comportamiento mecánico del elemento. Es importante vigilar el correcto posicionamiento del acero de refuerzo y la vibración adecuada del concreto. Si por condiciones de temperatura hay necesidad de controlar el calor de hidratación, ese se efectuará con la técnica autorizada por el reglamento de construcción o la residencia de la obra. Ya construido el elemento de concreto, será necesario suspender el funcionamiento de las bombas de abatimiento y rellenar los costados del elementos con material competente y compactado de acuerdo con lo especificado en le proyecto.

### **II.3 Cimentaciones profundas.**

Constan de elementos como pilotes, cilindros o cajones de grandes dimensiones y la función es transmitir las cargas de la superestructura a los estratos profundos del terreno de apoyo. Éste tipo de cimentaciones se aplica al evaluar y concluir que el terreno no cumple los requisitos mecánicos fundamentales para utilizar cimentaciones superficiales, como en los casos de existencia de suelos blandos, sueltos o expuestos a socavación, típica de los cauces de los ríos.

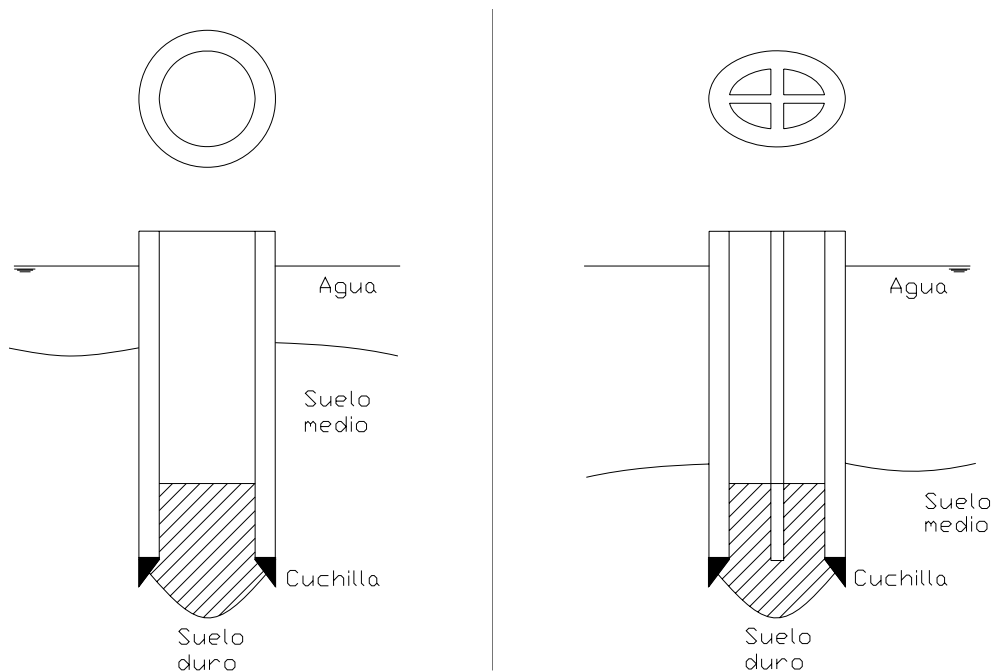
Se le denomina pilote a un elemento prismático de cimentación profunda que transmite al subsuelo las cargas provenientes de la estructura, por lo general el diámetro es igual o menor a 60 cm.

Las pilas son elementos superficiales de cimentación profunda con dimensiones mayores que la de los pilotes. Sin embargo la Secretaría de Comunicaciones y Transportes le denomina pilote al elemento de cimentación profunda de ancho de sección mayor a 60 cm que se cuela in situ en perforaciones previas en el terreno; en caso contrario se llamará un pilote hincado, se utiliza el término pila para referirse a la parte vertical de la subestructura que es generalmente visible y que apoya directamente a la superestructura.



#### II.4 Cilindros y cajones de cimentación.

Consisten en elementos de concreto reforzado, de sección transversal cilíndrica, rectangular, elipsoidal, o similar que se coloca verticalmente en el suelo de apoyo (ver Figura II.8). Se trata de encontrar un estrato resistente bajo un depósito de suelo de propiedades mecánicas deficientes, con el fin de conseguir un apoyo satisfactorio. Las profundidades económicas máximas que suelen alcanzarse son de 65 m.



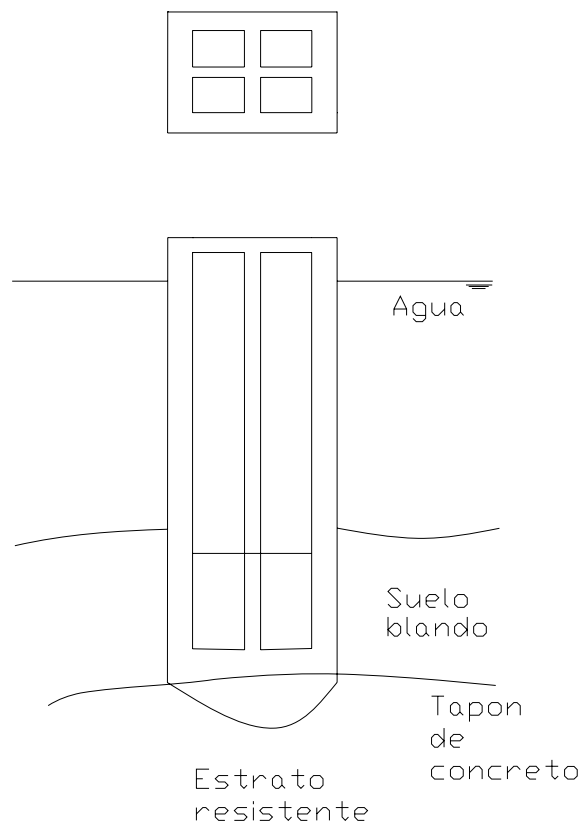
**Figura II.8 Cilindros y cajones (cuchilla cortadora de acero estructural).**

Las partes de un cajón o cilindro de cimentación són:

- *Cuchilla cortadora de acero estructural*: se localiza en la parte inferior del cajón o cilindro, este es el elemento de ataque para cortar el material donde se va a hincar. Tienen una altura de 30 cm y la transición se hace de concreto, formando parte de la pared.
- *Pared de concreto reforzado*: es el cuerpo principal del elemento su resistencia suele ser del orden de  $250 \text{ kg/cm}^2$  y su espesor tiene entre 80 cm y 1 m. Una función de las paredes además de ser el ademe necesario para el procedimiento del hincado es transmitir las cargas al tapón inferior.



- *Tapón inferior*: es construido a base de concreto simple con resistencia mínima de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , debido a los grandes espesores utilizados que varían de 1.5 a 2 m y al corto claro estos no requieren de acero de refuerzo. Al recibir las cargas de la estructura, transmite las cargas al terreno y evita la penetración del cilindro o cajón al terreno. (ver Figura II.9). En la Figura II.10 se ilustra el procedimiento de colado del tapón inferior con bote de fondo móvil.



**Figura II.9 Tapón inferior.**

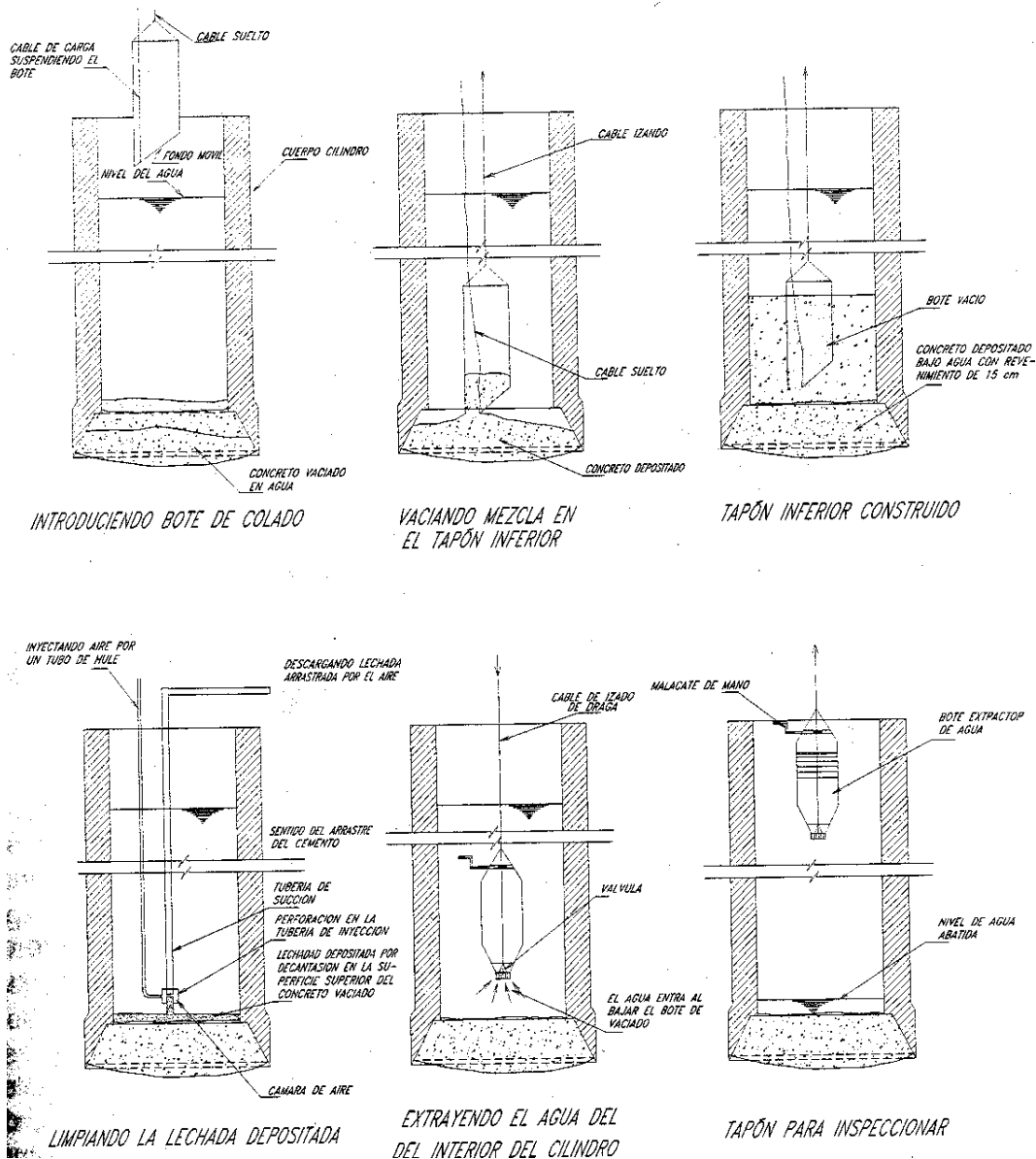
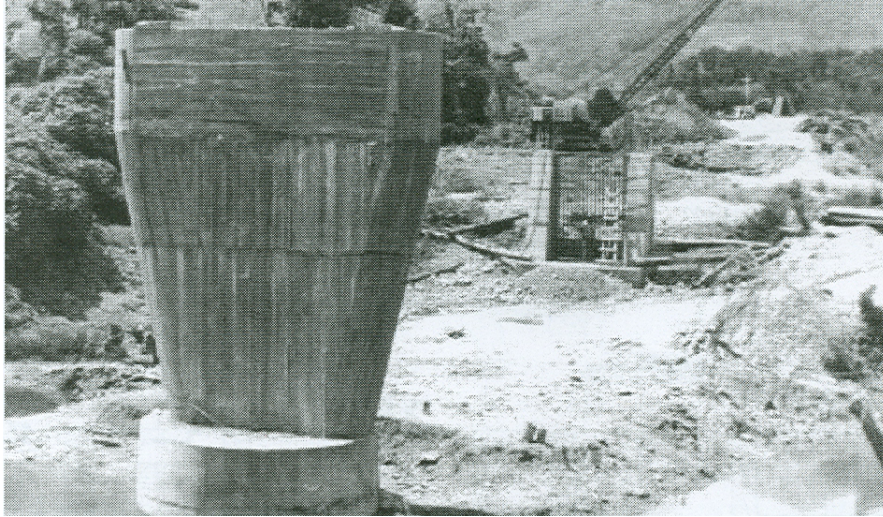


Figura II.10 Procedimiento de colado del tapón inferior bajo agua.

- *Relleno interior:* en la mayoría de los casos, el cilindro se deja con agua hasta el nivel freático y solo en ocasiones excepcionales se efectúa con un material adecuado.
- *Tapón superior:* se elaboró a base de concreto reforzado con resistencia de 250 kg/cm<sup>2</sup> y espesor variable de 1 a 3 m. Es el elemento que transmite a la pared la carga de la estructura que sobre el se apoya (ver Figura II.11)



**Figura II.11 Puente Bascan.**

Los cilindros y cajones de cimentación se pueden clasificar, dependiendo su funcionamiento geotécnico y la forma de construirlos, en cilindros y cajones de fondo abierto y, cilindros y cajones neumáticos.

A continuación se describen los métodos generales de construcción utilizados en México para proyectos de puentes sobre cauces de ríos.

La secuencia general del hincado de los cilindros o cajones de cimentación por el método del Pozo Indio en cauces con pequeños tirantes de agua o bien secos, consiste inicialmente en construir, ya sea un terraplén o bien una excavación en el lugar de ubicación del cilindro o cajón. Cuando se tiene agua se construye un terraplén, este se realiza cuando el cauce está seco, con nivel freático a cierta profundidad, después se nivela una plataforma de trabajo sobre la que se arma la cuchilla y se colocan los moldes y el acero de refuerzo para el colado de la sección tronco-cónica; colada y fraguada esta sección, se descimbra al alcanzar el concreto una resistencia suficiente y se inicia el hincado el cual se suspende al llegar al borde superior o brocal, a una altura conveniente sobre el terreno que facilite la colocación de los moldes y el acero para el colado del siguiente tramo (Figura II.12, II.13, II.14) ; en esta forma se continua el ciclo hasta que la cuchilla llega al nivel de desplante necesario. Al terminar el hincado y solo en caso de ser necesario se limpia el fondo y se cuelga el tapón inferior con su tubo tremie, de manera similar como se hace para pilotes. Cuando el concreto tiene la resistencia de proyecto se desagua el interior y se inspecciona para determinar al estado del tapón inferior y de la pared, procediéndose después al relleno del hueco y por último al colado del tapón superior.



Figura II.12 Puente Ixtapa.

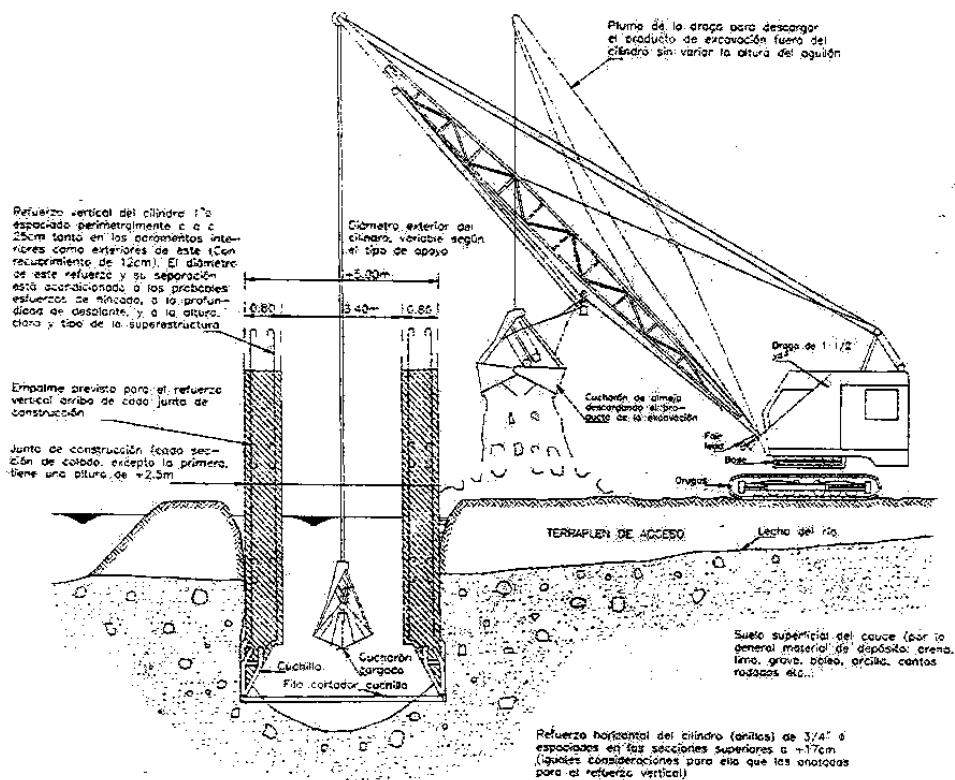
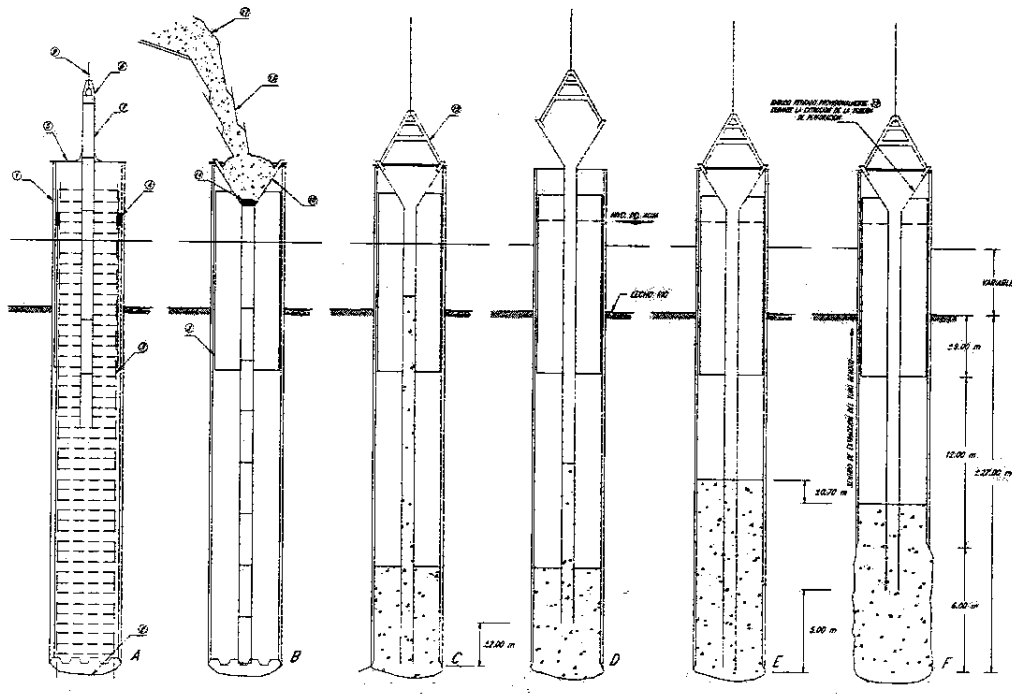


Figura II.13 Terraplén en el lugar de ubicación del cilindro o cajón.



**Figura II.14 Procedimiento de colado de pilotes “in situ” tipo Benoto, utilizando tubo “tremie”.**

Los procedimientos de hincado de cilindro o cajones de cimentación en cauces profundos se pueden clasificar genéricamente, según se utilicen moldes recuperables (técnicas de colado bajo agua, técnicas de moldes suspendidos y técnica de moldes sobre islotes), o bien, moldes perdidos (técnica de armar el elemento fuera del cauce y técnica de armar el elemento en el cauce). Las variantes esenciales están en la forma de la colación inicial del cilindro o cajón y el tipo del molde empleado. Se requiere además la utilización de equipo marino que es costoso y difícil de maniobrar.

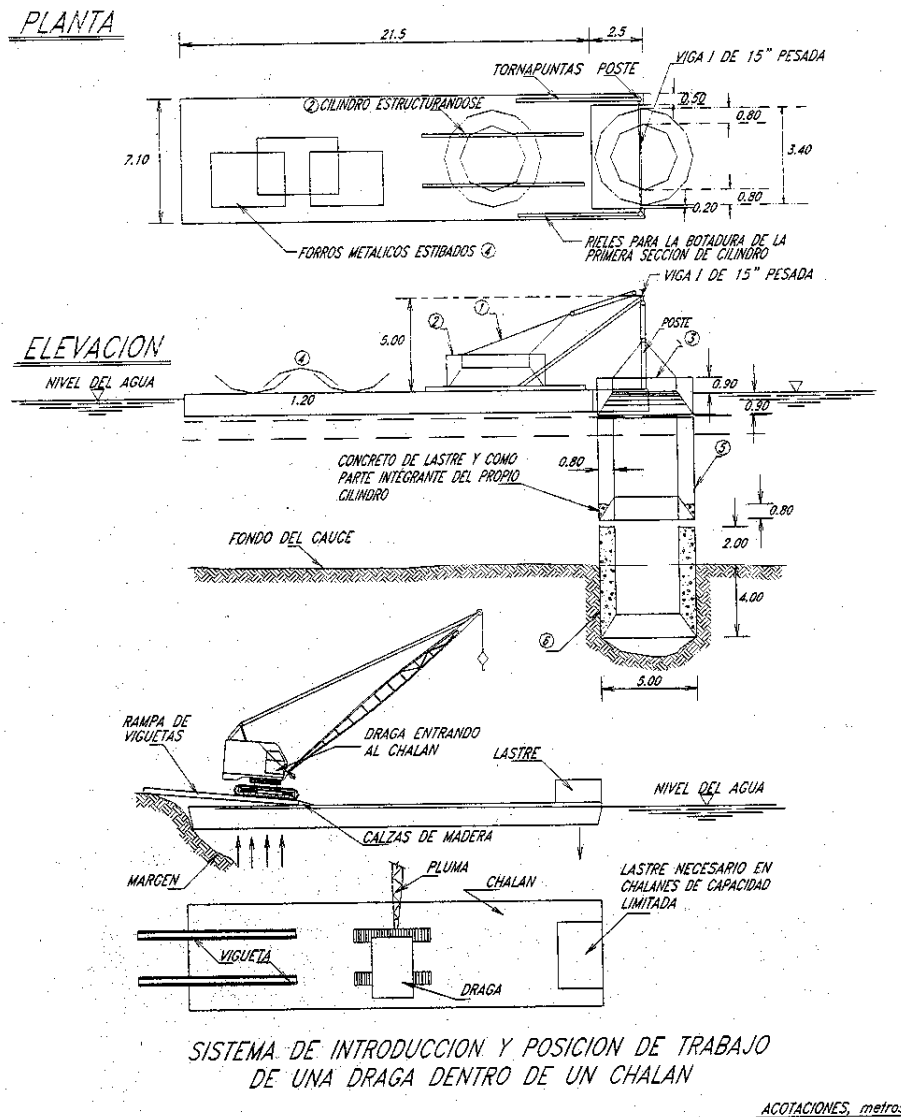
A continuación se describe cada técnica de instalación.

#### 1.- Con moldes recuperables.

*Elementos colados bajo el agua.* Esta técnica consiste en la colocación simultánea de la cuchilla, moldes metálicos unidos por medio de tornillos y el acero de refuerzo de la pared fuera del agua. Los moldes se suspenden mediante una grúa colocada sobre un chalán y se van sumergiendo hasta apoyarlos en el fondo (Figura II.15). Es conveniente, en forma previa, hacer una pequeña excavación en el fondo y sustituir el material por otro homogéneo y nivelar su superficie para evitar posibles desplomes al apoyar el elemento, luego se colocan retenidas a diversas alturas y se procede a colar la pared bajo el agua con los tubos “tremie” necesarios. Fraguado el concreto se retiran los moldes, fijando previamente la parte superior para evitar su volteo, se cuela un cuerpo más con moldes recuperables y después de su fraguado y descimbrado, se inicia el hincado. Mientras no se



haya alcanzado una profundidad apreciable, hay que tener grandes precauciones para evitar desplomes, que son muy peligrosos en estas condiciones, puesto que fácilmente pueden caer, por encontrarse su centro de gravedad muy arriba del fondo.



**Figura II.15 Construcción de un cilindro en un cauce de aguas permanentes.**

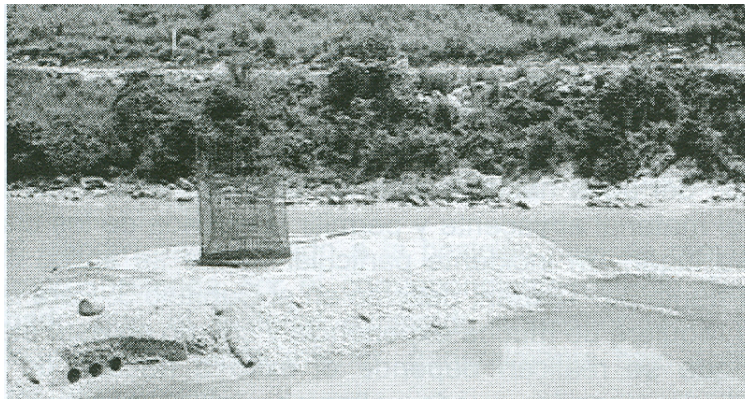
*Elementos suspendidos.* En esta técnica se van colando tramos de cilindro con moldes recuperables sostenidos por una armadura metálica apoyada sobre chalanes que permiten bajarlos hasta apoyarlos sobre el terreno. La armadura tiene integrado dos marcos, uno fijo y otro móvil; en el marco móvil se sostiene inicialmente la cuchilla, el acero y los moldes de la primera sección del cilindro mediante cables de suspensión que quedan ahogados en el concreto; después del colado, fraguado, y descimbrado, se baja el tramo para permitir la colocación del siguiente, accionando el marco mediante gatos de arena. Con otros cables anclados en el marco fijo se sostiene la sección, liberando el móvil, que se sube a su



posición inicial con gatos hidráulicos, se procede nuevamente a colgarle la sección terminada sobre la que se construirá la siguiente, liberando el marco fijo. Esta maniobra se repite cuantas veces sea necesario hasta que la cuchilla llegue al fondo del cauce, entonces se realiza un colado adicional y la colocación de retenidas antes de iniciar el hincado para evitar su volteo. Este sistema es caro ya que requiere chalanes y armaduras de gran capacidad y únicamente se utilizan para elementos cortos, por su gran peso.

*Nota:* los dos procedimientos anteriores presentan grandes riesgos y dificultades, y de ninguna manera deben ejecutarse en ríos con corrientes de gran velocidad.

*Elementos sobre islotes.* Cuando el tirante no es muy grande pero existe variación significativa de marea en el lugar donde se localiza el apoyo, se puede proceder a la formación de un islote que quede sumergido durante la marea alta. La cuchilla se arma sobre tierra en la orilla del cauce con una pequeña longitud de molde perdido, ambos estancos, se le coloca el acero de refuerzo, se transporta a la isleta flotándola durante la marea alta y se coloca en posición, fijándola con retenidas para evitar su movimiento; al bajar la marea esta queda asentada sobre el islote y se procede de inmediato al colado de la pared con el fin de darle peso suficiente para evitar su flotación al subir nuevamente la marea, después se coloca un tramo de molde convencional, se cuele y se hinca iniciando nuevamente el ciclo (Figura II.16).



**Figura II.16 Cilindro sobre isla.**

2.- Con moldes perdidos.

*Elementos armados fuera del cauce.* En esta técnica se colocan y sueldan moldes estancos, el acero y los refuerzos necesarios para resistir la presión del agua a la profundidad que tiene el tirante en el lugar donde se va a colar, se hinca dándole peso mediante el llenado de la pared con el agua, por lo que también es necesario para resistir la presión del agua hacia el exterior, después se excava a su alrededor para liberarlo del material adyacente y permitir la entrada de los chalanes que los transportan a su lugar. A partir de aquí se alternan los colados e hincados agregando moldes estancos perdidos, evitando que el concreto suba demasiado mientras no se disponga de un empotramiento que asegure su estabilidad; lográndose esto, se prolonga el colado en toda la longitud de los moldes perdidos, después se continúa un tramo con moldes recuperables y se inicia el ciclo nuevamente.



*Elementos armados en el cauce.* Esta técnica se utiliza cuando hay tirante de agua suficiente en la orilla del cauce. Se puede iniciar la construcción sosteniendo la cuchilla, la primera sección con molde estanco perdido y el armado de la pared mediante una grúa o draga. Debido a que un principio su flotación es inestable, se prolongan los moldes y se hacen los colados de poco volumen para irlo sumergiendo, dándole estabilidad y colocando su nivel de trabajo a alturas convenientes. Cuando ya no es posible continuarlo por estar cercana la cuchilla al fondo del cauce, entonces se traslada a su lugar definitivo y se procede en la misma forma indicada que para el caso anterior.

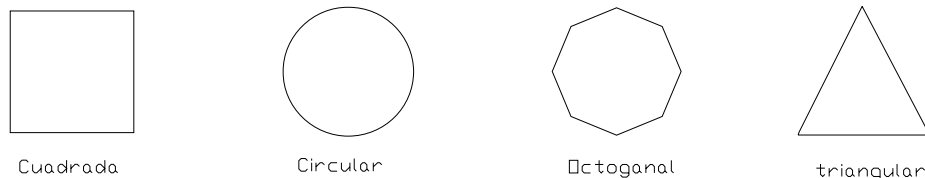
## II.5 Cimentaciones piloteadas.

Los pilotes se clasifican como:

- Pilotes hincados (ya sea de fabricación a base de concreto reforzado convencional o concreto presforzado).
- Pilotes colados en sitio.

### II.5.1. Pilotes hincados, de concreto reforzado convencional.

Son elementos de concreto reforzado, prismáticos que se prefabrican fuera del terreno con diferentes longitudes y secciones (Figura II.17), para luego hincarse. Se utiliza principalmente para transmitir carga axial al terreno.



**Figura II.17 Secciones comunes de pilotes de concreto.**

Es conveniente utilizar pilotes mixtos, utilizando concreto y acero ya que el uso de pilotes de concreto con una punta de acero de 1 a 2 m de longitud y de sección H ha dado resultados satisfactorios durante su hincado en terrenos duros o compactos. Las profundidades máximas que pueden alcanzarse con este tipo de pilotes son de 60 m.

Una de las ventajas de este tipo de pilotes es que pueden ser fabricados con la anticipación requerida y con las condiciones convenientes.

Los pilotes prefabricados de concreto reforzado o bien, los de concreto presforzado, con  $f'c = 250$  a  $300 \text{ kg/cm}^2$  con sección máxima del orden de  $60 \times 60 \text{ cm}$ , se cuelan de una sola pieza o en segmentos de acuerdo con las necesidades con la longitud del pilote y del equipo del hincado con que se vaya a utilizar. En caso de ser fabricados en segmentos, pueden unirse mediante juntas de diversos tipos, o bien mediante la soldadura de las placas anclada



en cada extremo de los tramos a unir con las cuales se ha obtenido rapidez y facilidad de ejecución, siendo común su utilización para recimentaciones limitadas de espacio vertical.

Los métodos que se pueden utilizar para hincar pilotes son:

- Por presión.
- Por percusión.
- Por vibración.

El hincado a presión rara vez se utiliza para proyectos de puentes, dadas las dificultades prácticas que se presentan como son la tardanza y disposición de grandes presiones y solo en algunas ocasiones se utilizan en reparaciones o recimentaciones.

El hincado por percusión o impacto es el más usual en México, éste se ejecuta mediante un equipo conocido como martillo de impacto (Figura II.18), sostenido con un draga, o bien con un malacate con plumas, guiándolo con una estructura que se conoce como “resbaladera” acoplada verticalmente a la pluma o dándole la inclinación necesario por medio de tirantes para asegurar el soporte apropiado para el pilote, debiendo permitir el movimiento libre del martillo de impacto. Para hincar pilotes en lugares donde no es factible apoyar la resbaladera se usa una colgante suelta y en cauces con tirantes de agua es necesaria la colocación de escantillones fijos para dar al pilote la colocación e inclinación correcta. Durante el proceso de hincado es necesario proteger la cabeza de los pilotes con un capuchón monolítico de acero para no dañarlas.



**Figura II.18 Hincado de pilotes desde un chalán.**

El hincado por vibración consiste en excitar al pilote utilizando un vibrador pesado de frecuencia controlada formado por una masa estática con un par de contrapesos excéntricos de rotación contraria. Este proceso de hincado se utiliza en suelos granulares, pero normalmente no se usa en pilotes de concreto puesto que transmite altos esfuerzos de tensión, quedando por tanto restringida su utilización al hincado de pilotes de acero y tablaestacas o para extracción de pilotes antiguos o desviados.



Antes del inicio del hincado es preciso colocar el pilote en a posición correcta. Existen además técnicas auxiliares de perforación previa y chifloneo desarrolladas para facilitar los hincados.

La perforación previa se utiliza para disminuir el volumen de suelo movilizado por el hincado del pilote. El chifloneo consiste en inyección de agua a presionen la punta del pilote, que erosiona el material y transporta una parte del mismo a la superficie, a la vez que lubrica las caras laterales de los pilotes reduciendo la fricción.

### **II.5.2. Pilotes hincados, de concreto presforzado.**

Son elementos prismáticos de concreto hidráulico que antes de hincarlos en el terreno se les aplica un esfuerzo permanente para hacer más eficiente su funcionamiento mecánico, ya sea durante el proceso de hincado o bien durante el uso de su vida útil. Estos pilotes se construyen con diferentes longitudes y los anchos comunes de fabricación están comprendidos entre 30 y 60 cm, pueden ser de sección cuadrada, octagonal, hexagonal o circular, principalmente llenas. Dependiendo a las sollicitaciones de carga a las que vayan a ser sometidos, se debe seleccionar las características del acero.

Generalmente se diseñan para funcionar por fricción y se construyen en ocasiones de sección H para dar mayor área de contacto en el terreno. Este tipo de pilotes puede fabricase con paredes de espesor delgado y alma hueca, resultando eficiencias altas en el hincado al facilitar la penetración.

Las profundidades máximas a las que se han hincado son del orden de 40 m.

### **II.5.3. Pilotes colados en sitio.**

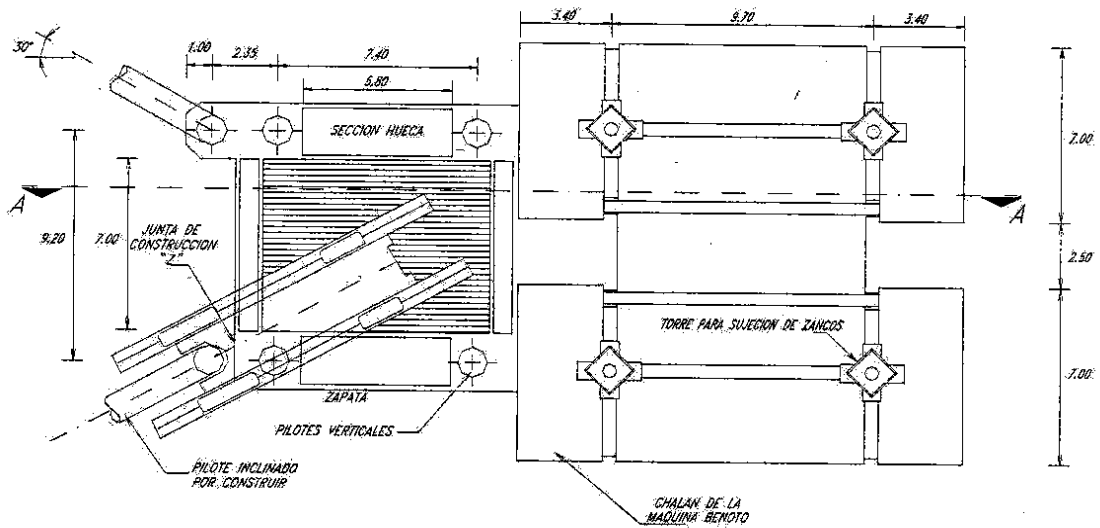
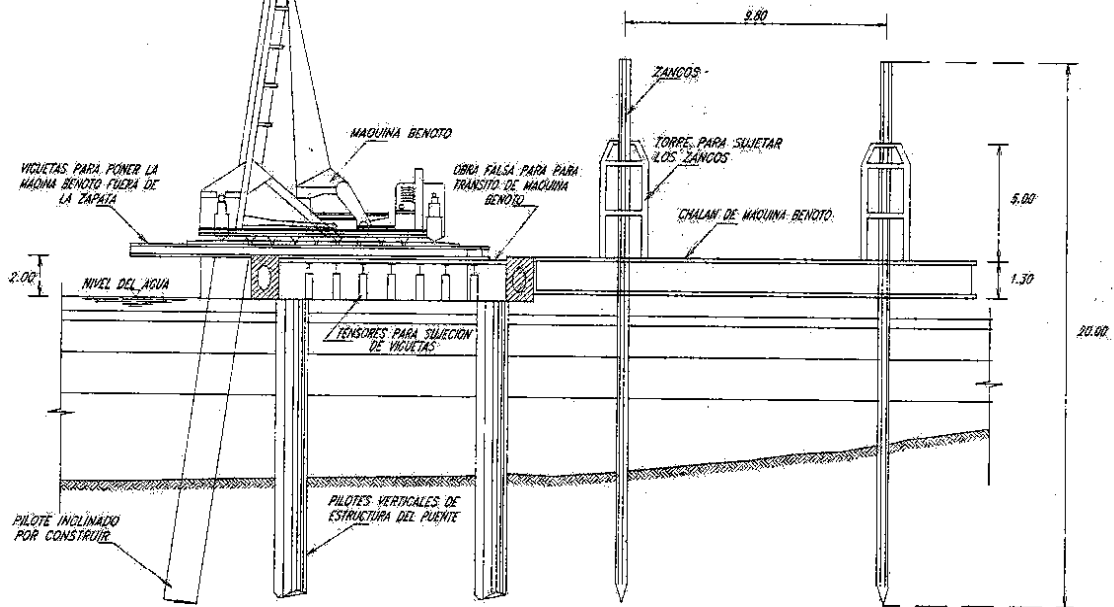
Son elementos de concreto reforzado que se construyen dentro de una perforación cilíndrica previamente realizada en el terreno. El diámetro es mayor a 60 cm y pueden llegar a ser de hasta 3 m. Estos elementos pueden clasificarse en dos categorías:

- Los que se construyen con un forro metálico que sirve de molde y puede no ser recuperado.
- Los que se construyen por vertido directo del concreto a la perforación previamente ejecutada.

Los pilotes con forro se prefieren a veces por permitir una inspección detallada del espacio interior antes del colado del concreto. Los pilotes colados sin ademe suelen ser mas baratos, pero su construcción esta limitada a formaciones de suelo en que las paredes de la excavación se mantengan estables en toda la profundidad de colado. Las profundidades máximas que pueden alcanzarse con estos pilotes son del orden de 40 m. (Figura II.19 y II.20)



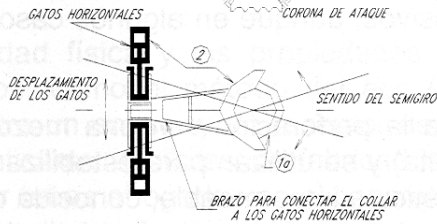
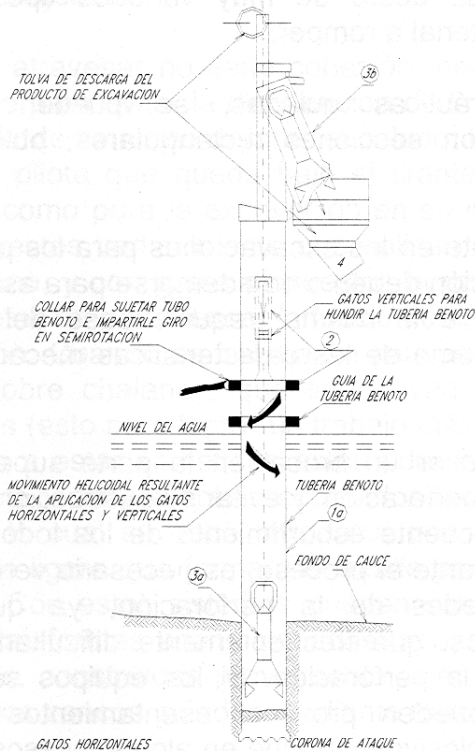
SECCION A-A



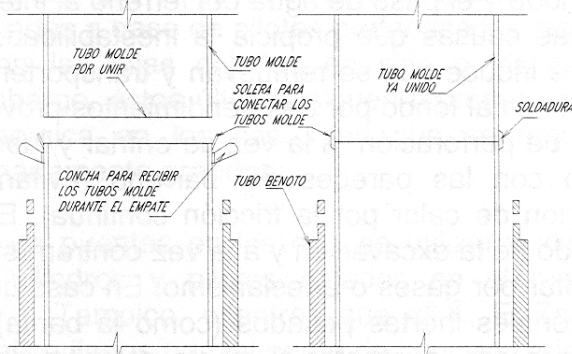
PLANTA

DIMENSIONES, metros

Figura II.19 Sistema de construcción de pilotes inclinados.



SISTEMA DE PERFORACION



INTRODUCCION DEL TUBO MOLDE

Figura II.20 Sistema Benoto.



La construcción de los pilotes se realizan mediante perforadoras que permiten excavar, en forma de barreno cilíndrico el subsuelo hasta la profundidad requerida; en caso necesario el barreno se estabiliza con un ademe fluido o con un ademe metálico. Terminada la excavación se limpia el fondo y se introduce el acero de refuerzo previamente armado, centrándolo y dejando el recubrimiento especificado, inmediatamente después se vierte el concreto utilizando un tubo tremie cuando se requiera, ya que si se espera demasiado tiempo el terreno puede expandirse por relajamiento hacia la perforación.

En caso necesario, se emplean trépanos para romper la roca o los boleos. Estos elementos son masa de acero de muy variados tipos que se dejan caer directamente sobre el material a romper.

Un aspecto muy importante en las excavaciones para los pilotes es determinar si las paredes de la perforación deben o no ademarse para asegurar su estabilidad y evitar caídos o cierres de las mismas. Los ademes con lodos para la perforación son una mezcla de agua con arcilla (típicamente bentonita). Cuando el terreno por atravesar no tiene cohesión, entonces se requiere de un ademe metálico.

## II.6. Elección del tipo de puente y pila.

Entre todas las soluciones posibles, ¿cómo ha de elegirse el mejor proyecto de puente para un caso particular? En la práctica el planteamiento del proyecto de los cimientos (pilas y estribos) y de la superestructura constituye un problema general en el que cada parte está influenciada y depende de cierta forma por las otras.

En primer lugar el puente ha de tener cierta capacidad y resistencia para satisfacer el tráfico que transita, además deberá de ser la más apropiada, económica, factible para su construcción y tendrá que satisfacer ciertas características estéticas y de vida útil.

Entre las cosas más importantes que deben tomarse en cuenta para la elección de las características básicas de la estructura y cimentación de un puente, figuran las siguientes:

1. Los grandes claros horizontales y verticales necesarios para la navegación (cuando el puente cruza un brazo de mar o río) pueden afectar el planteamiento del proyecto de tal manera que únicamente son factibles las estructuras de tramos largos y altos.
2. Es posible que se requiera una estructura de gran altura y con tráfico continuo, por lo que es conveniente utilizar algunos puntos altos de cimentación y de tramos altos.
3. Los accesos largos y elevados pueden resultar mucho más costosos que es posible que convenga más una estructura de un nivel más bajo y un tramo o tramos móviles.
4. Los puentes de tablero superior proporcionan una mejor vista del paisaje que los de tablero inferior, especialmente en los puentes carreteros de manera que, si los claros verticales no son importantes para tramos de igual longitud, los arcos y vigas rectas de los puentes de tablero superior resultan más económicas que las de tablero inferior además, se requieren pilas más pequeñas.
5. Debe tomarse en cuenta la elección del material para la construcción, ya sea concreto o acero, ya que cada uno, además del costo, es particularmente apto para ciertos tipos de estructura.



6. La topografía del terreno influye claramente en el diseño de la cimentación y en algunos casos puede ser de utilidad en la construcción de la misma.
7. La cantidad de fondos disponibles para el proyecto, si bien puede condicionar muchas de las acciones del ingeniero, no es una excusa para que se deje de lado la seguridad de la obra, antes, durante y después de su construcción.
8. El tipo de tráfico también puede ser una limitante en el diseño de la estructura, por ejemplo un puente ferroviario requiere de una estructura rígida, de manera que es más aconsejable el empleo de vigas robustas y pilas adecuadas.
9. Las preferencias personales del propietario, del arquitecto y las del propio ingeniero pueden tener gran importancia al hacer la elección.

Hay pilas huecas, macizas, dobles y de variadas formas, todas ellas según las necesidades del constructor sin embargo, la elección de una u otra forma de pila trae consigo ciertos problemas constructivos, sobre todo si se van a utilizar en puentes marítimos, pues el oleaje intenso, las mareas y la sola presencia del agua son obstáculos difíciles de superar y en ocasiones es necesario utilizar equipo especializado para la excavación e hincado de ciertos tipos de pilas.





**CAPÍTULO TRES.**  
**SOCAVACIÓN.**





### **III.1 Tipos de Socavación.**

La socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula puede presentar diversas formas, de las cuales las más interesantes para un ingeniero son las que se describen a continuación. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

#### **A. Socavación normal o general.**

Se entiende por socavación normal el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una corriente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección; en avenida, aumenta la velocidad del agua y, por tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales del fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad requerida para arrastrar las partículas que construyen el fondo en cuestión.

La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, esto es cuando la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

Un hecho curioso observado es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos fricciantes, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas del tamaño de limos y arcillas; el hecho se atribuye a la disminución en este caso de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y su viscosidad.

#### **B. Socavación en estrechamientos.**

La socavación en estrechamientos se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en el cauce. Este efecto es muy importante en puentes, donde por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
2. Cambio de la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos.



### **C. Socavación en curvas.**

Cuando el río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en el interior.

### **D. Erosión en márgenes.**

Es la erosión que las aguas de una corriente producen en los materiales térreos solubles que formen sus orillas; el efecto es especialmente peligroso en crecientes, por el aumento del poder erosivo de la corriente debido a su mayor velocidad. Si el ataque se produce en estratos susceptibles situados bajo otros que no lo son, producirá embovedamientos causantes de inestabilidades en los taludes de la propia margen.

El fenómeno se presenta generalmente en ríos encañonados y en corrientes marinas que bordean zonas costeras altas.

### **E. Socavación local en pilas.**

Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un cauce se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera el aporte del gasto sólido del cauce, ocurrirá en la pila socavación local.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor, influyen en la socavación local al pie de pilas de puentes son los que se muestran a continuación:

#### 1. Parámetros Hidráulicos.

- Velocidad media de la corriente.
- Tirante frente a la pila.
- Distribución de velocidades.
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila.

#### 2. Parámetros del Fondo.

- Diámetro de los granos.
- Forma de los granos.
- Grado de cementación.
- Peso específico sumergido.
- Estratificación del subsuelo.



3. Parámetros Geométricos de la Pila.

Ancho.  
Relación largo-ancho.  
Perfil de la sección.

4. Parámetros de ubicación del Puente.

Contracción en la sección.  
Forma del río en planta.  
Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

**F. Socavación local en estribos.**

La socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes. Se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

**Sedimentos.**

La carga total de sedimentos que transporta una corriente natural es la suma de tres componentes que son:

Carga de fondo.  
Sedimentos en suspensión.  
Sedimentos en saltación.

**III.2 Métodos de análisis de la socavación general en cauces.**

Para determinar la socavación general, es necesario conocer los siguientes datos:

- Sección transversal del cauce. Se obtiene mediante el levantamiento topográfico y es recomendable realizarlo en épocas de estiaje.
- Características físicas del fondo inicial y de los diferentes estratos de bajo de este que pueden llegar a ser descubiertos durante el paso de una avenida.
- Gasto del cauce. Este siempre está asociado a un período de retorno.

Para el cálculo de socavación general en un cauce se utiliza la teoría de Lischtvan-Lebediev, la cual considera diversas hipótesis como son:

- El gasto permanece constante durante el proceso erosivo para cada franja escogida de la sección.
- El gasto en las márgenes es nulo por lo tanto el método no es posible aplicarlo.
- La rugosidad del fondo es uniforme.
- La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para que cada material sea erosionado.



- Como el gasto se considero constante, en zonas menos resistentes este aumentará y por ende la profundidad; en zonas más resistentes sucederá lo contrario, por lo tanto los valores obtenidos difieren de los reales.

### III.2.1 Análisis de la socavación general para suelos friccionantes en cauces definidos con rugosidad uniforme.

El análisis de socavación general en un cauce definido con rugosidad uniforme se basa en la Teoría de Lischtvan-Lebediev y consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar en una sección al pasar una avenida con un gasto de diseño  $Q_d$ , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos se tendrá que conocer el gasto  $Q_d$  y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección de estudio.

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos friccionantes (gravas, arenas) la velocidad real  $v_r$  vale:

$$v_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad (\text{III.1})$$

En donde:

- $v_r$  = velocidad real en m/s.
- $H_s$  = tirante considerado, a cuya profundidad se desea saber su valor de  $v_e$  en m.
- $H_o$  = tirante antes de la erosión en m.

El valor de  $\alpha$  se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{5/3} Be \mu} \quad (\text{III.2})$$

En donde:

- $Hm$  = tirante medio en m.
- $Be$  = ancho efectivo del cauce en m.
- $Qd$  = gasto de diseño en  $m^3/s$ .
- $\mu$  = coeficiente de contracción, esta dado por la tabla III.1.

En cambio la velocidad erosiva  $v_e$ , que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está expresada como:

$$v_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x \quad (\text{III.3})$$



En donde:

- $x$  = exponente variable que depende del diámetro de la material y que se encuentra en la Tabla III.
- $H_s$  = tirante considerado, cuya profundidad se desea saber su valor de  $v_e$  en m.
- $\beta$  = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite el gasto estudiado, cuyo valor se obtiene de la Tabla III.3
- $d_m$  = diámetro medio (en mm) de los granos del fondo, obtenido con la expresión:

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \quad (III.4)$$

En la cual:

- $d_i$  = diámetro medio, en mm, de una fracción de la curva granulométrica de la muestra total.
- $p_i$  = peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.

La condición de equilibrio para la socavación será:

$$v_r = v_e$$

**Tabla III.1**  
Coeficiente de contracción  $\mu$ .

Velocidad Media en la sección en m/s.	Longitud libre entre dos Pilas (claro), en m.								
	10	13	16	18	21	25	30	42	52
Menor De 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1	1
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98
4 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).



**Tabla III.2**

Valores de  $x$  y  $1/(1+x)$  para suelos friccionantes.

d (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	d (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.05	0.43	0.70	25.00	0.31	0.76
0.15	0.42	0.70	40.00	0.30	0.77
0.50	0.41	0.71	60.00	0.29	0.78
1.00	0.40	0.71	90.00	0.28	0.78
1.50	0.39	0.72	140.00	0.27	0.79
2.50	0.38	0.72	190.00	0.26	0.79
4.00	0.37	0.73	250.00	0.25	0.80
6.00	0.36	0.74	310.00	0.24	0.81
8.00	0.35	0.74	370.00	0.23	0.81
10.00	0.34	0.75	450.00	0.22	0.83
15.00	0.33	0.75	570.00	0.21	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

**Tabla III.3**

Relación entre Probabilidad anual y Coeficiente  $\beta$ .

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño.	Coeficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

### III.2.2 Cálculo de la profundidad de la socavación general en suelos friccionantes homogéneos.

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad de esperada de socavación dentro de la teoría de Lischtvan-Lebediev.

La velocidad erosiva  $v_e$  está dada por la fórmula III.3.



Por lo tanto la profundidad de socavación está dada por la ecuación:

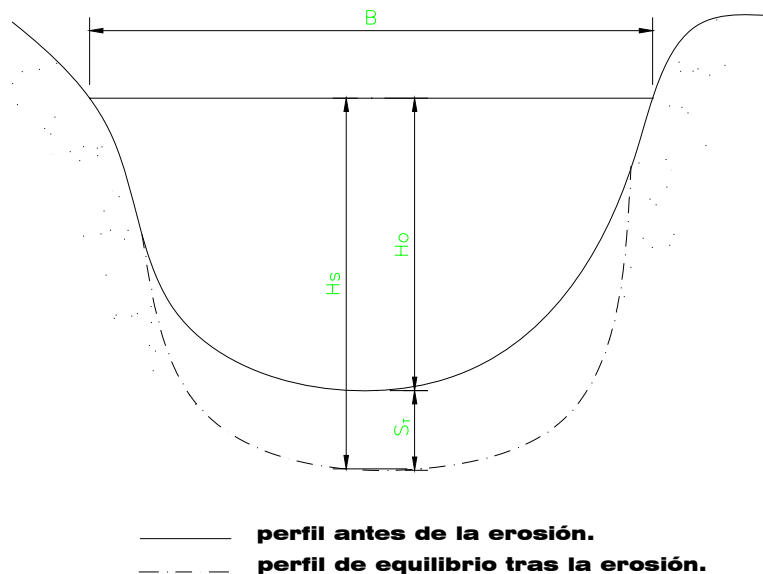
$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{(III.5)}$$

En donde:

- $H_s$  = tirante considerado, a cuya profundidad se desea saber su valor de  $v_e$  en m.
- $H_o$  = tirante antes de la erosión en m..
- $x$  = exponente variable que depende del diámetro de la material y que se encuentra en la Tabla III.2
- $\beta$  = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite el gasto estudiado, cuyo valor se obtiene de la tabla III.3
- $d_m$  = diámetro medio.

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en él algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuanto alcanza la profundidad erosionada. Uniendo éstos se tiene el perfil de socavación.

La hipótesis principal de esta teoría es que el gasto en cada franja permanece constante durante todo el proceso. Como el gasto de la orilla es cero, este método no permite estimar ninguna erosión lateral en las márgenes. En la figura III.1 se puede observar el perfil antes de la erosión y el perfil de equilibrio tras la erosión, que es lo que se explicó anteriormente.



**Figura III.1 Comparación antes y después de la erosión.**



### III.2.3 Cálculo de la profundidad de la socavación general en suelos friccionantes no homogéneos.

Para suelos no homogéneos se designan aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes.

La profundidad de equilibrio, arriba de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente a base de tanteos.

Escogido el punto  $P_i$  para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar la formula III.5. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad  $H_s$  calculada cae dentro de él, esa  $H_s$  es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección, al unirlos darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

### III.2.4 Análisis de la socavación general para suelos friccionantes en cauces indefinidos.

En el caso de un río carente de cauce bien formado, por ejemplo aquellos en que se tienen varias corrientes pequeñas que se entrecruzan y en donde esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una cavidad erosiva más reducida.

En los cauces indefinidos la socavación se puede calcular con base a la Teoría de Lischtvan-Lebediev, con una secuela igual a la que se usó en los definidos; sin embargo, la velocidad real se compara ahora con la velocidad no erosionante,  $v_c$ . La velocidad  $v_c$  depende de la naturaleza de los materiales del fondo y del tirante de la corriente.

En general

$$v_c = v_{c1} H_s^{0.2} \quad (\text{III.6})$$

Donde:

$v_c$  = velocidad no erosionante para el tirante  $H_s$ , en m/s.

$H_s$  = tirante, en m, existente en el punto de estudio en el momento para el que se calcula la socavación.

$v_{c1}$  = velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro.

La velocidad  $v_{c1}$  se obtiene de la Tabla III.4.



**Tabla III.4**  
Valores de  $v_{c1}$  para suelos friccionantes, en m/s.

H = 1 m

Tipo de suelo	Dm (mm)	Valores de $v_{c1}$ (m/s)
Limos no plásticos	0.005 - 0.05	0.20 - 0.30
Arena fina	0.05 - 0.25	0.30 - 0.45
Arena media	0.25 - 1.0	0.45 - 0.60
Arena gruesa	1.0 - 5.0	0.60 - 0.85
Grava fina y media	5.0 - 25.0	0.85 - 1.45
Grava gruesa	25.0 - 75.0	1.45 - 2.40

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

### III.3 Análisis de socavación local en pilas y estribos.

Debido a la complejidad de las características del flujo alrededor de pilas y estribos, no es posible aún desarrollar soluciones analíticas para el problema erosivo alrededor de esas estructuras.

Existen sin embargo muchas fórmulas empíricas desarrolladas a partir de ensayos en laboratorio que han sido comúnmente empleadas para el diseño de cimentaciones de pilares y estribos.

La mayoría de las expresiones empíricas desarrolladas para el cálculo de la profundidad de socavación en pilas y estribos toman en cuenta: la geometría del pilar o estribo, la profundidad de flujo y velocidades aguas arriba y/o aguas abajo del pilar y la granulometría del material del lecho.

#### III.3.1 Métodos de análisis de socavación en pilas

Un pilar genera una condición de flujo muy característica en su vecindad. Aguas abajo de la pila se presentan vórtices de eje vertical vistos usualmente como remolinos mientras que aguas arriba de la pila, en la base y a los alrededores se presentan vórtices de eje horizontal. Por las características de las líneas de corriente, los vórtices de eje horizontal son los responsables de la mayor parte de la socavación producida.

Para el cálculo de la socavación de pilas en suelos friccionantes, veremos dos métodos de diversos autores, como son: Laursen - Toch y Yaroslavtziev.

#### Método de Laursen y Toch.

Los autores de estos trabajos distinguen dos casos generales; uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forman un cierto ángulo con el mismo.



Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación puede expresarse:

$$S_o = K_1 K_2 b \quad (\text{III.7})$$

En donde:

- $S_o$  = profundidad de la socavación, a partir del fondo.
- $K_1$  = coeficiente que depende de la relación tirante ancho de la pila.
- $K_2$  = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila, Grafica III.1
- $b$  = ancho de la pila.

Para Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo. Este se considera únicamente arenoso.

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo  $\phi$  con el eje de la pila, la socavación se expresará:

$$S_o = K_1 K_3 b \quad (\text{III.8})$$

En donde

- $K_3$  = coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  y de la relación a/b, el cual se determina con ayuda de la Gráfica III.2.

En este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones basándose en la socavación máxima que se puede presentar en un tirante dado. Observaron que sin variar el tirante y aumentar la velocidad de la corriente, la socavación no progresa. Según parece la socavación mayor es la que les preocupaba, pero no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo en que el arrastre sea menor con un fondo con dunas pequeñas.

#### Método de Yaroslavtziev.

El investigador distingue dos casos, para suelos friccionantes y cohesivos. En este caso solo trataremos el de suelos friccionantes.

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida al parecer por la observación directa de varios puentes de la Unión Soviética y es:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d \quad (\text{III.9})$$



En donde

$S_o$  = profundidad de socavación.

$K_f$  = coeficiente que depende, en general, de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Gráfica III.3

$K_v$  = coeficiente definido por la ecuación:

$$\log K_v = -0.28 \sqrt[3]{v^2 / gb_1}$$

$v$  = velocidad media de la corriente de aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s.

$g$  =  $9.81 \text{ m/s}^2$ . Aceleración debido a la gravedad

$b_1$  = proyección de un plano perpendicular al de la corriente, de la sección de la pila, cuando el ángulo de incidencia vale  $0^\circ$ ,  $b_1$  es igual al ancho  $b$  de la pila.

$e$  = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

$K_H$  = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

$$\log K_H = 0.17 - 0.35 / b_1$$

$H$  = tirante de la corriente frente a la pila.

$d$  = diámetro en m de las partículas mas gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el  $d_{85}$  de la curva granulométrica.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo  $\phi$  máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo  $\phi$  menor.

También advierte que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación  $H/b_1$  sea menor de 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente y añade que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente presentan. Previene la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.




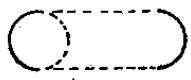
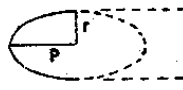
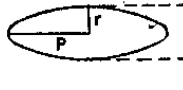
FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_2$ DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA		$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$
		$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$
LENTICULAR		$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$
		$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$

Figura III.2. Coeficiente  $K_2$ .

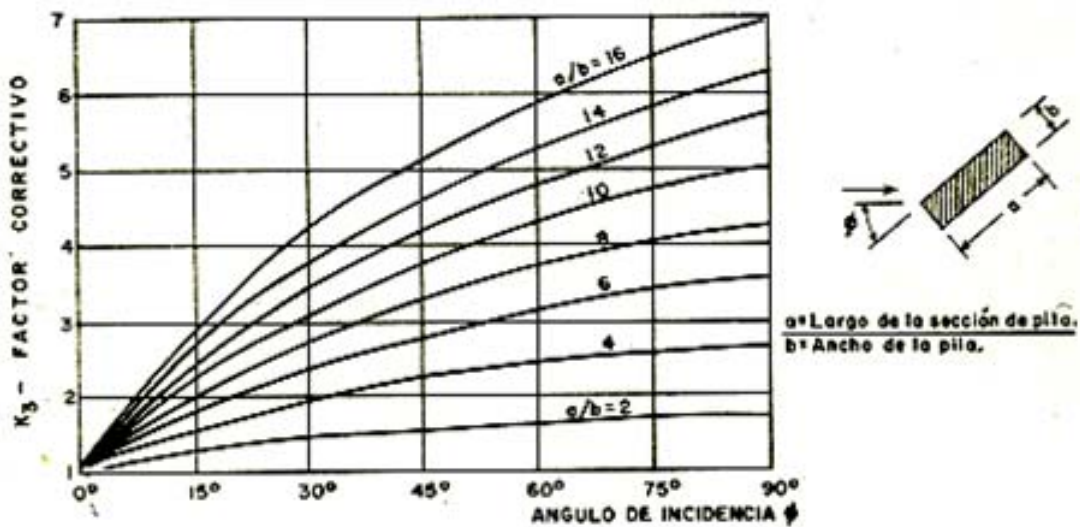


Figura III.3. Coeficiente  $K_3$ .

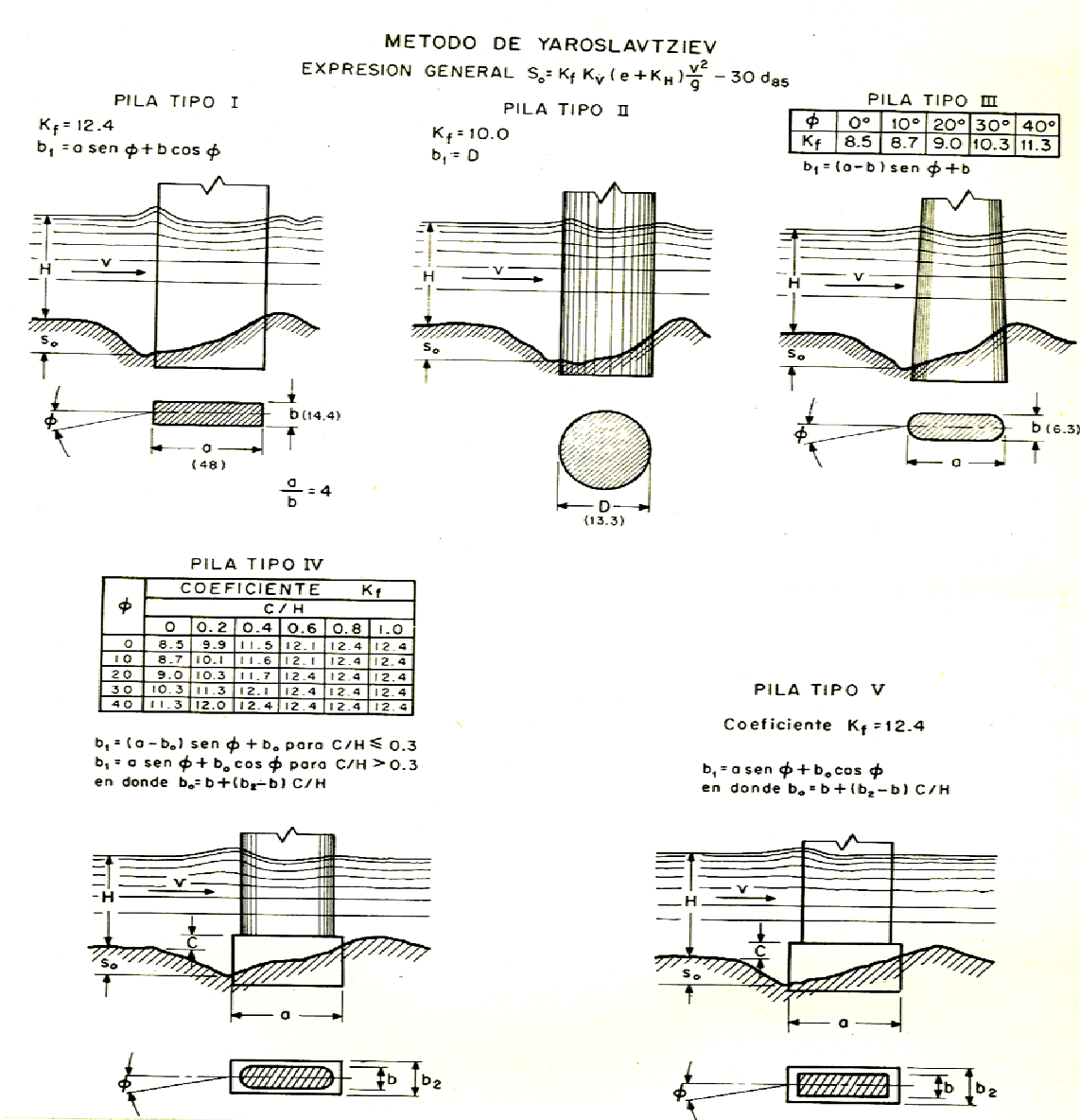


Figura III.4. Coeficiente  $K_f$ .

### III.3.2 Método de análisis de socavación en estribos.

Los estribos de un puente generan características típicas de flujo, Hoffmans y Verheij (1997) las describen de la siguiente manera:

“El flujo alrededor de estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas abajo de la punta del estribo, luego se produce una desaceleración del flujo. Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de vórtices. Dependiendo de la geometría, la vía de vórtices forma la separación entre el



flujo principal y uno o más remolinos. Luego de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez”.

El método para calcular la socavación en estribos que será expuesto se debe a K. F. Antamovov, el cual permite no solo estimar la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de los espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie del estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

$$S_T = P_\alpha P_q P_R H_o \quad (III.10)$$

Donde:

- $P_\alpha$  = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del espigón con la corriente, su valor se puede obtener de la Tabla III.5
- $P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , en donde  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , el gasto total que escurre por el río. El valor de  $P_q$  se obtiene de la Tabla III.6
- $P_R$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor se obtiene de la Tabla III.7
- $H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión.

**Tabla III.5**

Valores del coeficiente correctivo  $P_\alpha$  en función de  $\alpha$ .

$\alpha$	20°	60°	90°	120°	150°
$P_\alpha$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

**Tabla III.6**

Valores del coeficiente  $P_q$  en función de la relación de  $Q_1/Q$ .

$Q_1/Q$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

**Tabla III.7**

Valores del coeficiente correctivo  $P_R$  en función de R.

Talud R	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$P_R$	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

Como puede observarse en caso de que el cruce del puente se efectuó en forma recta (90°) y el talud del estribo sea vertical la expresión de Antamonov queda como:



$$S_T = P_q H_o \quad (\text{III.11})$$

En el caso de tener espigones contruidos en ambas orillas y unos frente a otros,  $S_T$  se puede reducir a un 75%, es decir la expresión queda:

$$S_T = 0.75 P_\alpha P_q P_R H_o \quad (\text{III.12})$$

No dispone de ningún criterio para el caso de evaluar un espigón cubierto por el agua. Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de agua abajo del mismo, por que es una zona que tiende a ser erosionada.

### III.4 Métodos para reducir la socavación.

Las obras más comunes en corrientes naturales que sirven para disminuir o evitar la socavación son las siguientes:

- **Espolones para desviación de líneas de flujo.** Son estructuras agresivas que, en lo posible, deben evitarse porque pueden producir problemas erosivos sobre las márgenes del tramo aguas abajo.
- **Espolones para favorecer los procesos de sedimentación.** Son efectivos cuando se colocan en un sector de alto volumen de transporte de sedimentos en suspensión. Son estructuras permeables, cuyo objetivo es inducir la sedimentación en un tramo adyacente, aguas arriba de las obras. Pueden fallar por erosión en la punta del espolón o en el tramo inmediatamente aguas abajo.
- **Obras marginales de encauzamiento.** Son obras que se construyen para encauzar una corriente natural hacia una estructura de paso, como puede ser un puente. Deben tener transiciones de entrada y salida. En el diseño debe considerarse que estas obras de encauzamiento producen un aumento en la velocidad del agua con el consiguiente incremento en la socavación del lecho.
- **Obras longitudinales de protección de márgenes.** Son muros o revestimientos, suficientemente resistentes a las fuerzas desarrolladas por el agua. En algunos casos también deben diseñarse como muros de contención. Pueden fallar por mala cimentación, volcamiento y deslizamiento.
- **Acorazamiento del fondo.** Consisten en refuerzo del lecho con material de tamaño adecuado, debidamente asegurado, que no pueda ser transportado como carga de fondo. Algunas veces la dinámica del río produce tramos acorazados en forma natural. El fondo acorazado es un control de la geometría del cauce.

#### III.4.1 Protección contra la socavación local al pie de la pila.

Se puede distinguir dos formas para reducir o evitar la socavación. La primera consiste en impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila,



con lo que se reduce o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas. La segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Uno de los resultados más útiles que se ha encontrado a base de varios experimentos realizados con fondos formados con material grueso fue que la velocidad requerida para que la socavación se iniciara era la misma que iniciaba el arrastre de las mismas partículas en cualquier zona del cauce. De esta observación fue posible fijar un criterio para determinar el tamaño del enrocamiento protector. A continuación se presenta una serie de recomendaciones obtenidas para esta clase de protección, tanto con aire como con agua:

- De preferencia el boleó debe ser todo de un diámetro uniforme y si eso no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor al especificado en cada caso (Tabla III.8).
- La protección tendrá que estar formada por un mínimo de tres capas, ya que de lo contrario el material del fondo es extraído entre los huecos.
- Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente se recomienda colocar el boleó bajo el nivel inferior que puede alcanzarse durante la socavación general.
- Esta protección sirve para cualquiera que sea el ángulo incidencia de la corriente. Cuando se tiene la certeza que el ángulo de incidencia es de  $0^\circ$  se puede colocar la protección únicamente al frente de la pila. Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado, hay que rodear a la pila con el pedraplén.

**Tabla III.8**

Diámetro mínimo, en cm, de los fragmentos del enrocamiento de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente.

Velocidad de la Corriente m/s	Peso específico del enrocamiento ( $\text{kg/m}^3$ )				
	1600	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez 1991).

#### III.4.2 Protección contra la socavación al pie de los estribos.

Para el caso de los estribos se puede utilizar un pedraplén en forma de análoga a la descrita para las pilas, aunque existe una mejor solución, la cual consiste en construir espigones que orienten el flujo del agua encauzándola de manera que no produzca erosión.



**CAPÍTULO CUATRO.**  
**CAPACIDAD DE CARGA.**





Para el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno en apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límites de falla y de servicio del suelo de cimentación. (Deméneghi Colina, A; Puebla Cadena, M; Sanginés García H.)

En este capítulo se estudia el estado límite de falla el cual se refiere al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de cargas.

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- Flotación;
- Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

El cálculo de la capacidad de carga de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo.

En el caso de un suelo friccionante la resistencia de una masa de suelo depende de las siguientes características del propio material:

- Compacidad
- Forma de los granos
- Distribución granulométrica
- Resistencia individual de las partículas
- Tamaño de las partículas

Los suelos puramente friccionantes son las arenas limpias, las gravas limpias y los enrocamientos (aunque estos últimos caigan fuera de la categoría de los suelos definidos en forma tradicional) y las combinaciones de tales materiales.

#### **IV.1 Capacidad de carga última.**

La capacidad de carga última está dada por:

$$q_d = cN_c + p_v N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma \quad (\text{IV.1})$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) \quad (\text{IV.2})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{IV.3})$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad (\text{IV.4})$$



### Efecto de la forma de la cimentación.

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de plasticidad es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así que la capacidad de carga última está dada por:

$$q_d = cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (\text{IV.5})$$

Donde:

$$f_c = 1 + 0.25(B/L) \quad (\text{IV.6})$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (\text{IV.7})$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) \quad (\text{IV.8})$$

En un cimiento de planta circular se toma  $B = L = D$ , siendo  $D$  el diámetro del cimiento.

En todos los casos se debe cumplir:  $B/L \leq 1$

### IV.2 Capacidad de carga resistente.

Definamos ahora la capacidad de carga resistente con la siguiente expresión:

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (\text{IV.9})$$

Donde  $F_{Ri}$  son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general  $F_{Ri} \leq 1$ .

En un suelo puramente friccionante:

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

Por lo tanto la capacidad de carga resistente vale, de acuerdo a la ecuación IV.9:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (\text{IV.10})$$

Usualmente  $F_{R2} = F_{R3} = F_R$ , por lo que la ecuación anterior queda:

$$q_R = \left[ p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R \quad (\text{IV.11})$$



### IV.3 Presión última sobre el terreno. Factores de carga.

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale:

$$q = \sum Q / A \quad (IV.12)$$

Donde:

$\sum Q$  = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento.

$A$  = área del cimiento.

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma:

$$q_{ult} = \sum Q F_c / A \quad (IV.13)$$

Donde:

$F_c$  = es el factor de carga, que mide la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general  $F_c \geq 1$ .

### IV.4 Cimiento sometido a carga vertical y momento.

La determinación de capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (Figura IV.1) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho sometido únicamente a carga vertical.

Esta condición se obtiene de la siguiente forma:

- Considérese un cimiento sometido a las acciones  $\sum Q$  y  $M$  (figura V.1); desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la figura IV.2 donde se ha colocado la fuerza  $\sum Q$  de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad vale:

$$e = M / \sum Q \quad (IV.14)$$

Se observa en las figuras IV.1 y IV.2 que se puede considerar un cimiento de ancho  $B'$  sometido únicamente a la carga vertical  $\sum Q$ . De la figura V.2

$$B'/2 = B/2 - e \quad \therefore \quad B' = B - 2e \quad (IV.15)$$

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical y momento  $M$  se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual  $B'$ , dado por la ecuación IV.15, en donde la excentricidad esta dada por la ecuación IV.14.



La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual  $B'$ . Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido  $B'$ .

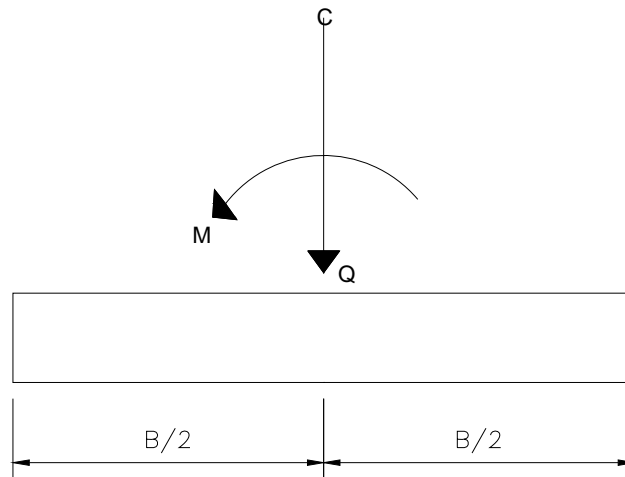


Figura IV.1 Cimiento sometido a carga vertical y momento.

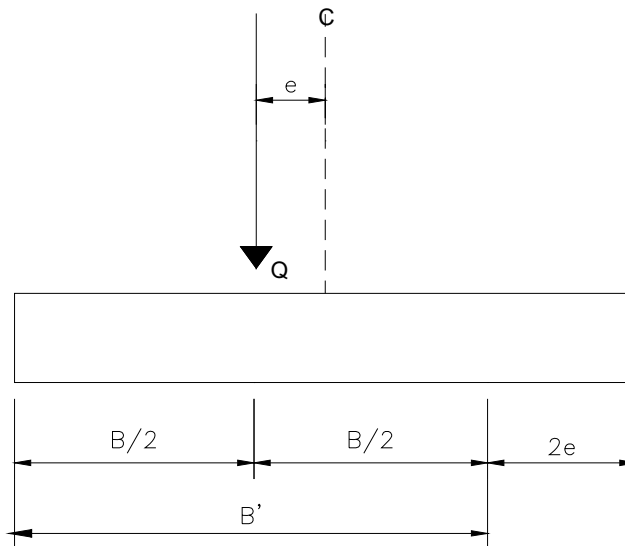


Figura IV.2 Cimiento con un sistema de cargas externas equivalentes.



#### IV.5 Efecto de la presencia del nivel de agua freática en suelos friccionantes.

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a la alta permeabilidad de los suelos friccionantes, fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ecuación IV.11 con  $p_v = p_v'$  y  $\gamma = \gamma'$ , es decir:

$$q_R' = [p_v' N_q f_q + (1/2)\gamma' BN_\gamma f_\gamma] F_R$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$
(IV.16)

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua u al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la debida a la fase sólida y de la debida al agua, es decir:

$$q_R = q_R' + u_R$$

$$q_R = [p_v' N_q f_q + (1/2)\gamma' BN_\gamma f_\gamma] F_R + u_R$$

Pero

$$p_v = p_v' + u, u = p_v - p_v', u_R = p_v F_{R4} - p_v' F_R$$

$$q_R = [p_v' N_q f_q + (1/2)\gamma' BN_\gamma f_\gamma] F_R + p_v F_{R4} - p_v' F_R$$

Las normas de cimentaciones hacen la siguiente consideración:  $F_{R4} = 1$

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2)\gamma' BN_\gamma f_\gamma] F_R + p_v$$
(IV.17)

#### IV.6 Revisión de la seguridad de una cimentación.

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad:

$$q_{ult} \leq q_R$$

Sustituyendo las ecuaciones IV.13 y IV. 9 en la desigualdad anterior:

$$\sum QF_c / A \leq cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma BN_\gamma f_\gamma F_{R3}$$
(IV.18)

#### Suelos Friccionantes:

En la práctica se recomienda que en general el factor  $F_R \leq 0.45$ .



La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale:

$$h = \frac{B \cos \phi \exp[(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)} \quad (\text{IV.19})$$

Para el caso de suelos friccionantes la expresión que se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga es la ecuación IV.17:

$$q_R = [p_v'(N_q f_q - 1) + (1/2)\gamma' B N_{\gamma} f_{\gamma}] F_R + p_v$$

La cual debe cumplir con las siguientes condiciones;

1. Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que la de  $h$  dado por la ec IV.19, se emplea la ec IV.17 con  $\gamma = \gamma_m$ , siendo  $\gamma_m$  = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.
2. Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la ec IV.17 con  $\gamma = \gamma'$
3. Cuando el NAF se encuentre en una posición intermedia  $z$ , se emplea la ec IV.17 con  $\gamma = \gamma' + (z/h)(\gamma_m - \gamma')$

Siempre se debe cumplir que

$$q_{ult} \leq q_R$$

#### IV.7 Capacidad de carga en cimentaciones profundas en suelos friccionantes:

Cuando las condiciones del subsuelo son tales que una cimentación somera no cumple con los requisitos de seguridad, se hace necesario transmitir las cargas de la estructura a estratos muy hondos. En este caso, decimos que utilizamos una cimentación profunda.

Por lo tanto, una cimentación profunda es aquella que transmite las cargas de la estructura a depósitos muy hondos, con el propósito de que se cumplan los requisitos de seguridad del terreno de sustentación.

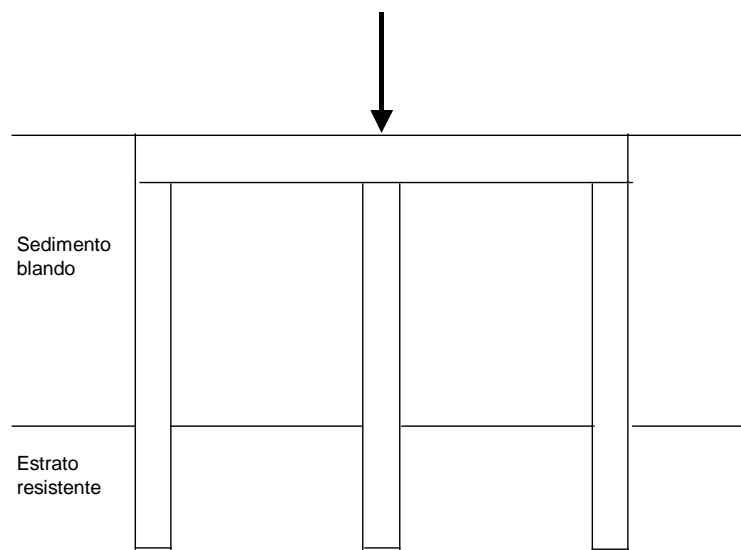
Una cimentación profunda puede consistir de pilotes, pilas, cilindros, etcétera. Dado que estos elementos tienen una geometría similar, aun cuando existe cierto fenómeno de escala, su forma de trabajo es similar. En consecuencia, en los siguientes incisos mencionaremos el término pilotes para la revisión de la seguridad del suelo, pero se puede emplear también para los demás elementos similares, con las adecuaciones necesarias en su caso por efectos de escala.

Cabe aclarar que en las cimentaciones profundas es también muy importante el procedimiento constructivo.



Una cimentación a base de pilotes puede trabajar básicamente de dos formas:

- Cuando se encuentra un estrato resistente a una cierta profundidad  $H$  (Figura IV.3). Los pilotes se apoyan en el estrato resistente, pudiendo quedar sobre su superficie o penetrar una cierta distancia  $D$  dentro de él (Figura IV.3). En este caso se puede presentar fricción negativa en el sedimento blando, y el pilote trabaja por punta y fricción en el estrato de apoyo (Figura IV.4). A esta clase de fundación se le denomina cimentación a base de pilotes de punta.
- Cuando el estrato resistente se halla a una profundidad muy grande, en cuyo caso los pilotes quedan “embebidos” en el sedimento blando (Figura IV.5). En estas condiciones, la losa de apoyo transmite cierta carga en su contacto con el terreno. Los pilotes trabajan fundamentalmente por fricción lateral, aun cuando también poseen cierta capacidad de carga por punta. A esta clase de fundación se le denomina cimentación a base de pilotes de fricción. Cabe aclarar que dado que la subestructura queda totalmente apoyada en el depósito de suelo blando, esta cimentación se debe emplear en estructura de tamaño mediano, de moderada altura, donde la relación altura/ancho no sea muy grande.



CIMENTACIÓN A BASE DE PILOTES DE PUNTA

**Figura IV.3. Cimentación a base de pilotes de punta.**

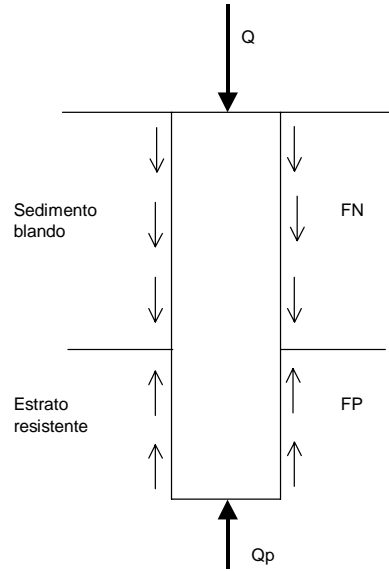


Figura IV.4. Fuerzas que actúan en un pilote de Punta.

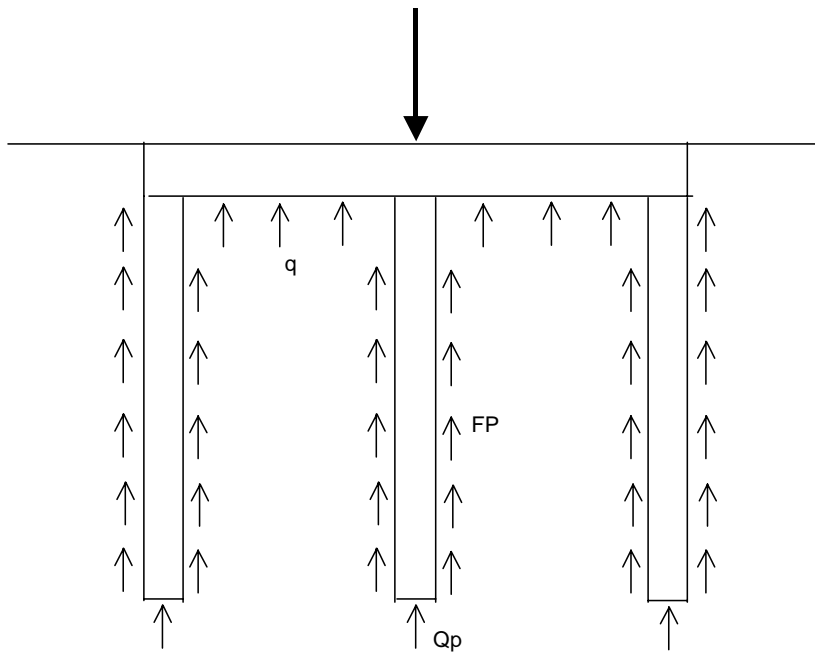


Figura IV.5. Cimentación a base de pilotes de fricción.



La capacidad lateral vale:

$$C_{su} = \omega c_a L + \omega K_s \tan \phi_a \int_0 p_v dz \quad (IV.20)$$

Si  $c_a = 0$

$$C_{su} = \omega K_s \tan \phi_a \int_0 p_v dz \quad (IV.21)$$

La capacidad por punta es:

$$C_{pu} = A_b (f_c c N_c + f_q p_{vb} N_q) \quad (IV.22)$$

En suelos friccionantes, para un pilote de sección circular o cuadrada,  $f_c \cong f_q = f_f \cong 1.2$ , así

$$C_{pu} = A_b f_f (c N_c + p_{vb} N_q) \quad (IV.23)$$

Si además  $c = 0$

$$C_{pu} = A_b f_f p_{vb} N_q \quad (IV.24)$$

Si la punta del pilote se encuentra bajo el nivel de agua freática (NAF), la capacidad última vale

$$C_{pu} = A_b f_f p_{vb}' N_q + A_b u_b \quad (IV.25)$$

Siendo  $u_b$  la presión hidráulica en la punta del pilote. Pero

$$p_{vb} = p_{vb}' + u_b$$

$$\text{Así } C_{pu} = A_b (f_f p_{vb}' N_q + p_{vb} - p_{vb}')$$

$$C_{pu} = A_b [f_f p_{vb}' (N_q - 1) + p_{vb}]$$

$$C_{pu} \cong A_b [f_f p_{vb}' N_q + p_{vb}] \quad (IV.26)$$

La capacidad de carga resistente se define

$$C_{pR} \cong A_b [f_f p_{vb}' N_q F_{Rp} + p_{vb}] \quad (IV.27)$$

Por otra parte, por equilibrio de fuerzas verticales

$$Q_u = C_{su} + C_{pu} - W_{pil} \quad (IV.28)$$



Reemplazando las ecuaciones IV.24 y IV.25 en la ec IV.28

$$Q_u = \int_0 \omega p_v K_s \tan \phi_a dz + A_b f_f p_{vb} N_q - W_{pil} \quad (IV.29)$$

$$Q_u = \omega K_s \tan \phi_a \int_0 p_v dz + A_b f_f p_{vb} N_q - W_{pil}$$

Observamos que  $\int_0 p_v dz = A = A_1 + A_2 =$  área bajo el diagrama  $p_v$ -profundidad. (Fig. IV.6).

La capacidad última queda

$$Q_u = \omega K_s \tan \phi_a (A_1 + A_2) + A_b f_f p_{vb} N_q - W_{pil} \quad (IV.30)$$

Los factores  $N_q$  y  $N_c$  para cimentaciones profundas son diferentes a los de cimentaciones someras:

$$N_q = \frac{(e^{2\theta \tan \phi}) \cos^2 \beta}{2 \cos^2 (\pi/4 + \phi/2)} \quad (IV.31)$$

$$N_c = \tan(\pi/4 + \phi/2) + \frac{e^{2\theta \tan \phi - 1}}{2 \cos^2 (\pi/4 + \phi/2) \tan \phi} \quad (IV.32)$$

En caso de que la arena se encuentre bajo el nivel de agua freática (NAF), se debe trabajar con el diagrama de presión efectiva en lugar del diagrama de presión total, y usar  $\phi_a'$  en lugar de  $\phi_a$  en la ecuación IV.30.

Por otra parte, se ha observado experimentalmente que en suelos friccionantes  $p_v$  no aumenta indefinidamente con la profundidad, sino que se mantiene constante a partir de una profundidad crítica  $z_c$ . Los valores del cociente  $z_c/d$  y de  $K_s \tan \phi_a'$  se presentan en la figura IV.7 (Poulos y Davis, 1980), tanto para pilotes hincados como para pilotes colados en el lugar.

Para pilotes hincados se debe emplear

$$\phi = (\phi_1' + 40^\circ)/2 \quad (IV.33)$$

$\phi_1'$  = ángulo de fricción interna del suelo previo a la instalación del pilote

Mientras que para pilotes colados *in situ* se utiliza



$$\phi = \phi_1' - 3^\circ \quad (IV.34)$$

Si se usa inyección de agua la capacidad de carga lateral se reduce en un 50%.

En arenas calcáreas con ángulos de fricción mayores que  $35^\circ$  se tiene que reducir la capacidad de carga dada por las expresiones anteriores. McClelland (1974) sugiere que la resistencia de fricción se limite a 19 kPa y la resistencia de punta a 4800 kPa. En estas circunstancias, pilotes colados en el lugar dan una mejor solución al problema que los pilotes hincados a golpes.

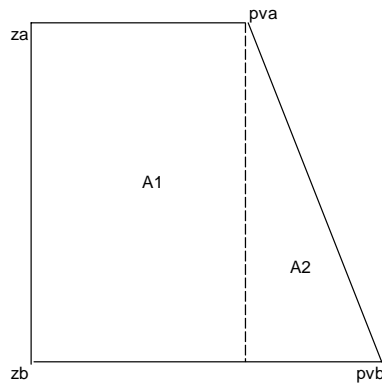


Figura IV.6. Presión vertical a un costado del pilote.

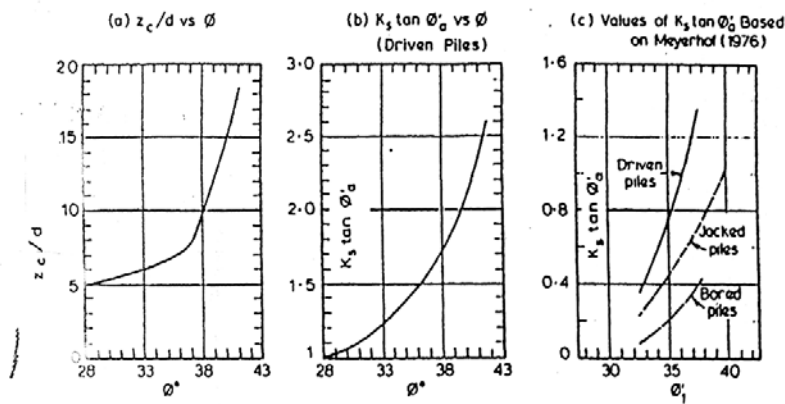


Figura IV.7. Valores del cociente  $z_c/d$  y de  $K_s \tan \phi_a'$

#### IV.8 Licuación en arenas.

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de solicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de los vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, el esfuerzo efectivo, y por ende, la resistencia al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se



trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante. En principio parecería no haber límite al crecimiento de la presión neutral, hasta que el esfuerzo efectivo llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (licuación).

El fenómeno de la licuación de arenas que se presenta tanto en el campo como en el laboratorio, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulos, por un aumento igualmente rápido de la presión neutral, ocurre cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (impacto, sismo, etc.). Lo que sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas grandes del suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática, que reducen la presión efectiva a cero; el conjunto se comporta realmente como una suspensión densa y este comportamiento da nombre al fenómeno.

Lo anterior ocasiona deslizamientos en laderas o que los edificios pierdan la verticalidad en mayor o menor grado aunque sin sufrir, en muchos casos, daño considerable en su estructura. Como es el caso de la siguiente figura donde se observa que los edificios fallaron por licuación. (Figura IV.8).



**Figura IV.8 Edificios inclinados por licuación de arenas.**

El aumento repentino de presión en el interior del cuerpo arenoso, provoca expulsión de fluido y material térreo hacia la superficie, formando estructuras con pocos centímetros de altura, conocidas como volcanes de arena (figura IV.9).



**Figura IV.9 Volcán de arena en un campo de cultivo. Evidencia de licuación.**

En una arena depositada en la naturaleza, el peligro de la licuación disminuye según sea más compacta y nunca se ha reportado una falla en mantos en los que la compactidad relativa fuese mayor de 50 %.

La susceptibilidad a licuación se puede estimar con el criterio de Seed e Idriss (1982), quien utiliza los resultados de una prueba de cono.

Los resultados de una prueba de penetración estándar se puede considerar con los de cono con las siguientes expresiones (Schmertmann, 1977):

$$\text{Para arenas limpias: } q_c = 4a5N \quad (\text{IV.35})$$

$$\text{Para arenas limosas: } q_c = 3.5a4.5N \quad (\text{IV.36})$$

Seed propone corregir  $q_c$  con la siguiente ecuación:

$$Q_c = C_c q_c \quad (\text{IV.37})$$

Donde:

$Q_c$  = resistencia modificada.

$C_q$  = factor de corrección.

El estado de esfuerzos inducidos por un sismo a la profundidad media del estrato cuyo potencial de licuación se pretende estimar se define mediante el cociente  $\tau / p_v'$ , siendo  $\tau$  el esfuerzo cortante debido al sismo y  $p_v'$  el esfuerzo vertical efectivo inicial. Para calcular  $\tau / p_v'$  se utiliza la siguiente expresión:

$$\tau / p_v' = \beta(a_{\max} / g)r_d(p_v / p_v') \quad (\text{IV.38})$$



Siendo:

- $g$  = aceleración de la gravedad.
- $a_{\max}$  = aceleración máxima que podría presentarse durante un sismo.
- $\beta$  = parámetro empírico (se recomienda usar  $\beta = 0.65$ ).
- $r_d$  = factor de reducción (figura IV.10)

La propagación de las ondas sísmicas al atravesar desde la base hasta la parte superior de un depósito de suelo, depende del contenido de frecuencias, de las aceleraciones incidentes en la base del depósito y de las propiedades dinámicas de los suelos; así, la magnitud de las aceleraciones dentro de la masa de suelo disminuye con la profundidad. El parámetro  $r_d$  toma en cuenta esta reducción y se puede obtener a partir de la figura IV.10. Para depósitos poco profundos suele aceptarse que un valor medio para este parámetro es  $r_d = 0.9$ . Las arenas con diversos porcentajes de limos o arcillas también puede licuarse, aunque su susceptibilidad es menor que la de arenas limpias. Para materiales granulares con finos y con diámetro medio  $D_{50}$  menor que 2.5 mm se han construido curvas de  $Q_c$  contra  $\tau / p_v'$  (figura IV.11).

La susceptibilidad a licuación de un elemento de suelo se estima de la siguiente forma: se calcula el cociente  $\tau / p_v'$  utilizando la ecuación IV.38. Con el valor obtenido se entra a las graficas de  $\tau / p_v'$  y  $Q_c$  de las figuras IV.11 y IV.12, con lo que se aprecia si el suelo es o no licuable.

El factor de seguridad contra licuación se puede definir:  $FS = Q_c / Q_{cl}$

Donde  $Q_{cl}$  es el valor menor de la resistencia de punta modificada para que no exista licuación.

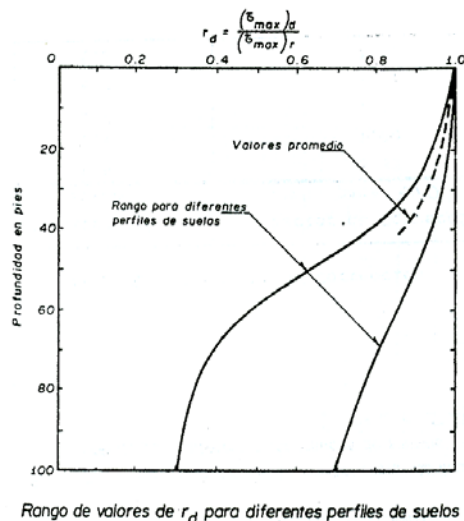


Figura IV.10 Factor de reducción  $r_d$ .

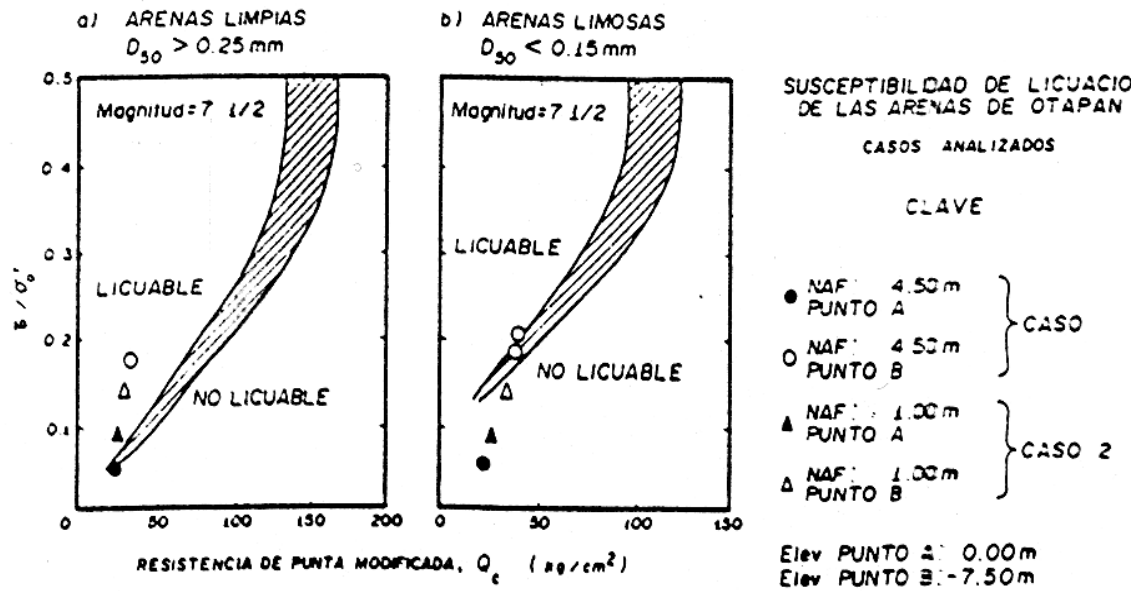


Figura IV.11 Susceptibilidad de licuación.

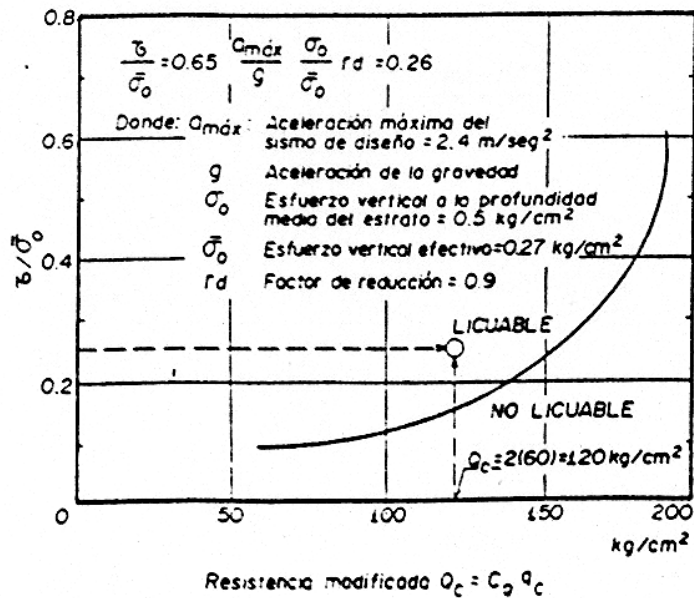


Figura IV.12 Valor de la resistencia modificada.





**CAPÍTULO CINCO.**  
**CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS**  
**FRICCIONANTES.**





La compresión de un suelo se debe a dos causas:

- a) A un reacomodo de sus partículas, que produce una disminución de su relación de vacíos.
- b) Una deformación de los propios granos bajo la acción de las fuerzas que se ejercen en los puntos de contacto.

La deformación de la masa del suelo se deberá en parte al resultado de la deformación de las partículas individuales y en parte al desplazamiento entre las partículas que forman dicho elemento.

En cada uno de los contactos pueden ocurrir deformaciones unitarias de gran magnitud. Existen fundamentalmente dos mecanismos de deformación en los suelos granulares: distorsión (y rotura) de partículas individuales, y movimiento relativo entre granos como resultado de un desplazamiento o un giro. Estos dos efectos rara vez son independientes entre sí.

La magnitud y la evolución de las deformaciones de un suelo dependen fundamentalmente del tipo de material y de la presencia de agua freática (NAF).

En suelos fricciones es muy importante tomar en cuenta el incremento de rigidez del terreno con la presión de confinamiento. Para esto se puede emplear la siguiente expresión:

$$E_i = E_{io} + K p_a (p_c / p_a)^n \quad (V.1)$$

Donde:

- $E_i$  = módulo tangente inicial de deformación.  
 $E_{io}$  = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento inicial a cero.  
 $K$  = coeficiente que depende de la rigidez del material.  
 $p_a$  = presión atmosférica = 101.3 kPa = 10.3 t/m<sup>2</sup>  
 $p_c$  = presión de confinamiento.  
 $n$  = exponente que depende de la clase de suelo.

La presión de confinamiento  $p_c$  que debe utilizarse en la ecuación anterior debe ser la presión efectiva, dada por:

$$p_c = p_{co} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (V.2)$$

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\delta_z = (H / E_s) [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (V.3)$$



El efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF) es:

Si el suelo se encuentra abajo del NAF, en las ecuaciones V.1 y V.3 se debe emplear la presión efectiva en vez de la presión total, pues la rigidez de una arena está en función de dicha presión efectiva.

### V.1 Uso de Correlaciones.

El cálculo de las deformaciones de un suelo requiere la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo, como una prueba de placa, o de ensayos de laboratorio.

En ocasiones no es posible obtener estas propiedades porque el costo de las pruebas de placa es alta, o por que no se pueden extraer muestras inalteradas del suelo, como es el caso de suelos puramente friccionantes, como las arenas limpias.

Para resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas, entre éstas y pruebas índice o ensayos de campo, estas correlaciones sólo pueden dar valores muy aproximados de las propiedades mecánicas, por lo que la dispersión de dichas correlaciones es alta, razón por la cual el ingeniero debe usarlas con precaución.

De acuerdo con Schmertmann et al (1978), la relación entre el módulo de deformación  $E_s$  del suelo y la resistencia en la punta del cono holandés  $q_c$  vale:

$E_s = 2.5q_c$ , para una zapata cuadrada.

$E_s = 3.5q_c$ , para una zapata corrida.

Denver (1985) propone la siguiente expresión:

$$E_s = F\sqrt{q_c / q_o} \quad (V.4)$$

Donde:

$$F = 8MPa \quad \text{y} \quad q_o = 1MPa$$

La relación entre  $E_s$  y el número de golpes  $N$  de la prueba de penetración estándar es, según Denver:

$$E_s = C\sqrt{N} \quad (V.5)$$

Donde  $C = 7 MPa$ .



La relación entre N y  $q_c$  ( $q_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) está dada por (Schmertmann, 1970):

**Tabla V.1**

Valores de  $q_c/N$

Suelo	$q_c/N$
Limo. Limo arenoso.	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa.	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava.	5
Arena con grava. Grava.	6

(Deméneghi, 2000)

Por otra parte, en relación con el cálculo de asentamientos de zapatas en arenas, Burland y Burbidge (1985) concluyeron que el asentamiento  $\delta$  (en milímetros) de zapatas en arenas normalmente cargadas está dado por:

$$\delta = qB^{0.7}l_c \quad (\text{V.6})$$

Mientras que para arenas precargadas:

$$\delta = qB^{0.7}l_c / 3 \quad (\text{V.7})$$

Donde:

$$l_c = 1.17 / N^{1.4}$$

- q = presión de contacto, en  $\text{kN/m}^2$
- B = ancho de la cimentación, en m.

## V.2 Método de Schmertmann.

El asentamiento de una zapata se calcula con la siguiente expresión.

$$\delta = C_1 C_2 q_n \sum (I_z / E_s) \Delta z \quad (\text{V.8})$$

Donde:

- $q_n$  = incremento neto de carga =  $q - p_{vd}$
- q = presión de contacto entre cemento y terreno.
- $p_{vd}$  = presión total inicial en el suelo, al nivel de desplante del cemento.
- $C_1$  = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de desplante =  $1 - 0.5 (p_{vd}/q_n) > 0.5$
- $C_2$  = coeficiente que toma en cuenta el flujo viscoso del suelo =  $1 + 0.2 \log_{10} (t_{\text{años}} / 0.1)$ .
- $I_z$  = factor de influencia de la deformación unitaria vertical, cuyo valor se Muestran en Figura. V.1



La máxima magnitud de  $I_z$  vale:

- $I_{zp} = 0.5 + 0.1(q_n/p_{vd})^{1/2}$
- $E_s =$  módulo de deformación del suelo.
- $E_s = 2.5 q_c$  (zapata cuadrada,  $L/B = 1$ ).
- $E_s = 3.5 q_c$  (zapata corrida,  $L/B > 10$ ).
- $q_c =$  resistencia en la punta del cono.

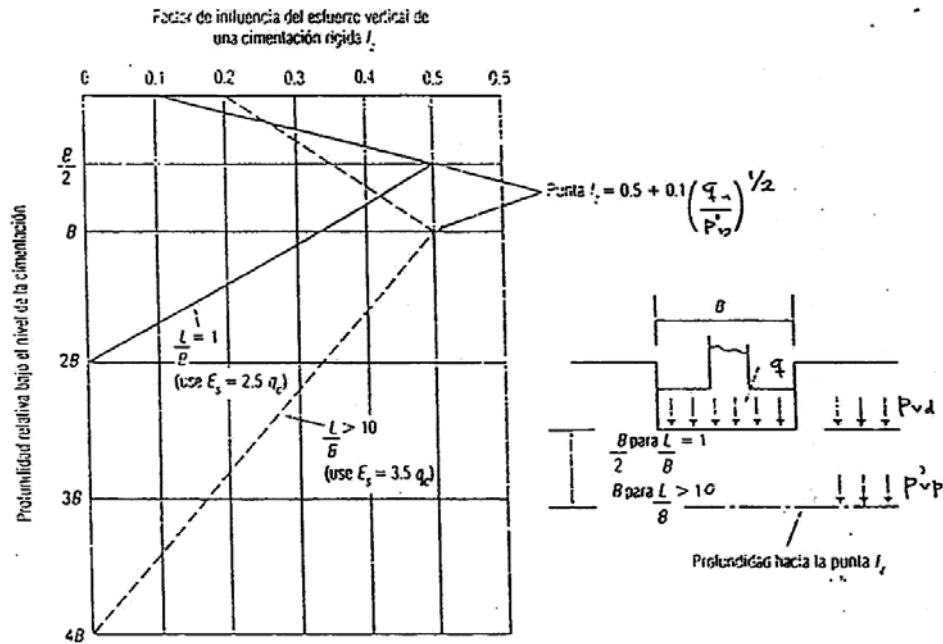


Figura. V.1 Diagramas del factor de influencia de los esfuerzos verticales.

### V.3 Método de Kondner.

Se considera una muestra de suelo sometido a prueba de compresión triaxial; la forma de la curva esfuerzo deformación es parecida a la de una hipérbola como se puede ver en la figura. Kondner propone la siguiente expresión para el cómputo de la deformación.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \varepsilon / (a + b\varepsilon) \quad (V.9)$$

Los valores de  $a$  y  $b$  se obtienen derivando la ecuación con respecto a  $\varepsilon$

$$d(\sigma_1 - \sigma_3) / d\varepsilon = a / (a + b\varepsilon)^2$$

El módulo tangente inicial es la pendiente de la curva de esfuerzo deformación unitaria cuando esta tiende a cero, es decir.

$$E_i = [d(\sigma_1 - \sigma_3) / d\varepsilon]_{\varepsilon \rightarrow 0} = 1/a$$



La ecuación VI.9 se puede poner en la forma

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 1/(a/\varepsilon + b) \quad (V.10)$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultimo}$  se obtiene cuando  $\varepsilon$  tiende a infinito es decir  
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 1/b$

De lo anterior

$$a = 1/E_i$$

$$b = 1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

La asíntota  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  es mayor que la resistencia a compresión  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  en una pequeña cantidad. La asíntota se puede relacionar con la resistencia mediante el factor  $R_f$ , de la siguiente manera.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = R_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

Donde  $R_f$  es un factor que varia entre 0.75 y 1.0

La ecuación V.9 se puede escribir

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{1/E_i + \varepsilon R_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (V.11)$$

La deformación unitaria vale

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left[ 1 - R_f (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f \right]}$$

Estudios experimentales de Janbu han mostrado que la relación entre el módulo tangente inicial y la presión de confinamiento se puede expresar como

$$E_i = E_{i0} + K p_a (\sigma_3 / p_{a3})^n$$

Donde

$$p_a = \text{presión atmosférica} = 10.3 \text{ t/m}^2$$



Si se considera que cuando la falla ocurre no se presenta cambio de  $\phi$ , la relación entre la resistencia a compresión y la presión de confinamiento, en función de la ley de la resistencia e Mohr-Coulomb se obtiene de la siguiente forma:

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{c / \tan \phi + (\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2 + \sigma_3}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c \cos \phi - \sigma_3 \operatorname{sen} \phi)}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

El método de Kondner se puede aplicar al cálculo del asentamiento de un cimiento de la siguiente forma: en un elemento de suelo consideramos que el esfuerzo  $\sigma_3$  es igual a la presión media de confinamiento

$$\sigma_3 = p_c = p_{c0} + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Con  $\sigma_3 = p_c$  se obtiene el módulo tangente inicial  $E_i$ . El esfuerzo principal mayor  $\sigma_1 = p_{c0} + \sigma_z$ . Por lo tanto:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_z - (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

El módulo del suelo para este nuevo nivel de esfuerzo desviador es

$$E_s = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon$$

La deformación de un estrato de espesor  $h$  se calcula con la ley de Hooke

$$\delta = (h / E_s) (\sigma_z - \nu(\sigma_x - \sigma_y)) \quad (\text{V.12})$$

En la tabla V.1 se muestran propiedades aproximadas del suelo, que se puede utilizar en la fórmula de Janbu, cuando se aplica el método de Kondner.



**Tabla V.2**

Valores aproximados de propiedades de deformación en suelos fricciantes. Fórmula de Janbu.

Estado	$D_r$	N	$q_c$ kg/cm <sup>2</sup>	n	Normalmente cargado	Precargado
					K	
<b>Muy suelto</b>	< 0.2	< 4	< 20	0.65	< 140	< 420
<b>Suelto</b>	0.2-0.4	4-10	20-40	0.65-0.62	140-290	420-870
<b>Medianamente compacto</b>	0.4-0.6	10-30	40-120	0.62-0.58	290-800	870-2400
<b>Compacto</b>	0.6-0.8	30-50	120-400	0.58-0.55	800-1300	2400-3900
<b>Muy compacto</b>	> 0.8	> 50	> 400	0.55	> 1300	> 3900

(Deméneghi Colina)

- $D_r$  = compacidad relativa
- N = número de golpes en la prueba de penetración estándar
- $q_c$  = resistencia en la punta del cono holandés

**V.4 Métodos de Schleicher-Denver y Steinbrenner-Denver**

Las deformaciones instantáneas en los suelos se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad.

Deformación vertical de un rectángulo cargado.

El asentamiento de la superficie de un medio semi-infinito homogéneo e isótropo, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida  $q$ , esta dada por la fórmula de Schleicher (Terzaghi, 1943).

$$\delta = q \left( \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \right) \left[ L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \left( \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{\pi} \right) \right] \tag{V.13}$$

Donde:

- $B$  : ancho del área
- $L$  : longitud del rectángulo
- $E$  : módulo de elasticidad del medio
- $\mu$  : relación de Poisson del medio  $\nu$  = relación de Poisson

Si el cimiento es cuadrado la ecuación se convierte en

$$\delta = 2qB \left( \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \right) \ln(1 + \sqrt{2})$$



$$\delta = 2qB \left( \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \right) 1.763 \quad (V.14)$$

La rigidez lineal vertical se define como el cociente de la carga vertical concentrada Q entre el asentamiento vertical que produce dicha carga. En un cimiento de planta cuadrada de ancho B, la rigidez lineal vertical esta dada por:

$$K_v = \frac{.891EB}{1 - \mu^2} \quad (V.15)$$

En la ecuación (VI.15) el asentamiento se calcula bajo el centro del cuadrado.

Cuando el medio elástico tiene un espesor H, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme q esta dada por la fórmula de Steinbrenner. (Juárez Badillo y Rico, 1980)

$$\delta = q \left( \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \right) \left[ L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2} + \sqrt{B^2 + H^2}}{L(B + A)} + B \ln \left( \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} + \sqrt{B^2 + H^2}}{B(L + A)} \right) \right] + \frac{q}{2\pi E} (1 - \mu - \mu^2) H \operatorname{ang} \tan \left( \frac{LB}{HA} \right) \quad (V.16)$$

$$A = \sqrt{B^2 + L^2 + H^2} \quad (V.17)$$

Cuando existe un medio estratificado formado por n estratos de propiedades elásticas E y  $\mu$ , el asentamiento de la superficie se puede calcular utilizando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (V.18)$$

Donde  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  son los esfuerzos normales vertical y horizontales ocasionados por la carga aplicada en la superficie del medio y  $\varepsilon_z$  es la deformación unitaria del estrato. La deformación en unidades de longitud del estrato esta dada por:

$$\delta = \varepsilon_z H \quad (V.19)$$

Donde H es el espesor del estrato.

La deformación de la superficie será la suma de deformaciones de cada estrato.



**V.5 Deméneghi-Fórmula de predicción**

Deméneghi presenta la siguiente ecuación para la estimación del asentamiento inmediato medio en suelos fricciones:

$$\delta = 1.338qB^{0.7} N^{-1.369}$$

Donde:

B = ancho del cimiento

N = numero de golpes

q = carga unitaria que se ejerce sobre el estrato

Esta ecuación tiene un gran parecido con la de Burland y Burbidge. Demeneghi tuvo el interés en predecir valores individuales desfavorables del asentamiento y para ello propuso la siguiente Fórmula de predicción:

$$\delta = 1.338qB^{0.7} N^{-1.369} (e^{.7844t_\alpha \sqrt{1.007576+.01518(\ln N-2.9765)^2}}$$

Donde  $t_\alpha$  es una variable aleatoria con distribución t de Student y cuyos valores se presentan en la siguiente tabla

**Tabla V.3**

Valores de  $t_\alpha$

Nivel de confianza $\alpha$ (%)	$t_\alpha$
2.5	1.9784
5	1.6567
10	1.2881
15	1.0406
20	0.8444
25	0.6764
30	0.5257
40	0.2539
50	0

El nivel de confianza lo decide el diseñador. Conviene utilizar un valor alejado de 50% para tomar en cuenta la dispersión de los datos estadísticos.

**V.6 Solución de Mindlin**

Mindlin (1936) obtuvo los esfuerzos dentro de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, producidos por una fuerza concentrada P, aplicada a una profundidad z (Figura. V.3). Dichos esfuerzos valen



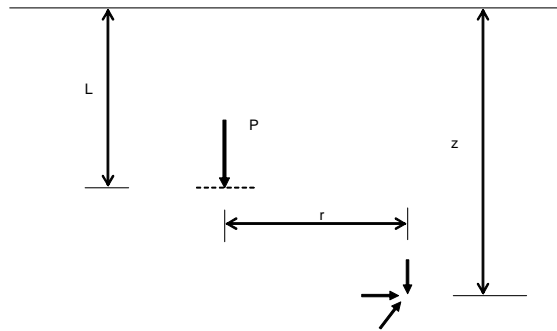
$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)R_1^3} \left[ \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_2^3} + \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^3} - \frac{3(z-L)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+L)^2 - 3L(z+L)(5z-L)}{R_2^5} - \frac{30zL(z+L)^3}{R_1^7} \right] \quad (V.20)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)(z+7L)}{R_2^3} - \frac{3(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+L)} - \frac{30r^2(z-L)}{R_1^5} - \frac{6L(1-2\nu)z(z+L)^2 - 6L^2(z+L) - 3(3-4\nu)r^2(z-L)}{R_2^5} - \frac{30r^2z(z+L)}{R_2^7} \right] \quad (V.21)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(3-4\nu)(z+L) - (1-2\nu)6L}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+L)} + \frac{6L(1-2\nu)(z+L)^2 - 6L^2(z+L)}{R_2^5} \right] \quad (V.22)$$

Siendo  $R_1 = [r^2 + (z-L)^2]^{1/2}$

$R_2 = [r^2 + (z+L)^2]^{1/2}$



**Figura. V.2 Esfuerzo ocasionado por una fuerza concentrada P en el interior medio.**

### V.7 Pilotes de punta.

En general es necesario calcular el asentamiento bajo la punta del pilote, el cual se debe a los esfuerzos ocasionados por la presión en el contacto suelo-pilote y por la fricción a lo largo de la superficie lateral del pilote.

Obtendremos a continuación los esfuerzos bajo el centro del pilote, integrando la solución de Mindlin (1936).

Los esfuerzos normales a una profundidad  $z$ , producidos por un círculo de radio  $a$ , con carga uniforme  $q$  aplicada a una profundidad  $L$  de un medio semi-infinito (Figura. V.4), bajo el centro de dicho círculo, están dados por





$$\sigma_r = -K_r \left( \frac{P}{L^2} \right) \quad (V.26)$$

Sea

$$m = \frac{z}{L} \quad (V.27)$$

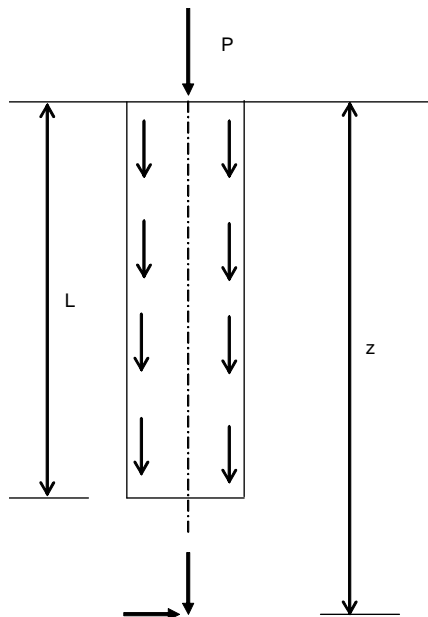
Para carga lateral uniforme

$$\sigma_r = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[ -\frac{4(1-2\nu)}{m} - \frac{2(2-\nu)(z+7L)}{(m-1)} - \frac{2(2-\nu)}{(m+1)} - \frac{4m(2-\nu)}{(m+1)^2} - \frac{4m^2}{(m+1)^3} \right] \quad (V.28)$$

Para carga lateral aumentando linealmente con la profundidad

$$K_z = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ 2 - \frac{2(2-\nu)m}{(m-1)} - \frac{6(2-\nu)m}{(m+1)} - \frac{2(7-2\nu)m^2}{(m+1)^2} - \frac{4m^2}{(m+1)^3} - 2(2-\nu) \ln \frac{m^2-1}{m^2} \right] \quad (V.29)$$

$$K_r = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \begin{aligned} &11 - 2(1-2\nu)(1-\nu) + (1-2\nu) \ln \frac{m^2-1}{m^2} + (1-2\nu)^2 \ln \frac{m+1}{m} - 6 \ln \frac{m+1}{m} \\ &+ (1-2\nu) \frac{m}{m-1} + \left[ (1-2\nu)^2 - 18 \right] \frac{m}{m+1} + \frac{9m^2}{(m+1)^2} - \frac{2m^3}{(m+1)^3} \end{aligned} \right] \quad (V.30)$$



**Figura. V.4** Esfuerzos bajo el eje del pilote ocasionados por fricción lateral.

Dado que el desplazamiento necesario para desarrollar la máxima fricción lateral es en general menor que el necesario para desarrollar la capacidad por punta, podemos hacer la



hipótesis de que el pilote trabaja a la falla por fricción lateral, y con este resultado calcular la carga en la punta. Además, para que se satisfaga la condición de frontera de que la presión de contacto pilote-suelo es igual a la carga en la punta entre el área de la base del pilote, los valores dados por la ecuación V.23 se deben multiplicar por 2.

### V.8 Pilotes de fricción.

Los esfuerzos normales ocasionados por la fricción lateral sobre el pilote (Figura. V.6) valen (Geddes, 1966; Poulos y Davis, 1974)

$$\sigma_z = -K_z \left( \frac{P}{L^2} \right) \quad (V.31)$$

$$\sigma_r = -K_r \left( \frac{P}{L^2} \right) \quad (V.32)$$

$$\sigma_\theta = -K_\theta \left( \frac{P}{L^2} \right) \quad (V.33)$$

Sean

$$m = \frac{z}{L} \quad (V.34)$$

$$n = \frac{r}{L} \quad (V.35)$$

$$A = [n^2 + (m-1)^2]^{1/2}$$

$$B = [n^2 + (m+1)^2]^{1/2}$$

$$F = (n^2 + m^2)^{1/2}$$

Entonces:

Carga lateral uniforme

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{-\frac{2(2-\nu)}{A} + \frac{2(2-\nu) + 2(1-2\nu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} - \frac{(1-2\nu)2(m/n)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4m^2 - 4(1+\nu)(m/n)^2 m^2}{F^3} \right] \\ + \frac{4m(1+\nu)(m+1)(m/n+1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} + \frac{6m^2(m^4 + n^4)/n^2}{F^5} + \frac{6m[mn^2 - (1/n^2)(m+1)^5]}{B^5} \quad (V.36)$$



$$K_r = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[ \begin{aligned} & \frac{(1-2\nu)}{A} + \frac{(7-2\nu)+12(1-\nu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} - \frac{4(2-\nu)-12(1-\nu)(m/n)^2 - n^2}{F} - \frac{n^2}{A^3} \\ & + \frac{4n^2 - 2m^2 + 2(1+2\nu)(m/n)^2 m^2}{F^3} - \frac{3n^2 - 2m^2 + 2(1+2\nu)(m/n)(m+1)^2 (m/n+1/n)}{B^3} \\ & + \frac{6(n^2 - m^2 - m^4)(m/n)^2}{F^5} + \frac{6[(m/n)(m+1)^4 (m/n+1/n) - m^2 n^2]}{B^5} \\ & + 4(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{1}{F+m} - \frac{1}{B+m+1} \right] \end{aligned} \right] \quad (V.37)$$

$$K_\theta = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[ \begin{aligned} & - \frac{(1-2\nu)}{A} + \frac{6 - (1-2\nu)(3-4\nu) + 6(1-2\nu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} - \frac{2(1-2\nu)^2 - 6(1-2\nu)(m/n)^2 - 6}{F} \\ & + \frac{2m^2 - 4\nu n^2 + 2(1+2\nu)(m/n)(m+1)^2 (m/n+1/n)}{B^3} + \frac{4\nu n^2 - 2m^2 - 2(1+2\nu)(m/n)^2 m^2}{F^3} \\ & - 4(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{1}{F+m} - \frac{1}{B+m+1} \right] \end{aligned} \right] \quad (V.38)$$

Carga lateral aumentando linealmente con la profundidad

$$K_z = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \begin{aligned} & - \frac{2(2-\nu)}{A} + \frac{2(2-\nu)4(m+1) - 2(1-2\nu)(m/n)^2 (m+1)}{B} - \frac{2(1-2\nu)(m^3/n^2)m}{F} + \frac{mn^2 - (m-1)^3}{F^3} \\ & + \frac{4\nu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\nu)(m/n)^2 (m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} + \frac{2(7-2\nu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\nu)(m/n)^2 m^3}{F^3} \\ & - \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12/n^2 (m/n)^2 (m+1)^5}{B^5} - \frac{12(m/n)^2 m^3 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} - 2(2-\nu) \ln \left[ \frac{(A+m+1)(B+m+1)}{(F+m)^2} \right] \end{aligned} \right] \quad (V.39)$$

$$K_r = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \begin{aligned} & \frac{(1-2\nu)}{A} + \frac{(7-2\nu) - 12m + 12(1-\nu)(m/n)^2 (m+1)}{B} + \frac{12m - 12(1-\nu)(m^3/n^2)}{F} - \frac{(m-1)^3 + mn^2}{A^3} \\ & + \frac{3(m-1)^3 2m^3 + (21+4\nu)mn^2 + 2(5+2\nu)(m/n)^2 (m+1)^3}{B^3} + \frac{6mn^2(m^2 - n^2) - 12(m/n)^2 (m+1)^5}{F^3} \\ & - \frac{6mn^2(m^2 - n^2) - 12(m^7/n^2)}{F^5} + (1-2\nu) \ln \left[ \frac{(A+m-1)}{(F+m)} \right] + [(1-2\nu)^2 - 6] \ln \left[ \frac{(B+m+1)}{(F+m)} \right] \\ & + 2(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{m-1}{B+m+1} - \frac{m}{F+m} \right] \end{aligned} \right] \quad (V.40)$$

$$K_\theta = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \begin{aligned} & \frac{(1-2\nu)}{A} + \frac{(1-2\nu)(3-4\nu) + 6(1-2\nu)(m/n)^2 (m+1) + 6(2m-1)}{B} - \frac{6(1-2\nu)(m^3/n^2) + 12m}{F} \\ & - (1-2\nu) \frac{2(m+1)^3 + 4mn^2 - 2(m/n)^2 (m+1)^3}{B^3} + \frac{(2m^3 + 4mn^2 - 2m^5/n^2)(1-2\nu)}{F^3} - \frac{6mn^2 - 6m^5/n^2}{F^3} \\ & - (1-2\nu) \ln \left[ \frac{(A+m+1)}{(F+m)} \right] + [(1-2\nu)^2 - 6] \ln \left[ \frac{(B+m+1)}{(F+m)} \right] - 2(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{m-1}{B+m+1} - \frac{m}{F+m} \right] \end{aligned} \right] \quad (V.41)$$

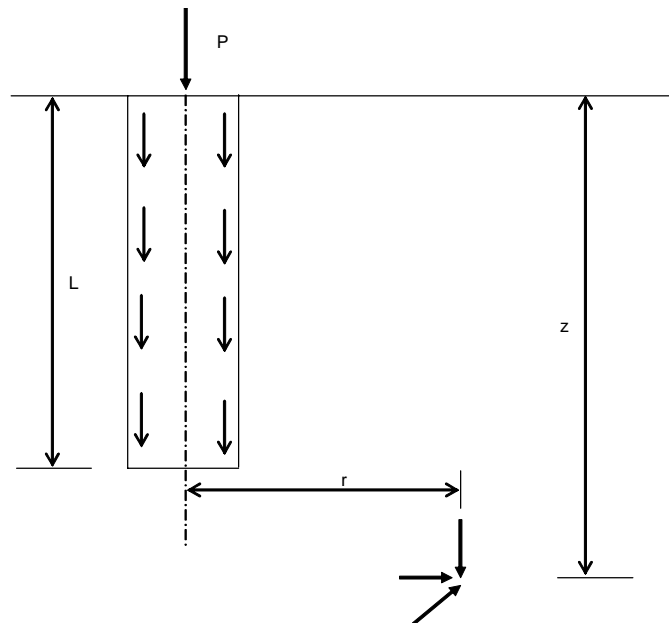


Figura. V.5 Esfuerzos ocasionados por fricción lateral.

Otro criterio para estimar el asentamiento de una cimentación a base de pilotes apoyados en un suelo friccional que se extiende a gran profundidad, consiste en el empleo de la siguiente fórmula (Meyerhof, 1976)

$$\delta = \frac{2q\sqrt{BI}}{N} \quad (\text{V.42})$$

Donde B = ancho del grupo de pilotes, en pies (0.3 m), q = incremento neto de presión, en toneladas por pie cuadrado (100 kPa), N = número de golpes de la prueba de penetración estándar, e I es un factor de influencia del empotramiento de los pilotes en el estrato de apoyo, dado por

$$I = 1 - \frac{D'}{8B} \geq 0.5 \quad (\text{V.43})$$

Donde, D' = empotramiento de los pilotes en el estrato de apoyo, en pies (0.3 m).

Dado que en general la rigidez de los pilotes de fricción es muy grande comparada con la rigidez del suelo, la carga sobre la cimentación la toman inicialmente los pilotes, lo que ocasiona que los pilotes trabajen a su capacidad de carga última, tanto por fricción lateral como por punta. Lo que no toman los pilotes lo tiene que recibir la losa de cimentación, en su contacto con el terreno. En el siguiente ejemplo se ilustra este procedimiento de cómputo.





**CAPÍTULO SEIS.**  
**EJEMPLO DEMOSTRATIVO.**





Se tiene que diseñar la cimentación de un puente, en el cual ya se ha calculado que va a ejercer una carga de 1562.64 Toneladas sobre el suelo. Las características del suelo se dicen a continuación.

#### **DATOS DE LA OBRA.**

Tipo de la obra : Puente “ En Villahermosa, Tabasco”

El sondeo se efectuó con máquina rotatoria utilizando para su avance la prueba de penetración estándar, obteniendo una muestra alterada representativa de los estratos del subsuelo y al mismo tiempo se determina su consistencia ó compacidad. Cuando se encontró roca o boleos, se empleó barril muestreador de diámetro Nx, con broca y rima de diamante.

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

- a) Cuando se penetró 6.0 m. en arenas y arcillas con número de golpes mayor a 50 en la prueba de penetración estándar.
- b) Cuando se detectó una masa rocosa, se verificó un espesor de ésta de 4 m. como mínimo.

#### **EXPLORACION Y MUESTREO**

Número, tipo y profundidad de sondeos: Un sondeo denominado SE – 1, efectuado con máquina rotatoria, utilizando para su avance la prueba de penetración estándar, auxiliándose con tricónica y llevados a una profundidad de 12.00 m.

Tipo de muestras: Alteradas representativas.

Profundidad de nivel freático: 1.20 m. para el sondeo SE-1.



## PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS

**Tabla VI.1**

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

Otras: Clasificación manual y visual según el sistema unificado de clasificación de suelos.

## ESTRATIGRAFÍA Y TIPOS DE FORMACIÓN

En el sondeo N° 1 (SE – 1) se encontró la siguiente estratigrafía:

**Tabla VI.2**

De 0.00 m. a 1.20 m.	Arcilla café claro y gris oscuro.
De 1.20 m. a 4.80 m.	Arena limosa mal graduada, de poco compacta a medianamente compacta, café y gris claro.
De 4.80 m. a 12.00 m.	Arena limosa, de medianamente compacta a compacta, café claro.

Fin del sondeo 12.00 m.

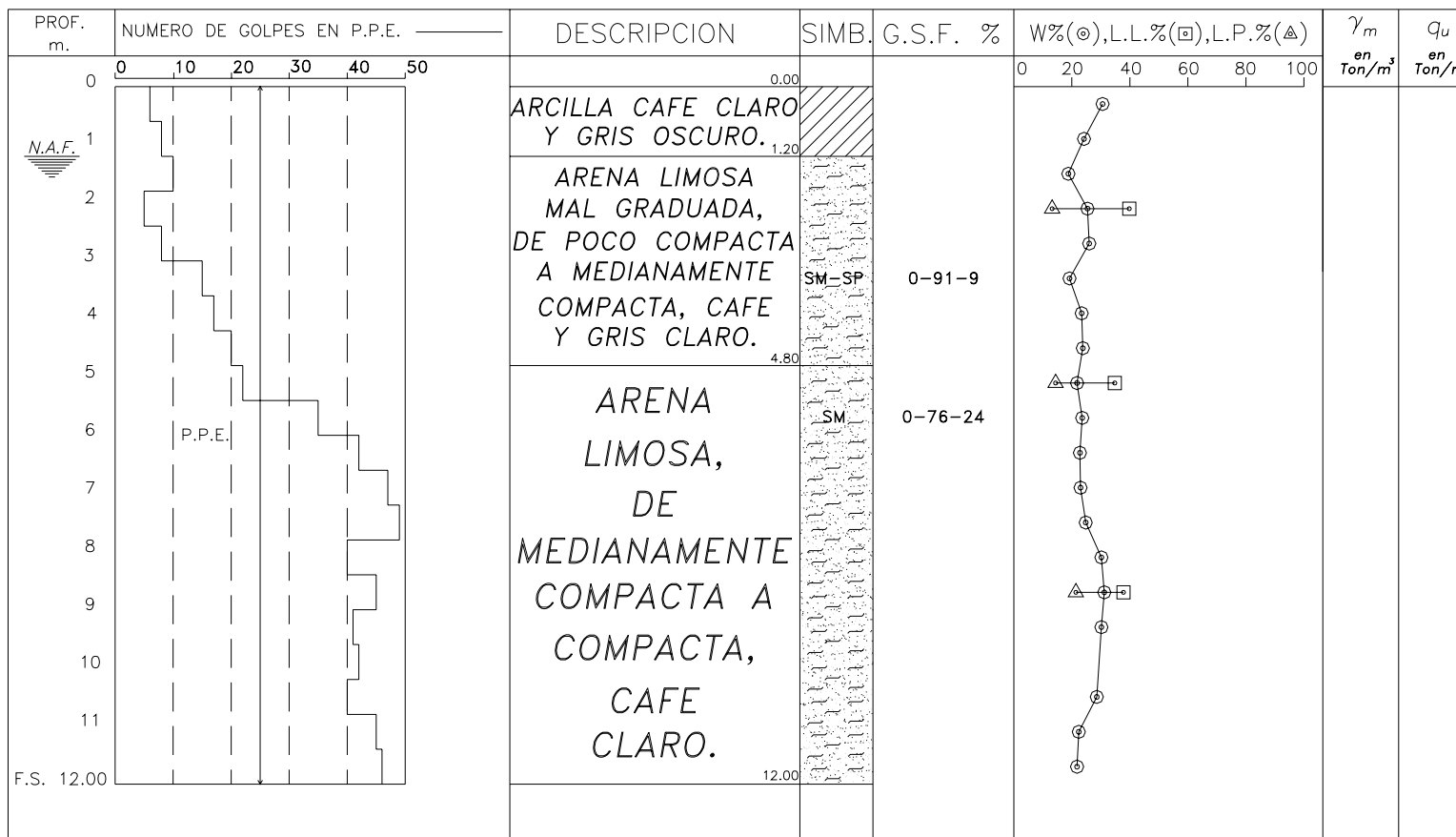
## DATOS OBTENIDOS CON LOS DIVERSOS ESTUDIOS:

**Tabla VI.3**

N.A.M.E.	= 48.226 m.	
Qd	= 14 m <sup>3</sup> /seg	Gasto de diseño
Ah	= 19.55 m <sup>2</sup>	Area hidráulica
V	= 0.73 m/seg	Velocidad media
Be	= 28 m.	Ancho efectivo de la superficie libre
Hm	= 0.70m.	Tirante medio de la sección
Ho	= 2.96	Tirante de agua
N.A.F	= 1.20 m	Nivel de agua freática



Sondeo 1



**SOLUCIÓN DEL PROBLEMA:**

Para encontrar la solución a este problema, que consiste en encontrar una cimentación adecuada para el puente en cuestión se hizo el siguiente procedimiento. Primero se tuvo que decidir que tipo de cimentación sería la más adecuada y se propuso que fueran cilindros de cimentación, estos van a ser 12 cilindros en total, lo que hay que encontrar es el área transversal de cada cilindro para que pueda soportar la estructura.

- A. Se determinó la socavación que se pudiera presentar en el lugar y dado que las pilas están al borde del río, solo se calculo la socavación general.
- B. Se calculó la capacidad de carga tomando en cuenta las características del suelo y las cargas que va a ejercer la estructura sobre el suelo. Aquí se propone al área de cada cilindro para que cumpla con la seguridad de la estructura.
- C. Después de haber determinado las dimensiones de los cilindros y que la capacidad de carga de la cimentación es la adecuada, se calculó la deformación del suelo, ya que esto es muy importante para la funcionalidad de la obra.

**A. Cálculo de la socavación.**

La socavación total se estimó utilizando el criterio de Lischtvan – Levediev. Pero primero hay que obtener cada uno de los componentes de la ecuación.

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

- a) Primero se obtuvo el diámetro medio (dm) por medio de la granulometría. Se calcula por medio de la siguiente fórmula.

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i$$

El resultado se ve en la siguiente tabla.

DIAMETRO MEDIO			
Malla #	di (mm)	pi (%)	di*pi
10	2	1.99	3.98
20	0.84	18.39	15.4476
40	0.42	21.34	8.9628
60	0.25	30.82	7.705
100	0.149	22.81	3.39869
200	0.074	3.42	0.25308
Pasa 200		1.71	0
			Σ 39.74717
dm =		0.3974717	



- b) El valor de  $x$  se obtiene de la tabla II.I, como se ve hay que interpolar para calcular el valor exacto de acuerdo al diámetro medio obtenido en el inciso anterior.

Valor de $x$	
d (mm)	x
0.15	0.42
0.5	0.41
0.3974717	0.41292938

- c) Para encontrar el valor de  $\alpha$  se debe aplicar la siguiente fórmula:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

La siguiente tabla muestra el valor de  $\alpha$  obtenido.

Qd (m <sup>3</sup> /s)	Hm (m)	Be	$\mu$	$\alpha$
14	0.7	28	1	0.90602449

- d) El valor de  $\beta$  se obtiene de la tabla III.2. de ahí se observa que el valor de  $\beta$  es de 1.
- e) Teniendo todos los datos que se necesitan ahora se puede calcular la socavación general. Esta se muestra en la siguiente tabla.

$\alpha$	Ho	$\beta$	dm (mm)	x	Hs (m)	Hs-Ho (m)
0.90602449	2.96	1	0.3974717	0.41292938	5.29103199	2.33103199

Como se puede ver en la tabla anterior el suelo se va a socavar a una profundidad de 2.33 m. lo cual nos indica la profundidad mínima a la cual hay que desplantar la cimentación, por supuesto sería muy peligroso desplantarlo a esa profundidad, es bueno que la cimentación se encuentre a una profundidad de 4.5 m. y así se le deja 2m de seguridad.

La profundidad de socavación nos sirve para que podamos calcular el número de golpes promedio del suelo y así calcular el ángulo de fricción del suelo  $\Phi$ .

### B. Cálculo de capacidad de carga.

Para el cálculo de la capacidad de carga se tienen que cumplirse lo siguiente:

$$q_r = q_{ult}$$

Donde:

$$q_R = [p_v'(N_q f_q - 1) + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v$$

$$q_{ult} = \sum Q F_c / A$$



- a) Para calcular el valor de  $p_v$  y  $p_v'$  necesitamos los valores de  $\gamma$  y  $\gamma'$ , estos se pueden calcular mediante los resultados de W% en el sondeo.

$$\gamma = 1.97 \frac{t}{m^3} \qquad \gamma' = 0.97 \frac{t}{m^3}$$

- b) Para obtener los valores de  $N_q, N_\gamma, f_q, f_\gamma$  se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi ; \text{ En este caso } B/L = 1 \text{ dado que es un cilindro}$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L)$$

- c) Ahora se tiene que calcular la capacidad resistente, variando el diámetro para que  $q_r = q_{ult}$ . El resultado se muestra en la siguiente tabla.

$\Phi^\circ$	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$p_v$ (T/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (T/m <sup>3</sup> )	$p_v'$ (T/m <sup>3</sup> )
35	1.97	3.94	0.97	1.94

$f_q$	$f_\gamma$	$N_q$	$N_\gamma$	FR
1.70020754	0.6	33.29610419	48.0287814	0.35

- d) Para el cálculo de la carga última se tienen los siguientes datos:

$\Sigma q$ (T)	$F_c$
130.22	1.4

- e) Ahora se igualan las ecuaciones hasta encontrar la igualdad, variando el diámetro.

**Tabla VI.4**

Diámetro calculado para la cimentación

D (m)	$q_r$ (T)	$q_{ult}$ (T)
1.1	52.6276139	191.835712
1.2	53.6210892	161.195286
1.3	54.6145646	137.34983
1.4	55.6080399	118.42919
1.5	56.6015152	103.164983
1.6	57.5949906	90.6723485
1.7	58.5884659	80.3187585
1.8	59.5819413	71.6423494
1.9	60.5754166	64.2995047
2	61.568892	58.030303
2.1	62.5623673	52.6351955

Como se puede ver el diámetro que se tiene que utilizar es el de 2m.



### C. Cálculo de deformaciones.

Para el cálculo de deformaciones se emplearon los siguientes métodos. Se eligieron cuatro métodos para poder comparar los resultados que se pudieran obtener en cada uno de ellos.

- Steinbrenner-Denver
- Scheleicher-Denver
- Burland-Burbidge
- Demeneghi-Fórmula de predicción

#### Método de Steinbrenner-Denver

Para este método se utilizó la siguiente fórmula:

$$\delta = q \left( \frac{1 - \mu^2}{\pi E_s} \right) \left[ L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2} + \sqrt{B^2 + H^2}}{L(B + A)} + B \ln \left( \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} + \sqrt{B^2 + H^2}}{B(L + A)} \right) \right] + \frac{q}{2\pi E_s} (1 - \mu - \mu^2) H \text{ang} \tan \left( \frac{LB}{HA} \right)$$

Donde:

$$A = \sqrt{B^2 + L^2 + H^2} ; \text{cabe mencionar que } B = L = D/2$$

$$E_s = C\sqrt{N}; \text{donde } C = 7 \text{ MPa}$$

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi)(OCR)^{\text{sen} \phi}; OCR = 1$$

$$\mu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

El valor de H es recomendable que sea el triple del ancho de la base en este caso el ancho es de 2m por lo tanto H = 6m. Sustituyendo los resultados se obtiene la siguiente tabla.

q (T/m <sup>2</sup> )	Φ °	B (m)	B/2 (m)	Ko	μ	Es (T/m <sup>2</sup> )	Δρ'
41.4502165	35	2	1	0.42642356	0.29894596	4282.65525	0.00367836

H (m)
6

Y el resultado de la deformación es de:

Δρ(mm)
14.7134527



### Método de Scheleicher-Denver

Para este método se utilizó la siguiente fórmula:

$$\delta = q \left( \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \right) \left[ L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \left( \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \right]$$

Donde:

$$B = L = D/2$$

$$Es = C\sqrt{N}; \text{ donde } C = 7 \text{ MPa}$$

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)(OCR)^{\text{sen}\phi}; OCR = 1$$

$$\mu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Sustituyendo los resultados se obtiene la siguiente tabla.

q (T/m <sup>2</sup> )	Φ °	B (m)	B/2 (m)	Ko	μ	Es (T/m <sup>2</sup> )	Δρ' (m)
41.4502165	35	2	1	0.426423564	0.29894596	4282.65525	0.00494533

Y el resultado de la deformación es de:

Δρ(mm)
19.7813259

### Método de Burland-Burbidge

Para este método se utilizó la siguiente fórmula:

$$\delta = qB^{0.7} I_c$$

Donde:

B = ancho del cimiento, en metros

q = presión de contacto, en KPa

$$I_c = \frac{1.17}{N^{1.4}}$$

Sustituyendo los resultados se obtiene la siguiente tabla.

q (KPa)	B (m)	Ic	Δρ(mm)
406.502273	2	0.00775108	5.11854276



**Método de Deméneghi-Fórmula de la predicción.**

Para este método se utilizó la siguiente fórmula:

$$\delta = 1.338qB^{0.7} N^{-1.369} (e^{.7844t_\alpha \sqrt{1.007576+.01518(\ln N - 2.9765)^2}})$$

Donde:

B = ancho del cimiento, en metros

q = presión de contacto, en KPa

Sustituyendo los resultados se obtiene la siguiente tabla. Se hicieron los cálculos para una confiabilidad del 50% así como para una confiabilidad 20%.

q (KPa)	B (m)	N	α %	tα	Δρ(mm)
406.502273	2	36	50	0	6.54126833
406.502273	2	36	20	0.8444	13.4859503

Como se puede ver varía de acuerdo al grado de confiabilidad.

**D. Tabla comparativa de deformaciones de los diferentes métodos.**

La siguiente tabla muestra el resumen de los resultados que se obtuvieron de acuerdo a los diferentes métodos ya antes mencionados.

**Tabla VI.5**

Tabla comparativa de los métodos para calcular asentamientos

MÉTODO	Δρ(mm)
Steinbrenner-Denver	14.71
Scheleicher-Denver	19.78
Burland-Burbidge	5.11
Deméneghi-Fórmula de predicción α =50%	6.54
Deméneghi-Fórmula de predicción α =20%	13.48

Con estos resultados se puede decir que la cimentación es la adecuada para que la estructura tenga tanto seguridad como funcionalidad.





**CAPÍTULO SIETE.**  
**CONCLUSIONES.**





Al principio de la tesis se dieron a conocer los diferentes tipos de puentes, esto es con el objetivo de presentar un panorama de los diferentes tipos de puentes y además de que cada uno se puede aplicar en ciertos casos específicos. En la evolución de los puentes ha sido en gran medida gracias a la utilización de los materiales que han permitido que se puedan construir puentes más grandes, ligeros y de mayor capacidad, sin embargo el estudio del suelo y las mejoras que se han hecho a los diseños de las cimentaciones (desde una zapata hasta un pilote de fricción) han permitido que estas estructuras puedan llegar a ser posibles de construir.

Hay diferentes tipos de cimentaciones, en general se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas. El tipo de cimentación a elegir depende tanto de las características del suelo como de la estructura la cual va a ser construida. Sin embargo los tipos de cimentaciones elegidas con mayor frecuencia en suelos fricciones son las profundas, tales como cilindros, pilotes y pilas. Es muy importante saber escoger el tipo de cimentación ya que puede ayudar a que la construcción sea más económica y que tenga mayor seguridad la estructura y por lo tanto mejor servicio.

Se dieron a conocer las diferentes formas de socavación, así como los métodos para su cálculo. La socavación es un tema muy importante, el cual no se debe omitir bajo ninguna circunstancia en el diseño de una cimentación de puentes cuando esta se quiera desplantar en un lugar donde pase una corriente de agua.

La capacidad de carga está ligada con la seguridad de la obra. Se explicaron los métodos por medio de los cuales se puede obtener la capacidad de carga de una cimentación propuesta.

Las deformaciones se pueden obtener con diferentes métodos y por consecuencia cada uno va a dar diferentes resultados. Esto es por que algunos métodos son más conservadores que otros, dentro de los procedimientos más recomendables se encuentran los de Steinbrenner-Denver, Schmertmann, Burland y Burbidge y Deméneghi-Fórmula de predicción, de hecho el procedimiento de Steinbrenner-Denver es uno de los más utilizados. La importancia de este tema radica en la funcionalidad de la obra no solo de los puentes sino de cada estructura que se quiera realizar, ya que un hundimiento muy fuerte en la obra puede ocasionar que la obra no sea útil para lo que fue diseñada.

El ejercicio del capítulo seis sirvió para demostrar la aplicación de los diferentes métodos que se expusieron a lo largo de la tesis tales como socavación, capacidad de carga y deformación del suelo. Esto va a dar un panorama de cómo se pueden utilizar las ecuaciones. Además en el tema de las deformaciones de suelo se aplicaron diferentes métodos para comparar los resultados.





**REFERENCIAS  
BIBLIOGRÁFICAS.**





- 1 Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez, A. “*Mecánica de suelos: Teoría y Aplicación de la Mecánica de suelos*”. Tomo II. Ed. Noriega.
- 2 Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez, A. “*Mecánica de suelos: Flujo de agua en suelos*”. Tomo III. Ed. Noriega.
- 3 Ingenieros Civiles Asociados y Universidad Autónoma del Estado de México “*Evolución de las cimentaciones de puentes construidos en México*”. México 2001.
- 4 Terzaghi, K y Peck, R. B. “*Soil mechanics in engineering practice*”, 2da Ed, Wiley, 1967.
- 5 Zeevaert, L, “*Foundation engineering for difficult subsoil conditions*”, Ed. Van Nostrand Reinhold. 1973.
- 6 Deméneghi Colina, A. “*Cálculo de asentamiento en arenas*”. Departamento de Geotécnia, Facultad de Ingeniería, UNAM. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Septiembre 2003.
- 7 Burland, J B y Burbridge, M C, “*Settlement of foundations on sand and gravel*”, Proc Inst Civ Engrs, part I, 1995.
- 8 Deméneghi Colina, A; Puebla Cadena, M; Sanginés García H. “*Apuntes de cimentaciones: Capacidad de carga*”. División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.
- 9 Bowles, J E, “*Foundations Analysis and design*”, Ed. McGraw-Hill, 1968.
- 10 Crespo Villalaz C. “*Vías de comunicación*”. Ed. Limusa, 1996
- 11 Apuntes. “*Proyecto y diseño de puentes*”. Facultad de Ingeniería. UNAM.
- 12 Beyer, E. y Tul, H. “*Carreteras elevadas*”. Ed. Blume. 1ra edición española 1969.
- 13 Roig, J. “*New bridges*” Ed. Gustavo Gill. 1986
- 14 Petras P. Xanthakos. “*Bridge substructure*”. Ed. Prentice Hall. 1995
- 15 Tonias, D. “*Bridge engineering*”. Ed. Mc Graw Hill, 2000

