

12
2eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

“PILAS DE CIMENTACION PARA PUENTES”

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a

JESUS ENRIQUE GOMEZ FLORES

Asesor: Ing. Amílcar Galindo S.

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1994

TESIS CON
FALSA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS

A MIS PADRES:

CON AMOR, RESPETO Y CARIÑO.

A MIS HERMANOS:

CON CARIÑO Y RESPETO.

AL ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO:

POR SU APOYO INCONDICIONAL Y PACIENCIA PARA LA REALIZACION DE ESTE TRABAJO.

A LA E.N.E.P "ARAGON" U.N.A.M.

POR SU ABRIGO Y POR DARMELA OPORTUNIDAD DE VER CRISTALIZADA UNA DE MIS METAS EN LA VIDA

A MIS PROFESORES:

POR SUS CONSEJOS Y ENSEÑANZAS.

A MIS COMPAÑEROS:

POR SU APOYO, CONSEJOS Y AMISTAD.

**PILAS DE CIMENTACION
PARA
PUENTES**

CONTENIDO

	Página
CAPITULO I INTRODUCCION	5
CAPITULO II PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	8
II.1 Generalidades	9
II.2 Métodos de construcción	9
II.2.1 Método seco	9
II.2.2 Método del ademe	11
II.2.1 Método del lodo desplazado	15
II.3 Excavación	16
II.4 Calidad del acero de refuerzo	20
II.5 Calidad del concreto	20
II.6 Excavación, ademe y encamisado	21
II.7 Colocación del refuerzo	23
II.8 Desagüe, colado del concreto y remoción del ademe o encamisado	23
II.9 Seguridad	26
CAPITULO III RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO GEOTECNICO	27
III.1 Generalidades	28
III.2 Diseño Geotécnico	30
III.3 Capacidad de carga	32
III.4 Capacidad de carga bajo solicitaciones verticales	32
III.4.1 Capacidad de carga para suelos granulares	32
III.4.2 Capacidad de carga para suelos cohesivos	36
III.4.3 Capacidad de carga en roca	40
III.5 Asentamientos	43
III.5.1 Asentamientos en arena	43
III.5.1 Asentamientos en suelos cohesivos	44
III.5.1 Asentamientos en roca	44

**CAPITULO IV RECOMENDACIONES PARA EL
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 45**

IV.1 Cargas	46
IV.1.1 Condiciones de carga	47
IV.2 Diseño por resistencia de pilas	49
IV.2.1 Factores de carga	50
IV.3 Cargas laterales y momentos	51
IV.3.1 Diseño	55
IV.4 Configuración de la pila	57
IV.5 Diseño de los estribos	60
IV.5.1 Esfuerzos en los estribos	60
IV.5.2 Espaciamientos de los estribos	62
IV.5.3 Recubrimiento mínimo de concreto	65
IV.5.4 Deflexión del acero de refuerzo	65
IV.5.5 Esfuerzo en los estribos durante el izaje del armado	66
IV.5.6 Selección de estribos	68
IV.5.7 Diámetro óptimo de la pila y refuerzo óptimo	71
IV.5.8 Ayudas de diseño	73
IV.5.9 Deflexiones	74

**CAPITULO V ESPECIFICACIONES PARA LA
CONSTRUCCION 80**

V.1 Requerimientos generales	81
V.1.1 Condiciones de proyecto	81
V.1.2 Aseguramiento de la calidad	82
V.2 Requerimientos técnicos	83
V.2.1 Generalidades	83
V.2.2 Ofertas	83
V.2.3 Tolerancias en la construcción	84
V.2.4 Productos	85
V.2.5 Ejecución	86

CAPITULO VI	APLICACION A UN EJEMPLO	
	PRACTICO: PUENTE "SAN ROMAN"	96
VI.1	Datos generales del puente	97
VI.2	Condiciones de proyecto	97
VI.3	Datos hidráulicos	97
VI.4	Datos geotécnicos	98
VI.5	Cálculo de la socavación al centro del cauce	99
VI.6	Análisis de la capacidad de carga	101
VI.7	Análisis estructural	103
VI.8	Diseño estructural	117
VI.8.1	Diseño por Esfuerzos permisibles	117
VI.8.2	Diseño por Resistencia Última	121
VI.9	Diseño de los estribos	126
VI.10	Armado de la pila de cimentación	128
CAPITULO VII	CONCLUSIONES	129
	APENDICE	132
1.-	Tablas para el cálculo de la Socavación general	133
2.-	Tablas para el cálculo de la Socavación local	134
3.-	Perfil general del cruce	135
4.-	Perfil de suelos	136
	BIBLIOGRAFIA	137

CAPITULO I

INTRODUCCION

CAPITULO I INTRODUCCION

El presente trabajo cubre el diseño y la construcción de pilas de cimentación, realizadas mediante la excavación de un agujero en el suelo que posteriormente se rellena con concreto.

El tipo de cimentación que nos referimos pertenece a uno de dos grandes grupos dentro del área de Cimentaciones (cimentación profunda). Las pilas de cimentación son elementos que transfieren el apoyo de la estructura a niveles en que hay resistencia adecuada, es decir que distribuyen por fricción y adherencia sus cargas a espesores suficientemente grandes de suelo o roca.

Se describirán los procedimientos de construcción más usuales para este tipo de cimentación, aunque puede haber combinaciones de estos, la forma en que se realiza la excavación, teniendo en cuenta el tipo de equipo y herramientas ha utilizar en la construcción, ya que existen en el mercado una gran variedad de estos, por lo que se necesitan conocer las características de cada equipo para elegir el mejor de acuerdo a cada tipo de obra.

Se mencionará la calidad tanto del acero de refuerzo como del concreto para cumplir con las especificaciones respectivas. Además de describir la forma de colocar el ademe o encamisado (si lo hay), la forma de izar el armado, el colado del concreto y la remoción del ademe. Se mencionarán las medidas de seguridad que se deben tomar en la construcción de la pilas de cimentación.

Dentro de las recomendaciones para el diseño geotécnico se verá la teoría de capacidad de carga así como de asentamientos de este tipo de cimentación considerando los estudios previos que se necesitan para determinar que esfuerzo puede comunicar el cimiento o conjuntos de ellos al terreno, además de que deformaciones sufrirá éste al aplicarle tales esfuerzos.

Para el diseño estructural de las pilas de cimentación coladas en sitio, se verán las combinaciones de carga para determinar los elementos mecánicos mediante el diseño por resistencia última, así como el diseño para cargas laterales y momentos.

Se realizará el diseño de los estribos de acuerdo a los esfuerzos generados cuando el armado se encuentra en posición horizontal y cuando el armado es izado a su posición final.

Dentro de las especificaciones de construcción para este tipo de cimentación se mencionarán los requerimientos tanto generales (condiciones de proyecto, aseguramiento de calidad de los materiales, etc.) como los requerimientos técnicos. Se describirán las especificaciones para realizar una buena construcción y controlar ésta en cuanto a las tolerancias en la construcción, los productos (ademe, acero de refuerzo y concreto) y la ejecución propia de los trabajos.

Al final mediante un ejemplo se aplicarán las recomendaciones de diseño geotécnico y estructural al puente "San Román", en el cual por las características del sitio de construcción y propias de la estructura, la cimentación se resolverá por medio de pilas coladas en sitio.

CAPITULO II
PROCEDIMIENTOS
DE
CONSTRUCCION

CAPITULO II PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

II.1 GENERALIDADES

Durante la construcción de pilas coladas en perforaciones previas hechas con maquinaria, para la colocación del refuerzo en caso de ser necesario y para el vaciado de concreto fresco para rellenar dicha perforación, se requiere de equipo especial, el cual estará determinado por el procedimiento de construcción que sea el más adecuado para el buen comportamiento de la cimentación.

Existen varios procedimientos y equipos para la construcción de pilas de cimentación, además puede haber combinaciones de los métodos que se explicaran, pero se describirán los más usuales:

II.2 METODOS DE CONSTRUCCION

- a) Método seco
- b) Método del ademe
- c) Método del lodo desplazado

II.2.1 Método seco

Es muy recomendable en el caso que la cimentación se deba realizar en un suelo sobre el nivel freático, donde no exista el peligro de derrumbes o socavación al perforar el pozo hasta el fondo, un ejemplo de este tipo de suelo sería una arcilla homogénea y firme. Se puede aplicar también en suelos arenosos sobre el nivel freático si son cohesivos o si una cohesión aparente les permite sostenerse en un cierto lapso de tiempo.

En el caso de suelos debajo del nivel freático, se puede utilizar este método, si la permeabilidad es tal que la filtración en el pozo sea mínima, cuando la excavación permanece abierta.

El primer paso del procedimiento, es la colocación del equipo de perforación en el sitio donde se ha determinado la ubicación correcta de la pila de cimentación y la selección apropiada de la broca y barrena para iniciar la excavación (fig. II.1). Se efectúa el barrenado hasta la profundidad que se ha determinado, depositando el material excavado en un lugar adecuado para su remoción posterior.

El tiempo para terminar la excavación dependerá del tipo de suelo y de la geometría del pozo.

Una vez alcanzada la profundidad deseada se puede utilizar un ensanchador para ampliar el fondo del pozo, esto hace que la pila tenga una mayor capacidad de carga al tener mayor área de contacto en el desplante con el suelo (fig. 11.2).

El porcentaje de acero que se emplea y la longitud del pozo que va a reforzarse se determina en base a las condiciones de carga, no en todos los casos es necesaria la colocación de acero de refuerzo puede haber pilas en las que no se coloque tal refuerzo, pero en otras se tendrá que colocar el acero en toda la longitud de la pila (fig. 11.3).

El método seco solo permite la colocación del refuerzo en la parte superior del pozo, en este caso el concreto sería colado hasta la elevación de la base del refuerzo. Al suspender el colado, se colocaría el refuerzo para luego proceder a terminar el colado (fig. 11.4).

La cimentación es compatible con la superestructura en cuanto a características y posición, y su capacidad de carga es tal que puede soportar la carga aplicada con un factor de seguridad adecuado, además se supone que no se registrarán asentamientos importantes de la cimentación.

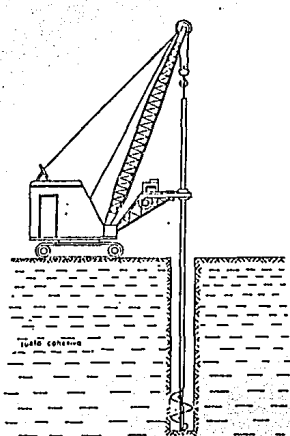


Fig. 11.1- Método seco, perforación en toda su longitud

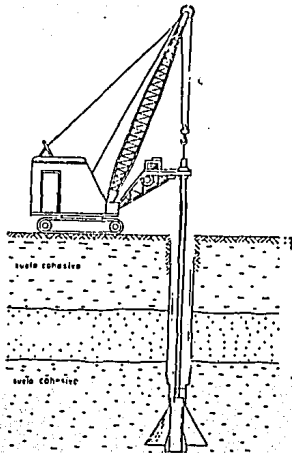


Fig. 11.2- Método seco, uso del amplificador

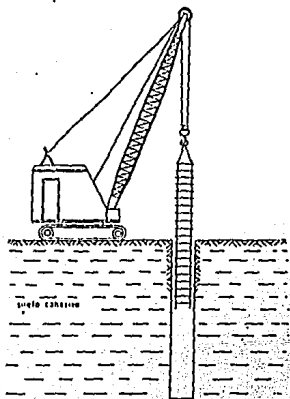


Fig.11.3- Colocación del acero de refuerzo

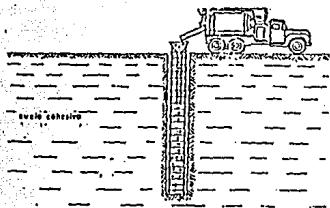


Fig.11.4- Método seco, colado

11.2.2 Método del ademe.

El empleo de ademes es recomendable donde las condiciones del suelo causan derrumbes o deformación excesiva del pozo al realizar la excavación. Como ejemplo, un suelo arenoso limpio que se encuentra bajo el nivel freático.

En el caso que exista un suelo cohesivo y no se presente un riesgo de derrumbe, se podrá iniciar la excavación como en el método seco, al encontrar el suelo suelto se introduce una mezcla fluida (lodo) en el pozo y se continúa con la excavación (fig.11.5). El lodo se mezcla en el lugar empleando sacos de bentonita seca.

De acuerdo a la condición de la superficie de suelo la elevación superior de la columna de lodo puede mantenerse ligeramente arriba del suelo suelto. También se podrá usar lodo natural en lugar de lodo bentonítico, preparando el lodo con suelo del sitio y mezclándolo con agua.

Se continúa el barrenado hasta pasar la capa de suelo suelto y encontrar el estrato de suelo impermeable. Se introduce entonces el ademe (fig. 11.6) y se coloca un dispositivo en la barra prismática giratoria (kelly) del equipo para introducir el ademe con un movimiento rotativo en el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado. Debe escogerse un tramo de ademe cuya longitud corresponda a la distancia entre la superficie del terreno y la mesa rotatoria del equipo.

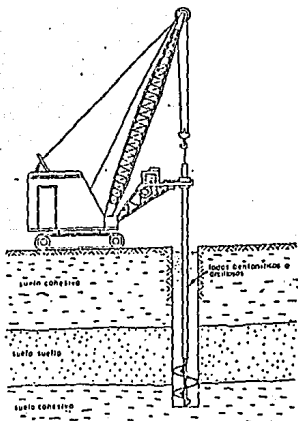


Fig. II.5.- Método del ademe . perforación a través del suelo suelto empleando lodos

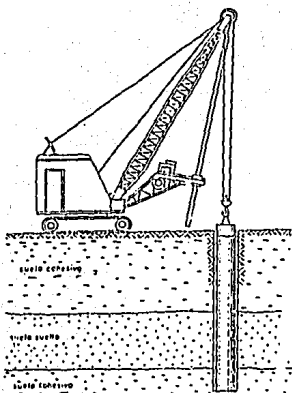


Fig. II.6.- Colocación del ademe

El diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro interior del pozo, mientras menor sea el espacio anular será menor el volumen de concreto. En cuanto al tamaño del ademe se pueden lograr economías si se utiliza tubería "O.D". Si las especificaciones establecen que el diámetro interior del ademe sea igual al diámetro exterior del cemento, resultará necesario utilizar tubería especial.

Posteriormente se coloca una cuchara de limpieza en el " kelly " y se extrae la pasta o lodo del interior del ademe (fig. II.7). Luego se introduce una barrena más delgada en el pozo, que pueda pasar por el ademe y se procede a terminar la excavación a la profundidad de diseño (fig. II.8).

Luego en caso de que se requiera puede acoplarse un ensanchador para ampliar el fondo del pozo, es decir para realizar la campana. Mientras se efectúa esta operación, habrá lodo en el espacio anular entre el exterior del ademe y el interior del tramo superior del pozo; por tanto, es sumamente importante lograr un sello adecuado en la formación impermeable de manera de evitar el flujo de lodo debajo del ademe. En algunas ocasiones es necesario fijar dientes en el fondo del ademe con el fin de penetrar el suelo impermeable y así asegurar su sello.

No es posible utilizar este método si no se logra el sello o si no existe una formación impermeable a través de la cual pueda perforarse el tramo inferior del pozo.

Si se proyecta introducir refuerzo de acero armado en perforaciones éste debe de prolongarse hasta el fondo.

El refuerzo se diseñará por dos criterios:

- a) Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a cargas de la superestructura.
- b) Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y el colado del concreto.

La operación más crítica del método (fig. II.9) es cuando no hay suficiente presión hidrostática en el concreto liquido al fondo del ademe, el lodo se colará en el pozo y puede causar serios problemas (discontinuidades) en el cimient. En caso de colar el concreto a una elevación adecuada, pero que no ha empezado a fraguarse, o bien el revenimiento ha sido insuficiente, la fricción entre el concreto y el interior del ademe puede causar un movimiento en la columna de concreto hacia arriba al extraerse el ademe, de manera que el lodo queda en el pozo, provocando la falla del cimient a una carga menor que la de diseño.

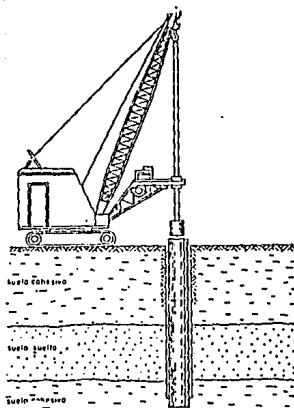


Fig. II.7- Extracción después de sellar el ademe en su base

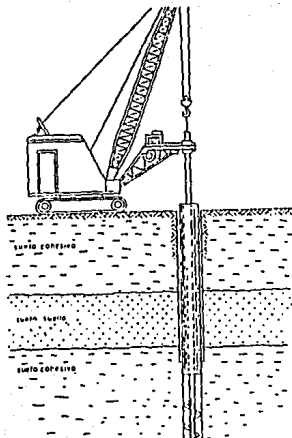


Fig. II.8- Terminación de la excavación a profundidad de diseño.

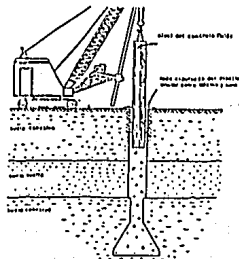


Fig. 11.9 Extracción del ademe

Como puede verse en la figura 11.9, el tramo superior de la columna de concreto debe desplazarse hacia abajo con respecto al armado al extraer el ademe. Este movimiento hacia abajo de la columna de concreto impondrá una fuerza en el mismo sentido al refuerzo, de una magnitud que depende a la resistencia al corte del concreto fresco a la velocidad del flujo que impera, y del área de superficie expuesta de los elementos del armado del acero. Este puede fallar por pandeo debido a torsión, por debilidad en las juntas o, posiblemente, por el doblamiento de una sola varilla.

Hay casos en donde el perfil del subsuelo es tal que sólo existe un estrato delgado de suelo suelto. Es factible, entonces, eliminar el empleo de pasta o lodo e introducir el ademe al encontrar el suelo cohesivo. Se fuerza el ademe a través del estrato delgado con un movimiento rotatorio hasta penetrar nuevamente el suelo impermeable inferior.

En ocasiones puede encontrarse más allá del nivel freático un sitio en donde el suelo suelto sea una arena con un estrato de arcilla firme subyacente. En este caso, sería aceptable hincar el ademe mediante un equipo vibratorio a través de la arena hasta penetrar el suelo impermeable.

Recomendaciones :

- Al colocar el acero de refuerzo debe llenarse en totalidad el pozo con concreto fresco que posea buenas características de flujo.
- No debe extraerse el ademe hasta que el concreto haya llenado el pozo completamente para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en la base.
- Sólo puede extraerse el ademe cuando la presión hidrostática en la columna de concreto es suficiente para expulsar el lodo atrapado detrás del ademe hacia la superficie (fig. 11.9).

11.2.3 Método del lodo desplazado.

Este método puede aplicarse en todas las condiciones de suelos descritos anteriormente, quizá resulte el más indicado donde no es factible sellar el ademe sin recurrir a técnicas especiales, como congelamiento del suelo.

Se inicia el proceso constructivo según el método seco hasta topar con una formación de suelo suelto. Entonces se introduce una pasta fluida o lodo en el pozo y se procede a perforar. Al mismo tiempo se "enloda" el pozo si la formación resiste sin el uso de bentonita. Se termina la excavación del pozo, manteniéndola llena de lodo. Este debe tener una consistencia tal que se mantengan en suspensión las partículas de suelos granulares, si es necesario perforar un estrato de arcilla, ésta se retirará a través del lodo (fig. 11.10).

Debe escogerse una broca y una barrena que permitan el libre flujo del lodo con el fin de evitar la formación de un vacío debajo de la broca y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo. Si se proyecta el empleo de acero de refuerzo, debe colocarse en el lodo. Después de colado el armado, se procede a colar el concreto mediante el empleo de una tolva, que debe tener en un extremo una válvula que no se abre hasta alcanzar el fondo del pozo.

Al comenzar el colado la presión abre la válvula y se procede a llenar el pozo asegurando que el extremo de la tolva se mantenga invariablemente debajo de la columna de concreto fresco. La columna de concreto subirá, desplazando la columna de lodo de menor densidad (fig. 11.11).

Los datos escasos referentes a pilas coladas in situ, instrumentadas, construidas según el método de lodo desplazado, revelan que la magnitud de la transferencia de carga en resistencia lateral es próxima a la que se logra cuando se aplica el método seco.

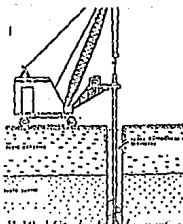


Fig. 11.10- Método de lodo, perforación empleando lodos

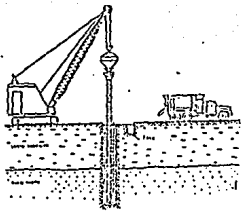


Fig. 11.11- Método de lodos, colado

11.3 EXCAVACION

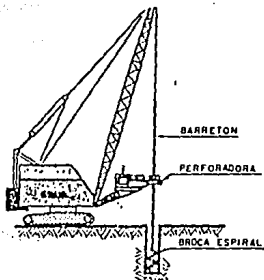
Los principales equipos de perforación son los montados en draga y los montados en camión. En la construcción de pilas mediante una perforación en el terreno, para la cimentación en este caso de puentes (también para edificios y otras construcciones), se debe utilizar perforadoras del tipo de broca para carpintero, tubo o casquillos abiertos y cucharones para excavación y relleno. Todas estas herramientas requieren para su manejo de equipo de elevación (fig. 11.12).

Es de gran importancia que la máquina (existen un gran número en el mercado) tenga la fuerza suficiente para la obra en cuestión pero la elección apropiada de las brocas es todavía más importante para asegurar un avance aceptable de la obra.

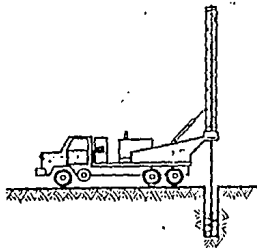
El diámetro apropiado del pozo debe hacerse conforme a las brocas (dimensiones), para asegurar que la excavación se haga conforme al diseño, es decir la localización y la profundidad sean las adecuadas (fig. 11.13).

Se tratará de evitar que se presenten desviaciones o ciertas excentricidades del barreno conforme al eje de la excavación proyectado, en la mayoría de los casos las especificaciones permiten cierta tolerancia en cuanto a las pequeñas excentricidades o desplome.

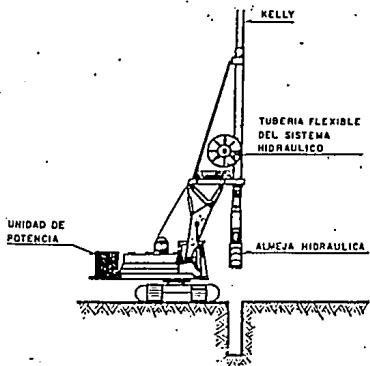
Conforme a los métodos, existen equipos de perforación para construir el tipo de pilas que nos ocupamos, comúnmente se utiliza una guía u otra unidad de elevación, para manejar un eje de perforación conocido como barra kelly (fig. 11.12). El eje vertical se acciona mediante una "mesa" giratoria horizontal de soporte, situada sobre el bastidor conectado al equipo de la grúa. Un gran engranaje horizontal instalado sobre la mesa, hace girar a la barra kelly para perforar.



(a)- Perforadora montada sobre grúa

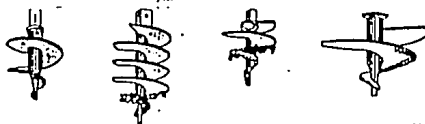


(b)- Perforadora montada sobre camión



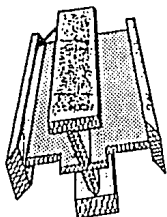
1c)-Almeja hidráulica guiada, montada sobre equipo de excavación

Fig. II.12

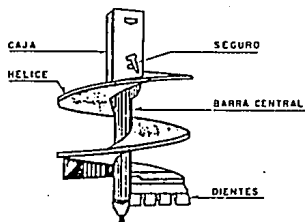


CONICAS

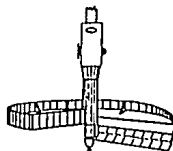
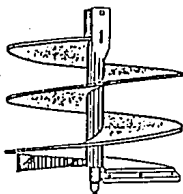
Fig. II.13 Brocas espirales



TREPANO



CILINDRICAS



En el método seco ya explicado anteriormente, la barrena puede ser del tipo de broca de espiral (fig. II.13) o bien un cucharón, una barrena de espiral perfora por su acción giratoria simultánea en un movimiento descendente del terreno, bajo su propio peso. Está extrae el material excavado por el mismo movimiento de rotación al tirarse de ella hacia afuera del barrenado.

En el caso del cucharón es similar al que se utiliza para excavar agujeros para postes. Se deja caer en la tierra y su borde de pala o de cuchillo corta el material, cuando deja de penetrar, se cierra el cucharón sobre el material y se extrae. Los cucharones son de varias clases: cucharón de dos mordazas, el de varias hojas y el de gajos de naranja. (Fig. II. 14). Otra variedad de cucharón se asemeja más a un barril cuyo eje es una prolongación de la barra Kelly. Tal cucharón tiene abierta una parte del fondo para recibir el material excavado, la abertura se extiende en parte, hacia arriba del lado que tiene un filo cortante, este cucharón corta el terreno mientras gira como la broca de espiral. Pero las barrenas del cucharón no trabajan tan aprisa como las de espiral, ni perforan con efectividad después que se ha llenado el cucharón (fig. II.15).

El proceso húmedo para la perforación en casquillos se usa cuando hay abundancia de agua y el subsuelo está relativamente saturado. Se extrae el material en forma de suspensión de agua o de lodo. El tubo de perforación es de menor diámetro que va adentro del casquillo y que conduce el agua hasta la cabeza cortadora.

Si se requiere campana se podrá hacer ésta con un cortador rotatorio especial con filos de navaja que pueden abrirse hacia afuera cuando están abajo y a la profundidad correcta (fig. II.16).

Se debe utilizar una cuchara de limpieza para reducir al mínimo el volumen de material suelto en el fondo del pozo, esta cuchara debe ser apropiada para pozos cilíndricos.

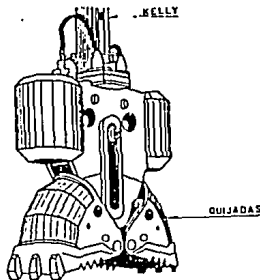
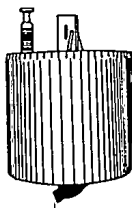
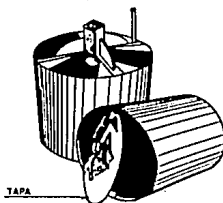


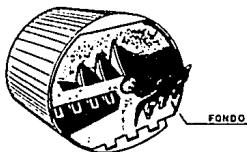
Fig. II. 14.- Almocaja hidráulica para excavaciones oblongas



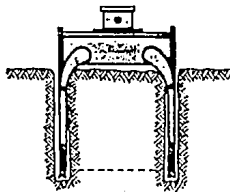
VISTA LATERAL



TAPA



FONDO

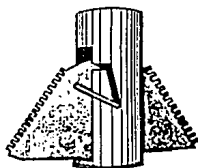


BOTE CORCHA

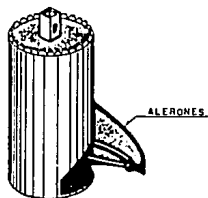
Fig. II.15 Botes cotardores



CERRADO



ABIERTO



ALERONES

Fig. II.16 Botes amplifadotes

Algunos organismos exigen al contratista la limpieza manual del fondo del pozo, sin embargo, los reglamentos de seguridad normalmente permiten esto sólo cuando hay un ademe colocado y se toman medidas para prevenir el derrumbe. Tal vez se puede permitir en las especificaciones un cierto volumen de material suelto ya que es poco probable que un pequeño volumen pueda afectar de manera importante la capacidad de carga límite en la base de la cimentación.

Una buena construcción es aquella en la que se invierte el menor tiempo posible en la excavación, seguida del rápido colado del concreto. El relajamiento de los esfuerzos en el lugar permitirá cierto desplazamiento del suelo hacia el pozo abierto. Esto provocaría una disminución en la resistencia al corte y podría tener efectos adversos en cuanto al comportamiento de la cimentación.

II.4 CALIDAD DEL ACERO DE REFUERZO

El acero debe cumplir con las especificaciones establecidas según la importancia de la obra tanto en calidad como de limpieza, además debe asegurarse la estabilidad al armado colocando cinchos de acero que fijan debajo de los tirantes espirales para dotar al refuerzo de estabilidad adicional, si los cinchos son soldados, son más efectivos. El problema mayor se presenta en el diseño es cuando se utiliza el método del ademe, puesto que implica que se sujetará la varilla armada a las fuerzas del concreto líquido. Debe asegurarse que la varilla armada libre bien dentro del pozo y que haya espacio suficiente entre las varillas para permitir el libre flujo del concreto fresco.

II.5 CALIDAD DEL CONCRETO

Es de gran importancia el diseño de la mezcla de concreto para lograr resultados óptimos, se recomienda un revenimiento del orden de 15 cm., y utilizar aditivos para retardar el fraguado durante el colado y que sea más fluido el concreto.

También es recomendable que el concreto presente exudación o "sangrado" ya que resulta mejor tener que cortar unos centímetros de concreto débil en la superficie, que arriesgar la falla total del cimiento a causa de un llenado suficiente del pozo y esto se logra con concretos de alto revenimiento.

A continuación se mencionarán algunas recomendaciones no importando el método de construcción que se utilice si no se contemplaran en general todo tipo de pilas así como los diferentes métodos de construcción.

II.6 EXCAVACION, ADEME Y ENCAMISADO

Se emplearán métodos de construcción que aseguren que el agujero para la pila esté localizado adecuadamente, que esté a plomo y que el suelo adyacente al agujero no sea alterado indebidamente para que el agujero limpio de las dimensiones especificadas quede listo en toda su longitud. Cada pila debe cimentarse sobre o dentro del manto resistente escogido. El concreto será continuo y con la resistencia y las dimensiones mínimas especificadas.

Debe evitarse la sobreexcavación; cuando un buen estrato de apoyo quede sobre un material más pobre o cuando haya una carga importante de agua sobre el estrato de apoyo, la perforación a una profundidad excesiva puede conducir a costosos gastos extras de construcción o puede resultar en una cimentación menos favorable.

Durante la excavación del fuste, el constructor deberá verificar frecuentemente que la excavación esté a plomo. Verificaciones burdas pueden hacerse colocando un nivel de carpintero sobre la barra del taladro. Entre las causas de desviaciones excesivas de la vertical pueden señalarse las siguientes:

- a) No colocar y sostener adecuadamente la hélice en el eje de diseño del fuste. Algunas veces es necesario rotar la hélice y retirarla del agujero durante la excavación. Debe tenerse cuidado en volverla a poner a plomo antes de continuar con la perforación.
- b) Cuando la hélice encuentra obstrucciones tales como: boleos, cimentaciones antiguas, material de escombros de relleno, la hélice se desliza y el agujero se inclina.
- c) Si el apoyo de la perforadora se coloca sobre suelo blando, los asentamientos diferentes pueden ocasionar que la barra de la hélice quede fuera de alineamiento.
- d) La fuerza adicional o el par de torsión que se aplican al perforar un suelo muy denso pueden ocasionar el desalineamiento de la barra de la hélice.

En suelos firmes y duros con poca o ninguna filtración de agua, el encamisado quizás no sea necesario más que por razones de seguridad. Los encamisados flojos, utilizados únicamente con el propósito de proteger a los trabajadores y a los inspectores, deberán tener en el acero un espesor mínimo de 6 mm. (1/4"). Estos encamisados normalmente se retiran cuando termina la inspección.

En otras circunstancias, dependiendo de el método de instalación, de las condiciones del agua y del terreno y de otras instalaciones de el entorno quizás, se requieran otros métodos para retener la tierra tales como ademes, encamisados ajustados, lodo bentonítico, etc. Cuando se requiera prevenir o reducir a un mínimo la subsidencia, es obligatorio contener la tierra.

La realización de campanas, cuando éstas se requieran, puede hacerse a máquina o a mano. Cuando la naturaleza del suelo en que se aloja la campana lo requiera, o cuando existan aguas subterráneas, la campana deberá ser ademada y contraventeada adecuadamente para permitir la colocación correcta del concreto y para conservar su forma.

Cuando se especifique que la pila debe penetrar en la roca, esta penetración se obtendrá por métodos aprobados tales como: perforación, excavación, cincelado, paleo. No se permitirán explosivos en áreas confinadas, donde puedan causar daños a los ademes o encamisados o afectar el suelo y las construcciones circundantes.

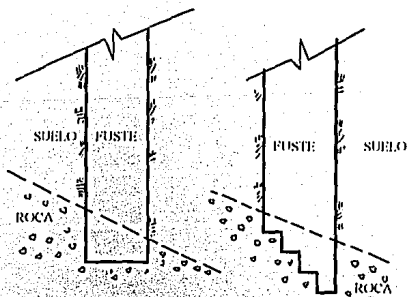


Fig. II. 17 - Apoyo a nivel escalonado sobre un talud de roca.

Cuando las pilas deban cimentarse en la roca se excavará el fuste dentro de la roca y el fondo podrá quedar a nivel o escalonado de modo que el apoyo se logre sobre superficies con una pendiente menor a 10° (fig. II. 17).

Cuando se diseñen fustes rectos para apoyarse en calizas o en otras formaciones duras, la totalidad o una parte de la carga pueden transferirse a la formación por la resistencia lateral superficial que se desarrolla entre la roca y la porción inferior de la pila. En algunos sitios es práctica usual excavar una serie de ranuras o de llaves de cortante a los lados del agujero de la pila cerca del fondo, pero en otras circunstancias no se requieren anillos de cortante para desarrollar la resistencia superficial lateral. La ranuración se logra mediante cortadoras anexas al equipo de perforación.

II.7 COLOCACION DEL REFUERZO.

El acero de refuerzo, tramos de acero o las secciones del núcleo deben colocarse precisamente y apoyarse adecuadamente en la posición correcta. En caso de que el método de construcción de la pila especifique la remoción del ademe o del encamisado, debe tenerse cuidado de que el refuerzo o cualquier otro metal embebido no sea alterado o expuesto al suelo circundante durante el proceso de remoción. Deben asegurarse al refuerzo espaciadores que sean capaces de deslizarse sobre la camisa.

II.8 DESAGÜE, COLADO DEL CONCRETO Y REMOCION DEL ADEME O ENCAMISADO.

Debe utilizarse un ademe o encamisado para impedir la infiltración del agua dentro de la pila cuando ésta penetre a través de un manto permeable. Cuando no sea posible realizar este sello contra el agua subterránea, debe instalarse un sistema de desagüe que permita una excavación adecuada, la inspección y el colado de concreto de la pila. En el caso de que el sistema de desagüe empleado considere bombear dentro de la pila, debe tenerse mucho cuidado de que la carga no balanceada de agua que se forma de esta manera no provoque una falla de fondo (levantamiento súbito del fondo) y que tampoco altere el estrato de apoyo o las instalaciones adyacentes.

Cuando se tenga infiltración de aguas subterráneas de una fuente en o cerca del fondo a una velocidad de menos de 6 mm. de aumento por minuto en el pie de la pila, ésta se considerará una pila seca y el concreto puede colocarse por medio de cubetas, por caída libre o por trompa de elefante, de manera que no cause su segregación; sin embargo la altura teórica total del agua en el fondo de la pila no debe exceder de 5 cm. en el momento que se ha colado suficiente concreto para balancear la carga de agua.

Es también aceptable permitir la caída libre del concreto siempre y cuando éste se dirija verticalmente sobre el eje de el fuste y no golpee los lados del fuste o el acero de refuerzo. Si se presenta una filtración a cierta distancia por encima del fondo puede entrar una cantidad importante de agua durante el tiempo necesario para rellenar el agujero de concreto hasta el nivel de la infiltración. En este caso se recomienda encamisar hasta el estrato permeable. La infiltración de agua a una velocidad mayor de 6 mm/min. llevará a considerar a la pila como húmeda y en este caso el concreto debe colocarse por el método del tremie, tal como el flujo de gravedad a través de un tubo vertical. Antes de colocar el concreto por este método el agujero se rellenará de agua hasta el nivel natural del agua, de tal manera que la carga de agua quede balanceada por dentro y por fuera de el agujero. En todos los casos en el que el concreto se coloque por el método del tremie se retendrán las paredes de la excavación durante el proceso de colado mediante ademes, encamisados o lodo bentonítico. Cuando el concreto se coloque por medio de el tremie se requiere volver a diseñar la mezcla para permitir un revenimiento mayor sin incrementar la relación agua-cemento

Se recomienda que se realicen todos los esfuerzos razonables para mantener el agujero seco. Si estos esfuerzos fallan o si la economía lo determina, se recurrirá entonces al uso del tremie.

Compactación del Concreto.- La caída libre sin obstrucción de concreto con un revenimiento mínimo de 6.5 cm., produce una compactación adecuada hasta los 1.5 m. superiores de profundidad. Se requiere vibración del concreto sólo en esta parte superior. La falta de vibración en la parte superior de un fuste puede crear un concreto considerablemente más débil y no debe permitirse. El concreto segregado y el sangrado deben removerse antes de proseguir con la construcción del cabezal. La descarga del concreto a través de una tolva con un tubo corto hacia abajo, cuidadosamente centrado en el fuste de la pila, es preferible a la caída libre sin obstáculo. La presencia del refuerzo en una pila de pequeño diámetro puede obligar a que el concreto se coloque mediante un tubo largo.

Si las condiciones de el suelo son tales que el encamisado deba removerse durante el colado de las pilas, el equipo y los procedimientos empleados deben ser tales que el concreto no sea alterado, extraído o penetrado por el movimiento de la tierra. Es muy importante asegurarse de que esto va a cumplirse antes de remover el encamisado y verificar el nivel de concreto durante la remoción.

El nivel de concreto siempre se mantendrá por lo menos 1.5 m. por encima del fondo de la camisa durante el colado, pero algunas veces se requiere una altura mayor dependiendo de la carga de agua por fuera de la camisa. Debe darse una consideración adecuada al proporcionamiento de la mezcla tomando en cuenta el tipo de cemento, el revenimiento y los aditivos en el concreto y en la extracción de la camisa.

Las camisas se mantendrán en buen estado y libres de concreto viejo en la superficie interior que pudiera dificultar la extracción. Cuando se sospeche de la posibilidad de movimiento de el suelo el constructor debe medir frecuentemente el diámetro del fuste, por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares y a elevaciones separadas razonablemente, para asegurarse de que el diámetro mínimo especificado del fuste se mantenga, y que las deformaciones del círculo no impliquen un colapso inminente. No se permitirán las camisas que sean demasiado cortas y que espongan el suelo en la parte inferior ocasionando que se socave o que se derrumbe, o bien aquellas que tengan un diámetro demasiado pequeño y que formen un espacio anular que permita la entrada de el agua al suelo o la caída o derrumbe del suelo por detrás de la camisa.

Cuando las pilas penetren estratos muy inestables tales como la turba y se requiera colocar una camisa para mantener la forma de la pila, a través de esos estratos, la camisa no se removerá sino que quedará en el lugar.

Se calculará el volumen teórico de concreto requerido para rellenar el agujero y si el volumen real (estimado por los comprobantes de entrega por ejemplo) es considerablemente menor que el volumen teórico, se verificará la pila para ver si no existe perforación, caídos o segregación de el concreto en el tremie.

El concreto de una pila se colocará siempre que sea posible en una sola operación. Si la camisa va a removerse y no se tenía considerada una junta, puede requerirse cortar la camisa en la junta y dejar permanentemente en el sitio la porción por debajo de la junta.

II.9 SEGURIDAD

Como mínimo se respetarán las siguientes normas de seguridad.- Los reglamentos gubernamentales pueden imponer medidas más estrictas.

Gases en un agujero.- Todo el personal que trabaje en la excavación de una pila debe estar alerta para detectar gases tóxicos o explosivos que puedan liberarse dentro de el agujero. Debe disponerse en el sitio de la obra de máscaras antigases, detectores de gas, equipos de primeros auxilios y ventiladores para llevar aire fresco al fondo de el agujero, para ayudar al personal en las emergencias.

El uso de cinturones de seguridad y de cuerdas de seguridad se recomienda para todas las personas que entren al agujero de una pila. En las paredes del fuste debe emplearse una camisa protectora de acero, para retener el suelo, siempre que cualquier persona se encuentre trabajando en el fondo de el agujero. Algunas veces puede utilizarse una jaula de protección (campana de buceo) en lugar de una camisa de longitud completa.

La boca superior del agujero de una pila debe taparse cada vez que se interrumpa la excavación, cuando ésta se termine o cuando se abandone por cualquier razón el agujero. La tapa debe ser resistente para impedir que una persona caiga dentro del agujero.

Dada la importancia del procedimiento constructivo a seguir en el diseño de cimientos colado in situ, puede resultar provechoso que el ingeniero responsable se reúna con el o los contratistas antes de iniciar el diseño. Si el ingeniero dispone de toda información en cuanto a las condiciones del subsuelo, puede enterarse del equipo disponible y si existen dificultades de construcción. En este tipo de reunión se pueden establecer tamaños de ademe y diámetros de barrenos disponibles, información que permite en muchos casos mejorar la eficiencia del diseño. En cuanto a diámetros de los pozos, es mejor reducir el número de diámetros y modificar la capacidad de carga del cemento mediante cambios en la profundidad del barreno. Se modificarán los diámetros de los pozos por incrementos de 1.5 centímetros, normalmente.

CAPITULO III
RECOMENDACIONES
PARA EL
CALCULO GEOTECNICO

CAPITULO III

RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO GEOTECNICO

III.1 GENERALIDADES

La Geotecnia es de gran importancia en varios aspectos de la ingeniería civil y en nuestro caso en la ingeniería de puentes; ya que interviene desde la ubicación del sitio más conveniente para la obra, hasta la localización de bancos de materiales para la construcción de ésta, pero donde tiene mayor importancia es en el proyecto de cimentaciones.

Una cimentación es en realidad el resultado de la superposición de dos problemas diferentes, si se juzgan las cosas desde el punto de vista de Mecánica de suelos. El primero respondería a la pregunta de qué esfuerzo puede comunicar el cimiento o conjunto de ellos al terreno, sin sobrepasar la resistencia de éste, es decir, sin provocar una falla. El segundo contestaría a la no menos importante cuestión de qué deformaciones va a sufrir el suelo y, por ende, la cimentación al aplicarse tales esfuerzos. Para resolver la primera interrogante se hace un análisis sobre la teoría de capacidad de carga y la segunda cuestión se resuelve con un método de análisis de asentamientos.

Las cimentaciones de los puentes revisten dificultades particulares como: deben de transmitir grandes cargas al terreno, deben de construirse en condiciones difíciles (bajo agua, a grandes profundidades, en sitios de difícil acceso) y deben de garantizar la estabilidad durante mucho tiempo por ser obras de gran importancia social.

Por estas razones los estudios geotécnicos que se realicen para definir la cimentación de los grandes puentes deben ser más extensos y acuciosos que para otras obras de importancia menor y deben tener factores de seguridad mayores.

La elección específica del tipo de cimentación a emplear se basará en :

- a) Naturaleza del terreno.
- b) Factores de interacción suelo-estructura.
- c) Capacidad de carga del terreno.
- d) Asentamientos.
- e) Materiales en la zona de obra.
- f) Costo de la cimentación.
- g) Equipo de construcción.

Las cimentaciones pueden manejarse como pertenecientes a uno de dos grandes grupos:

1) Superficiales.

2) Profundas.

Cimentaciones superficiales. - Son aquellas en que la profundidad de desplante no excede de dos a tres veces el ancho del cimiento. Los tipos más frecuentes de este tipo de cimentación son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

Cimentaciones profundas. - Son aquellas que son desplantadas en estratos resistentes de manera que éstas resultan ser elementos que transfieren el apoyo de la estructura a niveles en que haya resistencia adecuada. En este tipo de cimentación los elementos de ésta distribuyen por fricción y adherencia sus cargas a espesores suficientemente grandes de suelo. Ejemplos : cilindros, cajones de cimentación, pilotes hincados y pilotes colados en situ (pilas).

En general se recomienda el uso de una cimentación profunda para apoyar estructuras cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las sollicitaciones a que quedará sometida exceden la capacidad de soporte de los estratos más superficiales o cuando las restricciones de funcionamiento u operación obliguen a dicha solución.

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estatigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cual se define la profundidad de cimentación, se dimensionan los elementos elegidos (pilas), se recomiendan los procedimientos de construcción más adecuados y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Debido a la influencia determinante que tienen los elementos constructivos en el comportamiento de las cimentaciones profundas, deberá concedérsele importancia significativa a la labor de supervisión de los aspectos técnicos durante la construcción (capítulo II).

También es recomendable efectuar pruebas de carga para verificar la validez del diseño, ya que el mejor método de cálculo todavía no es tan confiable como una prueba de carga en sitio.

III.2 DISEÑO GEOTECNICO

Toda cimentación debe de diseñarse para satisfacer los siguientes requisitos esenciales :

- a) Tener un factor de seguridad contra falla última.
- b) Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la estructura.

Por lo anterior las pilas de cimentación son miembros estructurales que deberán analizarse para su estabilidad y por deformación del subsuelo; esto es, por su capacidad de carga última y su habilidad para soportar cargas con determinado hundimiento. Obviamente, la influencia del tipo de suelo es evidente; así, en la arena densa o mediana, en la que los asentamientos son generalmente pequeños, el criterio de asentamientos no es decisivo. Por el contrario, en cimentaciones sobre arcilla blanda, los asentamientos serán factor gobernante normalmente

Se puede decir que la capacidad de carga de una cimentación depende principalmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento (pila) al suelo.

El diseño geotécnico de una cimentación profunda debe de comprender las siguientes etapas de trabajo :

- 1) Investigación geotécnica.
- 2) Selección del tipo de cimentación (pila, pilote o muro).
- 3) Selección del equipo de construcción.
- 4) Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga.
- 5) Verificación de las etapas 1) y 2) empleando los datos obtenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas

A continuación se describen brevemente las etapas anteriormente mencionadas :

- Investigación geotécnica.

Los métodos de exploración del subsuelo, así como las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que intervienen en el cálculo de capacidad de carga y de asentamientos de cimentaciones profundas, son similares a los empleados en otros tipos de cimentación. Últimamente se ha ganado experiencia en el empleo del penetrómetro dinámico para suelos granulares y del estático para suelos finos, éstas herramientas se utilizan tanto para la exploración como en el diseño de cimentaciones profundas.

- Selección del tipo de elemento de cimentación y del equipo de construcción.

La definición del tipo de cimentación profunda más adecuada se debe efectuar con base en el estudio de condiciones de apoyo, los principios de la mecánica de suelos y en la experiencia local de este tipo de cimentaciones, en cada caso se considerará el equipo de construcción disponible y de las restricciones prácticas impuestas por el sitio de la obra, como colindancias y accesos. Se podrán definir uno o más procedimientos constructivos económicamente factibles, que deberán estudiarse en detalle, para elegir el más apropiado.

- Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga.

En la etapa preliminar de un proyecto se define tentativamente el tipo, la longitud, separación entre elementos de cimentación y la capacidad de carga individual y del grupo de pilas, para estimar los costos probables de la cimentación y juzgar la conveniencia de realizar pruebas de carga antes del diseño final o durante la etapa de construcción.

Del estudio de los perfiles de suelos y de las características de los depósitos, se puede seleccionar el o los estratos de apoyo, estimando la longitud necesaria de penetración de dichos estratos, se puede definir la longitud probable de la pila.

En los casos donde los sondeos muestren la presencia de roca o un estrato duro bien definido que esté a una profundidad económicamente aceptable, será admisible transmitir la carga con elementos trabajando por punta, cuya longitud puede determinarse con precisión, siempre que no exista asentamiento regional.

Finalmente cuando se presenten estratos duros o con boleos que tengan que atravesar las pilas, se deberá analizar el procedimiento constructivo para resolver tal condición.

II.3 CAPACIDAD DE CARGA

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

a) La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.

b) La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra la falla por esfuerzo cortante.

Para definir la capacidad de carga de una cimentación se recomienda estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones de características similares, determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrán presentar y realizar pruebas de carga de pilas que se pretenden utilizar.

II.4 CAPACIDAD DE CARGA BAJO SOLICITACIONES VERTICALES.

II.4.1 Cimentaciones profundas en suelos granulares.

Las pilas en suelos granulares derivan su capacidad de carga tanto de la resistencia por punta como de la fricción lateral a lo largo del fuste. La proporción con la que estas dos componentes contribuyen a la capacidad total del elemento es función esencialmente de la compacidad, del nivel de esfuerzos y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, así como de las características de la pila.

Capacidad de carga, según la prueba de penetración estándar. - La capacidad de carga última se puede determinar a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, aplicando la siguiente expresión :

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 \bar{N} A_s \quad (III 1)$$

Donde :

Q_u = Carga última de la pila, ton.

N = Número de golpes promedio a la elevación de la punta de la pila, N° de golpes/30cm.

A_p = Area de la sección transversal de la punta de la pila, m^2 .

\bar{N} = Número de golpes promedio a lo largo del fuste de la pila, N° de golpes/30cm.

A_s = Area de la superficie lateral del fuste, m^2 .

La prueba de penetración estándar está sujeta a errores; por ello se acostumbra emplear un factor de seguridad mínimo de 4 para definir la capacidad de carga permisible de la pila. Así :

$$Q_u \leq Q_r / 4 \quad (III 2)$$

Capacidad de carga, según la teoría de la plasticidad.- La capacidad de carga de una pila en un suelo granular se puede determinar a partir del parámetro de resistencia al corte ϕ (ángulo de fricción interna efectivo del suelo) y admitiendo una teoría sobre el posible mecanismo de falla del conjunto pila-suelo.

Admitiendo que el análisis de capacidad de carga de pilas se basa en el enfoque estático, en el que las dos componentes de la capacidad de soporte, la carga por punta Q_p y la carga por fricción lateral Q_s , se calculan separadamente por lo que :

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad (III 3)$$

Donde :

A_p = Area de contacto de la punta de la pila, m^2 .

A_s = Area de la superficie lateral de la pila, m^2 .

q_p = Resistencia última por punta.

f_s = Resistencia por fricción lateral de la pila.

Estos esfuerzos dependen de las características de resistencia y de la deformabilidad de los suelos y de la condición inicial de esfuerzos de los estratos de suelo involucrados, así como de la forma, tamaño y propiedades del material de la pila y su procedimiento constructivo.

La resistencia por punta de las pilas en arena homogénea debe ser proporcional a la presión vertical inicial efectiva P_v , al nivel de la punta del elemento:

$$q_p = P_v N_q \quad (III-4)$$

N_q representa el factor de capacidad de carga, para una cimentación circular. El factor N_q debe reducirse en 30 % cuando la pila es oblonga y con una relación de larga a ancho superior a 5. Numerosas curvas teóricas y semiempíricas han sido propuestas para N_q como función única del ángulo de fricción (ϕ).

Sin embargo Meyerhof, propone una relación semiempírica entre N_q y el ángulo de fricción ϕ para pilas de diámetro D y para distintas relaciones de profundidad D_b/D , siendo D_b la profundidad de penetración del estrato resistente, relación que proporciona valores que han resultado aceptables en la práctica.

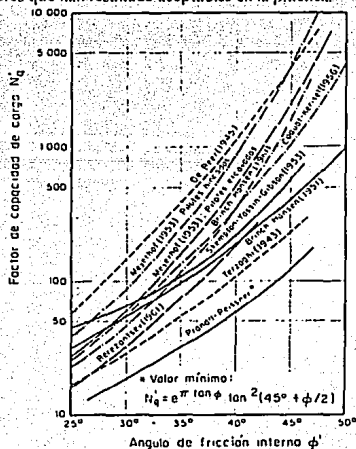


Fig. III.1 Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas circulares

Fricción lateral (f_s)

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

$$f_s = k_s p_s \tan \delta \quad (III 5)$$

Donde :

k_s = Coeficiente de fricción lateral (valor promedio del coeficiente de empuje de tierra sobre el fuste).

$\tan \delta$ = Coeficiente de fricción entre el material de la pila y la arena.

Generalmente $\delta = \frac{1}{2}\phi$ para pilas de concreto.

Y el coeficiente de fricción lateral del suelo se puede calcular como sigue :

$$k_s = 80 (SF) q_p \quad (III 6)$$

Donde :

k_s está en ton/m³

q_p está en ton/m²

El factor de seguridad normalmente es 3, pero se puede variar con base a consideraciones estructurales (por ejemplo los asentamientos tolerables de la superestructura), la naturaleza del suelo y la confiabilidad de información disponible del suelo. El esfuerzo admisible del suelo q_p y el coeficiente de fricción, variarán generalmente con la profundidad.

Si se necesita conocer la deflexión lateral con precisión, será necesario realizar pruebas de carga lateral para obtener k_s .

Capacidad de carga, según la penetración estática con cono. - La capacidad de carga permisible de una pila en un suelo granular se puede calcular a partir de los resultados de pruebas de penetración estática con el cono holandés.

La prueba del cono da mejores resultados en limos y arenas de compacidad entre suelta y densa; no se puede realizar en gravas gruesas ni en arenas muy densas.

La capacidad de carga última de una pila individual en suelo granular se puede determinar con :

$$Q_u = q_c A_p + 2 f_s A_s \quad (III 7)$$

Donde :

Q_u = Capacidad de carga última, ton.

q_c = Resistencia mínima por punta de pruebas de cono, ton/m².

f_s = Fricción lateral promedio medida en prueba de cono, ton/m².

A_s = Área lateral del fuste de la pila, m².

Los resultados de la prueba de penetración de cono son más reproducibles que los de la prueba de penetración estándar, por lo que son más confiables. Así el factor de seguridad que se aplica a Q_u está comprendido entre 2.5 y 3 dependiendo del número de pruebas realizadas.

III.4.2 Cimentaciones profundas en suelos cohesivos.

La construcción de pilas de concreto coladas in situ a través de arcilla, induce un remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral, con espesores del orden de 25 mm. Las pruebas de carga de estos elementos han demostrado que no se produce aumento apreciable de la capacidad de carga con el tiempo, debido a que la consolidación de la arcilla blanda adyacente al fuste es muy lenta.

Fricción lateral en función de los esfuerzos totales.

La carga última, basada en la adherencia entre la arcilla y el fuste de la pila, puede obtenerse de :

$$Q_f = C_{uu} A_s \quad (III 8)$$

Donde :

Q_f = Fricción lateral última.

A_s = Área lateral del fuste de la pila.

C_{uu} = Adherencia última (en la practica $C_{uu} = 0.3$ a $0.4 C_u$)

El valor de C_{un} está afectado por el procedimiento de excavación que pueda ocasionar el remoldeo o el reblandecimiento de la arcilla, así como de la estructura de la misma y en particular su grado de fisuración. Se recomienda determinar C_{un} a partir de la mínima resistencia al corte no drenado C_u y limitada a un máximo de 10 ton/m².

Fricción lateral en función de los esfuerzos efectivos.

Para calcular la fricción lateral de pilas coladas en el lugar se puede usar el mismo criterio que para pilotes hincados en arcilla.

$$Q_u = A_s (T_s)_p \quad (III 9)$$

Donde:

A_s = Área lateral del fuste de la pila, m².

$(T_s)_p$ = Fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste, ton/m².

Para fines de diseño se puede utilizar:

$$T_s = 0.3 p'_0 \quad (III 10)$$

Donde:

p'_0 = Presión efectiva por sobrecarga a la profundidad considerada.

Fuerzas de arrastre

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

El efecto de la fricción negativa es aumentar las cargas sobre la pila y reducir su capacidad de soporte.

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

Fricción negativa

Cuando se tiene una cimentación por medio de pilas de punta, alojada dentro de una cierta estratigrafía que contenga a un manto compresible, si dicho manto tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación producido, se está generando un problema denominado fricción negativa. Al permanecer fijas las pilas, el suelo que se consolida tiende a bajar a lo largo de su fuste, induciéndose esfuerzos de fricción que sobrecargan a las pilas por colgarse del material circunvecino a las mismas. Si estas sobrecargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, se puede llegar a producir el colapso de las pilas por penetración en el estrato resistente.

No es fácil calcular la sobrecarga que pueda llegar a cargar realmente una pila por fricción negativa; la investigación al respecto es escasa. En la práctica, el cálculo se hace multiplicando el área lateral de la pila por un valor de adherencia entre la pila y el suelo, que por razones de incertidumbre, suele considerarse igual a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (C_u).

Para un grupo de pilas de fricción, seguramente el suelo situado en el interior del grupo quedará rigidamente unido a las pilas y no participa en ningún movimiento relativo de descenso como el que sufre el suelo fuera del área de la pila. En este caso, la sobrecarga total por fricción negativa en todo el grupo es igual al peso del volumen de suelo comprendido entre todas las pilas de la cimentación, más el efecto de la fricción negativa a lo largo del área lateral de dicho bloque. Así la fricción negativa en todo el grupo podrá calcularse con la expresión :

$$F_n = L \cdot P \cdot C_u + \gamma_m \cdot L \cdot A \quad (III 11)$$

Donde :

F_n = Sobrecarga total por fricción negativa en el grupo de pilas.

L = Longitud de las pilas sujeta, al fenómeno.

P = Perímetro del área de cimentación.

C_u = Resistencia al esfuerzo cortante obtenida en prueba no consolidada, no drenada.

γ_m = Peso volumétrico del suelo comprendido entre las pilas, en la condición en que se encuentre.

A = Área de la cimentación.

El valor de la sobrecarga por fricción negativa en el grupo, ha de compararse con la suma de sobrecargas inducidas por el fenómeno entre las pilas individuales :

$$F_n = n C_u L P \quad (III 12)$$

Donde :

n = Número de pilas.

P = Perímetro de la pila.

El valor que se utilice para el proyecto será el que resulte mayor.

Resistencia por punta

La carga última que puede transmitir por punta las pilas coladas en el lugar (Q_p), se puede estimar a partir de :

$$Q_p = N'_c C_u A_p \quad (III 13)$$

Donde :

A_p = Área de la sección transversal de la punta de la pila.

C_u = Valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla al nivel de desplante de la punta de la pila.

N'_c = Coeficiente de capacidad de carga ; para cimientos colados en el lugar

Díámetro de la punta	N'_c
< 0.5 mts.	9
0.5 mts. - 1.0 m.	7
> 1.0 m.	6

Capacidad de carga.

Las cargas permisibles en pilas coladas en el lugar (Q_n), se determinan de la combinación de fricción lateral (Q_f) y de la resistencia por punta (Q_p) después de aplicar los factores de seguridad adecuados.

La contribución relativa de estas dos componentes de resistencia es función de la rigidez de la pila y de la compresibilidad de la arcilla alrededor del fuste y por debajo de la base de la pila.

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

$$Q_n = 1 / 2.5 [Q_f + Q_p] \quad (III-14)$$

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

$$Q_n = 1 / 2 (Q_p) \quad (III-15)$$

III.4.3 Cimentaciones profundas en roca.

Las cimentaciones profundas apoyadas o empotradas en roca generalmente son capaces de soportar grandes cargas. En la construcción de pilas coladas en el lugar se puede conocer el área de contacto con la roca por inspección visual y la capacidad de carga se puede evaluar por medio de los métodos de diseño que se explicarán más adelante.

En la mayoría de las cimentaciones importantes en roca se necesita una exploración detallada del subsuelo que debe incluir los siguientes aspectos :

a) Características estructurales.

Las características estructurales como estratificación, foliación, rumbo y echado de los estratos, particularmente cuando existen problemas de estabilidad.

b) Presencia de discontinuidades.

Tales como juntas, fallas o canales de disolución en rocas sedimentarias y oquedades en rocas ígneas extrusivas.

En cimentaciones profundas con pilas coladas en el lugar, se recomienda empotrar una longitud de una a dos veces el diámetro del cimienta; dependiendo de las condiciones de empotramiento, la capacidad de carga se determina siguiendo uno de los siguientes criterios :

-La capacidad de carga se deriva de la resistencia por punta únicamente. Aunque puede ser conservadora esta hipótesis, independientemente del proceso de construcción, si el fondo de la excavación no se limpia adecuadamente, la capacidad de carga se desarrollará después de que ocurran los asentamientos debidos a la expulsión o compresión del lodo o azolve dejado en el fondo de la perforación.

-La capacidad de carga se deriva de la adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área lateral de contacto. Esta hipótesis no es tan conservadora, ya que la resistencia por adherencia disponible depende en gran medida de la calidad de la resistencia de la roca en las paredes del tramo empotrado.

- La capacidad de carga se deriva tanto de la resistencia por punta como de la adherencia lateral. Esta hipótesis conduce a valores altos de capacidad de soporte; no se deberá emplear a menos que se verifique su aplicabilidad por medio de pruebas de carga a escala natural a través de experiencia local bien fundada.

Capacidad de carga por punta en roca.

Cuando la capacidad de carga se genera en la punta de la pila, se puede calcular como función de la resistencia al corte de la roca con la expresión :

$$q_n = (q_u)_c \cdot k_{sp} \cdot d \quad (III 16)$$

En la que :

$$d = 0.8 + 0.2 H_g/B \leq 2 \quad (III 17)$$

Donde:

q_n = Capacidad de carga permisible, ton/m²

$(q_u)_c$ = Resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de la roca, ton/m²

k_{sp} = Coeficiente empírico que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la roca. De acuerdo a :

Espaciamiento de las discontinuidades	k_{sp}
Muy grande (> 3 en promedio)	0.40
Grande (entre 1 y 3m. en promedio)	0.25
Moderadamente cerrado (entre 0.3 y 1.0 m. en promedio)	0.10

d = Factor de profundidad

H_s = Profundidad de empotramiento en la roca resistente, m.

B = Diámetro de la cavidad, m.

Sobre esta solución se pueden hacer los siguientes comentarios :

Los valores del parámetro básico (σ_{11})_c son en general poco representativos de las propiedades mecánicas de la masa de roca, debido al efecto de alteración inducido por muestreo y a la ausencia de discontinuidades en los especímenes ensayados.

Cabe señalar que esta solución no debe aplicarse cuando las pilas se apoyan en rocas blandas como es el caso de algunas lutitas.

Capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca.

En el caso de que la capacidad de carga se transmita lateralmente a lo largo de la longitud empotrada en la roca, la capacidad de carga permisible, estará dada por :

$$Q_a = \pi B H_s t_a \quad (III 18)$$

Donde :

Q_a = Capacidad de carga permisible, ton.

B = Diámetro de la pila, m.

H_s = Profundidad de empotramiento en la roca sana, m.

t_a = Resistencia permisible por adherencia entre el concreto y la roca, ton/m².

t_a es función de la calidad de la superficie expuesta por la excavación y varía usualmente entre 70 y 210 ton/m².

III.5 ASENTAMIENTOS

- a) Asentamientos en suelos granulares.
- b) Asentamientos en suelos cohesivos.
- c) Asentamientos en roca.

III.5.1 Asentamiento en suelos granulares.

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

El asentamiento por deformación del suelo ocurre en forma inmediata y se puede estimar como sigue, previa determinación de elasticidad representativa del suelo y de la pila.

$$\delta = \frac{\Sigma QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \nu^2) \quad (III 19)$$

Donde :

δ = Asentamiento inmediato.

ΣQ = Combinación más desfavorable de carga (por pila).

L : Longitud de la pila.

E_c = Módulo de elasticidad representativo de la pila.

A_p = Area de la sección transversal de la pila.

E_s = Módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo.

ν = Relación de Poisson del estrato de apoyo.

III.5.2 Asentamientos en suelo cohesivos.

Debido a su alta capacidad de carga, las pilas coladas en arcillas duras ($C_u > 10$ ton/m²) generalmente se analizan como pilotes individuales.

En el caso de pilas apoyadas en estratos resistentes, los asentamientos inmediatos (δ) pueden estimarse con la ecuación para el cálculo de estos asentamientos en arena. Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos correspondientes se calculará incluyendo como parte de ΣQ la carga por fricción negativa estimada.

III.5.3 Asentamientos en roca.

El análisis de asentamientos de pilas descansando o empotradas en roca es un problema muy difícil y frecuentemente impreciso debido a la naturaleza discontinua de la masa de roca.

Los asentamientos elásticos en roca sana generalmente son muy pequeños y se pueden despreciar. Los asentamientos en roca están comúnmente asociados con la presencia de juntas abiertas en la masa rocosa, y en rocas sedimentarias, con la ocurrencia de intercalaciones de material compresible.

Las cimentaciones de grandes dimensiones o que transmiten cargas importantes, pueden resultar necesario calcular los asentamientos. En esos casos se debe tomar en cuenta lo siguiente :

Los asentamientos calculados a partir de los módulos de nucleos de roca son poco confiables, ya que se desprecia el efecto de las juntas y de otras discontinuidades de la roca.

Los asentamientos a partir de pruebas de carga de placa realizadas en el lugar, tienen la ventaja de que incluyen la influencia de las discontinuidades y de la alteración de la roca, pero debe tomarse en cuenta la importancia del efecto de la escala en los resultados, por ello la placa debe tener el mismo diámetro que el cimiento profundo.

CAPITULO IV
RECOMENDACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL

CAPITULO IV

RECOMENDACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

IV.1 CARGAS

El diseño de las pilas se hará en dos pasos :

- a) Determinación del tamaño de la pila o de las dimensiones generales de concreto y
- b) Diseño del elemento de concreto solo.

En el paso a) que incluye la interacción entre el suelo y la pila, todas las cargas serán cargas de servicio y todos los esfuerzos en el suelo serán los esfuerzos admisibles. En el paso b) si el elemento de concreto se diseña por el método de la resistencia última, todas las cargas deben tomarse afectadas por los factores de carga adecuados. Los esfuerzos en el suelo que se requieren para mantener el equilibrio con estas cargas factorizadas son puramente ficticios y no tienen otro objeto más que el de definir los momentos, cortantes y cargas axiales para el diseño último de la pila de concreto. Cuando intervengan momentos o cargas excéntricas, los esfuerzos ficticios del suelo requeridos para resistir las cargas factorizadas pueden tener distribuciones diferentes a las encontradas para las cargas de servicio. Puesto que el método de diseño por Resistencia Última se aplica solamente para el diseño estructural de la pila aislada, algunas veces puede ser necesario multiplicar los esfuerzos en el suelo u otras reacciones obtenidas para cargas de servicio, por un factor de carga, en vez de calcularlas directamente a partir de las cargas factorizadas.

Cargas axiales. Las cargas axiales pueden consistir en las componentes axiales de:

D= Cargas muertas de la superestructura apoyada y peso de la pila menos el peso del material desplazado por la pila (peso neto de la pila).

L= Cargas vivas de la superestructura apoyada incluyendo las posibles cargas de impacto, reducidas de acuerdo con el reglamento de construcción aplicable.

W, Eq = Efectos axiales del viento o del terremoto, respectivamente.

S_p = Resistencia positiva superficial, actuando sobre la pila hacia arriba, normalmente es causada por el movimiento hacia abajo de la pila con relación al suelo circundante.

S_n = Resistencia negativa superficial, actuando hacia abajo de la pila, normalmente es causada por un movimiento hacia abajo del suelo circundante con relación a la pila.

P_a = Fuerzas de apoyo que actúan en la base.

P_{up} = Fuerza de subpresión sobre pilas y sótano.

P_{an} = Fuerza de anclaje en anclas en el suelo o en la roca.

Cargas Laterales y Momentos.- Las cargas laterales pueden consistir en cualquiera de las cargas axiales que no sean colineales con el fuste de la pila. Los Momentos pueden generarse por cargas axiales aplicadas excéntricamente así como por cargas transversales y pueden ser inducidos por la superestructura a través de conexiones rígidas a la pila.

IV.1.1 Condiciones de carga

Las fuerzas interactuantes entre el suelo y la pila se determinarán a partir de las siguientes combinaciones de carga, tomándose la que produzca el mayor valor para el efecto que se calcule.

Cargas axiales.- Se investigarán las condiciones de carga máxima y mínima para todas las etapas de construcción y para la estructura terminada.

Carga Máxima.- En los diseños de resistencia sísmica I, II, sustituirá a W en las ecuaciones IV.1 - IV.7, si la primera es mayor.

En las ecuaciones IV.1 - IV.4 la Subpresión P_{up} se tomará solamente con su valor máximo permanente o será despreciada.

El sobrepeso de la cimentación con pilas sobre el peso de suelo excavado puede despreciarse si es menor que el 5% de la carga axial total en la pila. La resistencia superficial negativa (arrastré hacia abajo) puede también despreciarse si es menor que el 10 % de la carga axial total hacia abajo que actúa sobre la pila. Los efectos de redistribución a largo plazo de la resistencia superficial deben tomarse en cuenta. Por ejemplo, una resistencia inicial hacia arriba actuando en la superficie puede desaparecer con el tiempo, o bien, en ausencia de una resistencia superficial inicial, puede desarrollarse un arrastre hacia abajo.

Carga muerta, carga viva, resistencia superficial, subpresión.

Cuando haya resistencia superficial positiva:

$$D + L - P_{sp} \leq P_u + S_r \quad (IV.1)$$

Cuando haya resistencia superficial negativa:

$$D + L + S_n - P_{sp} \leq P_u \quad (IV.2)$$

La ecuación (IV.1) o la (IV.2) según sea el caso que se investigue, debe siempre satisfacerse.

Carga muerta, carga viva, resistencia superficial y viento o sismo

Cuando haya resistencia superficial positiva

$$0.75 (D + L - W - P_{sp}) \leq P_u + S_r \quad (IV.3)$$

Cuando haya resistencia superficial negativa

$$0.75 (D + L - W + S_n - P_{sp}) \leq P_u \quad (IV.4)$$

En las ecuaciones (IV.4) y (IV.5) W debe tomarse con su máximo valor hacia abajo.

Carga mínima.- En las ecuaciones IV.5 a IV.7, la subpresión P_{sp} debe tomarse con su valor máximo.

No se requiere ninguna otra revisión si se cumple que:

$$0.9 D - 1.25 W - P_{up} > 0 \quad (IV.5)$$

De lo contrario, deben satisfacerse las dos expresiones siguientes:

$$0.9 D - P_{up} \leq S_n + P_{an} \quad (IV.6)$$

$$0.9 D - 1.25 W - P_{up} \leq 1.33 (S_n + P_{an}) \quad (IV.7)$$

Si hay suficiente resistencia superficial lateral no se requerirá normalmente P_{um} , anclajes al suelo o a la roca.

En las ecuaciones IV.5 y IV.6 W se tomará con su máximo valor hacia arriba.

Cargas combinadas.- Los efectos de las cargas laterales y de momentos se superpondrán a los efectos de las cargas axiales que ocurran simultáneamente en cualquiera de las combinaciones indicadas en anteriormente.

IV.2 DISEÑO POR RESISTENCIA DE PILAS

Las pilas de cimentación empotradas en el suelo con resistencia suficiente para proporcionar apoyo lateral podrán construirse de concreto simple o reforzado. El diseño de pilas de concreto simple se hará conforme a las previsiones de ACI 318.1. Las pilas que no puedan diseñarse de concreto simple con dimensiones prácticas o deseables se podrán diseñar de concreto reforzado, de acuerdo con las previsiones de ACI 318. En cualquier caso el diseño puede basarse en el Método de resistencia última. Las pilas de concreto reforzado pueden también diseñarse por el Método de los esfuerzos de trabajo.

Si se aplica el Método de resistencia última todas las cargas (en el lado izquierdo de las ecuaciones IV.1-IV.7) ya sean axiales, transversales o momentos, se multiplicarán por los factores de carga que se dan abajo y todas las reacciones (en el lado derecho de las ecuaciones) se evaluarán a partir de ellas. Se enfatiza que estas reacciones no tienen ninguna relación con los valores últimos del suelo, si no que sólo tienen el propósito de equilibrar las cargas factorizadas.

Si se utiliza el método de los esfuerzos de trabajo todas las cargas deben ser cargas de servicio con factores de carga iguales a 1, conforme se permite en el cap. 7.1.1 del ACI 322-72 y en el cap. 8.10 del ACI 318-71.

IV.2.1 Factores de carga para diseño por Resistencia Última.

Se utilizará un factor de carga de 1.4 para la Carga muerta D , para la Subpresión P_u y para todas las cargas causadas por la presión del líquido sobre la estructura en cualquier dirección.

Se utilizará un factor de carga de 1.7 para la carga viva L , para la carga de viento W , para la fuerza sísmica E_u , para la resistencia negativa lateral S_u cuando se presente del lado izquierdo de la ecuación y para cualquier otra carga causada por el empuje lateral de tierras sobre la estructura.

Los efectos estructurales causados por los asentamientos diferenciales, fluencia plástica, contracción de fraguado y cambio de temperatura deben incluirse con la carga muerta D en caso de que sean significativos. Su evaluación debe basarse en consideraciones realistas de su ocurrencia en condiciones de servicio.

Los factores de reducción de la resistencia ϕ serán los proporcionados en el cap. 9.3 de ACI 318.

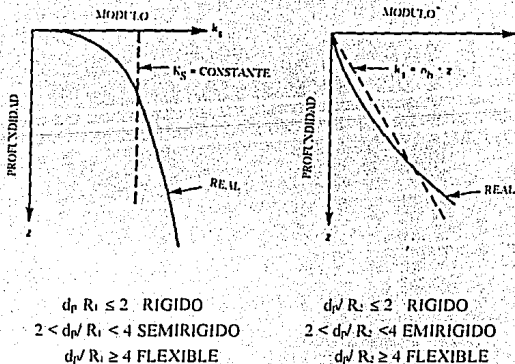


Fig. IV.1 - Relación de k a la profundidad de empotramiento

IV.3 CARGAS LATERALES Y MOMENTOS

Cuando los empujes de tierras en las paredes del sótano sean insuficientes para resistir las cargas laterales de la superestructura, las cimentaciones deben proporcionar la resistencia necesaria. Este caso se presenta cuando no hay sótano, cuando las paredes del sótano por debajo de la superficie son poco profundas o cuando los movimientos laterales inducidos por la movilización de los empujes de tierras necesarios son demasiado grandes y no pueden permitirse. En ese caso las pilas recibirán cargas laterales en su parte superior, cargas axiales por volcamiento y usualmente momentos en su parte superior.

Respuesta de una pila y del suelo a cargas laterales.

La flexión a lo largo del fondo de la pila debe despreciarse con fines de diseño ya que la menor consolidación del suelo por debajo del cabezal la elimina. También debe despreciarse el empuje pasivo contra el cabezal ya que éste es inefectivo si se hacen excavaciones con fines de reparar o modificar instalaciones subterráneas. Los empujes pasivos del suelo que se generan contra la pila pueden ser efectivos para resistir cargas laterales, siempre y cuando los desplazamientos que se requieran para generar esos empujes sean aceptables.

La teoría de la viga sobre cimentación elástica provee un método útil de análisis, si esa teoría se modifica para tomar en cuenta las variaciones de k_c con la profundidad. La ecuación :

$$EI (d^4y / d^4z) + k_c y = 0 \quad (IV.8)^*$$

(*) Se ignora el efecto de la carga axial $F_z (dy^2 / dz^2)$

EI es la rigidez de flexión de la pila. - Debe calcularse tomando la sección completa de concreto a menos que los momentos y cargas laterales aplicadas sean lo suficientemente grandes para causar el agrietamiento cuando actúan en combinación con las cargas axiales concurrentes. En esos casos se utilizará el momento efectivo de inercia de la sección según se describe en el capítulo 9.5 de ACI 318.

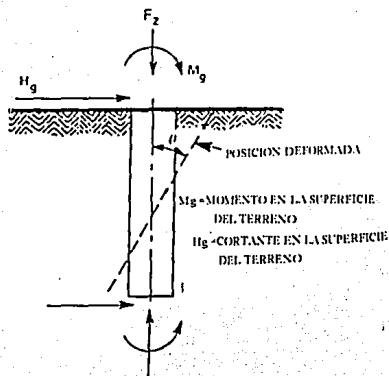


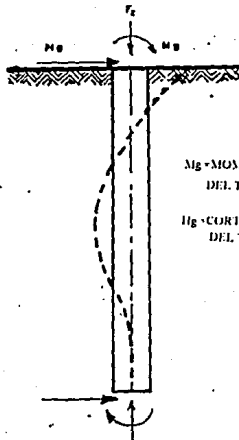
Fig. IV.2 - Pila del tipo rígido

Se dispone de soluciones a la ecuación (IV.8) cuando k_s es una constante, cuando $k_s = n_h z$ y para una variación escalonada de k_s . Los valores de k_s pueden disminuir por efecto de trabajo de grupo o por cargas cíclicas. Para valores constantes de k_s el factor de rigidez relativa se define como sigue:

$$R_1 = \sqrt[4]{EI/k_s} \quad (IV.9)$$

Si $k_s = n_h z$ el factor de rigidez relativa se define como :

$$R_2 = \sqrt[5]{EI/n_h} \quad (IV.10)$$



M_g = MOMENTO EN LA SUPERFICIE DEL TIENNO

H_g = CORTANTE EN LA SUPERFICIE DEL TIENNO

Fig. IV.3 - Pila del tipo flexible

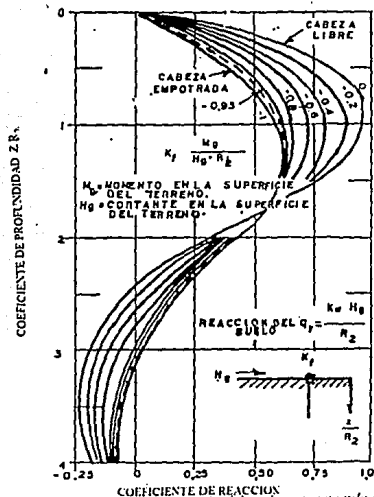


Fig. IV.4 - Coeficientes de reaccion del suelo para una pila cargada lateralmente.

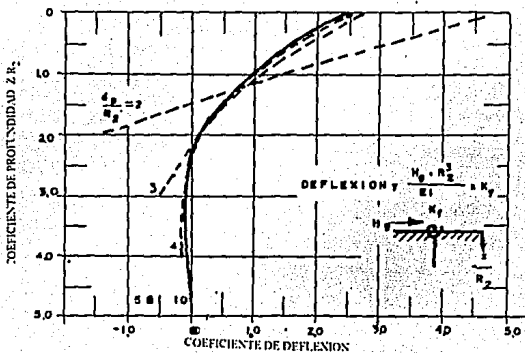


Fig. IV.5 - Coeficiente de deflexión K_Y para una pila cargada lateralmente con cabeza libre.

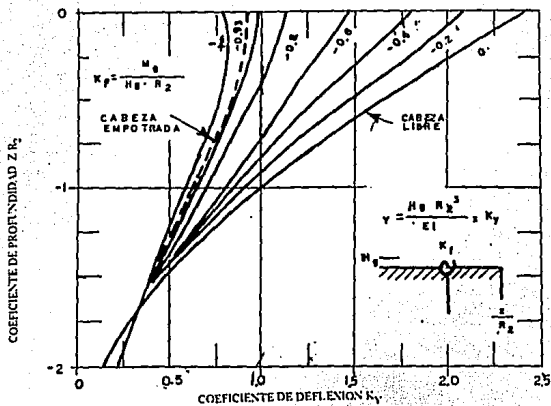


Fig. IV.6 - Coeficientes de deflexión K_Y para una pila cargada lateralmente

Los factores de rigidez R_1 y R_2 están en unidades de longitud. Las relaciones d_1/R_1 y d_2/R_2 son adimensionales e indican la flexibilidad del sistema pila-suelo según se indica en la fig. IV.1. Las deformadas de una pila rígida y de una flexible se muestran en la fig. IV.2 y IV.3 respectivamente. Las condiciones de frontera son el cortante, el momento y el giro en los extremos inferior y superior de la pila. El momento y el cortante en el extremo inferior de una pila flexible, normalmente pueden despreciarse, pero no en el caso de una pila rígida donde son importantes para un análisis adecuado. La mayoría de las pilas son de tipo flexible. Con base en las gráficas de las figs. IV.4, IV.5, IV.6 y IV.7 pueden obtenerse soluciones de aproximación suficiente para fines de Ingeniería.

IV.3.1 Diseño de una pila para cargas laterales y momentos.

El procedimiento que se describe enseguida puede repetirse en varios tanteos hasta encontrar una pila que resista las cargas y momentos aplicados con deflexiones tolerables y con esfuerzos aceptables en el suelo y en la pila.

Deflexiones.

Por debajo de la profundidad correspondiente a $z/r=2$ el coeficiente de deflexión k_y es prácticamente independiente de las condiciones de restricción en la superficie de terreno (fig. IV.5.). Para un momento dado M_0 puede calcularse un factor k_f . Este valor de k_f permite escoger una curva en la fig. IV.6 para obtener el factor de deflexión k_y . Entonces las deflexiones laterales a lo largo del fuste de la pila pueden calcularse mediante:

$$y = \frac{H_0 R_2^2}{EI} K_y \quad (IV.11)$$

La fig. IV.6 muestra que las deflexiones y los momentos flexionantes en el fuste de la pila dependen fuertemente de la fijación en el tope.

Reacciones Laterales de el suelo, Momentos flexionantes y Cortantes.

El coeficiente k_f también sirve para seleccionar curvas de valores del coeficiente de reacción lateral de el suelo, k_w (fig. IV.4) y de el coeficiente de Momento, k_m (fig. IV.7). La presión lateral de el suelo a lo largo de la pila varía según la expresión siguiente :

$$q_u = \frac{K_w H q}{R_2} \quad (IV.12)$$

Y el Momento a cualquier profundidad puede calcularse a partir de :

$$M = K_m H q R_2 \quad (IV.13)$$

Los Cortantes a cualquier profundidad pueden calcularse integrando q_u y k_s a lo largo de el eje de la pila.

La información que se presenta puede usarse para pilas flexibles en suelos para los que k_s puede calcularse como se describe en el apartado de respuesta de una pila y del suelo a cargas laterales.

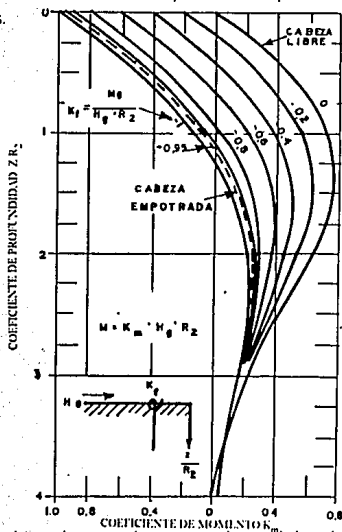


Fig. IV.7 - Coeficiente de momento k_m para una pila cargada lateralmente.

IV.4 CONFIGURACION DE LA PILA

Campana.- Los lados de la campana tendrán una pendiente no menor de 55° respecto a la horizontal.

El espesor del borde inferior será por lo menos de 15 cm. (fig. IV.8)

El diámetro del fondo de la campana no será mayor que tres veces el diámetro del fuste.

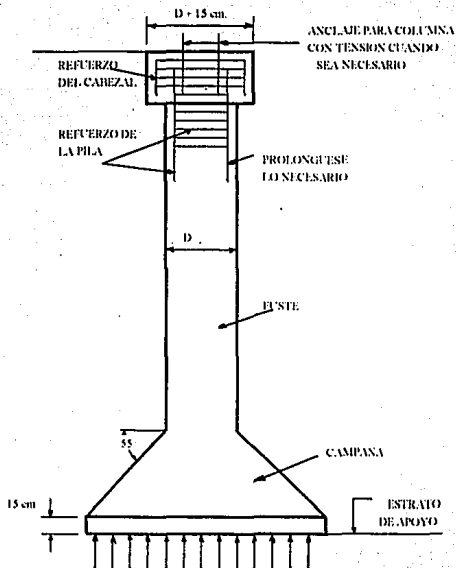


Fig. IV.8 - Configuración de una pila de cimentación.

Cabezas.- El diámetro del cabezal será por lo menos 15 cm. mayor que el diámetro del fuste. El espesor del cabezal será suficiente para alojar la longitud de desarrollo del refuerzo vertical del fuste y los pernos de anclaje de la columna.

Camisa de acero permanente.- Si se utiliza una camisa de acero permanente, ésta deberá tener un espesor mínimo del 0.75% del diámetro del fuste a menos que la presión esperada del suelo y del agua antes del colado o que el grado máximo anticipado de error en la redondez, requieran un espesor mayor. El esfuerzo crítico de pandeo varía en razón inversa con el cubo de el radio. Las soldaduras mal hechas y los daños debidos a la colocación y el manejo afectan también la capacidad de la camisa para resistir presiones externas. No se incluirá la camisa en los cálculos del área o del Momento de Inercia de la sección de la pila a menos que se utilice una camisa no corrugada continua y a todo lo largo de la pila.

Jointas - De ser posible se evitarán las juntas de construcción en el fuste. Cuando sea inevitable una junta se procurará que la superficie del concreto sea rugosa y se colocarán barras de anclaje de suficiente longitud por arriba y por debajo de la junta en el concreto fresco. La sección transversal de estas barras será por lo menos 1% del área total de la sección del fuste. Cuando ya exista refuerzo vertical estas barras serán sólo las necesarias para que el porcentaje total llegue al 1 %. Cuando el refuerzo vertical existente represente más del 1%, no se requieren de barras de anclaje. Normalmente se dispondrá de una junta de construcción entre el fuste y el cabezal. En zonas de alto riesgo sísmico, el cabezal y la parte superior de la pila pueden quedar sujetos a momentos de magnitud equivalente a la capacidad última por momento de la columna apoyada, en combinación con altas fuerzas cortantes. Esta condición puede representar un peligro severo de corte por lo que se requiere prestar atención cuidadosa a la disposición de los empalmes del refuerzo vertical en las dos juntas de construcción (pila a cabezal y cabezal a columna) y proporcionar refuerzo transversal suficiente con zunchos o estribos tanto en el cabezal como en la porción afectada de la pila.

Pilas no contraventeadas.- Los suelos que tengan en la prueba de penetración estándar un valor de $N \geq 2$ se considerarán capaces de proporcionar un soporte lateral efectivo y de impedir el pandeo de la pila bajo cargas de servicio. Las pilas que se prolonguen por encima de la superficie del terreno o que se penetren en cavernas o en grandes huecos o que estén en aire, agua, o material incapaz de proporcionar soporte lateral, se diseñarán como columnas. La longitud efectiva de la columna se tomará igual a la longitud libre sin soporte más dos diámetros del fuste.

Trabajo de grupo.- El trabajo de grupo tiende a reducir el Módulo de reacción lateral. Mediante pruebas en modelos se comprueba que el efecto desaparece prácticamente cuando la separación entre pilas es mayor a 8 y a 2.5 diámetros en dirección de la carga lateral y perpendicular a ella respectivamente. Cuando la separación en dirección de la carga es de 3 veces el diámetro de la pila el Módulo de reacción efectivo se reduce aproximadamente 25% del valor inicial. Para otras separaciones puede interpolarse.

Carga cíclica .- Las cargas cíclicas tienden a reducir el módulo de reacción lateral que puede bajar aproximadamente 30 % del valor inicial. La combinación del trabajo de grupo y de carga cíclica puede reducir éste módulo a sólo el 10 % del valor inicial de k_s . La reducción real debe ser determinada por el Ingeniero de suelos y cimentaciones, utilizando pruebas experimentales cuando sea posible.

Tirantes de Interconexión.- La posibilidad de terremotos puede indicar la conveniencia de que las pilas individuales o los cabezales se interconecten mediante tirantes, cada uno de los cuales deberá ser capaz de tomar en tensión o compresión el 10 % de la mayor carga sobre la pila.

Protección de concreto para el refuerzo, basamentos de columnas de acero o núcleos .- Cuando se utilice una camisa permanente, el espesor del concreto de protección no será menor que 5 cm. ni que 1 1/2 veces el tamaño máximo de agregado grueso. Cuando la camisa vaya a ser removida se recomienda una separación de 15 cm. entre la superficie del refuerzo y la superficie teórica de contacto del suelo (cara exterior de la camisa).

IV.5 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Cuando el acero de refuerzo se encuentra en posición horizontal en el piso del sitio de la obra, las barras de acero longitudinales (estribos) soportan el acero longitudinal (fig. IV.9). Para pilas de gran diámetro, el peso del acero longitudinal es significativo e induce momentos en los estribos. El análisis convencional de los estribos de recientes exposiciones de pilas de cimentación de gran diámetro, nos muestra que los esfuerzos por flexión en los estribos frecuentemente exceden los esfuerzos permisibles del material, este esfuerzo del acero de refuerzo produce deflexiones más allá del rango elástico. Una vez que los estribos son sometidos a tales esfuerzos y deflexiones, el armado no llega a recuperar la forma original cuando finalmente es colocado en posición vertical. De aquí que es importante que se limiten los esfuerzos en los estribos para una buena construcción de la pila.

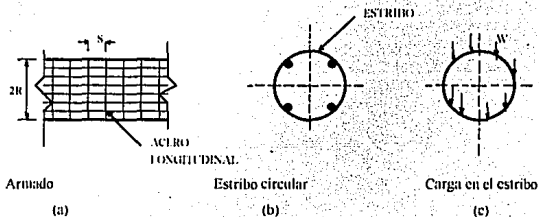


Fig. IV.9 Armado de acero de refuerzo para pilas de cimentación

IV.5.1 Esfuerzos en los estribos.

Los esfuerzos en los estribos originados cuando el armado se encuentra en posición horizontal antes de ser colocado verticalmente, han llegado a ser como los de una viga de sección circular. Ello es ocasionado por el peso propio de los estribos (incluyendo la longitud de traslapes), por las grandes cargas puntuales del acero longitudinal y que es soportado en la parte más baja del armado por el estrato de apoyo.

Para pilas de gran diámetro, el peso de las barras de refuerzo longitudinal ha llegado a ser supuesto como uniformemente distribuido, como se muestra en la figura IV 9(c).

El máximo momento flexionante (M) ocurre en el punto más bajo (soportado por el suelo) y ha sido determinado por Roath y Young en 1989 mediante un análisis elástico de la siguiente manera :

$$M = wR^2 \left[k_2 + 0.5 \frac{(K_T - 1)\beta}{k_1} \right] \quad (IV.14)$$

Donde :

$$k_1 = 1 - \alpha + \beta ; \quad k_2 = 1 - \alpha \quad (IV.15)$$

$$K_T = 1 + \frac{I}{AR^2} \quad (IV.16)$$

$$\alpha = \frac{I}{AR^2} ; \quad \beta = \frac{10EI}{96AR^2} \quad (IV.17)$$

Siendo :

A = Area transversal del estribo.

E = Módulo de elasticidad.

I = Momento de inercia de la sección transversal del estribo.

R = Radio al centroide del estribo.

w = Carga uniformemente distribuida en el estribo por unidad de longitud del mismo.

Para estribos de gran diámetro se recomienda :

$$\alpha = 0$$

$$K_T = 1$$

$$k_2 = 1$$

Por lo que la ecuación (IV.14) se reduce a :

$$M = 1.50 w R^2 \quad (IV.18)$$

Para el presente caso, el cálculo de los esfuerzos por flexión son debidos a el peso del refuerzo principal (longitudinal) y de los esfuerzos debidos al peso propio del estribo (incluyendo la longitud de traslape del estribo), que es supuesto como uniformemente distribuido, por lo que el esfuerzo total por flexión es :

$$f_b = \frac{3}{100\pi} p w_s s \frac{D_p^2 (D_p - 2C_r)}{d^3} + 3w_s \frac{(D_p - 2C_r)^2}{d} + 3w_s l_1 \frac{(D_p - 2C_r)}{\pi d} \quad (IV.19)$$

Donde :

C_r = Recubrimiento del concreto al centroide del estribo (pulg.)

d = Diámetro del estribo (pulg.).

D_p = Diámetro de la pila (pulg.)

f_b = Esfuerzo por flexión total en el estribo (lb/pulg²)

l_1 = Longitud de traslape (pulg.).

p = Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal.

s = Espaciamiento entre estribos (pulg.).

w_s = Peso unitario del acero (0.2833 lb/pulg³).

Alternativamente el esfuerzo por flexión puede ser calculado en función del número y peso unitario de las barras de refuerzo longitudinal mediante :

Donde :

$$f_b = \frac{24R}{\pi^2 d^3} \left[\frac{n w_m s}{12} + w_l \frac{(2\pi R + l_1)}{12} \right] \quad (IV.20)$$

n = Número de barras longitudinales.

w_m = Peso por cada barra longitudinal por unidad de longitud (lb / ft)

w_l = Peso del estribo por unidad de longitud del mismo (lb / ft).

Se debe notar que en la ecuación anterior, la longitud de traslape de los estribos es dada en el ACI 318-89, que ha sido escogido equitativamente alrededor de la circunferencia para producir un efecto equivalente a una carga uniformemente distribuida.

IV.5.2 Espaciamiento entre estribos.

El espaciamiento de los estribos es llevado generalmente al valor mínimo de: 18 veces el diámetro de la barra del estribo, 16 veces el diámetro de la barra longitudinal o, el diámetro de la pila (ACI 318-89). Si los esfuerzos de los estribos no debieran exceder el límite elástico, el espaciamiento de los estribos debería ser sometido a un límite adicional requerido por la anterior fórmula de refuerzo por flexión.

Para el uso de diseñadores, la variación del espaciamiento máximo permisible del estribo con el diámetro de la pila es mostrado en las figuras IV.10-IV.15 para estribos del no. 3 al no. 7, para diferentes porcentajes de acero longitudinal (aunque algunos diseñadores no utilizan estribos del no. 3, se muestra la gráfica de tal estribo por si se requiere su uso). Para estas curvas el valor del esfuerzo producido por el estribo es de 60 ksi (414 Mpa) y el recubrimiento mínimo es de 76 mm. (3"). El porcentaje de acero indicado en las curvas es calculado en base a el área total de la pila. Las líneas horizontales de estas curvas representan el espaciamiento máximo limitado por 48 veces el diámetro del estribo ($s = 48d$), 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal ($s = 16 D_b$). La línea recta inclinada (muestra por ejemplo, $s = D_p$) en las figuras IV.11-IV.15 donde se nota que la limitación del espaciamiento es el diámetro de la pila, debido al espaciamiento no descenderá la línea inclinada para cualquier diámetro de la pila. El espaciamiento de los estribos mostrados en la figura IV.10-IV.15, cumplen con los requerimientos del ACI 318-89 y los esfuerzos originados por la construcción.

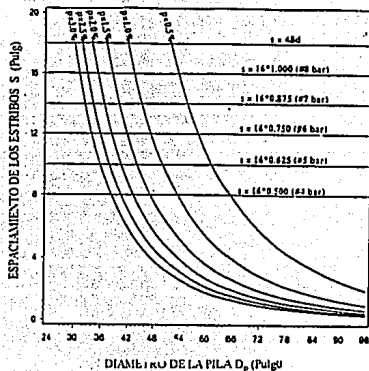


Fig. IV.10- Espaciamiento máximo para estribos del No.3 basados en $f_y = 414 \text{ MPa}$ y un recubrimiento de 76 mm (3").

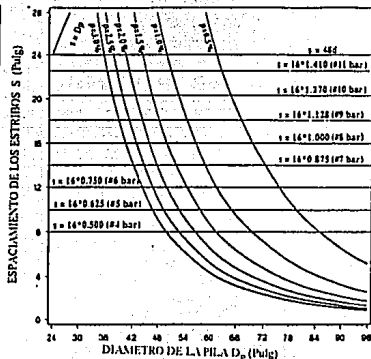


Fig. IV.11- Espaciamiento máximo para estribos del No.4 basados en $f_y = 414 \text{ MPa}$ y un recubrimiento de 76 mm (3").

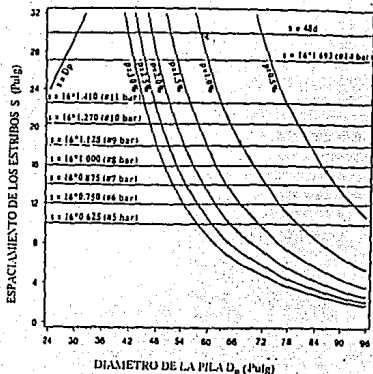


Fig. IV. 12- Espaciamento máximo para estribos del No. 5 basados en $f_y = 41 \text{ MPa}$ y un recubrimiento de $76 \text{ mm}(3")$.

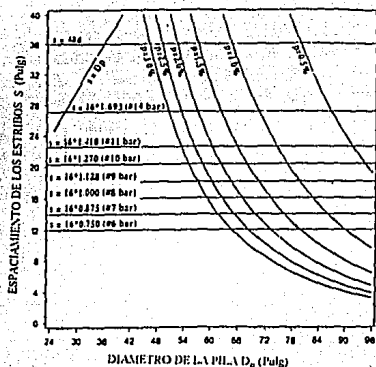


Fig. IV. 13- Espaciamento máximo para estribos del No. 6 basados en $f_y = 41 \text{ MPa}$ y un recubrimiento de $76 \text{ mm}(3")$.

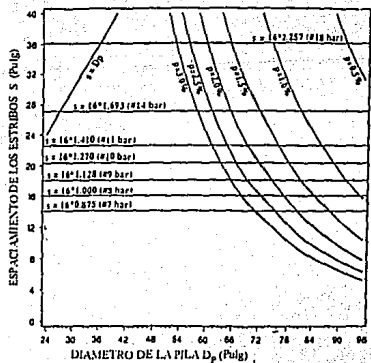


Fig. IV. 14- Espaciamento máximo para estribos del No. 7 basados en $f_y = 41 \text{ MPa}$ y un recubrimiento de $76 \text{ mm}(3")$.

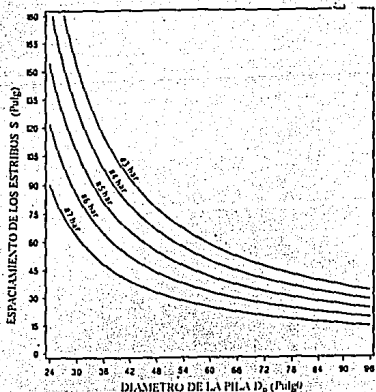


Fig. IV. 15- Cambio en el diámetro vertical del armado debido a su peso propio ($f_y = 41 \text{ MPa}$ y recubrimiento de $76 \text{ mm}(3")$).

IV.5.3 Recubrimiento mínimo de concreto.

Mientras el mínimo recubrimiento sugerido por el ACI 336.3 (ACI 1985) de 7.6 cm. (3"), en la práctica actual es necesario un mayor recubrimiento, esto es debido a la dificultad de instalar el armado en el agujero de cimentación ya que éste no es perfectamente circular ni tampoco recto. Por experiencia en varias pilas de cimentación de gran diámetro hechas en un largo periodo de tiempo se recomienda la siguiente ecuación para determinar el recubrimiento mínimo:

$$\text{Recubrimiento (pulg)} = 2 + D_p / 48 + H / 10 \quad (\text{IV.21})$$

El recubrimiento debe ser como mínimo 7.6 cm. (3") y como máximo 12.7 cm. (5").

Donde :

H= Profundidad de empotramiento de la pila (ft)

D_p = Diámetro de la pila (pulg)

Para las figuras IV.10-IV.15, se puede utilizar el recubrimiento de 76 cm. (3"), y para mayor exactitud se puede aplicar la ecuación anterior.

IV.5.4 Deflexión del acero de refuerzo.

La deflexión del acero de refuerzo ha sido medida por la reducción vertical del diámetro del armado. Por el espaciamiento máximo calculado en la ecuación IV.19, la reducción Δ_v en el diámetro vertical ha sido calculada como la suma de las deflexiones debidas al peso propio del acero longitudinal y del peso propio de los estribos incluyendo traslapes (Roark y Young 1988) y se calcula como sigue :

$$\Delta_v = \frac{0.4674 w_s (D_p - 2C_r)^4}{E d^2} \left[\frac{p s D_p^2}{100 \pi d^2 (D_p - 2C_r)} + \frac{l t}{\pi (D_p - 2C_r)} + 1 \right] \quad (\text{IV.22})$$

La deflexión calculada por la fórmula anterior es representada en la figura IV.15 para diferentes casos, donde el radio D_p / Δ_v es mostrado en el eje vertical. Se debe notar que la deflexión mostrada en la figura IV.15 es debida al espaciamiento máximo y no se basa en otras consideraciones como son el número de barra del refuerzo longitudinal. Similarmente, el incremento horizontal del diámetro Δ_h es debido a la deflexión del armado y se calcula así:

$$\Delta_h = \frac{0.4292 w_s (D_p - 2C_r)^4}{Ed^2} \left[\frac{psD_p^2}{100\pi d^2 (D_p - 2C_r)} + \frac{l_t}{\pi (D_p - 2C_r)} + 1 \right] \quad (IV.23)$$

Este incremento es aproximadamente el 92 % del incremento del diámetro verticalmente.

IV.5.5 Esfuerzos en los estribos durante el izaje del armado

En suma los esfuerzos generados cuando el acero de refuerzo se encuentra tendido en posición horizontal, los estribos soportan los esfuerzos generados durante la operación de izaje. El armado es alzado generalmente en posición vertical antes de ser colocado en la perforación para sustentarlo en uno de sus extremos usando dos o mas puntos de izaje.

Para limitar los esfuerzos en el estribo, los puntos de izaje deberán estar sobre las varillas del refuerzo longitudinal. Para el caso de dos puntos de izaje (que es el peor de los casos), cuando el armado está totalmente levantado y sostenido de los puntos de apoyo, el estribo circular actuará como dos vigas curvas semicirculares adyacentes sujetas a varias cargas puntuales y al peso propio actuando perpendicularmente a su plano. Cada una de las cargas puntuales corresponde al peso de una varilla longitudinal de longitud s . Para este caso los esfuerzos de flexión en el estribo circular deberá ser:

$$fb = \frac{2}{100\pi} p w_s s \frac{D_p^2 (D_p - 2C_r)}{d^3} + 2 w_s \frac{(D_p - 2C_r)^2}{d} + 2 w_s l_t \frac{(D_p - 2C_r)}{\pi d} \quad (IV.24)$$

Este esfuerzo es el 67 % del producido cuando el armado está tendido en forma horizontal (calculado con la ecuación IV.19) y por lo tanto no rige el diseño. Deberá sin embargo notarse que si el armado es izado, tomado del estribo circular en lugar del refuerzo longitudinal, los esfuerzos en ese estribo casi seguramente excederán la resistencia de fluencia por un gran margen.

Cuando el armado está siendo levantado sosteniéndolo de un extremo, el armado tiende a flexionarse sobre su eje longitudinal cerca de la parte superior hasta que el armado esté completamente arriba del suelo en posición vertical. Esta flexión también induce esfuerzos altos tanto en las varillas longitudinales como en los estribos causando un alargamiento o un aplastamiento en la porción superior. En los casos donde el armado es suficientemente rígido éste actuará como una viga inclinada apoyada en un extremo por el mecanismo de izaje tal como una grúa y en el otro extremo por el suelo. El estribo del extremo del suelo para tal caso estará sujeto a severos esfuerzos hasta que el armado sea izado a una posición vertical. Es una práctica común proporcionar anillos circulares en los extremos del armado a un espaciamiento cerrado para ayudar a controlar los esfuerzos cuando un extremo del armado está apoyado en el suelo y el otro extremo está siendo levantado.

Se ha encontrado en varios casos en la práctica que el espaciamiento de los estribos circulares de acuerdo con las ecuaciones precedentes aseguran contra el aplastamiento severo durante las operaciones de izaje y ayuda a mantener la forma del armado de acero.

De la figura IV.10-IV.15, puede verse que el diseño de los estribos, depende del diámetro de la pila, del porcentaje del refuerzo longitudinal y del diámetro de las varillas longitudinales. El efecto de los esfuerzos de construcción sobre el espaciamiento de los estribos puede ilustrarse considerando por ejemplo, una pila de 1.2 m. de diámetro, con 1% del refuerzo longitudinal usando varillas del #8. Si el estribo es diseñado convencionalmente se escogerá una varilla del #3 con espaciamiento de 40 cm. Sin embargo en la figura IV.10 el espaciamiento requerido para mantener los esfuerzos de construcción abajo de $f_y = 4200 \text{ kg./cm.}^2$ no deberá exceder 29.2 cm. para un diámetro de pila de 1.2 m y estribos del #3 pueden usarse a cada 40 cm. para pilas de $D_p \geq 109 \text{ cm.}$ solamente. Para el diseño convencional bajo las mismas condiciones el espaciamiento de anillos de 40 cm. puede ser adoptado para cualquier tamaño de pila.

IV.5.6 Selección de los estribos.

Si el diámetro de la varilla del estribo es decidido de antemano las figuras de la IV.10-IV.15, pueden ser usadas convenientemente para elegir el espaciamiento máximo permisible de los estribos. Si el diseñador no tiene consideraciones especiales para elegir el tamaño del diámetro de la varilla del estribo, él deberá escoger el estribo que minimice el costo de todo el armado de la pila. Suponiendo que el costo de las varillas en los estribos para toda la pila sea directamente proporcional al peso de los estribos por unidad de longitud de la pila, el costo puede ser menor, minimizando el peso de las varillas. De la ecuación (IV.19) puede verse que el peso W de los estribos por unidad de longitud, (para un espaciamiento máximo permisible) está dado por :

$$W = \frac{3\pi}{400} \frac{w_s^2 p D_p^2 (\pi D_p - 2\pi C_r + l_1)(D_p - 2C_r)}{\pi d f_b - 3\pi w_s (D_p - 2C_r)^2 - 3l_1 w_s (D_p - 2C_r)} \quad (IV.25)$$

De la ecuación (IV.25) puede verse que para un caso de diseño dado donde los valores de D_p , p , w_s , C_r y f_b son conocidos, el peso de los estribos por unidad de longitud de pila decrece con un incremento del diámetro de la varilla del estribo. Esto implica que a mayor diámetro de la varilla del estribo, menor es el costo debido a los estribos.

Deberá notarse que el costo de las varillas de los estribos también depende de que puedan ser doblados a una forma circular y otros cargos relativos a la mano de obra. Por lo tanto será ideal para el diseñador escoger el diámetro máximo posible de la varilla del estribo dentro de los límites prácticos o cuando el diseño de los estribos sea regido por los esfuerzos a flexión permisibles durante la operación de construcción. Aumentando el diámetro de las varillas del estribo permitirá un mayor espaciamiento y consecuentemente una disminución en el peso total. Cuando este espaciamiento alcance el límite requerido por las especificaciones, el peso óptimo de las varillas de los estribos para esa configuración será corregido y no habrá ninguna ventaja en incrementar más el diámetro de la varilla del estribo.

Sin embargo el peso de los estribos puede reducirse elevando la limitación de espaciamiento que en cambio permitirá al proyectista aumentar el diámetro de la varilla del estribo, para la mayoría de los casos esto puede lograrse incrementando el diámetro de las varillas longitudinales, puesto que el código permite mayor espaciamiento para estribos circulares con diámetro de varillas longitudinales mayores, otro peso óptimo para estribos puede lograrse seleccionando el diámetro de la varilla longitudinal inmediato superior. Este procedimiento puede continuarse hasta que el espaciamiento sea igual al diámetro de la pila o 48 veces el diámetro máximo posible del estribo. Por otro lado si el diseño es gobernado por los esfuerzos de construcción, el proyectista deberá escoger el menor diámetro posible para la varilla del estribo que satisfaga los requisitos del ACI 318-19. Por lo tanto minimizando el costo del armado de la pila, involucra seleccionar el tamaño del refuerzo longitudinal y el tamaño de las varillas de los estribos apropiado.

La figura IV.16 muestra la relación óptima del peso de los estribos al peso de las varillas longitudinales para varios diámetros de la pila y porcentajes de refuerzo. La línea punteada en la figura IV.16 representa la relación actual para la recomendación del ACI y la línea continua representa el efecto combinado de los requisitos del ACI y de los esfuerzos de construcción. La figura en cuestión muestra que la relación óptima decrece con el incremento en el porcentaje de refuerzo longitudinal. La relación de los requisitos del ACI también disminuirá con el incremento en el diámetro de la pila para todos los porcentajes del refuerzo longitudinal.

Para todos los porcentajes la relación óptima, que satisfaga los esfuerzos de construcción también decrece hasta cierto diámetro de pila y se incrementa de ahí en adelante. Sin embargo puesto que el costo del refuerzo es pequeño en comparación con el costo total de la pila, el incremento en el costo de los estribos circulares debido al procedimiento de diseño propuesto es insignificante, y los beneficios sobrepasan el costo adicional y el esfuerzo referido para mantener la forma del armado durante la construcción con las provisiones actuales del ACI solamente. Esto también lleva a mejorar la calidad de construcción y la confiabilidad.

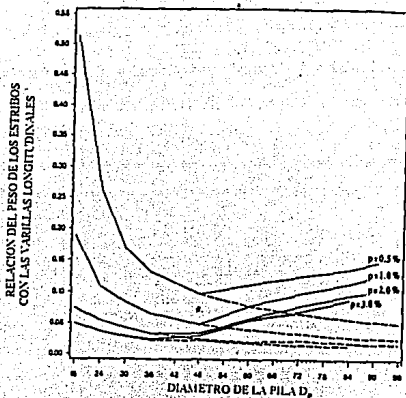


Fig. IV.16- Relación óptima del peso de los estribos al peso de las varillas longitudinales

Las figuras IV.10-IV.15, pueden usarse para determinar si rigen o no los esfuerzos debidos a la construcción en el diseño de los estribos. Si el espaciamiento de las varillas está limitado por las líneas límites, la inclinada y la horizontal el diseño no está regido por los esfuerzos de construcción. Por otro lado, esta regido por los esfuerzos de construcción si el espaciamiento esta limitado por las porciones curvas de las figuras IV.10-IV.15. Para el diseño manual estas figuras pueden usarse para encontrar el espaciamiento en los estribos cuando los diámetros de las varillas longitudinales y de los estribos han sido establecidos. También pueden usarse para determinar los tamaños de las varillas usando el principio de que tanto el tamaño de las varillas de los estribos como el de las varillas longitudinales deberán ser maximizados dentro de los límites prácticos hasta que se logre el espaciamiento máximo posible.

IV.5.7 Diámetro óptimo de la pila y refuerzo óptimo.

El diámetro óptimo de la pila está regido por diversos factores, esto es las fuerzas actuando sobre la pila, el tipo de superestructura, condiciones del suelo, porcentaje del refuerzo, consideraciones de construcción y costo; etc. El proyectista escogerá el diámetro de la pila y despejará el porcentaje del refuerzo longitudinal considerando todos los factores aplicables (si el refuerzo es alto, puede ser económico aumentar el diámetro). Esta información puede usarse para determinar los tamaños óptimos de las varillas longitudinales y de los estribos además de los espaciamientos. Un estudio de los tamaños de las varillas y los diámetros de la pila óptimos correspondientes pueden ser usados para encontrar el tamaño de la varilla del estribo circular que sea el máximo apropiado para un diámetro de pila dado. Los arreglos óptimos pueden ser estudiados por cualquiera de los siguientes criterios :

- 1) Peso mínimo de las varillas longitudinales solamente.
- 2) Peso mínimo de los estribos circulares solamente.
- 3) Peso mínimo del armado total (incluyendo estribos y varillas longitudinales).

El peso mínimo de las varillas longitudinales únicamente puede ser usando procedimiento convencionales (Davalah Y Madugula 1988). El peso mínimo de los estribos circulares solamente puede ser estudiado usando las ecuaciones deducidas en esta trabajo. Suponiendo que el espaciamiento máximo posible de 48 veces el diámetro de la varilla del estribo, o 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales siempre se logra, el diámetro óptimo de una pila para unos estribos dados están mostrados en la tabla IV-(a), y los correspondientes tamaños de varillas longitudinales están mostrados en la tabla IV-(b). Para porcentajes especificados de acero longitudinal y diámetro de pila, la tabla IV-(a) puede usarse para escoger el tamaño óptimo de las varillas del estribo. Para ese diámetro del estribo, el diámetro de la varilla longitudinal y el correspondiente espaciamiento de estribos puede ser obtenido de la tabla IV(b). El diseñador deberá proveer ya sea el tamaño indicado o un diámetro mayor para el refuerzo longitudinal.

**Tabla 1(a)-Diámetros óptimos para pilas de diferente tamaño de estribos(cm)
(Asumiendo que el espaciamento máximo posible es factible)**

<i>Porcentaje de acero longitudinal</i>	<i>Tamaño del estribo</i>				
	NO.3	No.4	No.5	No.6	No.7
0.5	130	157	180	203	234
1.0	107	127	147	165	188
1.5	94	112	130	152	168
2.0	86	104	119	140	152
2.5	81	97	112	132	142
3.0	76	91	104	117	135

**Tabla(b)-Espaciamento óptimo para estribos de acuerdo al número de varilla longitudinal
(Asumiendo que el espaciamento máximo posible es factible)**

<i>Descripción</i>	<i>Tamaño del estribo</i>				
	NO.3	No.4	No.5	No.6	No.7
Espaciamento del estribo(cm)	46	61	76	91	91
Diámetro mínimo de la varilla longitudinal	No.9	No.14	No.18	No.18	No.18

Las tablas IV(a) y IV(b) están deducidas para satisfacer los esfuerzos de construcción solamente (y no otras consideraciones totales como lo práctico de usar varillas de gran diámetro, etc.). La figura IV.10-IV.15, pueden usarse para determinar si el diseño esta gobernado por los esfuerzos de construcción. Si los esfuerzos de construcción no rigen el diseño deberá procederse a minimizar el tamaño de la varilla del estribo dentro de los limites prácticos y de las restricciones expuestas en las especificaciones. Sin embargo, la selección no está totalmente optimizada debido al hecho de que el porcentaje real de acero es casi siempre mayor que el porcentaje de acero calculado para la carga dada (puesto que las varillas longitudinales pueden ser proporcionadas solamente a números enteros).

IV.5.8 Ayudas de diseño

Las tablas IV(a) y IV(b) han sido generadas para suponer que el espaciamiento máximo posible siempre puede ser alcanzable. Esto requiere que el proyectista adopte varillas longitudinales pesadas (No. 14 y No. 18 para la mayoría de los casos). Puesto que el refuerzo puede ser suministrado solamente en números enteros de varillas, la elección de varillas de refuerzo longitudinales puede resultar en proporcionar significativamente más refuerzo del que se necesita. De donde para optimizar el peso total del armado el proyectista puede necesitar considerar el número y tamaño real de las varillas de refuerzo longitudinal y así como de los estribos.

Las tablas IV(c) a la IV(e) muestran los tamaños de las varillas longitudinales y de los estribos óptimos correspondientes al espaciamiento de los estribos para diversos diámetros de pilas y porcentajes de refuerzo. Las tablas se derivan de considerar el peso total mínimo del armado por unidad de longitud de pila. El espaciamiento de las varillas de los estribos mostrado corresponde al porcentaje real de acero (que será mayor al calculado). Al calcular el porcentaje real de acero para un tamaño dado de varilla de refuerzo longitudinal, el número de varilla usualmente se calcula (permitiendo cuando mucho un 3% abajo de lo diseñado) redondeando al número entero superior. En los cálculos el espacio libre entre las varillas del refuerzo longitudinal se toma como el mayor de 1.5 veces el diámetro de las varillas longitudinales o 3.8 cm. El espaciamiento y diámetro de las varillas dado en estas tablas no muestra tendencia constante de incremento o decremento, puesto que los valores son deducidos para valores discretos de diámetro y número de varillas. En la preparación de estas tablas el tamaño de las varillas de los estribos ha sido limitado a varillas del No. 8.

Si el diseñador decide no usar las tablas IV(c) a la IV(e), la optimización del peso del armado (incluyendo estribos y varillas longitudinales) puede ser logrado fácilmente integrando el procedimiento descrito aquí para la selección de los estribos con el diseño convencional automatizado del refuerzo (Davalath y Madugula 1988), como se muestra en el diagrama de flujo de la figura IV.17.

IV.5.9 Deflexiones

Las deflexiones de los elementos estructurales están limitadas generalmente a valores bajos dependiendo de la naturaleza del material que va a ser soportado y del uso que se le intenta dar. También es prudente controlar la deflexión máxima para que el análisis lineal y diseño sean válidos. Aunque las deflexiones en la figura IV.15 parecen ser muy grandes comparadas con los valores generalmente aceptados para elementos de edificios, estas pueden suponerse que están entre los límites tolerables, puesto que estas se producen durante la etapa de construcción. Puesto que los esfuerzos máximos en las varillas de los estribos circulares están sujetos al límite de fluencia, se espera que la varilla del estribo recupere su forma original cuando el armado sea izado a la posición vertical. La figura IV.15 no necesita ser usada específicamente en el diseño de los estribos. Sin embargo da una idea de la magnitud del aplastamiento recuperable del armado durante la construcción.

El presente escrito está enfocado solamente a las varillas para estribos circulares y como tal no puede ser usado directamente en el diseño de zunchos en espiral. Sin embargo los principios descritos aquí, son aplicables y pueden ser extendidos fácilmente también al caso de estribos en espiral o de zunchos.

Tabla : IV(c) DIAMETROS Y SEPARACIONES OPTIMAS PARA
ESTRIBOS DE PILAS DE CIMENTACION CON
DIAMETROS DE 91.44-121.92 cm.

Diseño gobernado por previsiones y esfuerzos de
construcción del ACI. .

Pc	Dp=91.44				Dp= 99.06 cm.				Dp= 106.68 cm.				Dp= 114.3 cm.				Dp= 121.92 cm.			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0.5	10	3	45.72	28.272	9	3	45.72	34.224	9	3	45.72	38.69	9	3	45.72	44.64	14	4	60.96	52.08
0.6	10	3	45.72	35.712	7	3	35.56	41.664	7	3	35.56	47.62	7	3	35.56	53.57	9	3	45.72	59.52
0.7	7	3	35.56	40.176	7	3	35.56	47.616	9	3	46.72	55.06	10	3	45.72	62.5	10	3	40.64	68.45
0.8	7	3	35.56	46.128	7	3	35.56	53.568	10	3	45.72	61.01	9	3	43.18	69.94	6	3	60.48	80.35
0.9	8	3	40.64	52.08	9	3	45.72	59.52	8	3	40.64	68.45	7	3	35.56	78.86	6	3	30.48	89.28
1	8	3	40.64	55.056	9	3	45.72	63.98	10	3	45.72	74.4	9	3	35.56	86.3	6	3	27.94	98.21
1.1	10	3	45.72	61.008	7	3	35.56	71.424	8	3	40.64	83.33	6	3	30.48	95.23	18	4	60.96	107.1
1.2	8	3	40.64	66.96	7	3	35.56	77.376	7	3	35.56	90.77	7	3	30.48	104.2	11	4	58.48	117.6
1.3	7	3	35.56	1.488	8	3	40.64	83.328	9	3	35.56	96.72	6	3	27.94	111.6	8	4	40.64	128
1.4	7	3	35.56	77.376	7	3	35.56	89.28	6	3	30.48	101.16	14	4	60.96	119	10	4	50.8	135.4
1.5	6	3	30.48	83.328	9	3	38.1	95.232	9	3	30.48	111.6	18	4	55.88	128	8	4	40.64	147.3
1.6	10	3	45.72	86.304	7	3	35.56	101.18	7	3	27.94	119.09	9	4	45.72	138.4	9	4	43.18	154.8
1.7	7	3	35.56	92.256	14	4	60.96	107.14	8	3	25.4	126.48	14	4	50.8	142.9	9	4	40.64	165.2
1.8	7	3	35.56	98.208	10	3	30.48	114.58	11	4	58.48	132.43	9	4	45.72	153.3	11	4	38.1	175.6
1.9	8	3	38.1	102.67	8	3	30.48	120.53	11	4	55.88	139.87	10	4	45.72	160.7	11	4	35.56	183
2	8	3	38.1	107.14	18	4	60.96	126.48	10	4	50.8	147.31	18	5	76.2	169.6	10	4	35.56	196.4
2.1	10	3	35.56	113.09	8	3	27.94	132.43	10	4	50.8	153.26	14	5	68.58	178.6	14	5	66.04	202.4
2.2	14	4	60.96	117.55	11	4	58.48	139.87	8	4	40.64	162.19	9	4	38.1	186	18	5	63.5	211.3
2.3	11	4	58.48	123.5	8	3	25.4	145.82	18	5	76.2	168.14	10	4	38.1	194.9	10	5	50.8	223.2
2.4	14	4	60.96	129.46	9	4	45.72	153.26	14	4	43.18	178.56	14	5	68.58	200	11	5	55.88	230.6
2.5	8	3	30.48	136.9	9	4	45.72	157.73	9	4	43.18	184.51	18	5	68.58	209.8	11	5	55.88	239.6
2.6	11	4	58.48	138.38	11	4	53.34	163.68	18	5	76.2	188.98	10	4	33.02	221.7	14	5	53.34	250
2.7	8	3	27.94	144.34	11	4	50.8	171.12	11	4	40.64	197.9	10	5	50.8	227.7	10	5	50.8	261.9
2.8	9	3	25.4	151.78	14	4	48.26	177.07	11	4	38.1	205.74	14	5	60.96	236.6	11	5	48.26	272.3
2.9	11	4	58.48	154.75	10	4	45.72	186	14	5	68.58	212.78	11	5	58.48	247	11	5	48.26	281.2
3	9	4	45.72	162.19	11	4	45.72	187.49	10	4	35.56	220.22	18	6	91.44	251.5	11	5	45.72	288.7

Nota : (a) = diámetro de barras principales ; (b) = diámetro del estribo; (c) = separación de estribos en cm; (d) = peso del armado en kg/m.

Tabla : IV(d) DIAMETROS Y SEPARACIONES OPTIMAS PARA
ESTRIBOS DE PILAS DE CIMENTACION CON
DIAMETROS DE 129.54-160.02 cm.

Diseño gobernado por previsiones y esfuerzos de
construcción del A.C.I.

Pc	Dp=129.54 cm.				Dp= 137.16 cm.				Dp= 144.78 cm.				Dp= 152.40 cm.				Dp= 160.02 cm.			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0.5	8	3	40.64	56.54	6	3	30.48	65.47	6	3	30.48	72.91	6	3	27.94	80.35	11	4	55.88	87.79
0.6	8	3	38.1	69.94	7	3	33.02	77.38	11	4	58.48	86.3	11	4	55.88	95.23	11	4	48.26	105.65
0.7	7	3	33.02	78.86	18	4	60.96	87.79	14	4	55.88	98.21	18	5	76.2	110.11	11	4	40.64	122.02
0.8	6	3	30.48	90.77	11	4	58.48	101.18	8	4	40.64	114.58	10	4	40.64	126.48	11	5	58.42	139.87
0.9	11	4	58.48	101.18	9	4	45.72	114.58	9	4	43.18	126.48	7	4	35.36	142.85	18	5	63.5	153.26
1	8	3	22.86	113.09	9	4	45.72	124.99	8	4	38.1	142.85	7	4	33.02	156.24	11	5	55.88	171.12
1.1	14	4	50.8	120.53	10	4	43.18	138.38	18	5	70.12	151.78	11	5	58.42	171.12	11	5	50.8	188.98
1.2	14	4	48.26	133.92	8	4	40.64	148.8	8	4	33.02	168.14	11	5	55.88	187.49	11	5	48.26	205.34
1.3	11	4	43.18	148.85	8	4	35.56	162.19	14	5	58.48	183.02	10	5	40.8	199.39	14	6	68.58	221.71
1.4	9	4	40.64	156.24	18	5	66.04	171.12	18	6	91.44	193.44	18	6	81.28	215.76	18	6	71.12	238.08
1.5	8	4	38.1	165.17	11	5	58.48	184.51	14	5	53.34	206.83	14	6	68.58	232.13	14	6	66.04	255.94
1.6	11	5	58.48	177.07	10	5	50.8	197.9	9	5	45.72	221.71	11	5	40.64	247.01	11	6	58.42	272.3
1.7	9	4	33.02	188.98	11	5	55.88	209.81	18	6	78.74	235.1	18	6	68.58	258.91	11	6	58.42	288.67
1.8	10	5	50.8	197.9	10	5	50.8	224.69	9	5	43.18	248.5	9	5	38.11	276.77	18	7	88.9	300.58
1.9	11	5	58.48	208.32	18	6	86.36	233.62	9	5	40.64	264.86	14	6	60.96	290.16	11	6	53.34	321.41
2	8	4	27.94	220.22	9	5	45.72	247.01	14	6	68.58	276.77	10	6	58.8	309.5	11	6	50.8	352.66
2.1	10	5	50.8	229.15	18	6	78.74	254.45	14	6	66.04	288.67	11	6	55.88	319.92	11	6	48.26	355.63
2.2	14	5	50.8	239.57	10	5	43.18	270.81	14	6	63.5	300.58	11	6	53.24	336.29	11	6	45.72	372
2.3	9	5	45.72	251.47	11	5	40.64	284.21	11	6	58.48	318.43	14	6	50.8	351.17	18	7	68.58	386.88
2.4	10	5	45.72	263.38	18	6	66.04	297.6	11	6	55.88	333.31	18	7	78.74	363.07	11	6	40.64	406.22
2.5	11	5	45.72	273.79	11	6	58.48	309.5	18	7	88.9	339.26	18	7	73.66	383.9	14	7	63.5	424.08
2.6	11	5	43.18	282.72	18	7	91.44	318.43	14	6	50.8	361.58	14	7	68.58	397.3	14	7	60.96	435.98
2.7	18	6	70.12	296.11	11	6	58.48	333.31	14	6	50.8	373.49	14	7	68.58	409.2	14	7	58.42	459.79
2.8	11	5	40.64	308.02	18	7	91.44	337.78	18	7	78.74	382.42	18	8	91.44	427.06	18	8	83.82	470.21
2.9	18	6	68.58	316.94	14	6	55.48	358.61	14	7	68.58	395.81	14	7	63.5	444.91	18	8	81.28	491.04
3	14	6	63.5	333.31	14	6	53.34	370.52	14	7	68.58	407.71	18	8	91.44	467.23	18	8	78.74	513.36

Nota : (a) = diámetro de barras principales ; (b) = diámetro del estribo; (c) = separación de estribos en cm; (d) = peso del armado en kg/m.

Tabla: IV(e) DIAMETROS Y SEPARACIONES OPTIMAS PARA
ESTRIBOS DE FILAS DE CIMENTACION CON
DIAMETROS DE 167.64-198.12 cm.

Diseño gobernado por previsiones y esfuerzos de
construcción del ACL.

Pc	Dp=167.64 cm.				Dp=175.26 cm.				Dp= 182.88 cm.				Dp= 190.50 cm.				Dp= 198.12 cm.			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0.5	11	4	48.26	96.72	11	4	40.64	107.14	8	4	35.56	119.04	14	5	60.96	127.97	18	6	91.44	136.9
0.6	9	4	40.64	119.04	14	5	68.58	126.48	14	5	60.96	139.87	11	5	53.34	151.78	9	5	45.72	166.66
0.7	18	5	68.58	132.43	11	5	58.42	148.8	10	5	50.8	165.17	9	5	45.72	177.07	14	6	68.58	190.46
0.8	18	6	91.44	154.75	9	5	45.72	169.63	11	5	45.72	184.51	18	6	68.58	200.88	14	6	60.96	215.76
0.9	11	5	53.24	172.61	14	6	68.58	188.98	10	5	40.64	206.83	18	7	91.44	223.2	10	6	50.8	244.03
1	10	5	48.26	188.98	11	5	40.64	209.81	8	5	35.56	230.64	10	6	76.2	249.98	18	7	78.74	267.84
1.1	9	5	43.18	209.81	8	5	38.1	232.13	14	6	58.42	249.98	10	6	50.8	276.77	9	6	43.18	299.09
1.2	8	5	40.64	230.64	14	6	60.96	247.01	10	6	50.8	275.28	11	6	45.72	297.6	8	6	40.64	324.38
1.3	14	6	66.04	245.52	8	5	33.02	272.3	11	6	48.26	294.62	11	6	43.18	322.9	11	7	58.42	349.68
1.4	18	7	91.44	260.4	11	6	50.8	291.65	10	6	45.72	315.46	9	6	40.64	346.7	11	7	55.88	373.49
1.5	11	6	55.88	281.23	18	7	78.74	305.04	8	6	40.64	340.75	11	7	58.42	372	18	8	78.74	397.3
1.6	18	7	83.82	303.55	18	7	73.66	327.36	14	7	63.5	358.61	18	8	83.82	394.32	14	8	68.58	425.57
1.7	10	6	50.8	318.43	18	7	68.58	348.19	14	7	60.96	382.42	18	8	78.74	416.64	11	7	45.72	452.35
1.8	10	6	48.26	339.26	14	7	66.04	367.54	11	7	58.42	401.76	18	8	76.2	437.47	10	7	43.18	479.14
1.9	14	7	68.58	354.14	18	8	91.44	389.86	11	7	53.34	428.54	18	8	71.12	459.79	18	8	60.96	507.41
2	10	6	43.18	373.49	11	7	58.42	409.2	11	7	50.8	453.84	11	7	45.72	491.04	18	8	58.42	529.73
2.1	18	8	91.44	388.37	14	7	55.88	428.54	14	8	68.58	467.23	14	8	63.5	517.82	14	8	55.88	558
2.2	18	8	91.44	409.2	11	7	53.34	450.86	14	8	68.58	491.04	14	8	60.96	541.63	14	8	53.34	583.3
2.3	14	7	58.42	425.57	18	8	76.2	476.16	14	8	66.04	514.85	14	8	58.42	566.93	14	8	50.8	608.59
2.4	14	7	55.88	450.86	14	8	68.58	489.55	14	8	63.5	538.66	18	8	55.88	590.74	18	8	48.26	639.84
2.5	14	7	55.88	462.77	14	8	68.58	511.87	14	8	60.96	563.95	18	8	53.34	613.06	18	8	48.26	662.16
2.6	14	7	53.34	486.58	14	8	68.58	535.68	18	8	58.42	587.76	18	8	50.8	635.38	18	8	45.72	705.31
2.7	18	8	73.66	515.34	18	8	63.5	562.46	18	8	55.88	608.59	18	8	50.8	657.7	18	8	43.18	727.63
2.8	18	8	73.66	516.34	18	8	60.96	583.3	18	8	53.34	630.91	18	8	48.26	678.53	18	8	43.18	749.95
2.9	18	8	71.12	537.17	18	8	58.42	605.62	18	8	53.34	653.23	18	8	45.72	700.85	18	8	40.64	772.27
3	18	8	68.58	559.49	18	8	58.42	626.45	18	8	50.8	674.06	18	8	43.18	745.49	18	8	40.64	794.59

Nota: (a) = diámetro de barras principales; (b) = diámetro del estribo; (c) = separación de estribos en cm. (d) = peso del armado en kg. m.

Tabla : IV(f) DIAMETROS Y SEPARACIONES OPTIMAS PARA
ESTRIBOS DE PILAS DE CIMENTACION CON
DIAMETROS DE 205.74-236.22 cm.

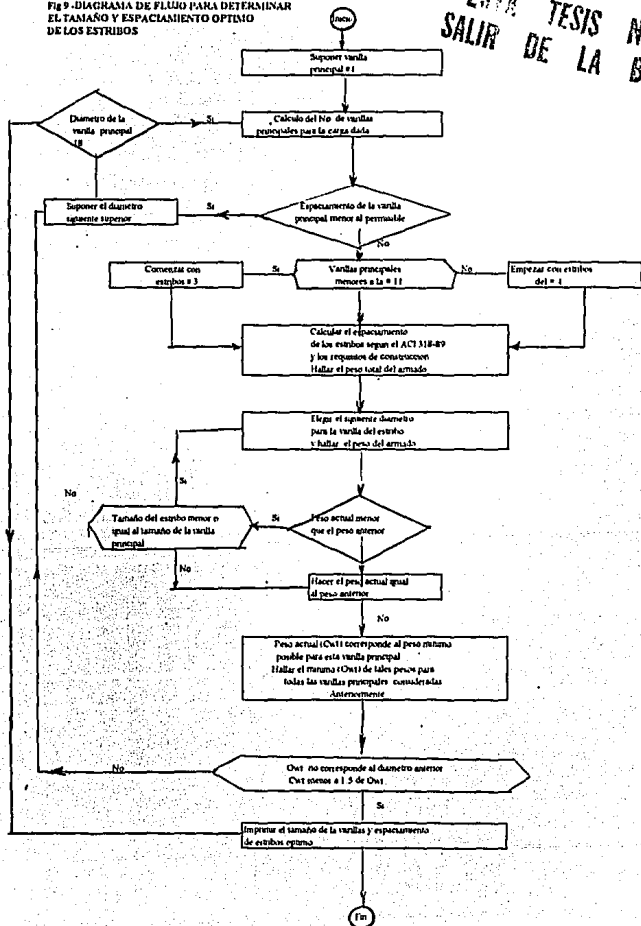
Diseño gobernado por previsiones y esfuerzos de
construcción del ACI.

Pc	Dp=205.74 cm.				Dp= 213.36 cm.				Dp= 220.98 cm.				Dp= 228.60 cm.				Dp= 236.22 cm.			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0.5	9	5	45.72	143.26	18	6	76.2	160.7	8	5	38.1	178.56	18	7	91.44	186	11	6	53.34	203.86
0.6	14	6	68.58	180.05	14	6	63.5	194.93	18	7	91.44	205.34	14	6	50.8	224.69	9	6	45.72	244.03
0.7	18	7	91.44	203.86	11	6	58.34	224.69	10	6	48.26	244.03	14	7	68.58	260.4	18	8	91.44	276.77
0.8	10	6	50.8	239.57	10	6	48.26	255.94	18	8	91.44	273.79	18	8	91.44	296.11	11	7	55.88	318.58
0.9	11	6	48.26	266.35	11	6	43.18	287.18	14	7	60.96	308.02	11	7	53.34	333.31	10	7	48.26	361.58
1	14	7	68.58	291.65	18	8	91.44	313.97	18	8	83.82	337.78	18	8	73.66	364.56	18	8	66.04	389.86
1.1	9	6	38.1	324.38	9	6	35.56	351.17	11	7	50.8	374.98	9	7	45.72	403.25	11	8	58.42	433.01
1.2	11	7	58.42	351.17	10	7	50.8	380.93	18	8	68.58	406.22	14	8	60.96	435.98	11	8	55.88	474.67
1.3	11	7	53.34	376.46	18	8	71.12	403.25	10	7	43.18	441.94	11	8	58.42	470.21	10	8	50.8	508.9
1.4	10	7	50.8	404.74	14	8	66.04	440.45	14	8	58.42	470.21	14	8	53.34	511.87	11	8	48.26	546.1
1.5	10	7	45.72	434.5	14	8	63.5	465.74	14	8	55.88	507.41	18	8	48.26	546.1	10	8	43.18	589.25
1.6	14	8	66.04	462.77	11	8	58.42	498.48	11	8	53.34	537.17	11	8	45.72	586.27	11	8	40.64	626.45
1.7	14	8	60.96	488.06	14	8	55.88	529.73	14	8	48.26	571.39	11	8	43.18	621.98	11	8	38.1	662.16
1.8	11	8	58.42	520.8	11	8	50.8	559.49	11	8	45.72	607.1	14	8	40.64	653.23	14	8	35.56	709.78
1.9	11	8	55.88	546.1	14	8	48.26	592.22	14	8	43.18	647.28	14	8	38.1	691.92	14	8	35.56	748.46
2	14	8	53.34	574.37	18	8	45.72	626.45	14	8	40.64	672.58	18	8	38.1	727.63	18	8	33.02	779.71
2.1	14	8	48.26	613.06	14	8	43.18	654.72	14	8	38.1	711.26	18	8	35.56	773.76	18	8	30.48	825.84
2.2	14	8	48.26	636.86	14	8	43.18	693.41	18	8	38.1	744	18	8	33.02	796.08	18	8	30.48	871.97
2.3	18	8	45.72	666.62	18	8	40.64	715.73	18	8	35.56	790.13	18	8	33.02	842.21	18	8	27.94	918.1
2.4	18	8	43.18	688.94	18	8	38.1	761.86	18	8	35.56	812.45	18	8	30.48	886.85	18	8	27.94	940.42
2.5	18	8	40.64	733.58	18	8	38.1	784.18	18	8	33.02	857.09	18	8	30.48	910.66	18	8	25.4	986.54
2.6	18	8	40.64	755.9	18	8	35.56	806.5	18	8	33.02	879.41	18	8	27.94	955.3	18	8	25.4	1032.7
2.7	18	8	38.1	778.22	18	8	33.02	851.14	18	8	30.48	925.54	18	8	27.94	977.62	18	8	25.4	1055

Nota : (a) = diámetro de barras principales ; (b) = diámetro del estribo, (c) = separación de estribos en cm. (d) = peso del armado en kg/m.

Fig 9- DIAGRAMA DE FLUJO PARA DETERMINAR EL TAMAÑO Y ESPACIAMIENTO OPTIMO DE LOS ESTRIBOS

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA



CAPITULO V
ESPECIFICACIONES
PARA LA
CONSTRUCCION

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION

V.1 REQUERIMIENTOS GENERALES

Estas especificaciones cubren los requerimientos para la construcción de pilas de cimentación. Por lo que incluyen la distribución, el manejo y almacenaje del encamisado, excavación, pruebas del tipo de suelo y la colocación e inspección del concreto.

Además son aplicables para pilas de cimentación con diámetros del fuste de 76 cm. o mayores. El método del lodo desplazado ha sido usado para perforar pilas de cimentación de menos de 76 cm. de diámetro basadas en estas especificaciones.

Estas especificaciones deben gobernar salvo que en el contrato se especifique de otra manera, en caso de requerimientos en conflicto los documentos del contrato regirán.

V.1.1 Condiciones de proyecto

Inspección del sitio

Visita anterior a la entrega de la oferta para determinar las condiciones de superficie existentes.

Datos de subsuelo

Los documentos del concurso deberán suministrar los resultados de la investigación del subsuelo y el nombre de la persona u organización que los efectúa. Los resultados de los sondeos y los datos de las pruebas deben ponerse a disposición para la información del contratista y para su interpretación. Los resultados de los sondeos y los datos de las pruebas no representan una descripción completa de la información del suelo y agua del sitio, sino solamente muestran lo que se encontró en las perforaciones en los lugares indicados en la fecha en que las perforaciones fueron efectuadas. Las condiciones del suelo y del nivel freático pueden ser diferentes de aquellas interpretadas con la investigación del subsuelo. El contratista tiene el derecho de requerir información adicional si a su juicio es necesario.

Utilidades existentes del subsuelo

Localización de todas las utilidades existentes del subsuelo y construcción en el campo por un ingeniero calificado y un topógrafo para determinar cualquier conflicto con la obra. Si se encontraran obstáculos, no proseguir con el trabajo hasta que el ingeniero, arquitecto o el ingeniero geotécnico especifique método(s) para eliminar el obstáculo.

Junta previa al inicio de la obra.

Los documentos de contrato especificarán si se requiere una junta previa al inicio de la obra entre el arquitecto, ingeniero, el contratista (s) y el ingeniero de geotecnia para revisar los requisitos especiales que requiere la obra.

V.1.2 Aseguramiento de la calidad

Ingeniero geotécnico

Deberá proveer la inspección de la construcción de la pila de cimentación y pedir las pruebas de suelo o roca que se requieran adicionalmente si es necesario. El ingeniero geotécnico determinará el carácter de información y pruebas requeridas si no están incluidas en las especificaciones.

Contratista

- a) Si es requerido en los documentos de contrato, el contratista suministrará los servicios de un topógrafo calificado para realizar todos los levantamientos y planos para determinar los alineamientos verticales y horizontales.
- b) Proteger el acero de refuerzo de contaminación.

Laboratorios

Se proveerá de los servicios de un laboratorio de acuerdo con los requerimientos de ASTM E229 para realizar muestras, pruebas, inspecciones y reportes con respecto a el encamisado, acero de refuerzo y concreto.

V.2 REQUERIMIENTOS TECNICOS

V.2.1 Generalidades

En esta sección cubre los requerimientos para materiales y la construcción de pilas de cimentación e incluye lo siguiente:

- Excavación y encamisado, bombeo de agua, prueba de gas y sondeos.
- Acero de refuerzo
- Concreto

V.2.2 Ofertas

Ingeniero geotécnico.- Entregar reportes escritos a el ingeniero o arquitecto y al contratista del esfuerzo permisible del suelo para cargas de servicio, así como elevaciones, dimensiones y alineamientos.

Contratista.- Entregará lo siguiente :

- a) Planos de taller del acero de refuerzo.
- b) Certificado de los reportes de prueba del acero de refuerzo del fabricante.
- c) Evidencia que los materiales del concreto propuestos y que los de la mezcla cumplen con los requerimientos aplicables del ACI 301, excepto si está modificado por las especificaciones del contrato.
- d) Procedimiento detallado para retirar el encamisado, si lo hay.
- e) Procedimiento detallado de colocación de concreto con el Tremie, si lo hay.
- f) Procedimiento detallado para el método de todo desplazado o método de la perforación con agua, si lo hay.
- g)Notificación del ingeniero o arquitecto de permitir la inspección de la colocación del acero de refuerzo antes de iniciar el colado.
- h) Reportes de como quedará construida, alineamiento y dimensiones de la pila.
- i) Reporte de las cantidades de materiales, si se específico.
- j) Un reporte de las pruebas dadas por el proveedor dando propiedades físicas y químicas del todo que deberá ser suministrado al ingeniero geotécnico al comienzo de la obra.

Laboratorio .- Entregar reportes de pruebas del concreto durante la construcción.

V.2.3 Tolerancias en la construcción

Variación permisible máxima de localización .- 4.2 % del diámetro de la pila o 8 cm., el que resulte menor.

Pilas de concreto desplantadas .- Usar las siguientes tolerancias :

Categoría A : Para pilas sin refuerzo que se extienden a través de materiales que no ofrecen resistencia lateral, como pueden ser suelos orgánicos normalmente consolidados y suelos que puedan licuarse durante un terremoto - 12.5 % del diámetro.

Categoría B : Para pilas sin refuerzo que se extienden a través de materiales que ofrecen resistencia lateral (suelos que no se indican en la categoría A) que no debe ser mayor a 1.5 % la longitud de la pila.

Categoría C : Para fustes de concreto reforzado fuera de plomo es de 2 % la longitud de la pila o como sea determinado por el ingeniero o arquitecto.

Si la tolerancia de los anteriores párrafos son excedidas, el contratista debe suministrar y pagar la corrección de diseño y construcción que pueda requerirse.

La tolerancia en la elevación del colado de concreto es 25 mm. (1") arriba ó 75 mm. (3") abajo.

El área de desplante deberá ser horizontal o como sea aprobado por el ingeniero geotécnico, con el área de apoyo no menor que el 96 % de la especificada en los planos o como se apruebe por el ingeniero o arquitecto y el ingeniero geotécnico.

El diámetro del fuste no será menor al 98% de lo especificado en los planos o como se apruebe por el arquitecto o ingeniero y el ingeniero geotécnico.

Entrega, manejo y almacenaje del encamisado permanente

- Entrega del encamisado en el sitio en buenas condiciones

- Manejo y protección del encamisado para mantener redondo dentro del ± 2 % el diámetro de la camisa.

V.2.4 Productos

Encamisado de acero

ASTM A283, Grado C, o ASTM A-36 o ASTM A 444 acero corrugado como esté especificado o como se muestre en los planos de contrato.

Dar la soldadura de penetración completa de acuerdo a requerimientos AWS D1.1 para juntas verticales en encamisados permanentes no corrugados.

Proveer un encamisado con la suficiente resistencia para soportar los esfuerzos de manejo, presión del concreto, empuje de tierra y presión de líquidos circundantes.

Acero de refuerzo

ASTM A615, A616, A617 o A706, como está especificado o como se muestre en los planos de contrato. También ASTM A616 como está especificado o como esté mostrado en los planos de contrato excepto que todas las barras deberán de cumplir con las pruebas de doblado de las varillas de refuerzo de acero de flechas ASTM A617, Grado 60 y las marcas grabadas en la superficie de las varillas deberán incluir la letra R, para designar que el acero de riel cumple con estos requisitos.

La soldadura de las barras de refuerzo será conforme con los requerimientos de AWS D1.4.

Concreto

El concreto como su colado será conforme a las parte aplicable del ACI 301.

El diseño de la mezcla de concreto será proporcionado por el contratista y aprobado por el ingeniero o arquitecto y el ingeniero geotécnico. El concreto se diseñará conforme a ASTM C685 Y C94 o como sea aprobado por el ingeniero o arquitecto.

En general un revenimiento de 13 cm., ± 2.5 cm. es el apropiado para pilas coladas sin revestimiento (ademe). Proporción que será usada en discreción por el contratista y será aprobada por el ingeniero/arquitecto y el ingeniero geotécnico. El concreto deberá ser fluido, evitando la segregación, no se debe exhibir una rápida pérdida de revenimiento.

Mortero arena-cemento

Llenar el espacio anular exterior del encamisado permanente con un mortero adecuado proporcionado por el ingeniero/arquitecto o ingeniero geotécnico.

Lodos

El lodo consistirá de una suspensión coloidal estable de varios sólidos pulverizados o polímeros completamente mezclados con agua como se requerirá para obtener y mantener las propiedades requeridas.

La bentonita deberá cumplir con API 13a. El tipo de los diversos sólidos pulverizados usados dependerán de las condiciones del subsuelo y de las propiedades del agua de mezclado.

El agua usada para mezclar el lodo deberá obtenerse en el sitio, de fuentes aprobadas por el ingeniero geotécnico.

V.2.5 Ejecución

Excavación, muestreo del suelo e inspección.

Hacer la excavación para la pila a las dimensiones y elevaciones requeridas mostradas en los planos de contrato.

Mantener la estabilidad de las paredes del agujero durante la perforación. Si los planos piden una prueba de carga de servicio, extender la excavación hasta el material aprobado por el ingeniero geotécnico.

La elevación del fondo de la excavación para las pilas, como se muestra será estimada de los datos de los sondeos y son profundidades mínimas para desarrollar el apoyo de la pila por fricción o por punta. El ingeniero geotécnico determinará el nivel final real de apoyo durante la excavación. Determinar lo adecuado del material de apoyo para las pilas de la manera siguiente :

a) Para pilas de punta explorar el estrato de apoyo hasta una profundidad igual al diámetro del área de apoyo por debajo del nivel de desplante de la pila con un barreno cuando lo indique el ingeniero geotécnico.

b) La inspección y muestreo del fondo de cada excavación será efectuada por el ingeniero geotécnico.

Lodos

El lodo consistirá de una suspensión coloidal estable de varios sólidos pulverizados o polímeros completamente mezclados con agua como se requerirá para obtener y mantener las propiedades requeridas.

La bentonita deberá cumplir con API 13a. El tipo de los diversos sólidos pulverizados usados dependerán de las condiciones del subsuelo y de las propiedades del agua de mezclado.

El agua usada para mezclar el lodo deberá obtenerse en el sitio, de fuentes aprobadas por el ingeniero geotécnico.

V.2.5 Ejecución

Excavación, muestreo del suelo e inspección.

Hacer la excavación para la pila a las dimensiones y elevaciones requeridas mostradas en los planos de contrato.

Mantener la estabilidad de las paredes del agujero durante la perforación. Si los planos piden una prueba de carga de servicio, extender la excavación hasta el material aprobado por el ingeniero geotécnico.

La elevación del fondo de la excavación para las pilas, como se muestra será estimada de los datos de los sondeos y son profundidades mínimas para desarrollar el apoyo de la pila por fricción o por punta. El ingeniero geotécnico determinará el nivel final real de apoyo durante la excavación. Determinar lo adecuado del material de apoyo para las pilas de la manera siguiente :

a) Para pilas de punta explorar el estrato de apoyo hasta una profundidad igual al diámetro del área de apoyo por debajo del nivel de desplante de la pila con un barrenado cuando lo indique el ingeniero geotécnico.

b) La inspección y muestreo del fondo de cada excavación será efectuada por el ingeniero geotécnico.

c) Excavar las campanas para las pilas si se requieren, inmediatamente después de la aceptación del estrato de apoyo por el ingeniero geotécnico. No excavar campanas para pilas antes de la confirmación del valor de la carga de servicio permisible de apoyo por el ingeniero geotécnico.

d) Si los resultados de las pruebas indican que el estrato no es capaz de proporcionar la presión de la carga de apoyo de servicio requerida el ingeniero geotécnico notificará al arquitecto/ingeniero la determinación de los ajustes que se tengan que hacer. Esto puede incluir, pero sin estar limitado, prolongar la longitud del fuste como lo indique el ingeniero geotécnico y repetir los pasos anteriores, o alargar el diámetro de la campana, como lo determine el arquitecto/ingeniero para obtener la presión de apoyo apropiada como la determine el ingeniero geotécnico.

Proveer de equipo de pruebas para gases, jaula protectora o encamisado temporal de diámetro, longitud y espesor apropiados y otros equipos de seguridad pedidos por las leyes federales, estatales o locales para la inspección y muestreo de las pilas y para proteger a los trabajadores durante la excavación de la campana u otras operaciones que necesiten para entrar a la excavación.

Revisar cada excavación para detectar gases tóxicos o explosivos antes de que entre el personal. Si es hallado un tipo de gas, ventilar con aire forzado hasta que halla la seguridad para entrar, o seguir los procedimientos alternos aprobados por el arquitecto/ingeniero e ingeniero geotécnico.

Limpiar el fondo de la excavación removiendo el material suelto o el agua que por su cantidad pueda provocar asentamientos o afectar la resistencia del concreto, como lo determine el ingeniero geotécnico.

Excavar los fondos de la excavación en un plano a nivel o como lo apruebe el ingeniero geotécnico. Si los fondos en pendiente sobre rocas son excavados a un nivel plano o escalonado será con altura máxima de escalón menor de $\frac{1}{4}$ del ancho o diámetro del área de apoyo.

Remover el material excavado del sitio o de otra manera como lo indique el ingeniero/arquitecto.

Encamisado de acero

Suministrar la camisa de acero donde se requiera. Hacer el diámetro de la excavación en relación al diámetro del encamisado temporal de manera tal que se deje un mínimo de vacío fuera del encamisado.

Las excavaciones para el encamisado permanente tendrán los diámetros iguales al diámetro exterior nominal del fuste.

El encamisado podrá retirarse a criterio del contratista a menos que se disponga de otra cosa o requiera dejarlo en su lugar.

Acero de refuerzo

La colocación del refuerzo para pilas de cimentación colada en sitio deberá ser de acuerdo a los documentos de contrato y después de que el ingeniero geotécnico haya aprobado la excavación de la pila, posteriormente se lleva a cabo la colocación del refuerzo y colado de concreto.

El refuerzo estará libre de lodo, aceite u otras sustancias que no sean epóxicas que afecten invariablemente a la adherencia, al momento de la colocación de este.

El acero de refuerzo vertical y los estribos deben ser de tales tamaño, configuración y amarrados con seguridad para mantener sus dimensiones propias y localización apropiadas en las operaciones de colado.

El acero de refuerzo se usará sin curvas ni dobleces no especificados. Enderezar o reparar las varillas de refuerzo de manera que no causen daño en la construcción y como sea aprobado por el arquitecto/ingeniero y el ingeniero geotécnico.

Colocar las varillas de acuerdo con los planos de contrato con recubrimiento no menos de 75 mm. (3") cuando esté expuesto al suelo, no menos de 100 mm. (4") en caso de pilas cuando el encamisado vaya ser retirado.

Hacer empalmes de refuerzo cuando se muestre en los planos de contrato al menos de que se apruebe otra cosa.

La distancia mínima entre las varillas horizontales (estribos) debe de ser 100 mm. (4") y no menos de tres veces el diámetro del estribo , ni tres veces el tamaño máximo del agregado para que el concreto pueda ser vibrado.

El refuerzo deberá ser vibrado antes de empezar el colado excepto que sea aprobado por el ingeniero/arquitecto o ingeniero geotécnico.

Concreto

Las pilas de cimentación de concreto sin refuerzo serán conforme a los documentos de contrato y a los requerimientos del ACI 318.1

Extraer el agua antes de la colocación del concreto de manera que no provoque subsidencia y pérdida de material que pueda adversamente afectar el trabajo y a las estructuras adyacentes.

Si se encuentra un flujo de agua excesivo, usar una alternativa como lo determine el ingeniero geotécnico para reducir el flujo; tales como la prolongación del encamisado fuera de pozos profundos, rellenar con mortero u otros métodos aceptables.

Colocar el concreto inmediatamente después de la terminación de la excavación y después de la aprobación del ingeniero geotécnico.

No dejar las excavaciones sin encamisado o con campana abierta de un día para otro; llenar las excavaciones sin camisa o con campana antes de que concluya el día de labores.

El concreto con caída libre puede ser usado con tal de que éste dirigido a través de una tolva equipada con trompa de elefante o su equivalente, tal que la caída sea vertical y por el centro de la excavación sin golpear las paredes de ella o el acero de refuerzo.

Colocar el concreto en la pila en una operación continua. Si las juntas de construcción son inevitables; nivelar, hacer rugosa y limpiar la superficie antes de recomenzar el colado del concreto. Dejar barbas o una llave de cortante cuando se requiera por el ingeniero/arquitecto. Los ingenieros geotécnicos y estructurales deberán aprobar las juntas de construcción.

El ingeniero geotécnico deberá proporcionar la inspección durante el retiro del encamisado y la colocación del concreto.

El retiro del encamisado deberá coordinarse cuidadosamente con la colocación del concreto y una altura de concreto deberá mantenerse de manera que exceda la presión del agua y del suelo arriba del extremo del encamisado en todo momento durante el retiro del encamisado.

Cuando se retire el encamisado, proveer concreto especialmente diseñado con un revenimiento mínimo de 13 mm. y con un retardador para evitar el arqueado del concreto durante el retiro del encamisado, o el fraguado del concreto hasta después de que el encamisado sea retirado. Checar el nivel de concreto antes, durante y después del retiro del encamisado para confirmar que no haya ocurrido una separación del concreto en la pila, no vibre el concreto internamente antes de que se valga a quitar el encamisado si es que se quitará; sin embargo un extractor vibratorio es permitido. Retirar el encamisado mientras que el concreto todavía esté fluido y plástico y ante de que ocurra el fraguado inicial.

Vibrar los primeros 1.5 metros de concreto, después de que el encamisado temporal haya sido retirado o cuando el encamisado sea permanente.

Llenar los espacios vacíos entre el espacio permanente y la excavación con concreto o mortero u otro material aprobado por el ingeniero geotécnico.

Para la colocación del concreto bajo agua cuando sea permitido por el ingeniero geotécnico o los documentos de construcción, usar un tubo tremie o concreto bombeado con los procedimientos especificados o aceptados por el ingeniero geotécnico o por los métodos de lodo desplazado.

Pruebas de concreto.- El laboratorio tomará un grupo de 4 cilindros por pila pero no menos de un juego por olla (viaje de camión). Probar un cilindro a la compresión a los siete días y dos a los 28 días de acuerdo con ASTM C39; guardar el cilindro de reserva para pruebas adicionales

Requisitos especiales para el método del lodo desplazado.

Método de instalación

a) Un lodo deberá ser usado para estabilizar la excavación. Cuando las pilas vayan a ser construidas bajo el nivel freático y terrenos con socavaciones o suelos lodosos, el nivel de lodo de la excavación deberá mantenerse a no menos de 1.5 m. arriba del nivel freático o más si se necesita para tener una perforación estable. Mantener el nivel de lodo arriba de cualesquier zona inestable a una distancia suficiente para evitar socavación o que se rellene de lodo la zona.

Se le pedirá al contratista que demuestre a satisfacción del ingeniero geotécnico que se está manteniendo un nivel de lodo en condiciones estables.

b) Usar un lodo a menos de que el agua en combinación con los finos coloidales del suelo que este siendo excavado, estabiliza adecuadamente la excavación.

c) El lodo deberá obtenerse de fuentes aprobadas por el ingeniero geotécnico. El lodo deberá ser mezclado, almacenado y transportado usando equipo hecho para estos fines.

d) El contratista deberá proporcionar cualquier tratamiento físico del agua o al lodo que sea necesario para cumplir con los requisitos de la tabla V(a), sujetos a la aprobación del ingeniero geotécnico.

e) El lodo dentro de la excavación cumplirá con las especificaciones antes del colado. El contratista limpiará, reciclará, removerá a la arena o reemplazará el lodo para mantener las propiedades requeridas para el lodo.

f) El colado de la pila de cimentación debe completarse el mismo día en que se termine la excavación. Si esto no es posible, la excavación se volverá a perforar y hacer pruebas de lodo antes de colar.

g) La cantidad permisible de cortes de barreno en el fondo de la excavación deberá ser menor de 150 mm. (6") sin volver a limpiar la perforación o modificar el lodo para pilas diseñadas para sin que tengan apoyo de punta.

h) El lodo deberá cumplir con las especificaciones siguientes:

Tabla V (a)

Característica que se debe medir	Rango de los resultados	Métodos de pruebas
1.- Densidad antes de colado(kg./m ³) por el lodo a 30.54 cm. del fondo de la pila a) Sin apoyo extremo b) Con apoyo extremo	85 máximo 70 máximo	API 13B sección 1 balanze de lodo ASTM D 4380
2.- Viscosidad por embudo de Marsh seg./litro para lodo de entrada y lodo de pita.	26-50	API 13B sección embudo y taza de Marsh
3.-Contenido de arena en volumen en % antes de colar para lodo , 30 cm. arriba del fondo de la excavación a) Pilas para trabajar de punta b) Pilas para no trabajar de punta	4 % máximo 25 % máximo	API 13B sección 4 (juego de mallas de arena)
4.- PH durante la excavación	8-12	API 13B sección 6 (Prueba de tiras de papel o medidor de PH)

Excavación

a) Los métodos de excavación deberán dejar las paredes y los fondos de la excavación libre de material suelto que podría evitar el contacto íntimo entre el concreto y suelo firme y roca sin alterarlos. Volver a limpiar la perforación a satisfacción del ingeniero geotécnico.

b) Remover todo el material excavado y de desperdicio y almacenarlo a una distancia suficiente de cada excavación abierta para evitar la contaminación de la excavación después de la limpieza final.

c) Usar herramienta de perforación y procedimientos de excavación que minimicen la presión negativa en la excavación. Al término de la excavación limpiar el fondo con un sistema de aspersión de aire o una cubeta de limpieza equipada con una tapa que evite que el material producto de la excavación vuelva a entrar a la misma.

d) Asegurarse de tener limpia la excavación de la pila antes de comenzar el colado.

Concreto

Todo el concreto usado con el método de lodo desplazado deberá satisfacer los siguientes requisitos :

-Revenimiento mínimo deberá ser 180 mm. (7")

-Tamaño máximo de nominal del agregado deberá ser de 20 mm. (¾")

Diseñar la mezcla para mantener las características de flujo durante el tiempo suficiente para permitir la terminación del colado de la pila.

La colocación del concreto no deberá comenzar hasta que el suministro de concreto esté asegurado. El concreto deberá colocarse dentro del límite de tiempo durante el cual la excavación permanecerá limpia y estable y el concreto permanecerá fluido.

Métodos de colado

a) El concreto puede ser colocado por el método del tremie o por bombeo.

b) El tubo de bombeo o del tremie deberá estar hecho de acero y tener juntas herméticas. El diámetro interior mínimo del tremie deberá ser de 200 mm. (8") y 100 mm. (4") para el tubo de bombeo.

c) El tubo de bombeo o tremie deberá tener una tapa tipo "pig" o " rabbit" al ser insertado y asentado en la excavación. El tubo de bombeo o del tremie deberá llevarse al fondo de la perforación para comenzar la colocación del concreto.

d) Si se usa un tubo tremie con tapa, el tubo tremie o línea de bombeo deberán tener un sello, consistente en una placa en la punta hasta que el tubo alcance el fondo de la perforación y suficiente concreto haya sido colocado para evitar el flujo de agua dentro del tubo tremie. El uso de un tapón "rabbit" o "pig" desechable insertado en el tubo para separar el concreto del lodo es recomendable.

e) Si es usado un tapón "rabbit", el tubo tremie abierto deberá asentarse en el fondo. El tapón "rabbit" se insertará en la parte superior y luego el concreto deberá colocarse empujando el tapón "rabbit" por delante, separando el concreto del fluido de la excavación. Cuando el tubo esté totalmente lleno con concreto, el tubo deberá levantarse del fondo la cantidad mínima necesaria para que comience el flujo del concreto. Se deberá tener cuidado de asegurarse que toda la suspensión de lodo sea expulsada del tubo durante el proceso inicial de carga.

f) Durante la colocación del tremie, el extremo del tubo tremie no deberá levantarse arriba del nivel del concreto. Si se pierde el sello, el tubo deberá retirarse, el sello remplazado y la operación tremie reiniciarse usando un tremie con tapa.

g) La suficiente introducción del tremie o del tubo de la bomba en el concreto deberá ser mantenida durante todo el colado para evitar la penetración del lodo dentro del tubo. La penetración mínima deberá ser de 1.5 m (5 ft.).

h) La primera porción colocada del flujo que llegue a la parte superior de la pila deberá ser desplazada a un lado de la pila o retirada de la pila como lo determine el ingeniero geotécnico.

i) La rápida bajada o levantada del tremie no será permitida.

j) Tubo de aluminio u otro equipo no será usado para la colocación del concreto.

k) La parte superior de la pila deberá protegerse contra daños y deberá ser curada y protegida para evitar pérdidas de humedad y temperatura extrema de acuerdo a ACI 301.

Inspección y pruebas.

a) El contratista o el ingeniero geotécnico deberá ejecutar las pruebas de los lodos con los métodos descrito en la sección de método de instalación. El ingeniero geotécnico deberá inspeccionar las pruebas del contratista. Todo el equipo de pruebas requerido deberá ser proporcionado por el contratista. El contratista deberá tener en disponibilidad en el sitio un muestreador de lodo con capacidad para obtener muestras de lodo a cualquier profundidad dentro de la excavación de la pila.

b) La inspección de las pruebas deberá ser de un mínimo de dos juegos de pruebas por turnos de trabajo.

La primera prueba siendo hecha al empezar el turno.

Las condiciones de campo, de trabajo del contratista, del ingeniero geotécnico y de la perforación de la pila podrá requerir pruebas más frecuentes para asegurar un lodo aceptable.

c) Las muestras tomadas del tanque de lodos y de las que queden dentro de 30.54 cm. (1 ft) del fondo de la excavación deberán ser aprobadas por el ingeniero geotécnico, o por el contratista bajo la observación del ingeniero geotécnico.

d) El fondo de la excavación deberá ser inspeccionado a satisfacción del ingeniero geotécnico.

e) Los métodos aceptables para la acumulación de materiales en el fondo serán sonando con el tubo del tremie o con el tubo de aspersión de aire o tocando con un contrapeso.

f) El volumen de concreto deberá ser comparado con el volumen real de cada pila después de cada olla de concreto o intervalos de 4 m³ si es que se bombea, para proporcionar una comprobación de campo de la continuidad de la pila, de como está siendo colada.

CAPITULO VI

APLICACION A UN EJEMPLO PRACTICO PUENTE "SAN ROMAN"

CAPITULO VI APLICACION A UN EJEMPLO PRACTICO PUENTE " SAN ROMAN"

En el presente capitulo se desarrollará la memoria de cálculo de la cimentación del Puente " San Román ", ubicado en el Estado de Tabasco.

VI.1 DATOS GENERALES DEL PUENTE

Cruce	: Puente sobre " Río San Román"
Carretera	: (Tacotalpa-Tapijulapa) -Sta. Rosa (2a. Sección)
Tramo	: (Tacotalpa-Tapijulapa) -Sta. Rosa (2a. Sección)
Km:	: I+ 800
Origen	: (Tacotalpa-Tapijulapa)
Estado	: Tabasco

VI.2 CARACTERISTICAS GENERALES DEL PUENTE

Longitud total propuesta del puente: 120 m.

Ancho total: 10 m.

Bandas de tránsito: 2

Longitud de claros: 30.27-30.54-30.54-30.27 respectivamente.

V.3 DATOS HIDRAULICOS

$Q = 3388 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$V = 3.17 \text{ m}/\text{seg.}$

Esviaje = 0°

N.A.M.E. \Rightarrow Elevación 26.60 m.

N.A.M.O. \Rightarrow Elevación 22.25 m.

N.A.M.I.N. \Rightarrow Elevación 16.85 m.

Perfil general del cruce (croquis IV.1, ver apéndice)

VI.4 DATOS GEOTECNICOS

Exploración y muestreo

Número, tipo y profundidad de sondeos:

Sondeo	Tipo	Profundidad	N.A.F.	
1	P.E.	30.00 m.	11.10 m.	
2	P.E.	20.47 m.	1.80 m.	tirante
3	P.E.	18.50 m.	1.20 m.	tirante
4	P.E.	25.83 m.	12.00m.	

Donde:

P.E. = Prueba de penetración estándar

N.A.F. = Nivel de aguas freáticas

Tipo de muestras:

Alteradas representativas y inalteradas.

Pruebas de laboratorio efectuadas:

- Clasificación de campo.
- Humedad natural.
- Limite de plasticidad.
- Granulometría por mallas.

Estatigrafía y tipo de formación:

La estatigrafía está formada en el sitio de estudio por : Arcilla arenosa, consistencia media (CH); arena limosa, de suelta a medianamente compacta (SM); grava graduada; de medianamente compacta a compacta (GP-GM).

Perfil de suelos (croquis VI.2, ver apéndice)

VI.5 CALCULO DE LA SOCAVACION AL CENTRO DEL CAUCE

Socavación general

Método de Lischtvan-Levediev

Datos:

$$Q = 3388 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 3.17 \text{ m/seg.}$$

Por la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = AV \Rightarrow A = Q/V = 3388/3.171069 \text{ m}^2 = A_h$$

Longitud del puente: 120 m.

Esviajamiento: 0°

Longitud libre entre dos pilas = 28.54 m.

Ancho efectivo (B_e)

Considerando tres pilas intermedias de dos metros de diámetro:

$$B_e = 120 \text{ m.} - 6 \text{ m.} = 114 \text{ m.}$$

Tirante medio de la sección original:

$$H_m = A_h / B_e = 1069 / 114 = 9.4 \text{ m.}$$

De tabla N° VI.1 (ver apéndice) se obtiene el coeficiente de contracción (μ), con la longitud libre entre dos pilas y la velocidad, siendo:

$$\mu = 0.96$$

Coefficiente de rugosidad (α)

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu} = \frac{3388}{(9.4)^{1.667} (114)(0.96)} = 0.74$$

Tirante de agua en el punto donde se desea calcular la socavación:

$$H_0 = \text{N.A.M.E.} - \text{N.A.M.I.N.} = 26.6 - 16.85 = 9.75 \text{ m.}$$

De la tabla VI.2 (ver apéndice), para un periodo de retorno de 50 años: $p = 1/50 = 0.02 \Rightarrow 2\%$

$$\beta = 0.97$$

Diámetro medio en mm. del suelo en el fondo del cauce.

$$d_m = 5 \text{ mm.}$$

De la tabla VI.3 (ver apéndice) $\Rightarrow 1/1+X = 0.74$

Socavación (H_s)

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right] \frac{1}{1+X}$$

$$H_s = \left[\frac{0.74(9.75)^{1.667}}{0.68(0.97)(5.0)^{0.28}} \right]^{0.74} = 12.94 \text{ m.}$$

Socavación general = $H_s - h_0 = 12.94 - 9.75 = 3.19 \text{ m.}$

Cálculo de la socavación local

Método de Yaroslavtziev

$$S_o = K_r K_v (c + K_H) V^2 / g - 30 d_{85}$$

K_r = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila.

De la fig. VI.4 (ver apéndice) considerando:

$$b_1 = (1 - b) \sin \phi + b = (1 - 4.5) \sin 0^\circ + 4.5 = 4.5$$

$$b_1 / t = 4.5 / 1.5 = 3 ; \text{ se obtiene:}$$

$$K_r = 7.13$$

K_v = Coeficiente dado por la relación:

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_3} = [0.74(9.75)^{1.667}] / 12.94 = 2.54$$

$$V_r^2 = 6.48$$

$$V_r^2 / g b_1 = 6.48 / 9.81(4.5) = 0.15$$

de la figura VI.5 (ver apéndice) se obtiene:

$$K_v = 0.8$$

$e = 0.6$ para pilas en el cauce principal.

De la figura VI.6 (ver apéndice) se obtiene K_H donde :

$$d_0 / b_1 = 12.94/4.5 = 2.9$$

Siendo: $K_H = 0.15$

Por lo tanto:

$$S_o = [7.13(0.8)(0.6+0.15)(3.17^2 / 9.81)] - 30(0.005) = 4.2 \text{ m.}$$

Por lo tanto la socavación Total (S_T) es:

$$S_T = 3.19 + 4.18 = 7.4 \text{ m.}$$

VI.6 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Capacidad de carga para suelos granulares

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 N A_s$$

Donde:

Q_u = Carga última de la pila, Ton.

N = Número de golpes promedio a la elevación de la punta de la pila, N° golpes/30 cm.

A_p = Area de la sección transversal de la punta de la pila, m^2 .

N = Número de golpes promedio a lo largo del fuste de la pila, N° golpes/30 cm.

A_s = Area de la superficie lateral del fuste de la pila, m^2 .

Considerando un factor de seguridad de 4, ya que la prueba de penetración estándar está sujeta a errores se obtiene la capacidad de carga permisible (Q_n) para la pila.

Tomando como datos los proporcionados por el perfil de suelos dado en el croquis VI.2(ver apéndice) se obtiene:

$$N = 15$$

Diámetro de la pila (m)	Area de la pila (A_p) (m^2)
1.0	0.78
1.20	1.13
1.50	1.77

$$N = 15$$

$$A_s = 17.85 \text{ m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga:

Para pila de $\phi=1.0$ m

$$Q_{u1} = 40(15)(0.79) + 0.2(15)(17.85) = 527 \text{ Ton.}$$

$$Q_{a1} = 527 / 4 = 131 \text{ Ton.}$$

Para pila de $\phi=1.2$ m

$$Q_{u1} = 40(15)(1.13) + 0.2(15)(17.85) = 732 \text{ Ton.}$$

$$Q_{a1} = 732 / 4 = 180 \text{ Ton.}$$

Para pila de $\phi=1.0$ m

$$Q_{u1} = 40(15)(1.77) + 0.2(15)(17.85) = 1335.4 \text{ Ton.}$$

$$Q_{a1} = 1066 / 4 = 270 \text{ Ton.}$$

Para el proyecto se utilizará pila de diámetro de 1.5 m.

VI.7 ANALISIS ESTRUCTURAL

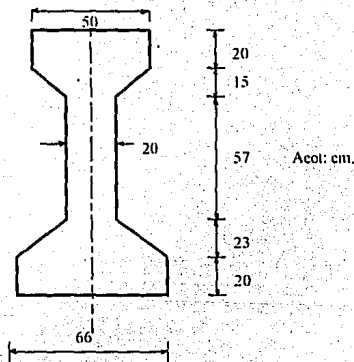
Análisis de cargas

1) Carga muerta

a) Descarga de la superestructura

La superestructura está formada por vigas AASHTO (Concreto presforzado), losetas precoladas y por la losa de piso, además de diafragmas extremos y centrales.

Del manual de las AASHTO se obtiene el peso propio de una viga, de las dimensiones que se muestran en la siguiente figura:



Propiedades de la sección:

$$y_1 = 61.5 \text{ cm.}$$

$$Y_s = 73.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Area} = 4974 \text{ cm.}^2$$

$$S_i = 166847 \text{ cm.}^3$$

$$S_s = 139606 \text{ cm.}^3$$

$$I = 10261070 \text{ cm.}^4$$

Peso propio: 1194 kg/m

Cargas :

Considerando un tramo de superestructura

Trabes ASSHTO

Peso propio de trabes AASHTO: 1.194 T/m

Longitud de trabes: 30.8 m.

Número de trabes: 5

$$W_{\text{trabes}} = 1.194 \times 30.8 \times 5 = \underline{183.8 \text{ Ton.}}$$

Losetas precoladas

Dimensiones:

Longitud: 1.95 m.

Ancho: 0.85 m.

Espesor: 0.08 m.

$$\text{Volumen} : 0.85 \times 1.95 \times 0.08 = 0.1326 \text{ m}^3$$

Número de losetas: 132

$$W_{\text{losetas}} = 132 \times 0.1326 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = \underline{42 \text{ Ton.}}$$

Losa:

Volumen de concreto: 41.8 m³

$$W_{\text{losa}} = 41.8 \times 2.4 = \underline{100.56 \text{ Ton}}$$

Diaphragmas:

Volumen de concreto: 6.8 m³

$$W_{\text{losa}} = 6.8 \times 2.4 = \underline{16.33 \text{ Ton}}$$

Concreto Asfáltico:

Volumen de asfalto: 0.03 X 7.50 X 30.8 = 6.93 m³

$$W_{\text{asfalto}} = 6.93 \times 2.2 \text{ Ton/m}^3 = \underline{16.33 \text{ Ton}}$$

Banqueta:

Volumen de concreto: 13.6 m³

$$W_{\text{losa}} = 13.6 \times 2.4 = \underline{32.64 \text{ Ton}}$$

Parapeto prefabricado:

Volumen de concreto: 15.6 m³

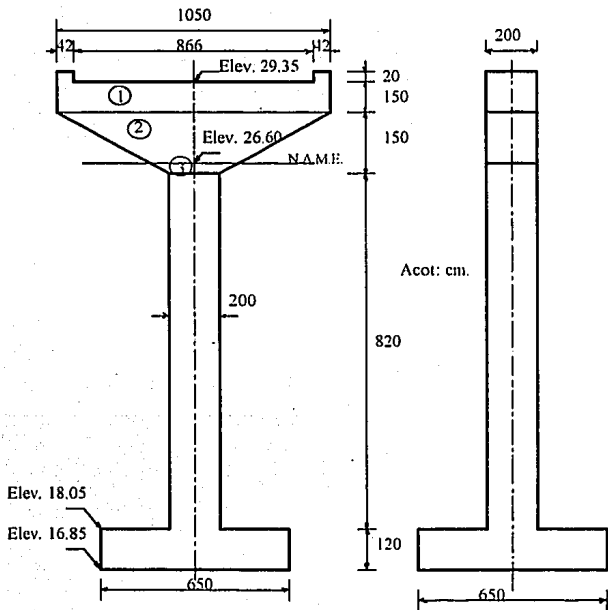
$$W_{\text{losa}} = 15.6 \times 2.4 = \underline{37.44 \text{ Ton}}$$

$$W_{\text{Total de superestructura}} = 183.8 + 42.0 + 100.6 + 16.3 + 15.3 \text{ 32.6} + 37.44 \\ \underline{428.09 \text{ Ton.}}$$

b) Descarga de la subestructura:

Se obtendrá el peso de la subestructura, considerando que el nivel de agua se encuentra el N.A.M.E.

La subestructura de concreto reforzado está formada por: Cabezal, cuerpo de la pila (circular) y apoyada sobre una zapata. La figura siguiente muestra las dimensiones de la subestructura:



Cabezal

$$W_{1\text{cabezal}} = 1.50 \times 10.5 \times 2.0 \times 2.4 = 75.6 \text{ Ton.}$$

$$W_{2\text{cabezal}} = \left[\frac{10.5 + 4.0}{2} \right] \times 1.25 \times 2.0 \times 2.4 = 43.5 \text{ Ton.}$$

$$W_{3\text{cabezal}} = \left[\frac{4 + 2}{2} \right] \times 0.25 \times 2.0 \times 1.4 = 2.1 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{cabezal}} = \underline{121.2 \text{ Ton}}$$

Pila

$$\text{Volumen : } \left[\frac{\pi(2)^2}{4} \right] 8.3 = 26.08 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{pila}} = 26.08 \times 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \underline{36.51 \text{ Ton.}}$$

Zapata:

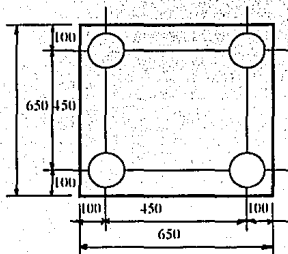
$$\text{Volumen de concreto: } 50.7 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{zapata}} = 50.7 \times 1.4 = \underline{70.98 \text{ Ton}}$$

$$W_{\text{Total de subestructura}} = 121.2 + 36.51 + 70.98 \\ \underline{228.69 \text{ Ton.}}$$

c) Pila de cimentación

Proponiendo cuatro pilas de cimentación de 1.5 m. de diámetro, además se debe cumplir con la separación mínima entre pilas que es de 2.5 veces el diámetro o sea 3.75 m., por lo que de acuerdo a las dimensiones de la zapata quedarían colocadas las pilas así:



Longitud : 17.85 m.

Area transversal: 1.77 m²

$W_{\text{pila de cim.}} = 44.16 \text{ Ton}$

2) Carga viva

Se consideran dos bandas de transito

Camiones tipo de proyecto: Un HS-20 Y un T3-S2-R4

Del apéndice de ASSHTO se obtiene los cortantes máximos generados por cada uno de los camiones tipo para un claro de 30.8 m. y son:

$V_{\text{HS-20}} = 9.649 \text{ Ton.}$

$V_{\text{T3-S2-R4}} = 54.642 \text{ Ton.}$

Considerando que los tramos de la superestructura son simplemente apoyados se tiene que la reacción por carga viva (R_{cv}) es:

$$R_{\text{cv}} = V_{\text{HS-20}} + V_{\text{T3-S2-R4}} = 9.649 + 54.642 = 64.291 \text{ Ton.}$$

Peso total a la cabeza de las pilas de cimentación:

$$W_{\text{TOTAL}} = W_{\text{super.}} + W_{\text{sub.}} + W_{\text{cv}} = 428.09 + 228.69 + 64.291 = 721.07 \text{ Ton.}$$

Descarga por pila:

$$q_{\text{actuante}} = 721.07 / 4 = 180.27 \text{ Ton.}$$

Si el peso de una pila es de 44.16 Ton. y la capacidad de carga de una pila de 1.5 m. de diámetro es de 270 Ton. / pila se tiene que:

$$q_{\text{neta}} = 270 - 44.16 = 225.84 \text{ Ton.}$$

Así que comparando la capacidad de carga permisible con la actuante se obtiene:

$$q_{\text{actuante}} > q_{\text{neta}} \\ 180.27 \text{ Ton.} > 225.84 \text{ Ton.}$$

Se aceptan las cuatro pilas separadas a 4.5 m. una de otra

Combinaciones de carga

Las siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida la cimentación, cada parte de la estructura se proporcionará para resistir con seguridad todos los grupos de combinaciones

Los grupos que se analizarán según las AASHTO son:

Grupo I, Grupo III y Grupo VII.

A continuación se presentan las combinaciones de carga para cada grupo:

$$\text{Grupo I} = (\text{C.M.} + \text{C.V.} + \text{P.C.}) \quad \text{Esfuerzos al 100\%}$$

Donde:

C.M. = Carga muerta

C.V. = Carga viva

P.C. = Presión de la corriente considerando el nivel de la corriente en el N.A.M.E.

Elevación de empotramiento

Considerando el nivel de terreno natural (N.T.N) a la elevación 15.85, restándole la Socavación (S_T) ya calculada se obtiene dicha elevación:

$$\text{Elev. de empotramiento} = \text{N.T.N} - S_T = 15.85 - 7.4 = 8.45$$

Carga muerta

Se calcula la carga muerta hasta dicho nivel:

$$W_{\text{super.}} = 428.09 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{cabe.}} = 121.2 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{pila.}} = 36.51 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{zapata.}} = 70.98 \text{ Ton.}$$

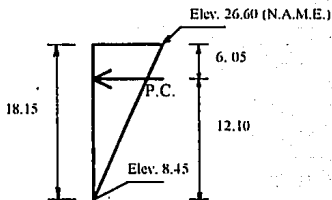
$$W_{\text{ciment.}} = 1.77 \times 8.4 \times 1.4 = 20.82 \text{ T/pila} \times 4 \text{ pilas} = 83.3 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{Total CM.}} = \underline{740 \text{ Ton.}}$$

Carga viva

$$W_{\text{cv}} = 84.291 \text{ Ton}$$

Presión de la corriente



$$P.C. = 515 K V^2$$

K = Constante = 0.67 para pila de sección circular.

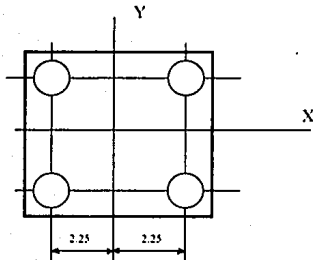
V = Velocidad de la corriente = 3.17 m/seg.

$$P.C. = 515 (0.67) (3.17)^2 = 3467.37 \text{ Pa} = 354 \text{ Ton/m}^2$$

Elemento	Area expuesta (m ²)
Cabezal-3	3.50
Pila	27.23
Zapata	7.80
Pila de cimentación	42.90
Total	81.43 m²

$$P.C. = 0.354 (81.4) = 29 \text{ Ton.}$$

Aplicada a 12.10 m.



El momento generado por la presión de la corriente al nivel del empotramiento considerado es:

$$M_Y = 25 (12.10) = 351 \text{ Ton.-m.}$$

Aplicando la formula de la escuadría se tiene:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_Y}{I_X} y$$

$$I = I_0 + \Delta d^2$$

Considerando $\Delta = 1$; se tiene:

$$I = 4 + 4(2.25)^2 = 24.25 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{740}{4} + \frac{351}{24.25} (2.25) = 218 \text{ T/m}^2$$

Comparando con el esfuerzo permisible de una pila de 1.5 m. de diámetro de acuerdo con el cálculo de capacidad de carga.

280 > 218 Por lo tanto cumple .

$$\text{Grupo [III]} = (\text{C.M.} + \text{C.V.} + \text{P.C.} + 0.3 \text{ VE} + \text{VCV} + \text{FL})$$

Esfuerzos al 125%

Donde:

VE = Viento sobre la estructura.

VCV = Viento sobre carga viva.

FL = Fuerza longitudinal por carga viva (Fricción)

Carga muerta

CM. = 740 Ton.

Carga viva

CV = 84,291 Ton.

Presión de la corriente

PC = 29 Ton

h = 12.10 m.

My = 351 Ton-m.

Viento sobre la estructura actuando en sentido transversal al eje del camino

Actuando sobre la superestructura:

$$\text{VE}_T = 2.75 \times 30.8 \times 0.244 = 20.67 (0.3) = 6.2 \text{ Ton.}$$

VE_T = 6.2 Ton.

h = 22.3 m.

My = 138 Ton-m.

Viento sobre la estructura actuando en sentido longitudinal al eje del camino.

Actuando sobre la superestructura:

$$\text{VE}_L = 2.75 \times 30.8 \times 0.06 = 5.08 (0.3) = 1.52 \text{ Ton.}$$

VE_L = 1.52 Ton.

h = 22.3 m.

Mx = 34 Ton- m.

Viento sobre la carga viva

$$\text{VCV}_T = 30.8 \times 0.149 = 4.59 \text{ Ton}$$

VCV_T = 4.59

h = 22.73 m.

My = 104 Ton-m.

$$\text{VCV}_L = 30.8 \times 0.06 = 1.85 \text{ Ton.}$$

VCV_L = 1.85 Ton

h = 22.73 m.

Mx = 42 Ton-m.

Fuerza longitudinal por carga viva (Fricción)

$$FL = 0.05 Wv = 0.05 \times 84.29 = 4.21 \text{ Ton.}$$

$$FL = 4.21 \text{ Ton.}$$

$$h = 21$$

$$M_x = 88 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma M_y = 593 \text{ Ton -m.}$$

$$\Sigma M_z = 164 \text{ Ton -m.}$$

Aplicando la formula de la escuadria se tiene:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_y} \times \pm \frac{M_y}{I_x} \quad y$$

$$I = I_0 + \Delta d^2$$

Considerando $\Delta = 1$; se tiene:

$$I = 4 + 4(2.25)^2 = 24.25 \text{ cm.}^4$$

$$f = \frac{825}{4} + \frac{164}{24.25} (2.25) + \frac{593}{24.25} (2.25)$$

$$f = 276 \text{ Ton/ m}^2$$

Comparando con el esfuerzo permisible de una pila de 1.5 m. de diámetro de acuerdo con el cálculo de capacidad de carga:

$$350 > 276 \quad \text{Por lo tanto cumple}$$

Donde :

TT = Sismo sobre la estructura

$$TT = \frac{CW}{Q}$$

El puente se encuentra en el estado de Tabasco por lo que corresponde a la zona B de acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana.

Tipo de terreno: Arena limosa Tipo III

De acuerdo a la longitud del puente se considera de gran importancia, por lo tanto, aplicar un factor de 1.3

Obtención del coeficiente sísmico

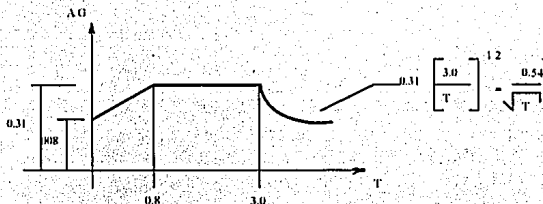
$$a_0 = 0.60 (1.3) = 0.08$$

$$c = 0.24 (1.3) = 0.31$$

$$T_a = 0.8$$

$$T_b = 3.0$$

$$r = 1.0$$



c = Valor máximo del espectro normalizado de respuesta de aceleraciones máximas.

Q = 4. Puesto que es un puente donde la superestructura está apoyada sobre la subestructura mediante apoyos de neopreno.

Por lo que :

$$c / Q = 0.31 / 4 = 0.08 \geq n_0$$

Entonces:

Sismo en sentido longitudinal al eje del camino

Superestructura

$$FF = W_{\text{super}} \times 0.08 = 428.09 \times 0.08 = 34.25 \text{ Ton.}$$

$$FF = 34.25 \text{ Ton.}$$

$$h = 21 \text{ m.}$$

$$M_{x1} = 719 \text{ Ton-m.}$$

Subestructura

$$FF = W_{\text{cub1}} \times 0.08 = 75.08 \times 0.08 = 6 \text{ Ton.}$$

$$FF = 6 \text{ Ton.}$$

$$h = 19.4 \text{ m.}$$

$$M_{x2} = 116 \text{ Ton-m.}$$

$$FF = W_{\text{cub2}} \times 0.08 = 43.5 \times 0.08 = 3.5 \text{ Ton.}$$

$$FF = 3.5 \text{ Ton.}$$

$$h = 18 \text{ m.}$$

$$M_{x3} = 63 \text{ Ton-m.}$$

$$FF = W_{\text{cub3}} \times 0.08 = 2.1 \times 0.08 = 0.2 \text{ Ton.}$$

$$FF = 0.2 \text{ Ton.}$$

$$h = 17 \text{ m.}$$

$$M_{x4} = 3 \text{ Ton-m.}$$

$$FF = W_{\text{pila}} \times 0.08 = 36.51 \times 0.08 = 3 \text{ Ton.}$$

$$FF = 3 \text{ Ton.}$$

$$h = 13.7 \text{ m.}$$

$$M_{x5} = 41 \text{ Ton-m.}$$

$$FF = W_{\text{zapata}} \times 0.08 = 71 \times 0.08 = 6 \text{ Ton.}$$

$$FF = 6 \text{ Ton.}$$

$$h = 9 \text{ m.}$$

$$M_{x6} = 54 \text{ Ton-m.}$$

Pilas de cimentación

$$FF = W_{\text{pilas}} \times 0.08 = 83.3 \times 0.08 = 7 \text{ Ton.}$$

$$FF = 7 \text{ Ton.}$$

$$h = 4.2 \text{ m.}$$

$$M_{x7} = 30 \text{ Ton-m.}$$

Sismo en sentido transversal al eje del camino

Superestructura

$$FF = 34.25 \text{ Ton.}$$

$$h = 21 \text{ m.}$$

$$M_{y1} = 719 \text{ Ton-m.}$$

Subestructura

$$FF = 13 \text{ Ton.}$$

$$h = 14.6 \text{ m.}$$

$$M_{y2} = 184 \text{ Ton-m.}$$

$$FF = 6 \text{ Ton.}$$

$$h = 9 \text{ m.}$$

$$M_{y3} = 54 \text{ Ton-m.}$$

Pilas de cimentación

FF = 7 Ton.

h = 4.2 m.

My₄ = 30 Ton-m.

Presión de la corriente

PC = 29 Ton

h = 12.10 m.

My₃ = 351 Ton-m.

$\Sigma M_x = 996 \text{ Ton-m.}$

$\Sigma M_y = 1338 \text{ Ton-m.}$

Aplicando la formula de la escuadria se tiene:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_y} \times \pm \frac{M_y}{I_x} \text{ y}$$

$$I = I_0 + \Delta d^2$$

Considerando $\Delta = 1$; se tiene:

$$I = 4 + 4(2.25)^2 = 24.25 \text{ cm.}^4$$

Se obtendrán los esfuerzos correspondientes a cada dirección ya que el Sismo no puede actuar simultáneamente en los dos sentidos.

$$f_x = \frac{740}{4} + \frac{996}{24.25} (2.25) = 277 \text{ Ton / m}^2$$

$$f_y = \frac{740}{4} + \frac{1338}{24.25} (2.25) = 309 \text{ Ton / m}^2$$

Comparando con el esfuerzo permisible de una pila de 1.5 m. de diámetro de acuerdo con el cálculo de capacidad de carga.

$$1.33(280) = 372.4 > 277 \text{ Por lo tanto cumple.}$$

$$1.33(280) = 372.4 > 309 \text{ Por lo tanto cumple.}$$

Según las combinaciones anteriores los esfuerzos actuantes son menores que los permisibles por lo tanto las dimensiones para diseño serán las siguientes:

Diámetro de la pila	1.5 m.
Longitud total de la pila	17.85 m

Momento máximo de diseño:

De acuerdo a los momentos obtenidos mediante el análisis de combinación de cargas:

Grupo	Mx (Ton-m.)	My (Ton-m.)
I	-----	351
III	164	593
VII	996	1338

El momento más crítico es el que se presenta en la dirección Y del grupo VII, que considera la acción del Sismo. Para el otro sentido el más crítico sería también el del grupo VII, pero el Sismo no actuará al mismo tiempo con su mayor intensidad por lo que el momento máximo de diseño para el sentido X será el obtenido en el grupo III.

Considerando que tanto las fuerzas verticales como las horizontales fueron aplicadas considerando las cuatro pilas de cimentación se dividirán las fuerzas axiales actuantes así como los momentos entre cuatro para proceder a realizar el diseño de una sola pila.

$$CM. = 740/4 = 185 \text{ Ton.}$$

$$CV = 84.3/4 = 21 \text{ Ton.}$$

$$Mx = 164/4 = 41 \text{ Ton-m.}$$

$$My = 1338/4 = 335 \text{ Ton-m.}$$

VI.8 DISEÑO ESTRUCTURAL

VI.8.1 Diseño por esfuerzos permisibles

Datos:

Diámetro de la pila 1.5 m.

Longitud de la pila 17.85 m.

Carga muerta 185 Ton.

Carga viva 21 Ton.

Total de carga axial 206 Ton.

$M_x = 41$ T-m.

$M_y = 355$ T-m

$f'_c = 250$ kg./cm.²

$f_y = 4200$ kg./cm.²

Cálculo de la excentricidad balanceada

$$e_b = (0.43 p_g m D_c + 0.14 D)$$

Proponiendo: $p_g = 1\%$

recubrimiento de 8 cm.

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 (250)} = 19.8$$

$$e_b = [0.43 (0.01)19.8(134) + 0.14 (150)] = 20.4 \text{ cm.}$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \sqrt{(e_x)^2 + (e_y)^2}$$

$$e_x = 41 \text{ Ton-m.} / 206 \text{ Ton} = 0.2 \text{ m}$$

$$e_y = 355 \text{ Ton-m.} / 206 \text{ Ton} = 1.63 \text{ m.}$$

$$e = \sqrt{(0.2)^2 + (1.63)^2} = 1.6 \text{ m}$$

$e_b < e$; $20.4 < 160$, Por lo tanto se diseña como una columna a flexocompresión.

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} \leq 1.0$$

$$f_a = \frac{P}{A_c} = \frac{206000}{17671.5} = 11.7 \text{ kg./cm.}^2$$

$$F_a = 0.212 f_c + 0.34 f_y p$$

$p = A_s / A_c$: Si $A_s = 0.01 A_c$, se tiene que:

$$A_s = 0.01(17671.5) = 176 \text{ cm.}^2$$

$$F_a = 0.212(250) + 0.34(4200)(0.01) = 67.21 \text{ kg./cm.}^2$$

$$F_b = 0.45 f_c = 0.45(250) = 112.5 \text{ kg./cm.}^2$$

$$f_{bx} = M_x / S_x$$

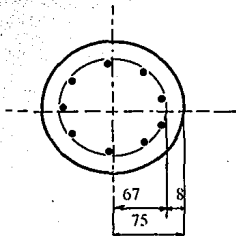
$$S_x = I_x / r$$

$$I_x = I_c + I_s$$

$$I_c = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi (75)^4}{4} = 24850489 \text{ cm.}^4$$

$$I_s = A_s (2n - 1) r^2$$

Si $n = 10$



$$I_s = 176 (2(10) - 1) (67)^2 = 15011216 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 39861705 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_y = 39861705 / 75 = 531489 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto:

$$f_{b_y} = \frac{33500000}{531489} = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{b_x} = \frac{4400000}{531489} = 8.3 \text{ kg/cm}^2$$

∴

$$\frac{11.7}{67.21} + \frac{8.3}{112.5} + \frac{63}{112.5} \leq 1.0$$

0.83 ≤ 1.0 Cumple con el acero mínimo

Determinación del número de varillas

$$A_s = 176 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Si varillas del } \# 8 \Rightarrow a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de varillas} \Rightarrow 176 \text{ cm}^2 / 5.07 \text{ cm}^2 = 35 \text{ varillas}$$

Cálculo de la separación de estribos

Si estribos del # 4.

De las siguientes expresiones se tomará el valor menor:

$$\text{sep} = 48 d_B$$

$$\text{sep} = 16 D_B$$

$$\text{sep} = D$$

Donde:

d_B = Diámetro del estribo

D_B = Diámetro de la barra longitudinal

D = Diámetro de la pila

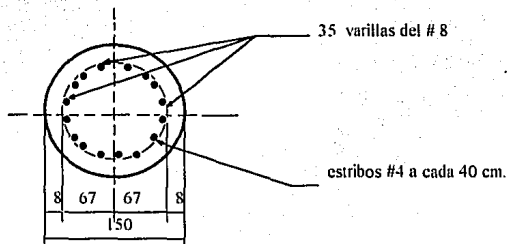
∴

$sep = 48 (1.27) = 61 \text{ cm.}$

$sep = 16 (2.54) = 40 \text{ cm.}$

$sep = 150 \text{ cm.}$

Por lo tanto la pila se armará así:



VI.8.2 Diseño por Resistencia Última

Cálculo de la rigidez de flexión de la pila (EI)

Debe de calcularse tomando la sección completa de concreto a menos que los momento y las cargas laterales aplicadas sean lo suficientemente grandes para causar el agrietamiento cuando actúan en combinación con las cargas axiales concurrentes.

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 15100 \sqrt{250} = 238751 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{\pi (r)^4}{4} = \frac{\pi (75)^4}{4} = 24850489 \text{ cm}^4$$

$$EI = 238751 (24850489) = 5.93 \text{ E}^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EI = 593308 \text{ Ton} \cdot \text{m}^2$$

Cálculo del Módulo de reacción horizontal del suelo (k_s)

$$k_s = 80 (\text{SF}) q_p$$

$$k_s = \text{Coeficiente de reacción del suelo Ton / m}^3$$

$$\text{SF} = \text{Factor de seguridad} = 3$$

$$q_p = \text{Esfuerzo último del suelo Ton / m}^3$$

$$k_s = 80 (3) 100 = 24000 \text{ Ton / m}^3$$

Cálculo del Factor de rigidez relativa para k_s (constante)

$$R_1 = \sqrt[4]{\frac{593308}{24000}} = 2.22 \text{ m}$$

Longitud de empotramiento

$$d_p = 9.45 \text{ m}$$

Relación de flexibilidad pila-suelo

$$dp / R_1 = 9.45 / 2.22 = 4.23$$

Como:

$dp / R_1 > 4 \Rightarrow$ Es una pila del tipo flexible.

Por lo tanto el momento y el cortante en el extremo inferior de la pila se puede despreciar y por lo tanto se considerará el momento último sobre la superficie del terreno para el diseño.

Condiciones de carga

Factores decarga:

Se considerarán de la siguiente manera:

1.4 \Rightarrow para Carga muerta (CM), Presión de la corriente (PC)

1.7 \Rightarrow para Carga viva (CV), Sismo (E), Viento (W), Fricción (Fr)

Se tomarán las fuerzas axiales y horizontales obtenidas en el análisis de cargas según las ASSHTO, pero conservando los factores y grupos de carga que maneja el ACI.

Condición de carga I

Se considerará: CM, CV, Fr y PC

$$Pu = 1.4 CM + 1.7 CV = 1.4 (740) + 1.7 (84.3) = 1178 \text{ Ton}$$

$$Mu = 1.4 M_{PC} + 1.7 M_{Fr} = 1.4 (351) + 1.7 (88.41) = 642 \text{ T-m.}$$

Condición de carga II

Se considerará: CM, CV, Fr, PC, E

Sentido longitudinal

$$Pu = [1.4 CM + 1.7 CV] 0.75 = [1.4 (740) + 1.7 (84.3)] 0.75 = 884 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= [1.4 M_{PC} + 1.7 M_{Fr} + 1.7 M_E] 0.75 = [1.4(351) + 1.7(88.41) + 1.7(996)] 0.75 \\ &= 1751 \text{ T-m.} \end{aligned}$$

Se considerá: CM, CV, Fr y E

Sentido Transversal

$$\text{Pu} = [1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}] 0.75 = [1.4 (740) + 1.7 (84.3)] 0.75 = 884 \text{ Ton}$$

$$\text{Mu} = [1.7 M_E] 0.75 = [1.7 (1338)] 0.75 = 1706 \text{ T-m.}$$

Se considerá: CM, CV, Fr, PC y VE

Sentido longitudinal

$$\text{Pu} = [1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}] 0.75 = [1.4 (740) + 1.7 (84.3)] 0.75 = 884 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= [1.4 M_{PC} + 1.7 M_{Fr} + 1.7 M_{VE}] 0.75 = [1.4 (351) + 1.7 (88.41) + 1.7 \\ &(155)] 0.75 = 679 \text{ T-m.} \end{aligned}$$

Se considerá: CM, CV y VE

Sentido transversal

$$\text{Pu} = [1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}] 0.75 = [1.4 (740) + 1.7 (84.3)] 0.75 = 884 \text{ Ton}$$

$$\text{Mu} = [1.7 M_{VE}] 0.75 = [1.7 (565)] 0.75 = 720 \text{ T-m.}$$

Condición de carga III

Se considerá: CM, PC y E

Sentido longitudinal

$$\text{Pu} = 0.9 [\text{CM} = 0.9 (740) = 666 \text{ Ton.}$$

$$\text{Mu} = 1.3 [M_{PC} + M_E] = 1.3 [351 + 996] = 1751 \text{ T-m.}$$

Diseño estructural

Datos:

Diámetro de la pila 1.5 m.

Longitud de la pila 17.85 m.

Total de carga axial 206 Ton.

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Momento Ultimo de diseño $\Rightarrow 1751 / 4 = 438 \text{ Ton-m}$.

Carga axial Ultima de diseño $\Rightarrow 884 / 4 = 221 \text{ Ton}$.

Recubrimiento = 8 cm.

Constantes:

$f^*c = 0.8 f'_c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 0.85 f^*c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$

Utilizando graficas de iteración se tiene:

$D = 150 \text{ cm}$.

$r = 8 \text{ cm}$.

$d = 134 \text{ cm}$.

$d/D = 134 / 150 = 0.90$

Cálculo de la excentricidad:

$e = M_u / P_u = 427 / 221 = 1.93 \text{ m}$.

$e / D = 193 / 150 = 1.3$

Se calcula :

$$K = \frac{P_u}{F_R D^2 f''c} = \frac{221000}{0.85 (150)^2 (170)} = 0.07$$

Se obtiene:

$q = 0.2$

$$\rho = \frac{q f'' c}{f_y} = \frac{0.2(170)}{4200} = 0.008$$

Cálculo del área de acero

$$A_s = \rho A_c = 0.008 (17671) = 141.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si varillas del \# 8} \Rightarrow a_s = 60.7 \text{ cm}^2$$

Número de varillas = 28 varillas del # 8

DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Esfuerzos en los estribos cuando el armado se encuentra en posición horizontal:

$$f_b = \frac{24R}{\pi^2 d^3} \left[\frac{nw_m s}{12} + w_t \frac{(2\pi R + l_1)}{12} \right]$$

f_b = Esfuerzo por flexión total en el estribo (lb/pulg²)

n = Número de barras longitudinales = 28

w_m = Peso por cada barra longitudinal por unidad de longitud = 2.7 lb / ft

l_1 = Longitud de traslape = 5pulg.

s = Espaciamiento entre estribos = 15pulg.

w_t = Peso del estribo por unidad de longitud del mismo = 0.67 lb / ft

R = Radio al centroide del estribo = 25.4 pulg.

d = Diámetro del estribo = 0.5pulg.

Por lo tanto:

$$f_b = \frac{24 (25.4)}{\pi^2 (0.5)^3} + \left[\frac{28 (2.7) (15)}{12} \right] + 0.67 \frac{2\pi(25.4) + 5}{12}$$

$$f_b = 51236 \text{ lb/pulg}^2 = 3602 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < f_y$$

$$3602 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento mínimo de concreto:

Para instalar el armado en el agujero:

$$\text{Recubrimiento (pulg)} = 2 + D_p / 48 + H / 10 \quad (\text{IV.21})$$

El recubrimiento debe ser como mínimo 7.6 cm. (3") y como máximo 12.7 cm. (5").

Donde:

H = Profundidad de empotramiento de la pila = 31 ft.

D_p = Diámetro de la pila = 59 pulg.

$$\text{Rec} = 2 + (59 / 48) + (31 / 10) = 6.3 \text{ pulg.}$$

Por lo tanto:

El recubrimiento será el máximo permitido:

$$\text{Rec} = 12.5 \text{ cm.} = 5"$$

Deflexión del acero de refuerzo

$$\Delta_v = \frac{0.4674 w_s (D_p - 2C_r)^4}{E d^2} \left[\frac{ps D_p^2}{100 \pi d^2 (D_p - 2C_r)} + \frac{l_t}{\pi (D_p - 2C_r)} + 1 \right]$$

$$\Delta_v = \frac{0.4674 (0.2833) (59 - 2(5))^4}{3373216 (0.5)^2} \left[\frac{0.008(5)(59)^2}{100 \pi (0.5)^2 (59 - 2(5))} + \frac{5}{\pi (59 - 2(5))} + 1 \right]$$

$$\Delta_v = 0.97 \text{ pulg.} = 2.46 \text{ cm.}$$

$$\Delta h = \frac{0.4292 w_s (D_p - 2C_r)^4}{Ed^2} \left[\frac{psD_p^2}{100\pi d^2 (D_p - 2C_r)} + \frac{lt}{\pi(D_p - 2C_r)} + 1 \right]$$

$$\Delta h = \frac{0.4292(0.2833)(49)^4}{3373216(0.5)^2} \left[\frac{0.008(5)(59)^2}{100\pi(0.5)^2(59-2(5))} + \frac{5}{\pi(59-2(5))} + 1 \right]$$

$$\Delta h = 0.89 \text{ pulg} = 2.25 \text{ cm.}$$

Esfuerzos en los estribos durante el izaje del armado:

$$f_b = \frac{2}{100\pi} p w_s \frac{D_p^2 (D_p - 2C_r)}{d^3} + 2w_s \frac{(D_p - 2C_r)^2}{d} + 2w_s l_1 \frac{(D_p - 2C_r)}{\pi d}$$

$$f_b = \frac{2}{100\pi} 0.008(0.2833)(15) \frac{(49)(59)^2}{(0.5)^3} + 2(0.2833)(5) \frac{(49)^2}{(0.5)} +$$

$$2(0.2833)(5) \frac{49}{\pi(0.5)} = 13987 \text{ lb / pulg}^2 = 983 \text{ kg/cm}^2$$

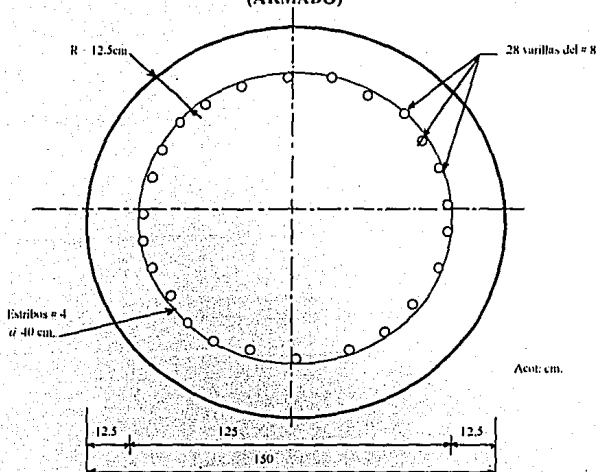
$$f_b < f_y$$

$$983 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos cuando el armado está en posición horizontal y cuando es izado, no sobresan el esfuerzo del acero, así que la pila se armará de la siguiente manera:

La longitud total de la pila hasta el nivel -1.00 será de 17.85. m.

SECCION TRANSVERSAL DE LA PILA DE CIMENTACION (ARMADO)



En cambio si se utilizan las ayudas de diseño se puede encontrar el espaciamiento óptimo de la pila; es decir en la tabla IV(d) para un porcentaje de acero de 0.8 y un diámetro de pila de 152.4 cm se obtiene:

Barra principal del # 8

Estribos del #4

Separación de estribos 40.6 cm.

Peso del armado 40.64 kg/m.

Por lo anterior tanto el diseño por Resistencia Última como el propuesto en las ayudas de diseño resultan ser similares.

CAPITULO VII
CONCLUSIONES

CAPITULO VII CONCLUSIONES

1.- Las pilas de cimentación, construidas mediante el colado en sitio del concreto en una perforación previa en el suelo, constituyen una alternativa muy conveniente en muchos casos de puentes, por su rapidez constructiva y por su economía.

2.- La adecuación de la cimentación mediante pilas aún caso dado dependerá de los resultados de un estudio cuidadoso y oportuno del suelo, que permita conocer las características índice y mecánicas del mismo para seleccionar el método más adecuado de construcción de pilas.

3.- El principal problema en la ejecución de pilas de cimentación es asegurarse de la homogeneidad del concreto vertido (que no existan huecos ni cavernas) asegurarse además de que el concreto no se contamine por derrumbes de las paredes de la excavación, asegurarse de que la posición y la verticalidad de los agujeros coincidan, dentro de las tolerancias aceptables, con los requerimientos del proyecto.

4.- La limitación económica en el uso de pilas de cimentación queda definida por el volumen de la obra por realizar. Convienen estos elementos cuando son numerosos a fin de que los costos de transporte del equipo de perforación se disminuyen al repartirse entre todos ellos.

5.- Aún cuando en nuestro país se ha popularizado desde hace más de 20 años la aplicación de pilas de cimentación en las cimentaciones de edificios y puentes, las técnicas de supervisión y control de calidad aún dejan mucho que desear, por lo que quizás el aspecto que habrá que difundir más en el futuro, más que el cálculo sea el del control de calidad y supervisión de la ejecución.

6.- En cuanto a la inspección en la excavación para las pilas de cimentación se recomienda que esta sea continua y de tiempo completo y consiste en realizar observaciones y pruebas dentro del agujero de cada pila siempre que sea posible.

7.- Además de la inspección de la excavación se debe inspeccionar la colocación del ademe (si lo hay), la colocación del armado de acero de refuerzo y los procedimientos de colado de acuerdo a las especificaciones correspondientes.

8.- Se debe emplear algún método para verificar la sanidad de las pilas como pudiera ser la perforación de un núcleo, realizando sondeos de inspección por televisión, inspección con sondeoscopio y pruebas sónicas entre los agujeros de las pruebas.

9.- En la construcción de pilas de cimentación se deben presentar reportes diarios de inspección, firmados por el inspector describiendo de manera exacta los trabajos realizados durante la jornada.

10.- Aún cuando se han desarrollado en los años recientes muchos procedimientos para el análisis y diseño de las pilas de cimentación y se cuenta con paquetes comerciales para su manejo en computadora, debe enfatizarse que aún falta definir muchos aspectos del comportamiento de estos elementos de cimentación. Por lo que se recomienda que las instituciones relacionadas con la construcción promuevan la instrumentación de cimentaciones reales para conocer su comportamiento a largo plazo y en especial su interacción con los diferentes tipos de suelo.

APENDICE

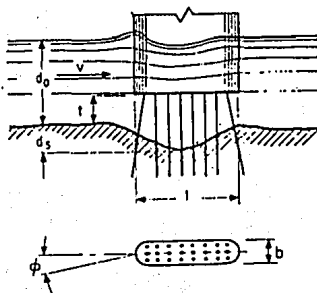
CALCULO DE SOCAVACION GENERAL

METODO DE LISCHTVAH-LEBEDIEV

TABLA N° 1 VALORES DE μ													TABLA N° 2 VALORES DE μ		
V (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN m (L)												N° de pilas	A	
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124			200
< 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1	0.77
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2	0.82
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	3	0.86
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	10	0.90
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	20	0.94
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	30	0.97
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	100	1.00
≥ 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	500	1.05
														1000	1.07

TABLA N° 3 VALORES DE μ			
SUELOS CONSISIVOS (ELUSIVOS)			
d_0 (mm)	μ	d_0 (mm)	μ
0.80	0.66	0.05	0.70
0.83	0.66	0.15	0.70
0.86	0.67	0.50	0.71
0.88	0.67	1.00	0.71
0.90	0.67	1.50	0.72
0.93	0.1	2.50	0.72
0.96	0.68	4.00	0.73
0.98	0.69	6.00	0.74
1.00	0.69	8.00	0.74
1.04	0.70	10.00	0.75
1.08	0.70	15.00	0.75
1.12	0.71	20.00	0.76
1.16	0.71	25.00	0.76
1.20	0.72	40.00	0.77
1.24	0.72	60.00	0.76
1.28	0.73	90.00	0.78
1.34	0.74	140	0.79
1.40	0.74	180	0.79
1.46	0.75	250	0.80
1.52	0.75	310	0.81
1.58	0.76	370	0.81
1.64	0.76	430	0.83
1.71	0.77	570	0.83
1.80	0.78	750	0.83
1.89	0.78	1000	0.84
2.00	0.79		

$$b_1 = (l + b) \operatorname{sen} \phi + b$$

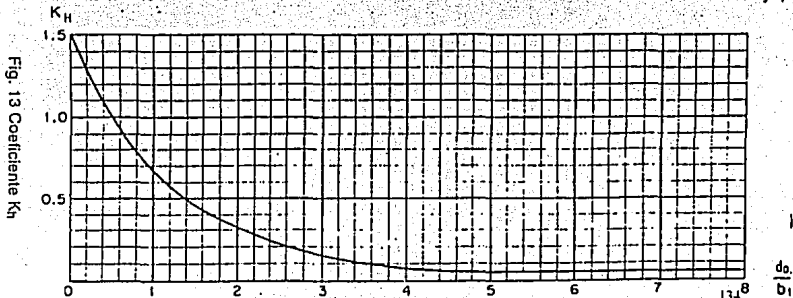
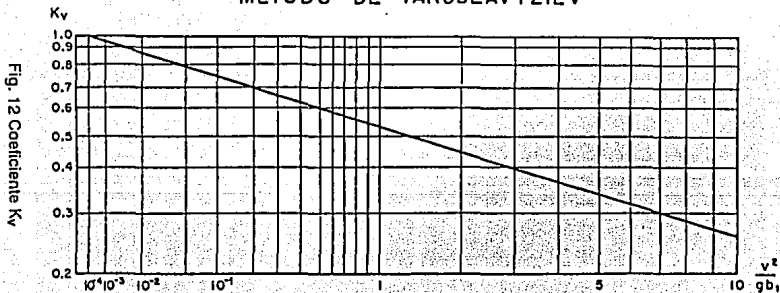


PILA TIPO VII

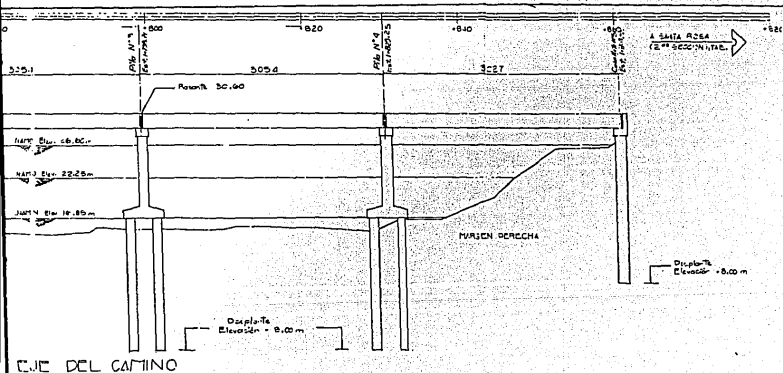
COEFICIENTE K_f

ϕ	l/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.16	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

METODO DE YAROSLAVTZIEV



$\frac{d_0}{b_1}$



TESIS PROFESIONAL "PUENTES DE CIMENTACIONES EN PUENTES"		
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	CRI C/ EL RIO "SAN ROMAN"	1
	PERFIL DETALLADO	2
		3
		4
		5
		6
		7
		8
		9
		10
		11
		12
		13
		14
		15
		16
		17
		18
		19
		20
		21
		22
		23
		24
		25
		26
		27
		28
		29
		30
		31
		32
		33
		34
		35
		36
		37
		38
		39
		40
		41
		42
		43
		44
		45
		46
		47
		48
		49
		50
		51
		52
		53
		54
		55
		56
		57
		58
		59
		60
		61
		62
		63
		64
		65
		66
		67
		68
		69
		70
		71
		72
		73
		74
		75
		76
		77
		78
		79
		80
		81
		82
		83
		84
		85
		86
		87
		88
		89
		90
		91
		92
		93
		94
		95
		96
		97
		98
		99
		100

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Construcción de cimientos profundos colados en sitio
Lymon C. Reese
Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos.
- 2.- Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes
Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos.
1983
- 3.- Foundation Analysis and Design
Joseph E. Bowles.
Ed. MacGraw- Hill Book Company
1982.
- 5.- Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundation (ACI 336.3R-72), revisado en 1985.
- 6.- Standard Specification for the Construction of Drilled Piers (ACI 336.1-89)
- 7.- Design of Tie Bars for Large Drilled Pier Foundations.
ACI Stuctural Journal.
Title no. 90-S24
1993.
- 8.- La ingeniería de suelos en las vías terrestres
Alfonso Ricq Hermilio del Castillo
Vol.2
- 9.- Concreto reforzado
Oscar M. González Cuevas
Ed. Limusa.
1982.

10- Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318R-89) y comentarios (ACI 318R-89).

Instituto Mexicano del Concreto y del Acero

1989.

11.- Comentarios, Ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Series del Instituto de Ingeniería No. ES-2

1991

12.- Normas Técnicas para el proyecto de puentes carreteros

AASTHO

1990

13.- Socavación local en pilas.

Antonio M. Monforte Ocampo

Facultad de ingeniería, UNAM

1980