

01163
3



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD
DE CARGA DE PILAS COLADAS EN SITIO

RICARDO ENRIQUE ORTIZ HERMOSILLO

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
**MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)**

DIRECTOR DE TESIS: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY



CIUDAD UNIVERSITARIA
NOVIEMBRE, 2003



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Contenido de la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM, en formato electrónico e impreso el
2003.

Ricardo Enrique
Ortiz Hermosillo
12 Noviembre 2003
Ricardo Ortiz Hermosillo

AGRADECIMIENTOS.

La virtud de un *profesor* se encuentra en su disposición de enseñar lo que el alumno desconoce, y su única satisfacción es la de transmitir sus conocimientos a aquellos que están dispuestos a escuchar y a aprender.

Ricardo Ortiz Hermosillo

Esta tesis está dedicada a todos mis PROFESORES de la DEPTO. DE MECÁNICA DE SUELOS que me formaron como *maestro en ingeniería* y que dispusieron sus conocimientos para mi aprendizaje. Agradezco principalmente al Dr. Efraín Ovando Shelley por su tiempo e interés para la culminación de esta tesis.

Asimismo este trabajo nunca hubiera sido posible sin la ayuda de las siguientes personas.

Ing. Aarón Sámano Alvarez.
Ing. Juan Jacobo Schmitter M. del Campo.
Ing. Saturnino Suárez Reynoso.
Ing. Ricardo Moscoso Morán.
Ing. Rafael Méndez.

A la Fundación ICA, en especial al M.C. Fernando Luna Rojas, y al Instituto de Ingeniería por su apoyo económico para la realización de esta maestría.

A mi padre Dr. Raúl Ortiz Jiménez y a mi madre Psic. Ma. Esther Hermosillo Martínez por su cariño, apoyo, tolerancia y principalmente por ser unos buenos Padres.

A todos mis hermanos y amigos que con su presencia permiten que esta vida sea más divertida y placentera.

Gracias.

CONTENIDO

RESUMEN.

NOMENCLATURA.

CAPITULO 1.

CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1. DEFINICIONES.

1.1.1. Pilas de cimentación.

1.1.2. Capacidad de carga última (Q_u) o carga de falla.

1.1.3. Carga de diseño (DL).

1.1.4. Carga permisible (AL) o carga de trabajo.

1.1.5. Carga aplicada.

1.1.6. Carga de prueba.

1.1.7. Capacidad estática de las pilas.

1.2. TRANSFERENCIA DE CARGA ENTRE PILA Y SUELO.

1.2.1. La transferencia de carga a partir de una prueba de carga instrumentada.

1.3. METODOS DE ANALISIS.

1.3.1. Capacidad de carga última en pilas individuales.

1.3.2. Métodos convencionales para análisis de pilas.

1.3.3. Método de las Normas Técnicas Complementarias.

1.3.4. Método Van Weele (1957).

CAPITULO 2.

PRUEBAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

INTRODUCCION

2.1. PRUEBAS DE CARGA EN CAMPO.

2.1.1. Clasificación.

2.1.2. Pruebas de carga en pilas.

2.1.3. Dispositivos de reacción.

2.1.4. Sistema de gatos.

2.2. MEDICION DE LOS ASENTAMIENTOS.

2.2.1. Vigas de referencia.

2.2.2. Métodos para medir deformaciones y asentamientos.

Ing. Ricardo E. Ortiz Hermosillo.

2.3. CELDA DE CARGA OSTERBERG.

- 2.3.1. Funcionamiento de la celda de carga Osterberg.
- 2.3.2. Capacidades y tamaño de las celdas.
- 2.3.3. Instalación de la celda.
- 2.3.4. Ventajas y desventajas.

CAPITULO 3.

CASO PRÁCTICO REALIZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MEXICO.

3.1. ANTECEDENTES.

3.2. LOCALIZACIÓN.

3.3. ESTUDIO DEL SUBSUELO.

- 3.3.1. Información geotécnica.
- 3.3.2. Trabajos de exploración.
- 3.3.3. Resultados de laboratorio.
- 3.3.4. Interpretación estratigráfica y propiedades mecánicas.

3.4. SISTEMA DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN.

- 3.4.1. Construcción de las pilas de reacción.
- 3.4.2. Viga de referencia.
- 3.4.3. Micrómetros colocados en la cabeza de la pila.
- 3.4.4. Deformímetros de barra.
- 3.4.5. Transductores de desplazamiento.
- 3.4.6. Deformímetros eléctricos de cuerda vibrante.
- 3.4.7. Hilo de referencia.

3.6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA PILA DE PRUEBA Pb.

- 3.6.1. Equipo de perforación.
- 3.6.2. Perforación de la pila.
- 3.6.3. Instalación de la celda de carga Osterberg.
- 3.6.4. Tolerancias.
- 3.6.5. Construcción de las pilas de reacción.

3.7. PRUEBA DE CARGA.

- 3.7.1. Procedimiento original de la prueba de carga.
- 3.7.2. Primera prueba de capacidad por punta.
- 3.7.3. Prueba de carga por adherencia lateral.
- 3.7.4. Segunda prueba de capacidad de carga por punta.
- 3.7.5. Prueba de adherencia lateral y punta.
- 3.7.6. Curvas de carga - deformación.
- 3.7.7. Generalidades de la prueba de carga.

CAPITULO 4. COMPARACIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

INTRODUCCIÓN.

4.1. METODO DE ELEMENTO FINITO.

4.1.1. Elemento finito.

4.1.2. Validación del modelo.

4.2. MODELACIÓN DE LAS PRUEBAS DE CAMPO.

4.2.1. Prueba de adherencia.

4.2.2. Prueba de punta.

4.2.3. Prueba de adherencia y punta.

4.3. PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PRUEBAS DE CAMPO.

4.3.1. Prueba de adherencia.

4.3.2. Prueba de adherencia – punta.

4.3.3. Prueba de punta.

4.3.4. Discusión de resultados.

CAPITULO 5. CONCLUSIONES.

REFERENCIAS.

RESUMEN.

La motivación inicial que da origen a este trabajo es la de conocer las características de la celda tipo Osterberg y su funcionamiento en una prueba de carga. La diferencia de la prueba de carga utilizando este dispositivo con la prueba de carga convencional, es que la carga se aplica desde la base de la pila y se utiliza como elemento de reacción la resistencia del fuste. Es a partir de esta primera inquietud que se logra la valiosa oportunidad de obtener las memorias de ejecución y resultados de las pruebas de carga que se realizaron en el predio en donde actualmente se encuentra el edificio Torre Mayor. De ésta manera se busca analizar, como objetivo principal, los resultados de dichas pruebas de carga. Estas pruebas de campo se ejecutaron utilizando dos celdas Osterberg, una fue colocada en la base de una pila de 0.70m de diámetro y a 34m de profundidad y la otra se ubicó en la cabeza de la misma.

Por otro lado y por medio de entrevistas directas con el personal involucrado en la ejecución de dichas pruebas, se conoce que la celda Osterberg inferior no trabajó como se tenía esperado, por lo tanto se decide realizar un modelado con la ayuda de elementos finitos y verificar las condiciones que prevalecieron en la base durante la ejecución de la prueba.

El contenido de esta tesis se divide en cuatro capítulos, en el primero se definen conceptos básicos y se presentan algunos métodos de análisis para determinar la capacidad de carga última en pilas, sin embargo este trabajo no pretende ser exhaustivo con respecto a los métodos para calcular esta capacidad de carga. Los criterios utilizados se basan en el enfoque estático en el que la resistencia de la punta y del fuste se calculan en forma separada y se suman para determinar la capacidad de carga última. En el segundo capítulo se explican los tipos de pruebas de carga a compresión y sus principales características, así como la forma de trabajo de la celda de carga tipo Osterberg. En el tercer capítulo se describen las pruebas de capacidad de carga a compresión realizadas en la pila de prueba *Pb* de Torre Mayor. En el capítulo cuarto se utiliza un modelo de elementos finitos para analizar los resultados obtenidos en campo; también se utilizan los métodos analíticos descritos en el capítulo primero para comparar la resistencia medida del fuste y de la punta con las obtenidas con estos criterios. En el capítulo quinto se presentan las conclusiones de esta tesis.

Se espera que con este trabajo se tenga una descripción completa sobre la experiencia obtenida en la utilización de la celda Osterberg en las arcillas de la ciudad de México, se promuevan más pruebas con o sin esta celda, pero que se continúe con la investigación de cimentaciones profundas en campo y se desarrolle en el Instituto de Ingeniería de la UNAM una línea de investigación con dichos fines.

NOMENCLATURA.

ángulo de fricción del suelo	ϕ, ϕ_u
ángulo de fricción efectivo	ϕ'
ángulo de fricción entre pila - suelo	ϕ_a
ángulo de fricción efectivo entre pila - suelo	ϕ'_a
asentamiento de un punto sobre la superficie del suelo causado por una pila cargada	ρ_s
asentamiento medido	ρ_m
asentamiento verdadero de la pila por sí misma	ρ
área transversal de la base de la pila	A_b, A_p
área lateral del fuste	A_s, A_L
adhesión no drenada entre pila - suelo	c_a
adhesión promedio a lo largo del fuste de la pila	$\frac{c_a}{L}$
adhesión drenada entre pila - suelo	c'_a
adherencia lateral media entre pila - suelo	f
carga axial	P
capacidad de carga última	Q_u
carga de diseño	DL
carga permisible	AL
circunferencia del fuste	C
coeficiente de presión de tierras	K
coeficiente de presión de tierras horizontal	K_s
coeficiente de presión de tierras en reposo	K_o
coeficiente de fricción lateral pila - suelo	$\tan \delta$
cohesión no drenada del suelo al nivel de la base de la pila	c_u
cohesión del suelo	c
consistencia relativa	C_r
deformación	ϵ
deflexión	D
densidad relativa	D_r
distancia entre los soportes de la viga de referencia y el centro de la pila de prueba	r
distancia entre la pila de prueba y cada pila de reacción	S
diámetro de la pila	d, B
diámetro de la base de la pila	d_b, B_b
espesor del estrato de suelo compresible	H
esfuerzo vertical total	σ_v
esfuerzo vertical total al nivel de la base de la pila	σ_{vb}, p_v
esfuerzo vertical efectivo	σ'_v
esfuerzo horizontal efectivo en el contacto suelo - pila al centro de cada estrato de arena	p'_{hm}

esfuerzo vertical efectivo medio a lo largo del fuste de la pila	σ'_z, p'_{os}
esfuerzo vertical efectivo en el suelo al nivel de la base de la pila	$\sigma'_{vb}, p'_{z}, p'_v$
esfuerzo normal entre la pila y el suelo	σ_n
espesor del estrato	L_i
factor de seguridad	FS
factor de reducción	R_f
factor de forma	s, α_j
factor de carga	F_c
factor de resistencia	F_R
factores de capacidad de carga	N_c, N_q, N_γ
factor de adherencia empírico	α
longitud de la pila	L
módulo elástico del suelo	E_s
módulo elástico del concreto de la pila	E
penetración del fuste dentro del estrato que soporta la punta	L_e
peso de la pila	W
perímetro de la pila	P_p, P
peso volumétrico del suelo	γ
peso volumétrico sumergido del concreto	γ'_c
prueba de penetración a rango constante	CRP
profundidad crítica	Z_c
profundidad	z
promedio de la fricción del fuste a lo largo de la pila medida en el dispositivo de fricción del cono	\bar{f}_c
radio del pilote	a
relación de preconsolidación	OCR
relación de Poisson	ν
resistencia última del fuste	Q_{su}
resistencia última de la base	Q_{bu}
resistencia al corte en la interfase suelo - pila	τ_u
resistencia a la penetración del cono eléctrico	q_u
resistencia unitaria de la punta en pilas	q_p
resistencia lateral promedio medida con el cono	f_{sc}
resistencia lateral	f_s
resistencia media no drenada a lo largo del fuste.	c_{us}
tiempo	T
toneladas métricas	t
toneladas US (short tons)	ton

CAPÍTULO I. CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1. DEFINICIONES.

1.1.1. Pilas de cimentación.

1.- Una pila de cimentación es una perforación excavada con máquina y sirve de apoyo en una estructura. Es una excavación abierta de sección transversal circular. Una pila puede ensancharse en la base (campana) para proporcionar una mayor área de apoyo, el ángulo de incidencia es mayor de 45° con el plano horizontal. La excavación se llena de concreto y puede o no, reforzarse con acero.

2.- En la ingeniería de cimentaciones el término pila tiene dos significados diferentes.

De acuerdo con uno de sus usos, una pila es un miembro estructural subterráneo y tiene la función de transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni de que sufra un asentamiento excesivo. Usualmente es mayor a cuatro la relación entre la profundidad de la cimentación y el ancho de la base de la pila.

De acuerdo con su segundo uso, una pila es el apoyo, generalmente de concreto o de mampostería, de la superestructura de un puente. Usualmente, la pila sobresale de la superficie del terreno y comúnmente se prolonga a través de una masa de agua hasta un nivel superior al de las aguas máximas. De acuerdo con esta definición, puede considerarse la pila en sí, como una estructura, que a su vez debe estar apoyada en una cimentación adecuada.

En este trabajo se entiende por pila a la primera definición y al significado de la primera función.

Existen dos enfoques usuales para el cálculo de la capacidad de carga última de elementos de cimentación profunda (pilas o pilotes): El estático, el cual utiliza el método normal de mecánica de suelos para calcular la capacidad de carga a partir de la medición de las propiedades del suelo y el enfoque dinámico, que estima la capacidad de carga de los pilotes hincados a partir de los análisis de los datos del hincado de pilotes. El primer enfoque será descrito en este capítulo.

1.1.2. Capacidad de carga última (Q_u) o carga de falla.

La capacidad de carga última de una pila se ha definido de diferentes maneras.

1. La carga bajo la cual se moviliza totalmente la resistencia del suelo.
2. La carga que provoca que los movimientos (descendentes) en la punta o base de la pila sean del orden del 10% del diámetro de la pila (Terzaghi, 1942).
3. La carga en la que el asentamiento o penetración aumenta sin ningún incremento de carga, a menos que la velocidad de penetración sea tan baja que indique que el asentamiento observado sea resultado de la consolidación del suelo.

Whitaker (1970) considera la última definición inadecuada para definir la curva de carga - asentamiento, especialmente para pilotes en suelos cohesivos.

El consenso general establecido en los reglamentos de construcción americanos y europeos, es la de definir la carga de falla como aquella que produce un asentamiento de 1.25mm por tonelada de carga adicional en un lapso de 24h. Asimismo especifican que la carga de diseño es de 30 y 50% la carga de falla para condiciones estáticas y dinámicas respectivamente.

Para el caso de México, en el inciso 3.7 de las NTC del Reglamento de Construcción para el D. F. se señala que los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

1.1.3. Carga de diseño (DL).

La carga de diseño es aquella que puede aplicarse con seguridad a una pila individual sin estar afectada por ningún defecto debido a la perforación. Se define como la capacidad de carga última entre un factor de seguridad.

$$\text{Carga de Diseño (DL)} = \frac{Q_u}{FS} \quad (1.1)$$

1.1.4. Carga permisible (AL) o carga de trabajo.

La carga permisible es la carga que puede ser aplicada con seguridad a una pila después de haber reducido su carga de diseño y tomado en cuenta la penetración, el espacio entre pilas, la capacidad de carga del suelo en la base de la pila, el asentamiento permisible, etc.

La carga admisible también puede expresarse en función de un factor de reducción (R_f).

$$\text{Carga Permisible (AL)} = (DL) \times (R_f) = \frac{Q_u R_f}{FS} \quad (1.2)$$

1.1.5. Carga aplicada.

La carga aplicada está definida como la carga que teóricamente se aplica sobre una pila y está en función de la magnitud de los esfuerzos que debe soportar. Por definición, la carga aplicada no puede exceder la carga permisible. El término *carga de trabajo* se usa en algunas ocasiones en este contexto.

1.1.6. Carga de prueba.

Es la carga que se aplica a una pila para verificar si es adecuada la carga de trabajo que se especifica y/o se encuentra en conformidad con los requisitos normativos del contrato. Esta carga de prueba se estipula como un múltiplo de la carga de diseño, usualmente un 150%.

1.1.7. Capacidad estática de las pilas.

La capacidad estática de una pila se obtiene a partir de la capacidad de carga soportada por su fuste y su punta. Para poder estimar estos componentes se utilizan las propiedades de resistencia del suelo obtenidas a partir de exploraciones de campo (prueba de penetración estándar), mediciones *in situ* (prueba de penetración de cono, dilatómetro, presiómetro) y de pruebas de resistencia de laboratorio.

La capacidad de una pila depende del tipo de pila (forma y longitud) y de las características del suelo. Incluso la técnica de instalación influye en la capacidad de la pila y el efecto puede ser significativo en ciertas condiciones del suelo (Gwizdala, 1997). El efecto de estos factores es difícil de predecir con métodos analíticos debido al complejo fenómeno de interacción suelo - pila. Las pruebas de carga son de mucha ayuda para la estimación de la capacidad de la pila así como para el estudio de los efectos de los factores señalados anteriormente.

Con el advenimiento de las computadoras se han desarrollado métodos más sofisticados de análisis para predecir el asentamiento y la distribución de la carga en una pila individual. Dichos métodos pueden clasificarse dentro de cuatro amplias categorías.

1. Método de transferencia de carga. Utiliza relaciones entre la resistencia del pilote y el movimiento del mismo en varios puntos a lo largo del fuste.
2. Métodos analíticos basados en hipótesis simplificadoras del comportamiento del suelo. Son teorías que tienen como punto de partida el problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, homogéneo, semi-infinito e isótropo.
3. Métodos basados en la teoría de la elasticidad. Utilizan las ecuaciones de Mindlin (1936) para una carga aplicada en el interior de una masa semi - infinita.
4. Métodos numéricos, en particular el método del elemento finito.

1.2. TRANSFERENCIA DE CARGA ENTRE PILA Y SUELO.

Si se supone que la pila es elástica, al aplicarle una carga axial en su parte superior, se producirá un esfuerzo de compresión a lo largo de todo el fuste (se desprecia el peso propio de la pila) y por lo tanto se tendrán deformaciones debido al acortamiento del mismo, cuyo valor máximo se presentará en la base de la pila debido a que la deformación lineal es proporcional a la longitud.

La carga en la cabeza P_0 (figura 1.1) se transfiere al suelo circundante por esfuerzos cortantes a lo largo de la interfaz pila - suelo y a través de la punta en la base de la pila. La deformación general del sistema y la relación con la cual la carga en la cabeza se transfiere al suelo a lo largo de la pila depende de numerosos factores. Dentro de éstos se tiene, (a) la sección transversal geométrica, el material, longitud y en menor medida la superficie longitudinal rugosa de la pila; (b) el tipo de suelo (arena o arcilla) y sus características esfuerzo - deformación; (c) la presencia o ausencia de nivel freático y (d) el método de instalación de la pila.

Al principio del proceso de aplicación de cargas el movimiento vertical hacia abajo del fuste es mayor en la cabeza que en el resto de la pila. Generalmente esta deformación es

compatible con la del suelo pero al continuar la deformación de la pila, se llega a exceder la capacidad de deformación del suelo y la parte superior del fuste resbala con respecto al suelo. La zona en la que se moviliza el fuste con respecto al suelo se va extendiendo hacia abajo, y si la fuerza es lo suficientemente grande, alcanzará toda la longitud del fuste.

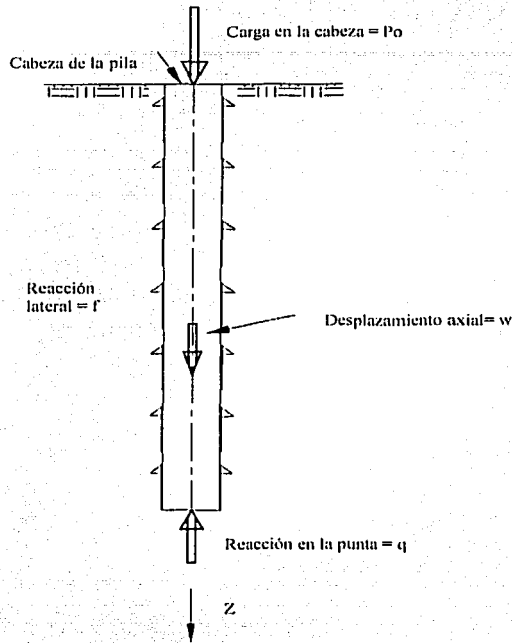


Figura 1.1. Pila cargada axialmente. (Mosher y Dawkins, 2000)

El movimiento requerido para movilizar la resistencia al corte a lo largo de todo el fuste, es menor que el requerido para movilizar la capacidad de carga en la base de la pila, por lo que si la carga aplicada en la pila es importante, primero se transmite por el fuste al suelo antes de que a la base le llegue alguna carga significativa. Una vez que la resistencia a lo largo de todo el fuste ha sido completamente movilizada, la carga adicional se transmite a la base de la pila, hasta que el suelo bajo ésta, se sobre fatiga y se produce la falla.

Se ha desarrollado un enfoque heurístico con el fin de simplificar el complejo problema tridimensional a un modelo uni-dimensional (ilustrado en la figura 1.2) el cual se usa en forma práctica para diseñar los efectos externos. En un modelo uni-dimensional, el suelo que rodea a la pila es remplazado por resortes distribuidos a lo largo del fuste; a su vez, la resistencia por desplazamiento axial en la punta también se sustituye por un resorte. Las características de estos resortes se representan mediante curvas, a partir de las cuales se puede leer la resistencia lateral unitaria (curvas $f-w$) y la resistencia unitaria en la punta (curvas $q-w$), como función del desplazamiento de la pila. La nomenclatura usada para definir las curvas axiales se basa en la resistencia lateral unitaria f , la reacción unitaria en la punta q y el desplazamiento w en la dirección z para las cargas axiales.

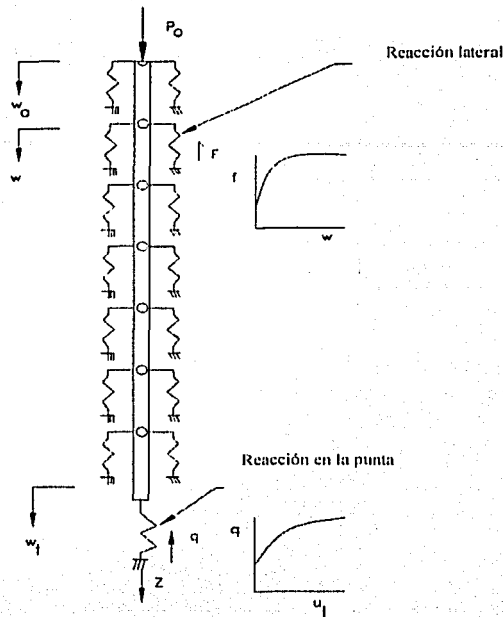


Figura 1.2. Modelo unidimensional para pilotes cargados axialmente (Mosher y Dawkins, 2000).

Las curvas $f-w$ y $q-w$ se han desarrollado utilizando los principios del medio continuo, de la mecánica de suelos y/o de correlaciones a partir de resultados de pruebas de carga en campo en pilas instrumentadas cargadas axialmente. La confiabilidad de cualquier método en la predicción del comportamiento de cualquier pila depende de la similitud del sistema bajo investigación y de los datos usados para establecer dicho método. La mayoría de los métodos consideran de forma explícita o implícita los tres factores antes citados (a , b y c).

A partir de resultados obtenidos en pruebas de carga en pilas instrumentadas, y dependiendo de las características del suelo, del confinamiento del suelo en la base de la pila, así como del diámetro de ésta, se ha concluido que el asentamiento requerido para movilizar la capacidad de carga en la punta es del 10% el valor del diámetro de la base para arcilla rígida, del 8 al 10% el diámetro de la base para arena y en algunos casos en arcillas blandas puede llegar a ser hasta del 25% el diámetro de la base, de igual manera también se ha observado que la capacidad de la punta de una pila en arcilla es igual al 20% de la carga total (Vesic, 1965).

Los parámetros que mayor influencia tienen en la transferencia de carga entre una pila y el suelo que lo rodea son, la rigidez relativa entre pila y suelo, la rigidez relativa del suelo arriba y abajo del nivel de desplante de la pila y la geometría de la pila (longitud, diámetro del fuste y diámetro de la base).

Poulos y Mattes (1969) encontraron que la carga transferida a la base de una pila es mayor, mientras mayor sea la relación rigidez del suelo debajo de la base del fuste con respecto a la rigidez del suelo arriba de la base del mismo. En su investigación también determinaron que la carga transferida a la base de la pila depende de la longitud del fuste; es decir, mientras menor sea la relación longitud / diámetro, mayor será la carga transferida a la base de la pila.

1.2.1. Transferencia de carga a partir de una prueba de carga instrumentada.

Para una pila instrumentada, la transferencia de carga se puede estimar a partir de las lecturas de deformímetros de barra y eléctrico resistivos colocados a lo largo de la pila, el funcionamiento de un deformímetro de barra consiste en medir cambios de longitud entre dos puntos. Este tipo de instrumentación se explica en el capítulo 2.

Para el análisis de transferencia de carga, la pila se divide en segmentos y en cada división del segmento se instala un deformímetro de barra. Obviamente, mientras más puntos de medición más exacta será la curva de transferencia de carga. Los análisis de la compresión teórica de la pila bajo carga se pueden realizar a partir de la ecuación de deflexión elástica.

$$D = \frac{PL}{A_b E} \quad (1.3)$$

Donde D es la deflexión, P la carga axial aplicada, L la longitud de la pila, A_b el área transversal de la pila y E es el módulo de elasticidad del concreto de la pila. La carga axial en una pila también se puede analizar a partir de la misma ecuación, conociendo las deflexiones.

Finalmente las pruebas de carga instrumentadas permiten identificar la resistencia principal soportada por la pila, pero por otro lado y como se explica en la sección siguiente, en una prueba de carga convencional no instrumentada también es posible separar estos componentes a partir de los valores de la deflexión medidos en la cabeza (Weele, 1957).

En la sección siguiente se presentan varios métodos de análisis para determinar la capacidad de carga estática de una pila. Los criterios que se presentan se dividen de acuerdo al tipo de suelo en donde está instalada la pila.

1.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS.

1.3.1. Capacidad de carga última en pilas individuales.

La capacidad total se obtiene sumando la capacidad de la punta más la capacidad del fuste, por lo que si se considera la resistencia que éstas proporcionan en un suelo con cohesión y fricción, la expresión siguiente es la ecuación general para estimar la capacidad de carga última en pilas individuales propuesta por Poulos y Davis (1980).

$$Q_u = \int_0^l C(c_u + \sigma_v K_v \tan \phi_u) dz + A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0.5\gamma_d N_\gamma) - W \quad (1.4)$$

Donde Q_u es la capacidad de compresión axial última.

El primer término representa la integración de la resistencia última del esfuerzo cortante pila - suelo sobre la superficie del fuste.

$$\int_0^L C(c_u + \sigma_v K_s \tan \phi_u) dz \quad (1.5)$$

Donde C es la circunferencia del fuste, c_u es la adhesión, σ_v es el esfuerzo vertical que actúa en la interfaz suelo - fuste, K_s es el coeficiente de presión de tierras horizontal en la interfaz suelo - fuste, ϕ_u es el ángulo de fricción entre el suelo y el material del fuste, y L es la longitud del fuste. El segundo término de esta expresión también se usa en suelos cohesivos considerando una aproximación de esfuerzos efectivos, este método se expone más adelante.

El segundo término es aceptado para evaluar la resistencia última por punta.

$$A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0.5\gamma N_\gamma) \quad (1.6)$$

Donde A_b es el área en la base de la pila, c es la cohesión del suelo, σ_{vb} es el esfuerzo vertical al nivel de la base de la pila, γ es el peso volumétrico del suelo, d es el diámetro de la pila, N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad de carga. Es común que se desprece el tercer término de esta expresión ya que, comparado con el segundo término, su valor resulta normalmente muy pequeño para un cimiento profundo (Tamez, 2001). El segundo término también se puede usar en suelos cohesivos considerando un análisis de esfuerzos efectivos.

El tercer y último término es el peso total efectivo de la pila, W .

A continuación se presentan algunos métodos analíticos para determinar la capacidad de carga última en un determinado tipo de suelo. Dichos métodos se derivan de la ecuación (1.4) y se basan en enfoques estáticos para estimar la capacidad última de la punta y del fuste de una pila.

1.3.2. Métodos convencionales para análisis de pilas.

Como se mencionó anteriormente la capacidad de una pila consta de dos componentes: capacidad de la punta (Q_p) y capacidad del fuste (Q_s) y se basa en el enfoque estático en el que los dos componentes se calculan separadamente y se suman para determinar la capacidad última (Q_u).

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1.7)$$

Para calcular la capacidad de carga de la punta existen métodos que utilizan los resultados de pruebas de campo como las pruebas de cono (CPT), ensayos presiométricos (PMT) y los que se basan en criterios estáticos que se fundamentan en relaciones teóricas. Para el cálculo de la capacidad de carga del fuste también se utilizan los resultados de pruebas de carga en campo.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

La siguiente sección no tiende a ser exhaustiva y sólo se exponen los criterios que se basan en las pruebas de cono estático y en relaciones teóricas para calcular la capacidad de la punta y del fuste. Estos criterios están en función del tipo de suelo en donde se instale la pila.

Capacidad de carga de la punta en suelos predominantemente friccionantes.

a) Penetración de cono estático (CPT).

Utilizando los resultados de la exploración con cono, la capacidad de carga última de la punta de una pila se determina con la siguiente ecuación (Meyerhof, 1976).

$$Q_p = q_c A_p \quad (1.8)$$

Donde q_c es el promedio de la resistencia medida en la punta del cono y A_p es el área transversal en la punta de la pila.

Efecto de escala.

Para extrapolar la resistencia a la penetración deben considerarse los efectos de escala relativos a la relación del empotramiento, espesor y características de la capa de apoyo y tamaño de las pilas. Meyerhof establece un factor empírico de reducción de la capacidad de carga por punta, el valor de ese factor decrece a medida que aumentan el diámetro de la pila y la compacidad de la arena (SMMS, 2001).

b) Relaciones teóricas.

La mayoría de las ecuaciones de capacidad de carga que se utilizan en la ingeniería de cimentaciones se derivan del método analítico llamado *método de equilibrio límite*. Este consiste básicamente en tres aspectos: seleccionar un mecanismo de falla, determinar las fuerzas que actúan en la superficie de falla y establecer la ecuación de equilibrio que determina la carga de falla.

Por otro lado la teoría de la plasticidad demuestra que la capacidad de carga de una cimentación depende, no sólo del tipo de suelo, sino también de la profundidad, tamaño y forma de la cimentación, inclinación y excentricidad de la carga de la cimentación y localización del nivel de aguas freáticas.

Es así, como la capacidad de carga última de la punta se calcula con la ecuación siguiente (Meyerhof, 1953).

$$Q_p = q_p A_p = p'_0 N'_q A_p \quad (1.9)$$

Donde q_p es la capacidad de carga última unitaria y p'_0 es la presión vertical efectiva en la punta de la pila; por debajo de la profundidad crítica debe usarse la presión vertical efectiva correspondiente a esa profundidad, es decir la presión vertical efectiva en la base de la pila en un depósito homogéneo de arena, alcanza valores asintóticos que permanecen prácticamente constantes debido a efectos de compresibilidad del suelo y a la rotura de granos (SMMS, 2001). N'_q es un factor de capacidad de carga que se calcula con la *figura*

1.3, en donde se muestran las curvas propuestas por diferentes investigadores; dicho valor se calcula en función del ángulo de fricción interna efectiva del suelo. Por otro lado el método del API (1984) propone para N'_q un valor igual a 40. A_p tiene el mismo significado.

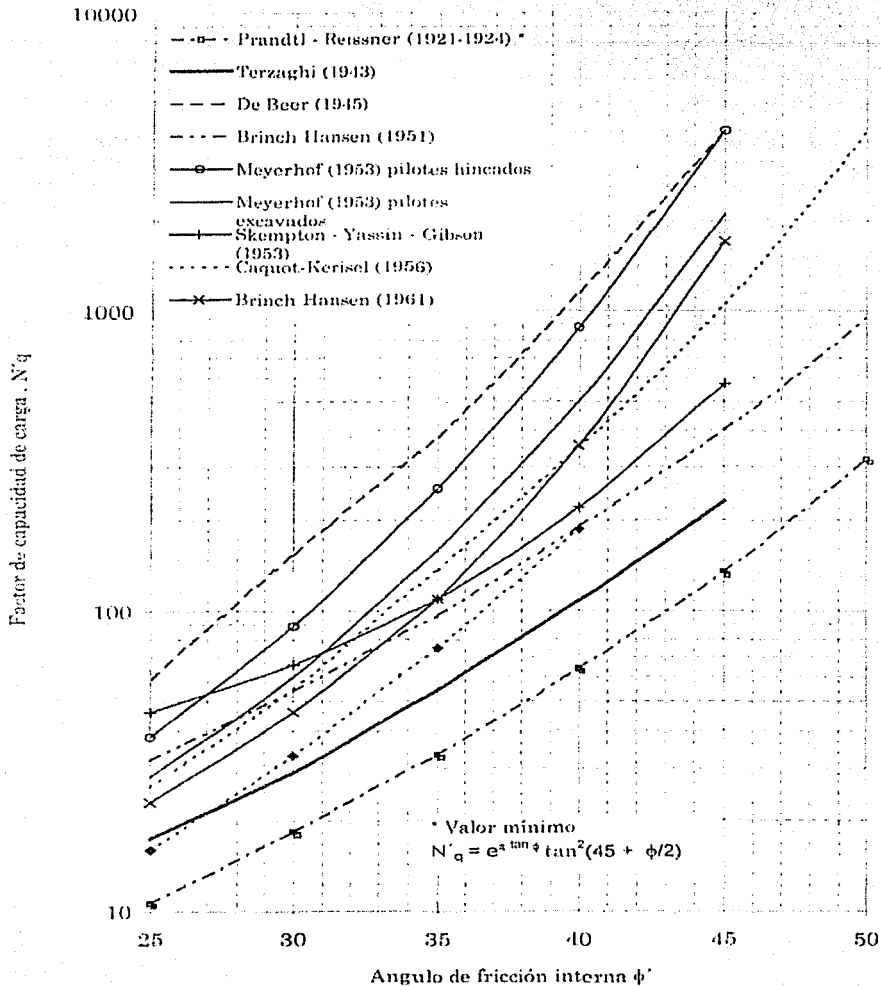


Figura 1.3. Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas circulares (Vesic, 1967).

Dr. Zeevaert (1973).

El método del Dr. Zeevaert se utiliza en forma indistinta para cualquier tipo de suelo. La ecuación (1.10) se emplea para determinar la carga última unitaria de la punta.

$$q_p = \alpha_1 (c N_c + \sigma'_z N_q) (D_r + 0.1) \quad (1.10)$$

Donde α_1 es un factor de forma igual a 1.2, c es la cohesión del material en la punta de la pila, σ'_z es el esfuerzo vertical efectivo a la altura de la punta de la pila, D_r es la densidad relativa del material por arriba de la punta de la pila, N_c y N_q son los factores de capacidad de carga. Cuando el suelo por arriba de la punta de la pila está en estado denso $D_r + 0.1 = 1$, para un estado semi denso es 0.6 y para materiales muy sueltos o muy compresibles es 0.30. En el caso de arcillas, la capacidad de carga se analiza reemplazando el valor de D_r por la consistencia relativa (C_r) del suelo.

Dr. Tamez (2001).

El Dr. Tamez (2001) establece que el extremo inferior de una pila se apoya siempre en estratos de alta resistencia por lo que la capacidad de la punta desplantada sobre suelos friccionantes se calcula con la ecuación siguiente.

$$Q_{pu} = A_b p'_z N_q \quad (1.11)$$

Donde A_b es el área de la base de la pila, p'_z es la presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila y N_q es el factor de capacidad de carga calculado con el criterio de Berezantzev (1961).

Capacidad de carga de la punta en suelos predominantemente cohesivos.

La estimación de la capacidad de carga de la punta para cimentaciones profundas en arcillas, está sujeta a incertidumbres, al igual que los análisis para capacidad de carga por resistencia lateral.

a) Penetración de cono estático (CPT).

La capacidad de carga de la punta en suelos cohesivos se calcula con la ecuación (1.8).

b) Relaciones teóricas.

Para determinar la capacidad de carga de la punta en suelos cohesivos se utiliza el criterio de Skempton (1951) que es un método convencional para cimientos superficiales en arcillas.

$$Q_p = q_p A_p = c_u N_c A_p \quad (1.12)$$

Donde c_u es el valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla a la altura del desplante de la pila, N_c es el coeficiente de capacidad de carga igual a 9 en pilas con diámetro menor a 0.5m, de 7 para las de diámetro mayor a 0.5m pero menores a 1.0m y de 6 para mayores a 1.0m, y A_p es el área de la sección transversal de la punta de la pila.

El método de Janbu (1976) propone un análisis de esfuerzos efectivos para calcular la capacidad de carga última unitaria de la punta como sigue.

$$q_p = p'_z N_q \quad (1.13)$$

Donde $N_q = \left(\tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 e^{(2\psi_r \tan \phi')}$ en donde, para arcillas suaves y arenas finas $\psi_p \leq \pi/3$ y para suelos densos, arenas gruesas y arcillas preconsolidadas $\psi_p \leq 0.58\pi$.

El método de Reese y O'Neill (1988) estima la resistencia unitaria de la punta q_p a partir de la ecuación (1.14) para pilas en arcillas saturadas:

$$q_p = c_{ub} N_c \quad (1.14)$$

Donde $N_c = 6.0 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L_c}{B_b} \right) \right] \leq 9$, c_{ub} es la resistencia al cortante no drenada (el valor es analizado sobre una profundidad de 1 a 2 diámetros por debajo de la base, pero deberá usarse el criterio si la resistencia al cortante no drenada varía fuertemente con la profundidad), L_c es la penetración del fuste dentro del estrato que soporta a la punta y B_b es el diámetro de la base del fuste.

Capacidad de carga del fuste en suelos predominantemente friccionantes.

a) Penetración de cono estático (CPT).

Al igual que en el análisis de la capacidad de la punta, para la capacidad de carga última del fuste existe un método que correlaciona los resultados de pruebas de cono. Con la ecuación (1.15) se calcula la capacidad última del fuste.

$$Q_s = f_{sc} A_s \quad (1.15)$$

Donde f_{sc} es la resistencia lateral promedio medida con el cono y A_s es el área lateral de la pila.

b) Relaciones teóricas.

Dr. Zeevaert (1973).

El Dr. Zeevaert fue uno de los primeros en analizar la resistencia lateral unitaria a partir de una aproximación de esfuerzos efectivos, en donde la resistencia se calcula aproximadamente como:

$$f_s = \left(\frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \tan \phi' \right) \sigma'_z \quad (1.16)$$

Donde ϕ' es el ángulo de fricción efectiva del suelo y σ'_z es el esfuerzo vertical efectivo medio a lo largo del fuste de la pila.

Burland (1973).

Análisis de esfuerzos efectivos (AEE) o método beta.

Este análisis fue propuesto por Burland (1973) y estima la resistencia lateral (f_s) como el producto del esfuerzo vertical efectivo actuante a lo largo del fuste de la pila y el valor beta.

$$Q_s = f_s A_s = \beta p'_{os} A_s \quad (1.17)$$

A su vez β es igual a: $\beta = K_s \tan \delta$

Donde K_s es la relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical del suelo en el fuste de la pila; $\tan \delta$ es el coeficiente de fricción lateral pila - suelo, p'_{os} es el esfuerzo vertical efectivo medio a lo largo del fuste de la pila y A_s es el área lateral de la pila.

El valor de beta se puede calcular con la *tabla 1.1* (SMMS, 2001).

Tabla 1.1. Rangos de valores del coeficiente β .

Tipo de suelo	Pilas
Limo	0.2 - 0.3
Arena suelta	0.2 - 0.4
Arena medianamente compacta	0.3 - 0.5
Arena compacta	0.4 - 0.6
Grava	0.4 - 0.7

Se recomiendan valores de K_s de 0.7 si $L < 8m$, de 0.6 si $8 < L < 12m$ y de 0.5 si $L > 12m$, donde L es la longitud de la pila; también se recomienda que $\delta = \phi' - 3^\circ$ para tomar en cuenta el ángulo de fricción reducido por la perforación, donde ϕ' es el ángulo de fricción efectiva del suelo (Kraft y Lyons, 1974).

Dr. Tamez (2001).

Para estratos friccionantes el Dr. Tamez propone la ecuación (1.18) para calcular la capacidad de carga del fuste a partir de los esfuerzos radiales de expansión provocados por la colocación del concreto con el método del tubo tremie.

$$Q_{fi} = P L_i p'_{lm} \tan \phi' \quad (1.18)$$

Donde p'_{lm} es el esfuerzo horizontal efectivo en el contacto suelo - pila al centro de cada estrato de arena y ϕ' es el valor del ángulo de fricción efectivo. El valor del esfuerzo horizontal efectivo en cualquier punto de la superficie del fuste se calcula como $p'_{lm} = \gamma'_c z$, donde γ'_c corresponde al peso volumétrico sumergido del concreto fluido colocado con el tubo tremie y z es la profundidad. La validez de esta expresión está por comprobarse. Sin embargo existen evidencias experimentales que tienden a sustentarla; tal es el caso de los trabajos que recientemente se llevaron a cabo en el ex lago de Texcoco para ensayar un nuevo tipo de micropilote colado en el sitio con presiones variables (Ovando, 2003).

Capacidad de carga del fuste en suelos predominantemente cohesivos.

a) Penetración de cono estático (CPT).

La capacidad de carga del fuste en suelos cohesivos se calcula con la misma ecuación (1.15).

b) Relaciones teóricas.

Se han propuesto dos métodos para estimar la resistencia lateral en pilas en suelos cohesivos, mismos que se denominan como método alfa y método beta, este último se expone en el punto anterior.

Tomlinson (1957)

Análisis de esfuerzos totales (AET) o método alfa.

El método alfa fue desarrollado originalmente para pilotes (Tomlinson, 1957), pero ha sido extendido a pilas. Relaciona la resistencia lateral (f_s) con la resistencia no drenada (c_{us}) de una muestra de suelo no alterada utilizando el factor de reducción empírico (α), que toma en cuenta la alteración del suelo causada por la instalación de la pila. La siguiente ecuación proporciona los mejores resultados basados en los métodos descritos más adelante.

$$Q_s = f_s A_s = \alpha c_{us} A_s \quad (1.19)$$

Donde α es un factor de adherencia empírico con valores comprendidos entre 0.2 y 0.4 (pero pueden ser valores mayores, dependiendo de la relación de OCR), c_{us} es la resistencia media no drenada del suelo a lo largo del fuste, es usual que $c_{us} \leq 100\text{kPa}$ (10t/m^2) y A_s es el área lateral del fuste de la pila. Chen y Kulhawy (1994) recomiendan utilizar valores de c_{us} de pruebas triaxiales de compresión no drenadas consolidadas isotrópicamente.

Reese y O'Neill (1989) proponen que $\alpha = 0.55$ para valores de $c_{us} > 190\text{kPa}$ (19t/m^2) y desprecian la resistencia lateral en el tramo superior del fuste de la pila hasta una profundidad de 1.5m, y en pilas con campana desprecian la resistencia lateral en una longitud igual a un diámetro del fuste por arriba de ésta. El método alfa con $\alpha = 1.0$ es válido para arcillas suaves NC.

Dr. Tamez (2001).

Para determinar la resistencia del fuste en estratos cohesivos el Dr. Tamez propone la siguiente ecuación.

$$Q_f = P L_f c_{us} \quad (1.20)$$

Donde P es el perímetro de la pila, L_f espesor del estrato y c_{us} es la resistencia media no drenada a lo largo del fuste.

Análisis de esfuerzos efectivos (AEE) o método beta.

Para calcular la resistencia lateral en suelos predominantemente cohesivos también se utiliza como método alternativo de cálculo, el análisis de esfuerzos efectivos de la ecuación (1.17).

A continuación se exponen otros criterios para calcular los parámetros K_s y δ . El valor de K_s también se puede determinar como $0.5(1+K_0)$ (Fleming *et al.*, 1985), donde K_0 es el coeficiente de empuje de tierras en reposo igual a $1 - \text{sen}\phi$ (Jaky, 1944) y $\delta = (2/3)\phi'$ donde ϕ' es el ángulo de fricción efectiva del suelo.

1.3.3. Método de las Normas Técnicas Complementarias del Gobierno del Distrito Federal.

Las ecuaciones que se utilizan en las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC-GDF, 2001), que aunque siguen principios básicos para el diseño de cimentaciones profundas, toman en cuenta factores de seguridad parciales (factores de resistencia " F_R " y factores de carga " F_C ") los cuales afectan en forma independiente los parámetros mecánicos y las acciones verticales (SMMS, 2001); dentro de estas mismas normas también se toman en cuenta efectos de escala que se aplican a partir de un cierto diámetro de la pila.

A continuación se describen las ecuaciones que establecen las NTC para predecir la capacidad de carga de la punta como del fuste en cimentaciones profundas.

1.a. La capacidad de carga del fuste se determina a partir de la ecuación (1.21).

$$C_f = A_L f F_R \quad (1.21)$$

Donde A_L es el área lateral de la pila, f es la adherencia lateral media entre pila - suelo y F_R es un factor de resistencia.

1.b. La capacidad de carga de la punta se calcula como sigue.

Para suelos cohesivos:
$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (1.22)$$

Para suelos friccionantes:
$$C_p = (p'_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (1.23)$$

Donde A_p es el área transversal de la pila, p_v esfuerzo vertical total a la profundidad de desplante de la pila, p'_v esfuerzo vertical efectivo a la misma profundidad, c_u es la cohesión aparente determinada en pruebas triaxiales tipo UU; N_c^* y N_q^* son factores de capacidad de carga que se determinan dependiendo de la desigualdad siguiente:

Cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45 + \phi/2)$:

N_c^* se determina con ϕ_u y la tabla 1.2.

Tabla 1.2. Valores de N_c^* .

ϕ_u (°)	0	5	10
N_c^*	7	9	13

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Donde ϕ_u es el ángulo de fricción aparente obtenida en pruebas triaxiales tipo UU.

N^*_q se obtiene de la ecuación (1.24) y de la *tabla 1.3*.

$$N^*_q = N_{\min} + L_c (N_{\max} - N_{\min}) / (4B \tan(45 + \phi/2)) \quad (1.24)$$

Tabla 1.3. Valores de N_{\max} y N_{\min} .

ϕ (°)	20	25	30	35	40	45
N_{\max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11.5	20	39	78	130

Donde L_c es la longitud empotrada de la pila en el estrato resistente, B es el diámetro de la pila y ϕ es el ángulo de fricción igual a $\tan^{-1}(\alpha \tan \phi^*)$, donde ϕ^* es el ángulo de la envolvente de los círculos de Mohr que se forma con la horizontal en la prueba triaxial que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo de la cimentación y $\alpha = 0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$, cuando $D_r < 67\%$ en suelos arenosos, para suelos con $D_r > 67\%$ alfa toma el valor de 1.

Cuando $L_c/B > 4 \tan(45 + \phi/2)$:

N^*_c se determina de la misma forma que en el punto anterior, para el caso N^*_q éste se toma igual a N_{\max} de la *tabla 1.3*.

1.c. Efecto de escala.

Para el caso de pilas de más de 0.5m de diámetro las NTC determinan que la resistencia de la punta calculada deberá multiplicarse, dependiendo de las condiciones del suelo que se presenten, por alguna de las siguientes ecuaciones.

a) Para suelos friccionantes (pilas o pilotes). $F_{re} = ((B+0.5)/2B)^n \quad (1.25)$

Donde n es igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso. B tiene el mismo significado que el expresado anteriormente.

b) Para suelos cohesivos firmes fisurados (pilotes) Se utiliza la misma ecuación (1.25) pero con exponente $n=1$.

c) Para suelos cohesivos firmes fisurados (pilas). $F_{re} = (B+1)/(2B+1) \quad (1.26)$

Finalmente se presenta el método de Van Weele (1957), éste es un método gráfico que permite obtener la resistencia de la punta y del fuste a partir de la curva de carga vs. asentamiento medida en la cabeza de una pila obtenida en un prueba de carga en campo.

1.3.4. Método Van Weele (1957).

Existen casos en donde la pila de prueba no se encuentra instrumentada y por lo tanto no se puede determinar la resistencia de la punta ni del fuste, por lo que en este tipo de pruebas la curva de carga vs. deformación es medida en la cabeza de la pila y el método de Van Weele utiliza esta curva para deducir la resistencia de la punta y del fuste.

Van Weele describe el método como la recuperación elástica de la pila para cada etapa de carga y estima el valor de la resistencia por fricción extrapolando la parte recta de la curva en el origen del eje de las abscisas (CIRIA, 1980). Este método se basa en el principio de que la carga se transfiere principalmente por el fuste, cuando la resistencia límite del fuste se moviliza, la carga en la punta se incrementa aproximadamente en forma lineal hasta que finalmente la resistencia límite en la punta también se sobrepasa (Bowles, 1968).

A continuación se describe el método de análisis junto con la *figura 1.4*:

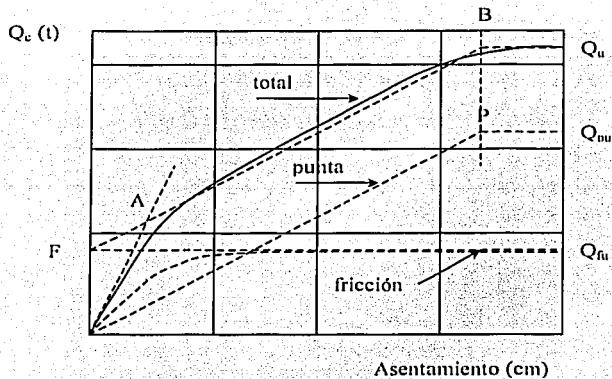


Figura 1.4. Método de Van Weele (Tamez, 2001).

- Primero se ajusta gráficamente una recta secante AB sobre la curva carga vs. asentamiento.
- Prolongando la recta AB hacia el eje de las ordenadas se define el punto F que corresponde a la capacidad última del fuste (Q_{fu}).
- A partir de la capacidad de carga última (Q_u), que se define en el punto B , se obtiene la capacidad última de la punta como $Q_{pu} = Q_u - Q_{fu}$.
- Se traza la recta OP , paralela a FB , pasando por el punto O .

CAPITULO 2. PRUEBAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

INTRODUCCION.

En este capítulo se hace una comparación entre el procedimiento de la prueba de carga convencional y la prueba de carga usando la celda Osterberg. Se describen las características más importantes de cada procedimiento y al final se exponen las ventajas y desventajas sobre el uso de la celda Osterberg.

Procedimiento de la prueba convencional.

Una prueba de carga convencional es aquella en donde la carga se aplica directamente sobre la cabeza de la pila; utilizando comúnmente para ello, un gato hidráulico que reacciona contra un marco de carga, ver *figura 2.4*.

De acuerdo con Peck (1982) la carga se aplica usualmente en incrementos. Después de cada incremento, se observa el hundimiento de la cabeza del pilote en función del tiempo; se aplica otro incremento hasta que la rapidez del hundimiento sea muy pequeña. Al aproximarse a la capacidad de carga se reduce el tamaño de los incrementos para definir con mayor exactitud la capacidad de carga del pilote. Finalmente la altura de la cabeza del pilote se mide al remover la carga.

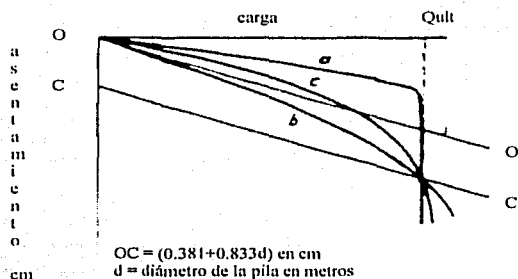


Figura 2.1. Resultados típicos de pruebas de carga. (Peck, 1982)

- Pilote de fricción.
- Pilote de punta.
- Pilote mixto.

En la *figura 2.1* se muestran los resultados de una prueba de carga típica, en la que la carga total se dibuja en función del hundimiento de la cabeza del pilote. La curva "a" representa un pilote que se hundió súbitamente cuando la carga alcanzó un valor definido llamado carga última o capacidad del pilote. Por otra parte, las curvas "b" y "c" no muestran quiebres bien definidos; en consecuencia, la determinación de la carga máxima del pilote es en cierto grado cuestión de interpretación.

2.1. PRUEBAS DE CARGA EN CAMPO.

2.1.1. Clasificación.

La finalidad de una prueba de carga en campo consiste en observar el comportamiento de deformación de una pila sometida bajo una carga de prueba. El tipo de prueba puede ser axial por compresión, de extracción, lateral o una combinación de cualesquiera de estos modos.

Por su método de ejecución, las pruebas de carga se clasifican en estáticas y dinámicas. La figura 2.2 (Santoyo y Pilatowsky, 1981) ha sido actualizada, añadiendo el nuevo método de prueba de carga en donde se utiliza la celda Osterberg.

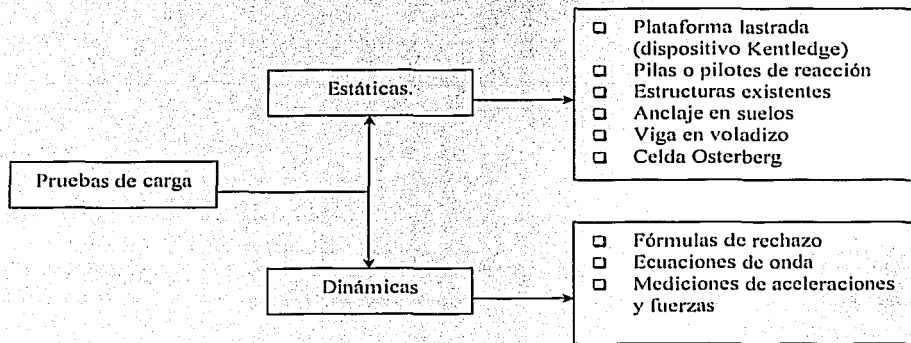


Figura 2.2. Clasificación de las pruebas de carga.

Estos ensayos de campo, pueden efectuarse de muchas formas, siendo las más usuales las que utilizan gatos hidráulicos reaccionando contra un sistema de reacción por pilas o pilotes previamente hincados, por estructuras existentes o por anclajes en suelos. Otra variante, de uso menos generalizado, es mediante carga directa, la cual consiste en aplicar lastre sobre la cabeza del pilote.

Ultimamente se han realizado pruebas de carga utilizando la celda de carga Osterberg (Osterberg, 1994, 1998, 2001; Fellenius, 1999; Goodwin, 1993; Kishida, 1992; Schmetmann, 1997, 1998) cuyo funcionamiento se verá más adelante.

Las pruebas dinámicas de impacto se realizan para determinar la capacidad de carga en pilotes, ya que en pilas, dada su gran sección transversal, el golpeo o impacto en su cabeza tendría que efectuarse por medio de una masa golpeadora muy grande.

Los dos métodos dinámicos más difundidos actualmente son el de aplicación de fórmulas dinámicas que toman en cuenta el criterio de rechazo al hincado y los que evalúan la capacidad de carga a partir de medición electrónica de las velocidades de propagación de ondas a través del pilote. Este último es el más conveniente sobre todo cuando se tienen que realizar un gran número de pruebas. El método de fórmulas dinámicas no se debe

considerar como una prueba de carga, ya que adolece de precisión al intervenir muchos factores de difícil evaluación, por lo que únicamente se deben emplear para fines de supervisión de los trabajos y elección del equipo de hincado (Poulos, 1980).

Generalmente las pruebas de carga en pilas o pilotes se llevan a cabo por una o más de las siguientes razones.

1. Sirven como una prueba de verificación para asegurar que la falla no ocurrirá antes de que sea alcanzada la carga de diseño.
2. Para determinar la capacidad de carga última como una medida comparativa del valor calculado a partir de las aproximaciones dinámicas o estáticas, o para obtener datos del suelo que permitan el diseño de otros pilotes o pilas.
3. Para determinar el comportamiento carga – asentamiento del pilote, especialmente en la región de la carga de trabajo anticipada. Estos datos pueden utilizarse para predecir el asentamiento en grupo y el asentamiento en otros pilotes.
4. Para conocer la característica estructural de la pila.
5. Para clarificar controversias.
6. Como método de investigación y evaluación de soluciones innovadoras.

2.1.2. Pruebas de carga en pilas.

El tipo más común es la prueba a compresión, aunque también suelen efectuarse pruebas de extracción y de carga lateral. Existen diversos procedimientos para efectuarlas; los más comunes para la prueba a compresión son.

1. Prueba de carga sostenida, ML (por sus siglas en inglés) o de esfuerzo controlado.
2. Prueba de penetración a velocidad constante o CRP (por sus siglas en inglés).

En cada una de las pruebas anteriores, los rangos de aplicación de carga y de deflexión se pueden especificar con el objeto de establecer procedimientos estándares. El procedimiento puede ser modificado para requerir uno o más ciclos de la carga incremental. Ciclos muy rápidos en pruebas de compresión, tensión y lateral se realizan para evaluar cargas cíclicas de terremotos en cimentaciones profundas.

1. Prueba de carga sostenida (ML) o de esfuerzo controlado.

Esta prueba se clasifica en dos tipos, prueba lenta y prueba rápida de carga sostenida. Históricamente la prueba lenta ML ha sido la más usada, pero ahora la que más se utiliza es la prueba rápida ML. La prueba de esfuerzo controlado, como su nombre lo indica, controla el esfuerzo o carga sobre la pila y registra la deformación resultante o deflexión. El esfuerzo se controla colocando incrementos conocidos de carga y se aplican por medio de un gato hidráulico.

Prueba Lenta de Carga Sostenida.

Esta prueba es conducida por medio de la aplicación de cargas incrementales sobre la pila de prueba. La carga se mantiene constante para un periodo predefinido de tiempo o hasta que la velocidad de asentamiento haya cesado o alcanzado algún valor predefinido.

Después de que se haya alcanzado el criterio de tiempo o deflexión, se aplica el siguiente incremento de carga y nuevamente se mantiene constante para un periodo predefinido. Los tiempos entre los incrementos de carga usualmente son de una o dos horas, con periodos sostenidos que van desde varias horas a varios días. Este procedimiento fue concebido inicialmente para evaluar la capacidad de carga de una pila después de que la carga en el fuste fuese transferida por mecanismos de flujo plástico del suelo a la base de la pila.

La norma ASTM D 1143 - 81 establece que los incrementos de carga se sostienen para un periodo no mayor a 2h o hasta que la velocidad del asentamiento sea igual o menor a 0.25mm/h. En el caso de que la pila no llegue a la falla, ésta se descargará hasta después de 12h, pero sólo si el asentamiento medido en un periodo de 1h no es mayor a 0.25mm; de lo contrario se dejará la carga total hasta por 24h. Después de lo anterior se retirará la carga en decrementos de 25% la carga total, con 1h entre cada decremento. Si ocurre la falla, el asentamiento medido se llevará hasta el 15% el diámetro de la pila.

Generalmente se escogen incrementos de carga del orden de 15 a 25% de la carga propuesta de diseño, la carga máxima aplicada es el doble o el triple de la carga propuesta de diseño. Estos incrementos de carga se utilizan para graficar las curvas de carga - deflexión.

Prueba Rápida de Carga Sostenida.

La diferencia entre la prueba rápida y la prueba lenta, es que en la primera se tienen periodos cortos de tiempo entre cada incremento de carga y son independientes del asentamiento.

En la prueba rápida los incrementos de carga son del orden del 10 al 15% de la carga propuesta de diseño y los intervalos de tiempo son de 2.5 a 15min. El tiempo total para la ejecución de la prueba es de 2 a 5h. Para la adquisición máxima de datos debe llevarse la prueba hasta la capacidad última del sistema suelo - pila.

2. Prueba de penetración a velocidad constante (CRP).

En esta prueba la pila penetra en el suelo en incrementos predeterminados. Se mide el movimiento en la cabeza de la pila para asegurar la velocidad de penetración. Si el incremento de deformacional es constante, la prueba se denomina como prueba de penetración a velocidad constante (CRP por sus siglas en inglés).

Esta prueba fue desarrollada por Thomas Whitaker (1957) para modelar pilotes y fue usada posteriormente en pruebas de carga en campo (Whitaker y Cooke, 1961; Whitaker, 1963).

La prueba CRP es adecuada para determinar la carga última. Tiene la ventaja de ser rápida, generalmente la prueba completa requiere de una hora como mínimo. Una desventaja es que se aplican grandes cargas, ocasionando problemas en la extensión del pistón y en el arreglo del sistema de medición de desplazamientos.

Los incrementos de carga que se aplican son aquellos que producen un asentamiento del 1% del diámetro de la pila. Con el propósito de mantener uniforme el asentamiento en cada

incremento de carga, la magnitud de los incrementos varía y se deben determinar durante la ejecución de la prueba.

Para pilotes de fricción en arcilla y en donde la falla ocurra en menos de 25mm de asentamiento, Whitaker recomienda una velocidad de penetración de 0.75mm/min. La ASTM D1143-81 especifica una velocidad de penetración de 0.25 a 1.25mm/min en suelos cohesivos y de 0.75 a 2.5mm/min en suelos granulares.

Los datos de la prueba se representan gráficamente como una curva de carga - asentamiento.

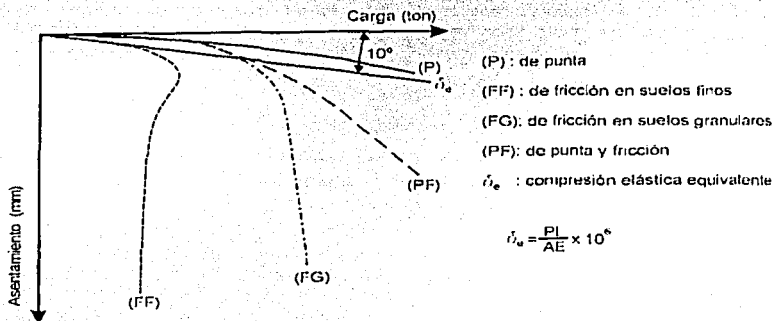


Figura 2.3. Formas típicas de la gráfica carga vs. asentamiento en la prueba CRP. (SMMS, 2001)

En el caso de un pilote de fricción la curva será similar a aquella que se muestra en la figura 2.3. Para un pilote de punta la curva de carga - asentamiento es similar a la mostrada en la misma figura 2.3, la parte superior de la curva es sensiblemente recta y la carga es proporcional al asentamiento. La gráfica conviene dibujarla a una escala en que la recta representativa de la compresión elástica forme 10° con la horizontal (SMMS, 2001).

En la prueba tipo CRP, el punto de falla se indica por un cambio en la pendiente de la gráfica carga - asentamiento.

Finalmente también se puede adoptar una combinación de las dos pruebas anteriores. El asentamiento a cargas predeterminadas se puede obtener con la prueba de carga sostenida, mientras que la carga última se puede determinar con la prueba tipo CRP.

2.1.3. Dispositivos de reacción.

Los sistemas de reacción que se utilizan para pruebas a compresión son, el peso muerto (kentledge), anclajes en el suelo o anclajes en la roca y pilas o pilotes de reacción. El método elegido depende en gran parte de las condiciones del suelo, del área del lugar de trabajo, del número de pilas a ser examinadas, de la magnitud de carga esperada, de la disponibilidad de peso muerto y del costo.

Pilas y pilotes.

Las pilas como sistema de reacción son las más comunes para la prueba a compresión. Existen diferentes arreglos, uno de ellos es el uso de cuatro pilas en forma de cruz. Un ejemplo de un arreglo típico en cuatro se puede observar en la *figura 2.4*.

Deberán asegurarse espacios de por lo menos ocho diámetros entre los centros de las pilas de reacción y la pila de prueba. En la práctica, los espacios mínimos usados son de tres a cuatro diámetros. Según la norma ASTM D 1143 - 81 se deberá establecer una distancia de 5 veces el diámetro de las pilas de reacción o de la pila de prueba, la que tenga mayor diámetro, y esta distancia no deberá ser menor a 2.0m.

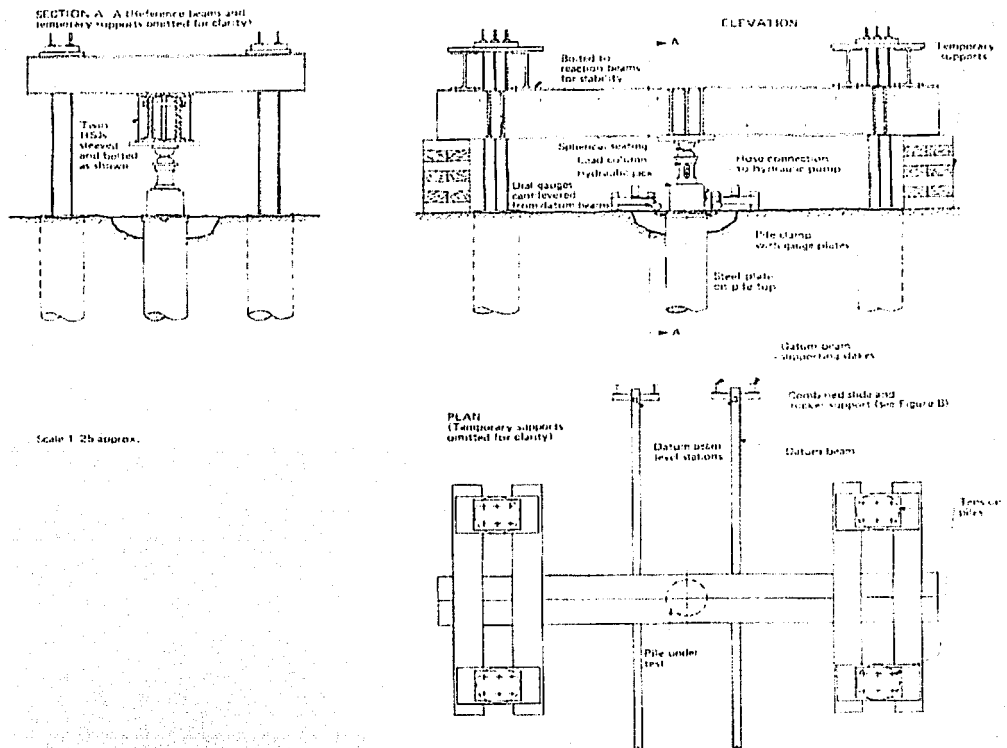


Figura 2.4. Arreglo para una prueba de carga a compresión con el dispositivo de cuatro pilas como sistema de reacción. (CIRIA, 1980)

Se requieren consideraciones especiales para la conexión de las vigas de carga con las pilas de reacción. Se debe de añadir acero de alta tensión al refuerzo de la pila de reacción, especialmente desde varios metros bajo la cabeza de la pila para proveer un anclaje adecuado.

2.1.4. Sistema de gatos.

El pistón hidráulico utilizado para la prueba debe tener suficiente carrera (stroke) y capacidad de carga para asegurar que la pila podrá ser empujada hasta por lo menos un 10% de su diámetro.

Las bombas manuales son adecuadas para proveer una presión suficiente al pistón del gato. Debe de haber suficiente líquido en la bomba para no interrumpir la secuencia de carga. Es importante que si se bombea aire dentro del sistema, como consecuencia de la pérdida de fluido hidráulico, no debe de existir la posibilidad de una descarga repentina. Es adecuada una bomba mecánica de gran poder con sistema de flujo variable para pruebas del tipo CRP en pilas de gran longitud.

2.2. MEDICION DE LOS ASENTAMIENTOS.

2.2.1. Vigas de referencia.

Las vigas son generalmente canales pesados o secciones en forma de caja, frecuentemente de 100 a 150mm de ancho. Son soportadas por varillas metálicas enterradas en el suelo a una profundidad de por lo menos 1m. Una de las esquinas de la viga debe de mantenerse libre al deslizamiento con el fin de permitir expansión o contracción. Sin embargo, no debe de existir la posibilidad de movimientos verticales o laterales en los extremos libres de la viga. Es necesaria una corredera y un sistema guía. Dichos arreglos se muestran en la *figura 2.5*.

En la práctica, cuando las pilas de prueba tienen un diámetro igual o menor a 1m las estacas de soporte deben de localizarse a una distancia no menor de 2m así como a 2m del sistema de reacción, medidos desde el centro de la pila de prueba y pilas de reacción. Se muestran un arreglo típico en la *figura 2.6*.

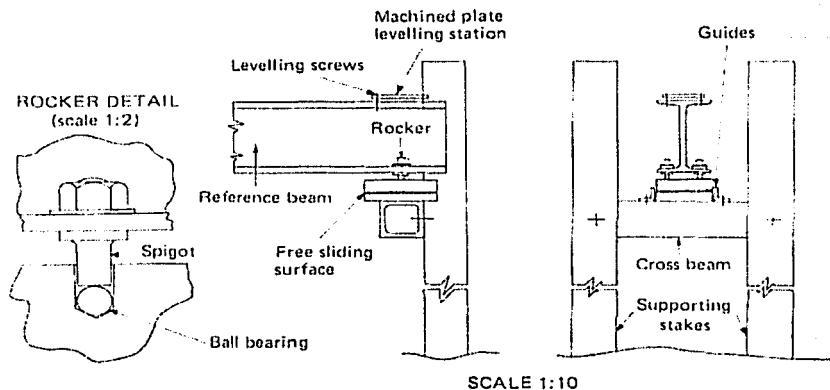


Figura 2.5. Guía para la terminación de la barra de soporte. (CIRIA, 1980)

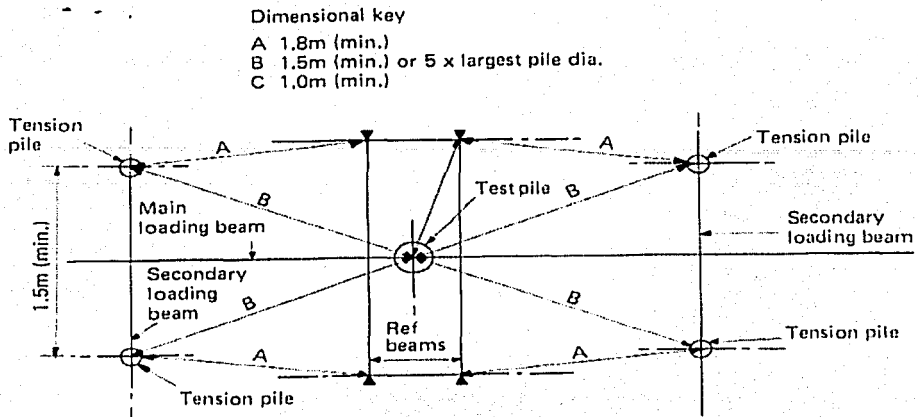


Figura 2.6. Arreglo de una prueba de carga a compresión usando el dispositivo de cuatro pilas como sistema de reacción (CIRIA, 1980).

2.2.2. Métodos para medir deformaciones y asentamientos.

Los métodos más comunes son:

1. Micrómetros.

Los micrómetros proveen un método preciso de medición. Se recomienda el uso de cuatro micrómetros colocados a 90° uno de otro. La variación de la deflexión, medida por medio de los cuatro micrómetros, proporciona información útil sobre la forma de aplicación de la carga sobre la cabeza de la pila así como de los movimientos axiales.

Con este sistema de medición, los asentamientos diferenciales en la cabeza de la pila proporcionan evidencia para corroborar la flexión de la pila. Inclusive, pueden medir los movimientos no axiales. En pruebas a compresión es posible que actúen fuerzas laterales en la pila por defectos en el sistema de carga.

Los micrómetros se apoyan en la viga de referencia, de modo que la cabeza del vástago quede paralela al eje de la pila. La posición de los micrómetros en la viga de referencia es generalmente en cantiliver, por lo que se usan extensiones en ángulo, ver figura 2.7.

La cabeza del vástago se posiciona sobre un cristal pulido, sobre una placa de referencia, o sobre cualquier otro dispositivo. Este dispositivo se fija a la cabeza de la pila de modo que las distorsiones locales cerca de la base del gato, no se transmitan a la montura cuando éste esté bajo grandes cargas. El vástago del micrómetro nunca debe de posicionarse sobre la placa metálica que se coloca debajo del gato, debido a que éste se flexiona bajo la carga aplicada. Un arreglo adecuado se muestra en la figura 2.7.

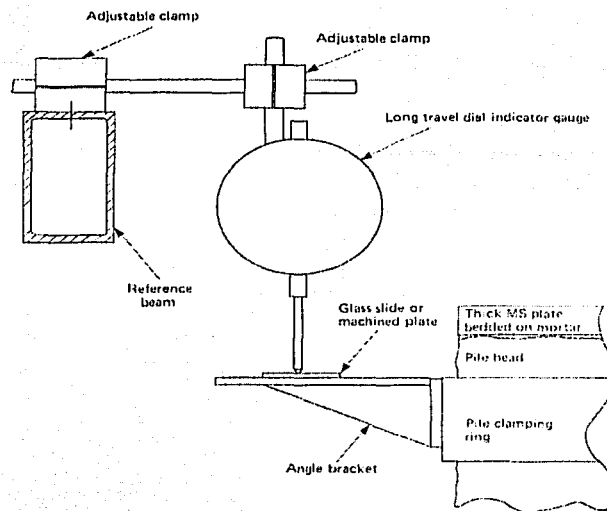


Figura 2.7. Arreglo de la base del micrómetro con respecto al pilote y viga de referencia (CIRIA, 1980).

Son adecuados los micrómetros con 0.01mm de resolución. También pueden ser utilizados micrómetros con lectura menos precisa, pero se debe mantener un límite inferior de la exactitud del sistema de 0.1mm. Es deseable que todos los micrómetros tengan por lo menos una carrera de 50mm.

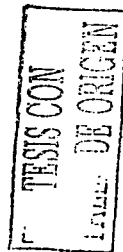
Los micrómetros son instrumentos de precisión que no resisten las condiciones ambientales en la cabeza de la pila. Su mecanismo se atora después de un número de usos debido a que se ensucian, por lo que deben de revisarse para asegurar el movimiento libre de su mecanismo antes de su uso, y ser montados inmediatamente antes de ser iniciada la prueba para evitar una exposición innecesaria.

2. Hilo tensado.

Permite tomar lecturas de 0.5mm. Es una cuerda de piano tensada que atraviesa una escala vertical colocada en la cabeza de la pila. El uso de un espejo ayuda a evitar errores de paralaje. La aproximación de este método es pobre, y no provee una medida lo suficientemente exacta para establecer el cese del movimiento de la pila bajo un incremento de carga dado, tampoco proporciona irregularidades a lo largo del intervalo de tiempo aplicado. Por lo que sólo sirve como método adicional.

3. Deformímetros de barra (*relltales*).

Se utilizan para medir deformaciones dentro de elementos estructurales. Consiste en una varilla metálica que se coloca dentro de un tubo en donde se permite su libre movimiento,



uno de los extremos se fija al punto en donde se desea medir la deformación y en el otro extremo se apoya un micrómetro. Los deformímetros de barra miden deflexiones relativas.

En un suelo estratificado los deformímetros de barra se fijan a la parte baja de cada estrato para registrar la deformación de cada uno; también se colocan cerca de la base de la pila para determinar la deformación en la punta. A partir de estas deformaciones y con la ecuación 1.3 se pueden estimar cargas, ver inciso 1.2.1.

Si se desconoce la estratigrafía, los puntos de medición se pueden localizar a 30%L, a 60%L y a 90%L, con lo que normalmente se obtiene suficiente información para construir la curva de transferencia de carga.

4. Deformímetros eléctricos de cuerda vibrante (rebar strain meter "sister bars").

De la misma forma, si los deformímetros eléctricos de cuerda vibrante se localizan a lo largo de la pila éstos pueden medir deflexiones adicionales a la de los deformímetros de barra (teltales).

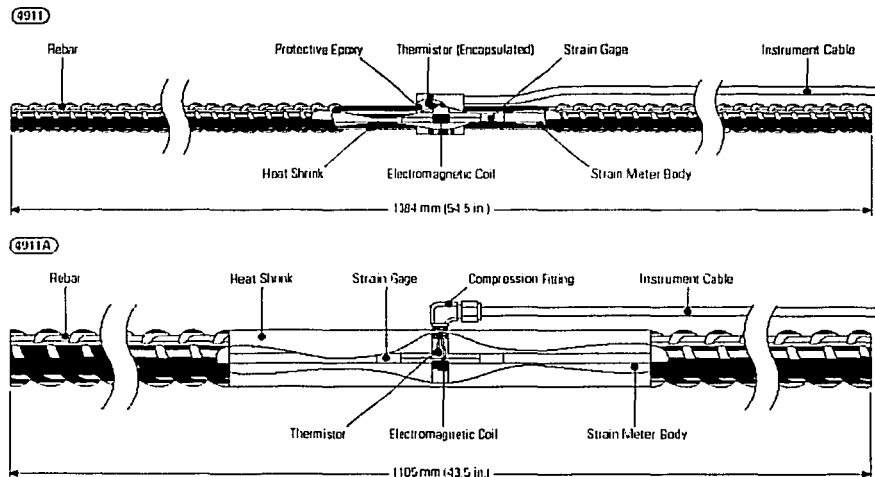


Figura 2.8. Modelo 4911 -Sister Bar y Modelo 4911A - Rebar Strain Meter.

La función principal de los deformímetros eléctricos de cuerda vibrante es la de medir deformaciones en el concreto. El deformímetro se acopla a una barra de acero y se fija en forma paralela al refuerzo longitudinal de la pila, se colocan en pares y en forma diametralmente opuesta. Este tipo de deformímetros (figura 2.8) tienen un transductor tipo cuerda vibrante montado en la parte central de una barra de acero y se conecta por medio de un cable.

2.3. CELDA DE CARGA OSTERBERG.

2.3.1. Funcionamiento de la celda de carga Osterberg.

La celda de carga Osterberg consiste en un gato hidráulico especialmente diseñado, capaz de ejercer cargas muy grandes a presiones internas muy altas. Se coloca dentro de la excavación de una pila y antes de colar el concreto, ver *figura 2.9*.

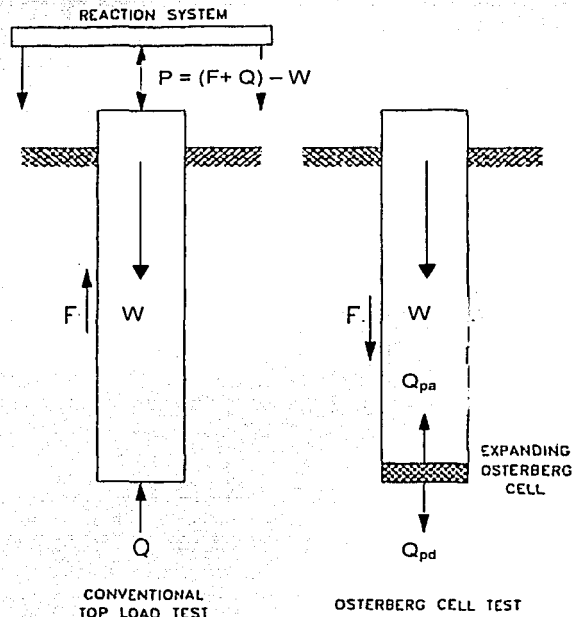


Figura 2.9. Comparación entre una prueba de carga convencional y una prueba de carga utilizando la celda Osterberg (Osterberg, 2001).

Para poder aplicar presión dentro de la celda Osterberg se coloca un tubo (línea de suministro hidráulico) en la parte superior de ésta, ver *figura 2.10*, mismo que se extiende por arriba del nivel del terreno natural; este actúa como conducto para la aplicación del fluido a presión a la celda previamente calibrada. El fluido que se usa para aplicar la presión puede ser cualquier líquido, pero por razones prácticas el fluido usado ha sido agua y aceite miscible. Dentro de este tubo se tiene un tubo de menor diámetro conectado al extremo inferior de la celda, éste también se extiende hasta la superficie y emerge desde el tubo más grande a través de un sello tipo O-ring. El tubo interior trabaja como un deformímetro de barra midiendo los movimientos de la parte inferior de la celda al momento que se aplica la presión. Para obtener una carga uniforme, el tubo interior se usa para llenar con lechada el espacio entre la parte inferior de la celda y la base de la pila.

La abertura total de la celda Osterberg también se puede medir con un par de transductores de desplazamiento de cuerda vibrante (LVWDT), la parte inferior de estos dispositivos se fijan a la placa inferior de la celda. El movimiento ascendente de la placa superior de la celda se mide directamente con un par de deformímetros de barra que se extienden hasta por arriba del concreto en la cabeza de la pila. Estos deformímetros de barra también permiten la medición de la compresión de la pila.

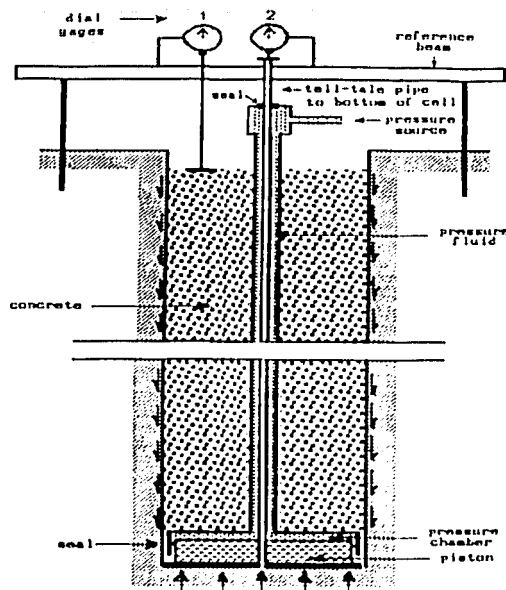


Figura 2.10. (Osterberg, 2001)

Después de que el concreto ha alcanzado la resistencia deseada, la celda se presuriza internamente. Al momento que la presión se incrementa, el tubo de menor diámetro se mueve hacia abajo y el fuste se mueve hacia arriba.

El movimiento descendente se mide por el micrómetro No.2 de la figura 2.10 (colocado sobre el tubo de menor diámetro), y el movimiento ascendente es medido con el micrómetro No.1 (colocado sobre la cabeza de la pila); los micrómetros son fijados a la viga de referencia. Se puede añadir un tercer micrómetro acoplado a un deformímetro de barra para medir el movimiento ascendente de la parte superior de la celda. La compresión elástica del fuste es la diferencia de movimientos entre el micrómetro que mide la parte superior del fuste y el micrómetro que mide el movimiento de la parte superior de la celda. Usualmente se utilizan tres micrómetros en la cabeza de la pila. Estos micrómetros se colocan a cada 120°.

Con la celda Osterberg se aplican presiones unidireccionales iguales y opuestas (figura 2.9) por lo que la falla sólo puede ocurrir por punta o por fuste. Las capacidades de carga de la

punta y del fuste se miden en forma independiente y se grafican en forma separada, ver *figura 2.11*. Las pruebas de carga convencionales combinan la cortante lateral y la capacidad por punta, y sólo pueden separar estos componentes mediante un análisis de la curva carga - deformación o mediante un análisis de transferencia de carga.

Durante la prueba de carga con la celda Osterberg, la mayor transferencia de carga ocurre en la zona más baja del fuste, es decir, el comportamiento del fuste es opuesto a una prueba convencional de carga a compresión, de modo que son diferentes los patrones de carga - movimiento. Esta diferencia en los patrones de la distribución de la transferencia de carga es dependiente de las variaciones del tipo de suelo y del estado de esfuerzos *in situ*.

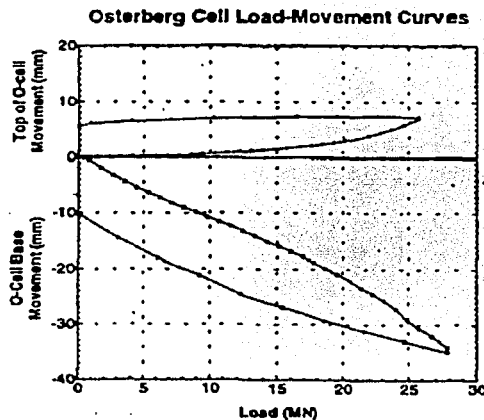


Figura 2.11. Curvas carga vs. deformación obtenidas con la celda Osterberg.

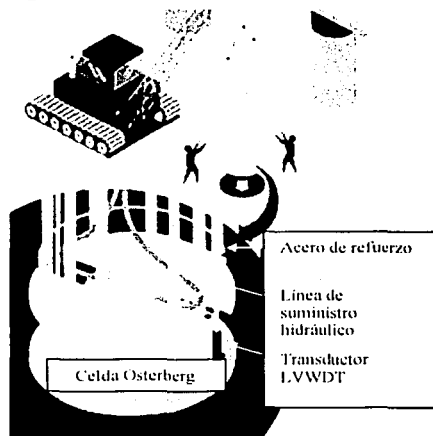


Figura 2.12. (Osterberg, 2001)

Además del arreglo mostrado en la *figura 2.10*, que consta de una sola línea de suministro hidráulico; también son posibles otros tipos de arreglos (Osterberg, 1994, 1998, 2001),
 Ing. Ricardo E. Ortiz Herмосillo,

como el que se muestra en la *figura 2.12* y en el capítulo tres de esta tesis. Que consisten en dos líneas de suministro hidráulico colocadas a los lados de la celda Osterberg.

Las pruebas de carga que utilizan la celda Osterberg usualmente cumplen con el requisito que marca la ASTM, método de prueba rápida D 1143.

2.3.2. Capacidades y tamaño de celdas.

Se han estandarizado los tamaños de estos dispositivos de carga, sin embargo se pueden realizar casi en cualquier tamaño y para cualquier tipo de carga, en Asia se han realizado pruebas con celdas de mayor capacidad. En la *tabla 2.1* se muestran las capacidades y los tamaños de las celdas Osterberg.

Tabla 2.1. Tamaños y capacidades de celdas.

Capacidad		Diámetro	Alto	Carrera del embolo	Peso
(t)	(kN)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)
36	353	10.16	13.18	7.62	9
68	667	13.34	13.18	7.62	14
181	1,776	22.86	27.31	15.24	86
362	3,551	33.02	29.53	15.24	136
907	8,898	53.98	29.53	15.24	362
2,721	26,693	86.99	30.80	15.24	997

También se pueden hacer conjuntos de tres celdas de carga y colocarse simétricamente en la punta del fuste; el arreglo luego se arma entre dos placas de acero. La *figura 2.11* muestra un arreglo con una sola celda.

La rapidez y el costo son los factores que se utilizan para decidir entre una celda de gran diámetro o un arreglo de celdas de pequeño diámetro.

2.3.3. Instalación de la celda.

La celda se instala dentro de la perforación con el tubo de suministro hidráulico para el caso de pilas sin acero de refuerzo. Cuando la celda se utiliza en una pila con acero de refuerzo ésta se suelda en los extremos del armado de refuerzo; es decir, en la parte que corresponde a la punta de la pila (*figura 2.13*).

Se debe colocar en el fondo de la perforación y antes de bajar la celda, una pequeña cantidad de concreto o mortero con el fin de tener una superficie regular y poder aplicar una carga uniforme. Cuando esto no es práctico, por ejemplo una perforación llena de lodo bentonítico, se puede rellenar con lechada debajo de la celda utilizando el tubo del deformímetro de barra (*figura 2.10*). Se debe colocar un tapón dentro del tubo del deformímetro antes de instalar la celda dentro de la perforación, de modo que el tubo no sea obstruido por el lodo. Cuando se inicie la inyección del mortero, la presión de éste expulsa el tapón dentro del tubo.



Figura 2.13. Celda Osterberg.

Es muy importante que el fondo de la perforación se limpie perfectamente. Si se realiza la limpieza y la inyección del mortero correctamente la curva descendente de carga-deformación empieza desde el origen como una línea recta (Osterberg, 1999).

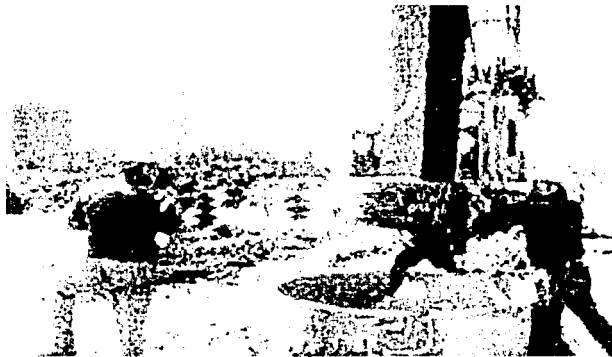


Figura 2.14. Colocación de una celda de carga dentro de la perforación (Load Test).

2.3.4. Ventajas y desventajas (Osterberg, 2001).

Las celdas de carga Osterberg tienen las siguientes ventajas sobre los métodos convencionales.

1. La preparación de la prueba de carga toma solamente algunas horas. No son necesarias las vigas de carga, ni tampoco los dispositivos de reacción.
2. Se determinan por separado la resistencia lateral y la resistencia de la punta.
3. Se pueden realizar arreglos con celdas pequeñas para tener conjuntos que logren cargas mayores a 5,444t (53,405kN).

Desventajas.

1. El dispositivo se instala cuando el pilote es hincado o antes de que el fuste sea colado. Por lo mismo, la celda no puede cambiarse después de que éstos se hayan instalado.
2. La celda Osterberg no es recuperable.
3. Durante la falla solamente se obtiene la capacidad última por fricción o por punta.
4. Como se explicó anteriormente la celda Osterberg aplica presiones unidireccionales iguales y opuestas, ver *figura 2.9*. Por lo mismo, otro de los inconvenientes de aplicar la carga al nivel de la punta, es la movilización ascendente del fuste, ya que este trabaja como elemento de reacción. La carga neta descendente que se aplica en la punta es la diferencia de la resistencia lateral menos la carga ascendente mas el peso efectivo de la pila.

$$Q_{pd} = (W + F) - Q_{pa} \quad (2.1)$$

Donde: Q_{pd} carga neta descendente aplicada en la punta, W es el peso efectivo de la pila, F es la resistencia lateral de la pila y Q_{pa} carga ascendente aplicada en la punta.

Queda claro que para medir la capacidad de carga de la punta, la resistencia lateral deberá ser mayor que la carga ascendente que se aplica con la celda Osterberg ($F > Q_{pa}$). Si lo que se desea determinar es la resistencia lateral del fuste, la capacidad de carga en la punta deberá ser mayor que la resistencia lateral de la pila ($Q_{pd} > F$).

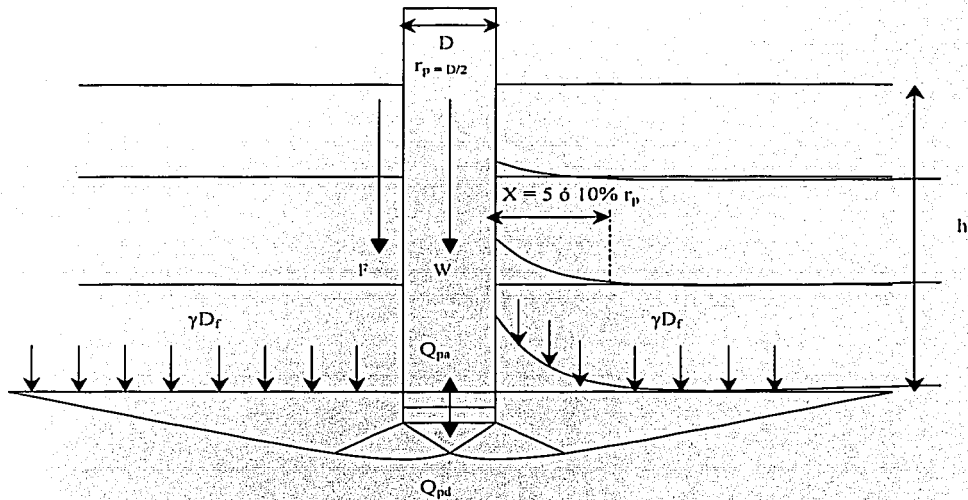


Figura 2.15. Disipación de esfuerzos de sobrecarga inducidos por la celda Osterberg.

5. Otro punto a considerar es la forma en como se grafica el resultado de la prueba. En la *figura 2.11* se presentan dos curvas, la superior corresponde a la curva carga vs. deformación medida en la placa superior de la celda Osterberg, y la inferior es la curva carga vs. deformación medida en la placa inferior de la celda.

Se observa que la carga descendente ($Q_{pd} = 28\text{MN}$) fue mayor que la carga ascendente ($Q_{pa} = 26\text{MN}$), lo mismo sucede con los desplazamientos, la placa inferior tuvo un desplazamiento de 35mm mientras que la placa superior se movilizó solamente 8mm. En este caso se midió la capacidad de carga de la punta y el fuste trabaja como elemento de reacción.

Ninguna de las dos curvas presenta una deformación máxima, por lo que las cargas en suelos muy cohesivos el fuste de la pila no se desliza (no existe una superficie de falla entre el fuste y el suelo) sino que éste se moviliza junto con el material que lo rodea, ver *figura 2.15*. La deformación (suelo - fuste) inducida por la carga ascendente (Q_{pa}) llega hasta una cierta altura h , esta altura está en función de la compresión elástica de la pila, el peso efectivo de ésta y de la resistencia no drenada del suelo (c_u) que la rodea. Por lo que no se considera una distribución de esfuerzos cortantes constante a lo largo de la pila.

En pruebas de extracción de pilotes en la zona arcillosa de la Cd. de México, se ha observado que alrededor del fuste viene adherida una capa de arcilla, por lo que la falla no se desarrolla entre suelo - fuste, sino entre suelo - suelo. Dicha capa tiene un espesor (ver *figura 2.15*) que varía entre 5 y 10% el radio del pilote (Jaime, *et. al.* 1988).

CAPITULO 3. CASO PRACTICO REALIZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MEXICO.

3.1. ANTECEDENTES.

En Mayo de 1994 se realizaron los trabajos de exploración geotécnica en las áreas de estacionamientos y pasillos de una guardería infantil. Se realizaron seis sondeos de entre 30 y 40m de profundidad, dos de cono eléctrico y cuatro de muestreo inalterado selectivo.

Una vez demolidas las estructuras existentes se llevó a cabo una serie de pruebas de capacidad de carga. La prueba se denominó a **Compresión Pb**, y se utilizó el método de la celda de carga Osterberg. La pila se instrumentó con dos deformímetros de barra y con cuatro deformímetros eléctrico de cuerda vibrante.

Se midió la resistencia de la punta y del fuste de un pila de 70cm de diámetro empotrada un metro en los depósitos profundos. Se realizó la prueba con una celda de carga tipo Osterberg de 1,090t (10,692kN) de capacidad.

Se construyó un conjunto de pilas de reacción de 60cm de diámetro que se utilizaron para producir la carga necesaria de reacción para la ejecución de las pruebas de carga. Se estimó la capacidad última de las pilas de reacción en 250t (2,452kN) y su profundidad de desplante en 34.0m desde el nivel del terreno natural.

Todo lo anterior sirvió para el diseño de la cimentación profunda de un edificio, que de acuerdo al proyecto preliminar, tendrá en su totalidad cincuenta y cinco niveles a partir del nivel de banqueta y cuatro niveles de estacionamiento subterráneos (*figura 3.1*). Se proyectó un cajón en planta de 80 x 80m, a una profundidad aproximada de 16m desde el nivel de la calle. Su cimentación definitiva consistirá en 251 pilas con diámetros de 1.0, 1.2 y 1.5m (*figura 3.2*), construidas hasta profundidades de entre 46 y 52m.

3.2. LOCALIZACIÓN.

La obra se encuentra ubicada al noroeste de la ciudad de México. El predio está localizado, sobre Av. Paseo de la Reforma entre las calles de Río Ródano, Río Atoyac y Río Elba; en la colonia Cuauhtémoc (*figura 3.3*). En dicho predio se encontraba un estacionamiento público y varios edificios como el Cine Chapultepec y una guardería del IMSS. Todos los edificios fueron demolidos.

3.3. ESTUDIO DEL SUBSUELO.

3.3.1. Información geotécnica.

Desde el punto de vista geotécnico, el predio se ubica dentro de la zona denominada como Zona III de Lago (NTC, 2001) muy próxima a los límites con la Zona II de Transición. Dicha zona se caracteriza porque la formación arcillosa superior tiene un espesor mayor a los 25.0m. Se encuentra bastante preconsolidada debido sobre todo al abatimiento del nivel freático y presenta intercalaciones de estratos limo - arenosos de origen aluvial, que se

depositaron durante las regresiones del antiguo lago; este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias.

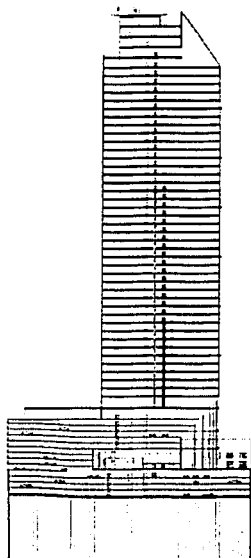


Figura 3.1. Corte (Grupo ICA).

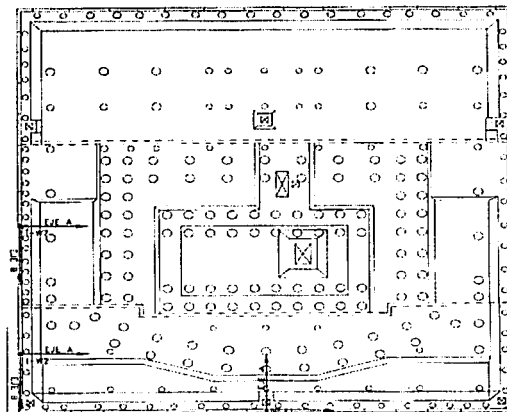


Figura 3.2. Planta (Grupo ICA).

En esta zona geotécnica la costra superficial de depósitos aluviales muestra una capacidad de carga no uniforme. Los suelos blandos compresibles se extienden a profundidades máximas del orden de 25m y se presentan mantos colgados. En la figura 3.4 se muestra la localización del predio con respecto a la zonificación geotécnica del Valle de México.

3.3.2. Trabajos de exploración.

Se realizaron dos sondeos de cono eléctrico (SCE), denominados SCE-1 y SCE-2, hasta una profundidad de 40.0m y cuatro sondeos de muestreo inalterado selectivo, dos hasta 30.0m de profundidad, identificados como SMS-A y SMS-B y los dos restantes hasta una profundidad de 40.0m, identificados como SMS-1 y SMS-2; extrayendo en el primer caso, veinticuatro muestras que sirvieron para definir propiedades dinámicas, en el segundo caso, se obtuvieron dieciocho muestras con las que se determinaron parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y características de deformabilidad.

Se realizó la primera etapa de los trabajos de exploración en dos áreas de estacionamiento; se muestra en la figura 3.5 la planta de localización de los sondeos realizados y en la figura 3.6 un perfil de cono eléctrico.

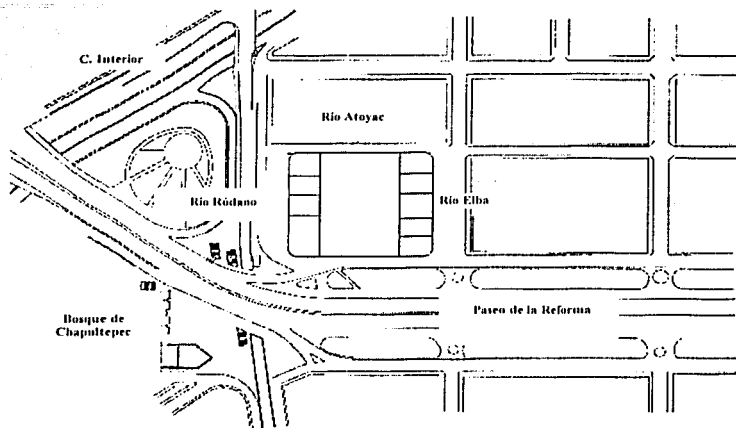


Figura 3.3. Ubicación del predio y avenidas.

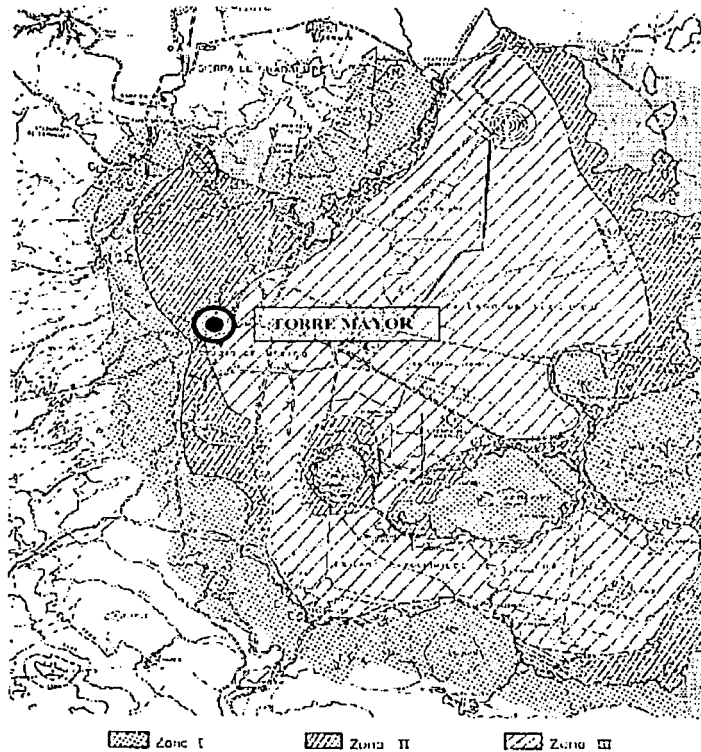


Figura 3.4. Zonificación geotécnica del Distrito Federal (NTC, 2001).

Para obtener muestras de buena calidad de los suelos blandos la empresa encargada de dichos trabajos empleó su tubo muestreador tipo TGC (Santoyo, 1990), en donde se especifica en una sola operación de hincado, la obtención de una muestra de 80cm de longitud seccionada en cuatro segmentos de 20cm cada uno, lo cual facilita su manejo y una menor perturbación durante su transporte y extracción.

Para los suelos de consistencia media, donde se dificultó el hincado del tubo muestreador, se empleó un tubo dentado de pared delgada.

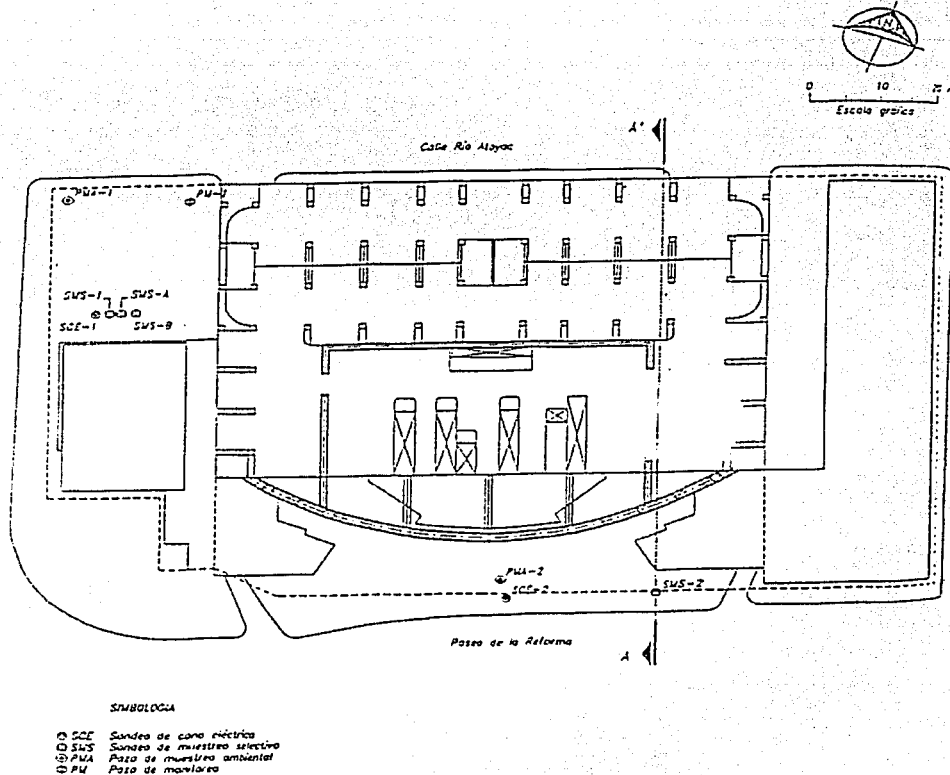


Figura 3.5. Ubicación de los sondeos realizados (TGC, 1994).

En el verano del 97, simultáneamente con la demolición de los edificios existentes, y con el propósito de explorar en el sitio exacto donde se proyectaba la construcción de la torre, se llevó a cabo la segunda campaña de exploración. Se realizaron tres sondeos de muestreo continuo denominados SMC-1, SMC-2 y SMC-3 y un sondeo con cono SCE-3. Se desconoce la ubicación y resultados de estos sondeos.

3.3.3. Resultados de laboratorio.

Las muestras obtenidas con los sondeos SMS-1 y SMS-2 se sometieron a ensayos índice para su clasificación e identificación de propiedades de resistencia y deformabilidad. Se programaron y ejecutaron pruebas de compresión unidimensional y ensayos de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) y consolidadas no drenadas (CU).

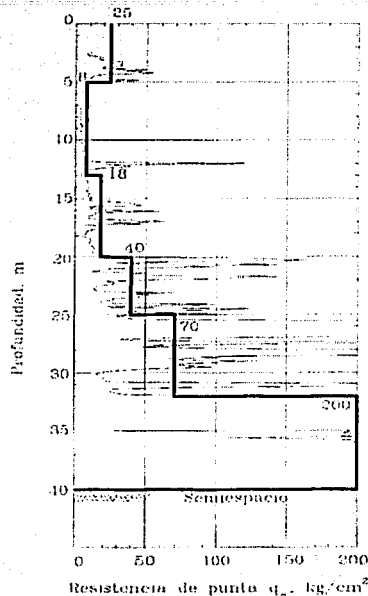


Figura 3.6. Sondeo de cono eléctrico (SCE-1) (Romo, 1994).

Para la determinación de parámetros dinámicos las muestras fueron enviadas al laboratorio del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

3.3.4. Interpretación estratigráfica y propiedades mecánicas.

El perfil estratigráfico encontrado y descrito en el informe de mecánica de suelos (TGC Geotecnia, 1994) es el siguiente.

Relleno Artificial. Se localiza bajo el pavimento hasta 2.5m de profundidad. Constituido por una mezcla de arcillas con arenas y gravas.

Costra Superficial. Se ubica desde los 2.5 hasta los 5.0m de profundidad. Formada principalmente por limo arcilloso café, preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena; su resistencia a la penetración del cono eléctrico varía entre 8 y 55kg/cm².

Tanto el relleno artificial como la costra superficial se localizaron solamente en los sondeos realizados en las áreas de estacionamiento; en el terreno donde se encontraba la guardería del IMSS los primeros 5.0m del subsuelo corresponden a una cimentación previa cubierta con un relleno de arena y grava empacando fragmentos de roca.

Formación Arcillosa Superior. Localizada de los 5.0m hasta los 25.5m de profundidad. Corresponde a la secuencia de arcillas de la zona del lago, son de color gris verdoso de consistencia media a muy baja, formada por varios substratos de suelos blandos separados por lentes duros.

La resistencia al corte obtenida en pruebas de compresión triaxial no drenada es de $4.2t/m^2$ de entre los 5.0 y 13.0m de profundidad. Entre los 13.0 y 18.0m de profundidad es de $9.2t/m^2$ y entre 18 y 25.5m es de $14.8t/m^2$.

La resistencia a la penetración del cono eléctrico varía de 4 a $15kg/cm^2$ y la de los lentes alcanza valores de hasta $150kg/cm^2$.

Capa Dura. De 25.5m a 29.5m de profundidad. Formada por arenas limosas de origen aluvial de color verde olivo, intercaladas con lentes de arcillas o limos arcillosos; la resistencia a la penetración del cono eléctrico en las arenas limosas alcanza más de $350kg/cm^2$, en tanto que en los lentes blandos se ubica en $25kg/cm^2$.

Formación Arcillosa Inferior. De 29.5m a 32.2m. Formada por una serie de substratos de arcillas lacustres preconsolidadas de color gris, intercalados con lentes de suelos duros arenosos o limosos; la resistencia a la penetración del cono eléctrico se ubica entre 15 y $25kg/cm^2$, en tanto que en los lentes resistentes alcanza valores de hasta $300kg/cm^2$.

Depósitos Profundos. A partir de 32.2m de profundidad. Conformados por arenas limosas muy compactas, arcillas y arenas con una resistencia al corte obtenidos de pruebas triaxiales UU que varían entre 1.5 y $30kg/cm^2$ y ángulo de fricción entre 32 y 45°. La resistencia a la penetración del cono eléctrico alcanza valores medios del orden de $200kg/cm^2$.

En la *tabla 3.1* se presenta un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio.

Tabla 3.1. Resumen de los parámetros de resistencia.

Nombre	Espesor (m)	Profundidad (m)	Cu (t/m^2)	qu (kg/cm^2)
Relleno artificial	2.50	0.00 - 2.50		
Costra superficial	2.50	2.50 - 5.00		8 a 55
Formación arcillosa superior	20.50	5.00 - 13.00	4.2	4 a 15 (arcillas lacustres) 150 (lentes duros)
		13.00 - 18.00	9.2	
		18.00 - 25.50	14.8	
Capa dura	4.00	25.50 - 29.50		350 (arenas limosas) 25 (lentes blandos de arcilla o limos arenosos)
Formación arcillosa	2.70	29.50 - 32.20		15 a 25 (arcillas lacustres preconsolidadas)

inferior				300 (lentes duros arenosos o limosos)
Depósitos profundos	Indefinido	32.20	1.5kg/cm ² y 30 kg/cm ² (UU) $\phi = 32^\circ$ y 45°	200 (promedio)

La figura 3.7 muestra un corte estratigráfico realizado a partir de los valores de la resistencia a la penetración del cono eléctrico y de las propiedades de los suelos definidas en el laboratorio con las muestras inalteradas.

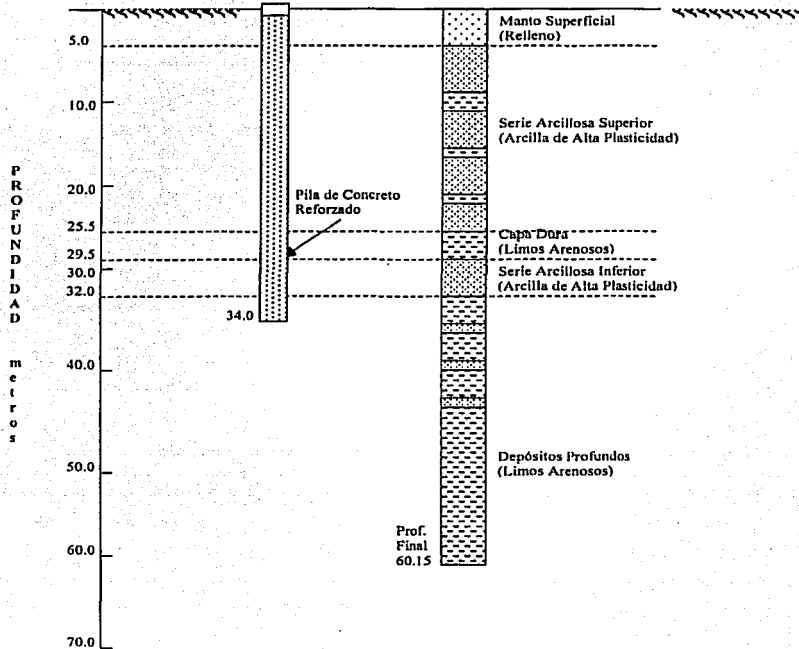


Figura 3.7. Perfil estratigráfico (Sámamo, 2000).

Condiciones Piezométricas (figura 3.8). Con objeto de determinar las condiciones hidráulicas del subsuelo, se instalaron dos estaciones piezométricas EP-1 y EP-2. Cada estación consta de 4 puntos piezométricos a distintas profundidades y un pozo de observación del nivel freático.

Se detectó el nivel freático a 4.0m de profundidad pero a partir de los 8.0m de profundidad existen abatimientos de la presión de poro, este abatimiento del nivel piezométrico obedece a la extracción de agua de los mantos permeables para fines de consumo humano.

Todas las perforaciones realizadas para los trabajos geotécnicos fueron selladas antes de retirar el equipo, empleando para ello una mezcla de agua - cemento - bentonita - grava.

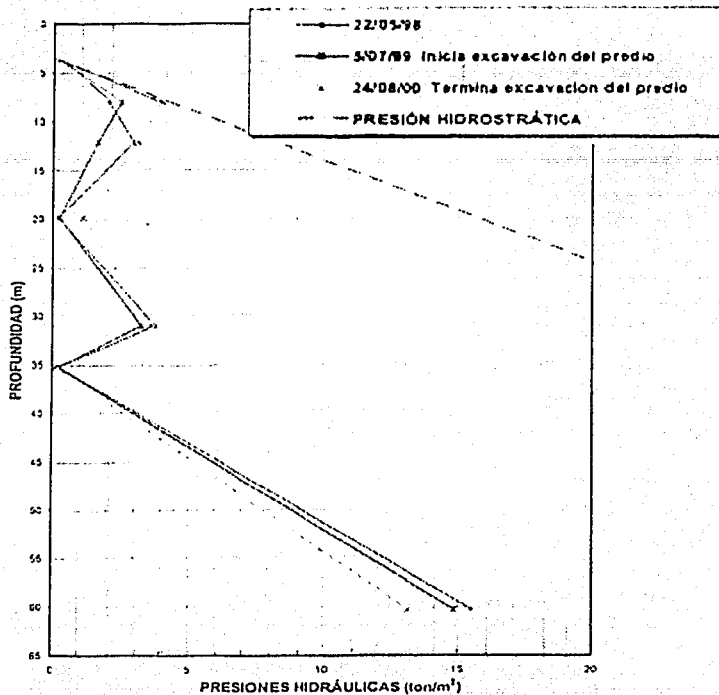


Figura 3.8. Presión de poro (Sámamo, 2000).

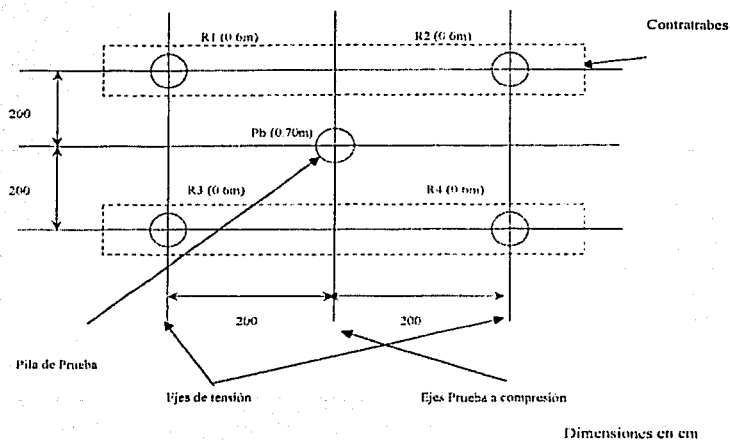
3.4. SISTEMA DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN.

3.4.1. Construcción de las pilas de reacción.

Se realizaron cuatro pilas de reacción de 60cm de diámetro y hasta una profundidad de 34m desde la elevación de la plataforma de trabajo. La capacidad última de las pilas de reacción, para la prueba de carga a compresión, se estimó en 250t (2,452kN) (figura 3.9a).

Construcción de las contratraves de concreto de liga con las pilas de reacción.

Se realizó, después de coladas las pilas de reacción, la excavación, el armado y el colado de las contratraves de liga que unen las cabezas de las pilas de reacción en ambos lados de la prueba, ver figura 3.9b. Se dejaron embebidas en el concreto de las contratraves dieciséis anclas de acero de alta resistencia ($f_y = 10,540\text{kg/cm}^2$) y 35mm de diámetro nominal. Posteriormente estas fueron utilizadas, junto con las vigas de carga, como elementos de reacción en la prueba, ver figura 3.9b. El arreglo se diseñó de ésta manera debido a que se realizaron tres pruebas, dos de compresión (Pb y Pc) y una de extracción (Pa), para ello se utilizó el mismo arreglo. En este trabajo solo se presenta la prueba a compresión Pb.



Prueba a Compresión Pb

Pila de prueba Pb de 0.70m de diámetro.
 Pilas de reacción R1, R2, R3 y R4.

Figura 3.9a. Pilas de reacción, contratabes y pila de prueba.

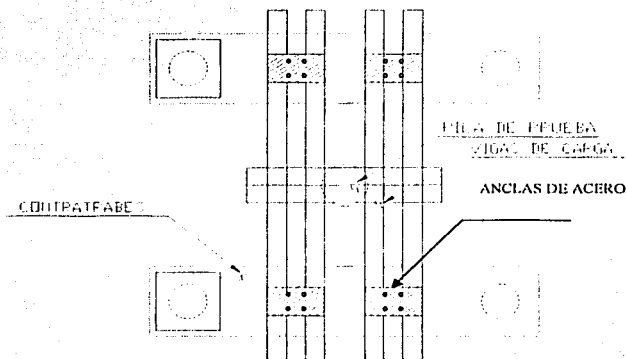


Figura 3.9b. Anclas de acero, vigas de carga y pila de prueba (Grupo ICA).

3.4.2. Viga de referencia.

Se ensambló la estructura del sistema de referencia con ángulos dixon, y se forró con un recubrimiento de fibra de vidrio y papel aluminio (figura 3.10) para minimizar las deformaciones provocadas por los cambios de temperatura.

Se montó el sistema a una distancia de seis diámetros a partir del eje central de la pila, para evitar que los movimientos propios de ésta lo afectaran. Además se colocaron rodillos

metálicos en uno de los extremos y después éstos se apoyaron sobre placas metálicas, el otro extremo sólo se apoyó sobre placas metálicas.

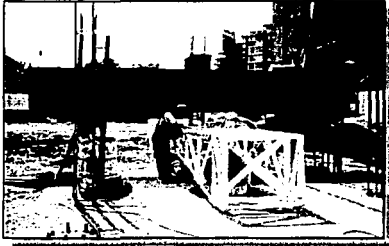


Figura 3.10. Viga de referencia (Grupo ICA).

3.4.3. Micrómetros colocados en la cabeza de la pila.

Se colocaron dos micrómetros digitales (A y B) sobre la estructura de referencia y sus vástagos se apoyaron en la cabeza de la pila sobre superficies de vidrio pulido (figura 3.13).

Los micrómetros se utilizaron para determinar el comportamiento deformacional de la cabeza de la pila bajo las cargas aplicadas con una aproximación de 0.0025mm, para una deformación máxima de 100mm.

Se colocó en todo el área de trabajo un toldo de lona impermeable durante la ejecución de la prueba, figura 3.11.

3.4.4. Deformímetros de barra.

Se instalaron dos deformímetros de barra diametralmente opuestos sobre la placa superior de la celda Osterberg, junto con dos pares de micrómetros digitales (C, D, E y F). Dichos micrómetros se fijaron a la cabeza de la pila, y los vástagos se apoyaron sobre vidrios adheridos a las barras metálicas salientes de los deformímetros (figura 3.13).

Los deformímetros de barra sirvieron para medir la compresión de la pila.



Figura 3.11. Arreglo de la prueba (Grupo ICA).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.4.5. Transductores de desplazamiento.

Se colocaron diametralmente opuestos un par de transductores de desplazamiento tipo cuerda vibrante lineal (LVWDT, por sus siglas en inglés) para medir la expansión de la celda Osterberg. Se colocaron entre la placa superior de la celda y la base de ésta.

La deformación vertical de los LVWDT midieron directamente la expansión de la celda con una aproximación de 0.00254mm (Load Test, 1997), para una deformación máxima de 150mm.

3.4.6. Deformímetros eléctricos de cuerda vibrante.

Se colocaron cuatro pares de deformímetros eléctricos de cuerda vibrante (vibrating wire strain gages) tipo Geokon mod. 4911. Se fijaron con cables de nylon al armado de refuerzo en las elevaciones de 10.0m, 15.0m, 21.0m y 29.0m. Los deformímetros se colocaron diametralmente opuestos en cada nivel (figuras 3.12).

Especificaciones de los deformímetros de cuerda vibrante empleados en la pila Pb.

Tabla 3.2.

Fabricante	GEOKON, Inc.
Modelo	4911-04 "Sister Bar" Barras extremas #4
Rango	2,500 $\mu\epsilon$
Sensibilidad	0.025%
Precisión y linealidad	0.25%

Los cables de los deformímetros se conectaron a una unidad de lectura Geokon modelo GK-403.

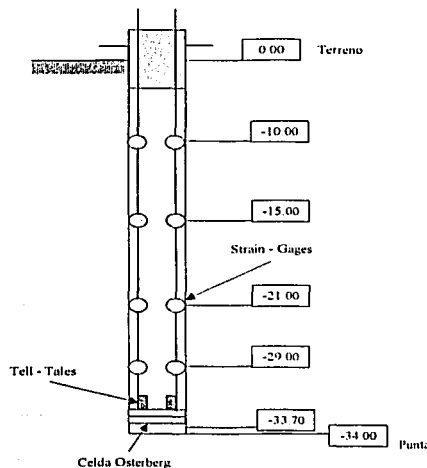


Figura 3.12. Ubicación de los deformímetros eléctricos de cuerda vibrante

Los deformímetros eléctricos de cuerda vibrante se utilizaron para determinar el mecanismo de transferencia de carga a lo largo del fuste.

3.4.7. Hilo de referencia.

Se instaló una cuerda metálica de referencia como medida complementaria para medir las deformaciones en la cabeza de la pila de prueba. Para mantener tensa la cuerda, se fijó un extremo directamente a la estructura de referencia y al otro extremo se le colocó un contrapeso. Se fijó una regla metálica de 30cm de longitud a un costado de la cabeza de la pila de prueba con graduaciones a cada milímetro y se colocó un espejo para evitar errores de paralaje durante las lecturas.

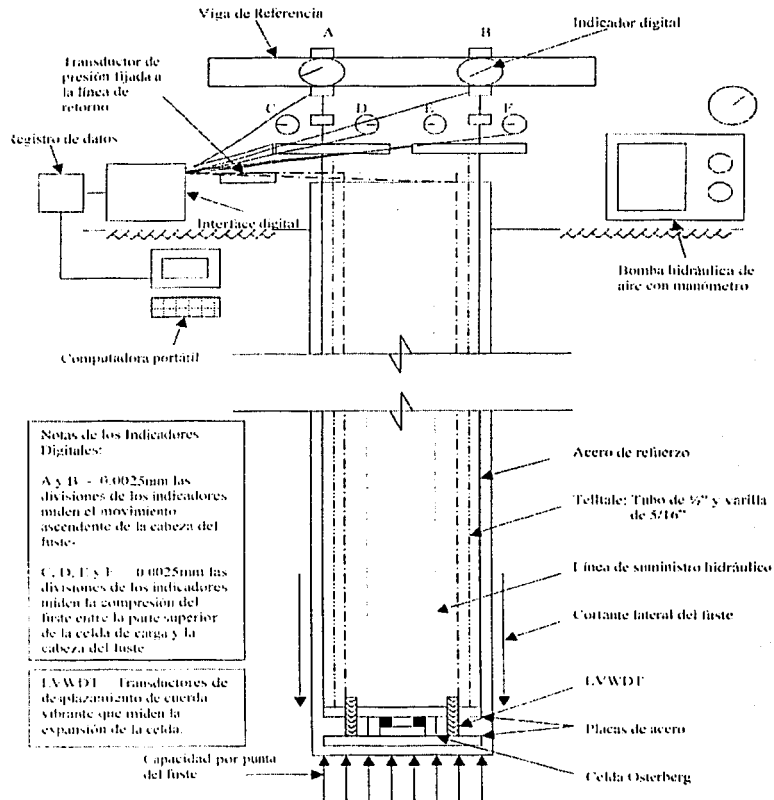


Figura 3.13. Instrumentación en la pila Pb (Load Test Inc., 1997).

Al final de la prueba de carga se retiró el equipo y las pilas se cortaron al nivel de las plataformas de trabajo.

3.6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA PILA DE PRUEBA Pb.

3.6.1. Equipo de perforación.

Se utilizó para la construcción del fuste una perforadora rotatoria Soilmec, Modelo RT3-S montada sobre una grúa Link-Belt modelo LS -108 y como herramientas de trabajo se emplearon botes y brocas helicoidales. Se utilizó lodo bentonítico para mantener estables las paredes; se tuvo especial cuidado en mantener un nivel de 1.5m por debajo del borde del brocal para garantizar la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

3.6.2. Perforación de la pila.

Se realizó una excavación de 70cm de diámetro para colocar la celda Osterberg inferior No. 7109-10. La profundidad fue de 34m con respecto al nivel del terreno natural empotrada un metro en los depósitos profundos. Se utilizó polímero para estabilizar la perforación.

Se instaló dentro de la perforación un ademe metálico hasta una profundidad de 5.0m medidos desde el nivel de la superficie de excavación.

Se verificó el nivel de desplante de la pila mediante la clasificación del material excavado y se realizó la limpieza del fondo de la perforación retirando el azolve con un bote de perforación.

3.6.3. Instalación de las celdas de carga Osterberg (figura 3.14.).

La celda de carga Osterberg No. 7109-10 se instaló con todo el equipo auxiliar, como son las líneas hidráulicas, conexiones y fuente de presión; se soldó a los extremos inferiores del acero de refuerzo y a la columna metálica central (refuerzo adicional) y se suministraron las conexiones pertinentes para el abastecimiento de la presión al interior de la celda. Se colocó en condiciones totalmente cerradas a una profundidad de 33.7m, 0.30m arriba de la base de la excavación, a continuación se procedió a bombear lechada entre el fondo de la perforación y la base de la celda Osterberg. El acero de refuerzo se habilitó con las tuberías para la colocación de los deformímetros de barra y se colocaron las varillas paralelas acopladas a los deformímetros de cuerda vibrante.

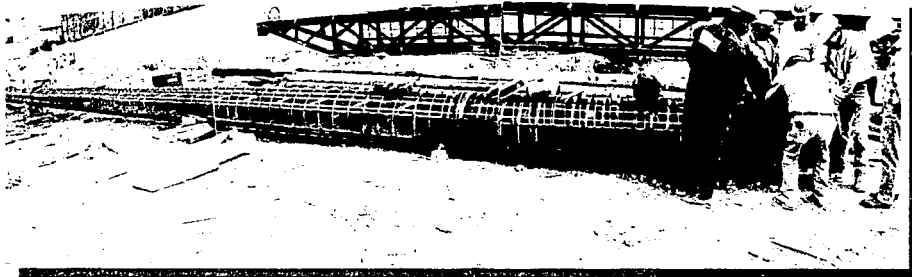


Figura 3.14. Instalación de la celda de carga Osterberg (Grupo ICA).

TESIS CON
FALLA DE CRUCEN

Debido a las condiciones que se presentaron durante la prueba, y que se explican en el inciso 3.7.1; se usó una segunda celda Osterberg con No. 7109-4 para cargar la misma pila desde su cabeza utilizando para ello el sistema de reacción.

Para determinar las cargas aplicadas al sistema se emplearon transductores eléctricos de presión en las líneas hidráulicas de ambas celdas de carga, estos mismos transductores se utilizaron durante la calibración de las celdas.

Las características de las celdas de carga Osterberg se anotan en la *tabla 3.3*.

Tabla 3.3.

Celda Inferior		No. 7109-10
Elevación	-33.7m	
Dimensiones	295 mm de alto 540 mm de diámetro 360 kg de peso	
Capacidad Máxima	1,090 t (10,692 kN)	
Celda Superior		No. 7109-4
Elevación	+0.50m	
Dimensiones	295 mm de alto 540 mm de diámetro 362 kg de peso	
Capacidad Máxima	1,200 t (11,772 kN)	

Se colocó el acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar un recubrimiento libre mínimo de 37mm entre los zunchos del armado y la pared de la perforación.

Se realizó el colado de la pila con tubo tremie hermético de 15cm de diámetro sobre la celda de carga inferior, entre el acero de refuerzo y la columna metálica central. El concreto tuvo un revenimiento de 15 a 20cm. Se coló el concreto hasta medio metro arriba del nivel del terreno natural.

Anterior al colado del concreto, y como se explica más arriba, se procedió a bombear lechada (cemento sin arena) con el fin de rellenar el espacio que intencionalmente se dejó entre el fondo de la perforación y la base de la celda Osterberg. El volumen final de lechada fue tal, que por lo menos se rellenó hasta un nivel de 1.5m a partir del fondo de la perforación; provocando que también se cubriera la celda Osterberg completamente (Load Test, 1997).

Cabe mencionar que la fabricación final de la celda de carga Osterberg se realizó con dos líneas laterales para la aplicación de la presión, en lugar de la central (*figura 2.10 y figura 3.13*), esto con el fin de permitir mayor espacio para la colocación del concreto con el tubo tremie.

3.6.4. Tolerancias.

Horizontal. La pila y ademe se instalaron dentro de una variación horizontal de no más de 10cm de las posiciones indicadas.

Vertical. La desviación máxima de la perforación no excedió los 15cm, medidos desde el nivel de la plataforma de trabajo al fondo de la perforación. La superficie de la cabeza de la pila quedó perpendicular a su eje.

3.7. PRUEBA DE CARGA.

3.7.1. Procedimiento original de la prueba de carga.

El procedimiento original consistió en usar solamente una celda de carga Osterberg instalada en la punta de la pila. Se consideró que al reaccionar ésta contra el fuste se aplicaría una carga descendente en la punta y debido a las propiedades mecánicas de las formaciones arcillosas, el fuste se movilizaría en forma ascendente hasta alcanzar su resistencia máxima. Por lo tanto se había planeado utilizar el sistema de reacción para inmovilizar el fuste, después de que éste alcanzara su resistencia máxima, y para completar la prueba de carga por punta.

El objetivo de la prueba era determinar la capacidad de carga última por punta como por fuste.

El procedimiento original de la prueba de carga se modificó debido a que la celda Osterberg instalada en la punta desarrolló una muy baja capacidad de carga (nombrada posteriormente como *Primera prueba de capacidad de carga por punta*). Por lo que a partir de ésta primera prueba se implementó un programa de prueba diferente al original para lograr definir la capacidad de carga última tanto de la punta como del fuste.

A continuación se describe el programa de prueba ejecutado.

3.7.2. Primera prueba de capacidad de carga por punta.

La capacidad de carga por punta no excedió las 800t.

La carga aplicada fue de 169t (1,658kN), resultando un movimiento descendente de 144mm, sin la ocurrencia de falla. En este punto el vástago de la celda Osterberg llegó a su máxima extensión y ya no fue posible aplicar una carga adicional (*figura 3.15*). Los movimientos ascendentes de la pila fueron despreciables durante esta etapa.

La prueba indicó que existió una zona de material muy suave entre la base de la celda de carga inferior y la punta de la pila. Esta zona suave desarrolló un desplazamiento descendente inmediato de la celda inferior de 144mm con 169t (1,658kN). No se desarrolló la capacidad de carga máxima por punta, por lo que una segunda celda, la celda superior, se llevó al sitio y se instaló entre la cabeza de la pila y las vigas de reacción del dispositivo de carga. Lo anterior seguramente se debió al modo como se instaló la celda Osterberg, es decir, se dejó suspendida 30cm por arriba del fondo de la perforación y después se bombeó una lechada para llenar dicho espacio. Esta lechada pudo haberse contaminado con el fluido de perforación provocando la formación de un material suave.

3.7.3. Prueba de carga por adherencia lateral.

Se dejó abierta la línea de flujo de la celda inferior y se accionó la celda superior, con esta acción se determinó la capacidad de carga por cortante lateral.

La carga máxima aplicada al sistema mediante la celda Osterberg superior resultó de 977t (9,585kN), *figura 3.16*.

Se esperaba que la capacidad por fricción fuera menor a las 800t (7,848kN), posiblemente como máximo unas 400t (3,924kN).

3.7.4. Segunda prueba de capacidad de carga por punta.

Una vez concluida la prueba de cortante lateral y habiéndose cerrado la celda inferior se procedió con la segunda prueba de punta. Se accionó nuevamente la celda de carga inferior y esta vez sí se desarrolló una capacidad de carga por punta.

En este segundo ciclo de carga por punta, se determinó una capacidad de carga última de 245t (2,403kN), en siete incrementos de carga. El movimiento máximo descendente durante esta segunda prueba de capacidad por punta fue de 89mm (*figura 3.17*). Fue combinada la curva de carga – deformación para la primera y segunda prueba de capacidad por punta en la *figura 3.18* para ilustrar el efecto de la zona de material blando localizado debajo de la celda inferior.

Se mostró un incremento del 45% de la máxima carga aplicada en la primera prueba.

3.7.5. Prueba de adherencia lateral y punta (*figura 3.19*).

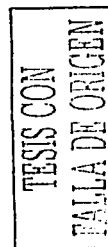
Se realizó al final de la segunda prueba de capacidad por punta.

Se dejó cerrada al flujo la celda inferior y se aplicó la carga desde la cabeza de la pila utilizando nuevamente la celda Osterberg superior. Se aplicó la carga en dos ciclos, en el primer ciclo la carga máxima fue de 540t (5,297kN) y se tuvo una deformación de 9mm en la cabeza de la pila sin indicios de falla. Se provocó la falla en el segundo ciclo a una carga máxima de 1,000t (9,810kN) y con una deformación de 28mm en la cabeza.

En la *tabla 3.5* se muestran las cargas aplicadas en cada prueba y las deformaciones medidas.

Tabla 3.5. Cargas aplicadas y deformaciones medidas.

No. Prueba	Tipo de Prueba	Celda superior	Celda inferior	Carga máxima aplicada	Deformaciones (mm)	
					Cabeza de la pila	Punta de la pila
1	1ª Prueba de Punta	Inactiva	Activa	169t (1,658kN)	Despreciable	144
2	Prueba de Adherencia	Activa	Abierta	977t (9,585kN)	119	-----
3	2ª Prueba de Punta	Inactiva	Activa	245t (2,403kN)	0.408	89.41
4	Prueba de Adherencia y Punta	Activa	Cerrada	1,000t (9,810kN)	27.63	2.83



3.7.6. Curvas de carga - deformación.

Se muestran en las figuras 3.15, 3.16, 3.17 y 3.19 las curvas de esfuerzo deformación para la primera prueba de punta, para la prueba de adherencia lateral, para la segunda prueba de punta y para la prueba de adherencia - punta respectivamente.

3.7.7. Generalidades de la prueba de carga.

Se efectuó una prueba de carga a compresión en cuatro etapas, dos pruebas de punta, una prueba de adherencia lateral y una prueba combinando los efectos de adherencia y punta.

Fue realizada empleando las dos celdas de carga Osterberg como dispositivos de aplicación de carga. Como se comentó anteriormente una celda se instaló en la punta de la pila de prueba y la otra en su cabeza.

Fueron realizadas las pruebas de carga con la norma ASTM D1143 Quick Load Test Procedure (ASTM, D1995).

Se resumen en la tabla 3.4 las dimensiones, las elevaciones, el área y el peso de la pila Pb para propósitos de análisis.

Tabla 3.4. (Load test Inc., 1997)

Diámetro de la pila Pb	700 mm
Diámetro de la O - Cell (superior e inferior)	540 mm
Elevación del nivel del suelo	0.0 m
Elevación del concreto (cabeza)	+ 0.50 m
Elevación del NAF	- 4.0 m
Elevación del strain gage 1 (12280-12281)	-29 m
Elevación del strain gage 2 (12282-12283)	-21 m
Elevación del strain gage 3 (12284-12285)	-15 m
Elevación del strain gage 4 (12286-12287)	-10 m
Elevación de la punta del telltale sobre la placa superior de la O - Cell, usado para la compresión de la pila.	- 33.3 m
Elevación de la punta de la O - Cell	- 33.7 m
Elevación de la punta de la pila	- 34.0 m
Area transversal de la pila	0.385 m ²
Longitud del concreto entre la punta de la pila y la punta de la O - Cell	0.3 m
Peso sumergido del concreto fraguado arriba de la punta de la O - Cell	20.41 t 200 kN
Módulo estimado de la pila	672,141 kg/cm ²

La prueba de carga inició el día 9 de Octubre de 1997 a las 14:55pm aproximadamente a 34 días después de haber colado el concreto. Los cilindros de concreto tomados durante la construcción de las pilas fueron probados y se encontró que su resistencia a la compresión no confinada fue de 302kg/cm² y su módulo fue de 672,141kg/cm².

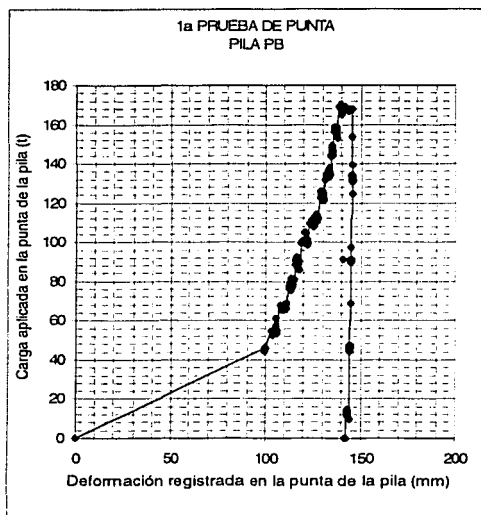


Figura 3.15. Primera prueba de punta.

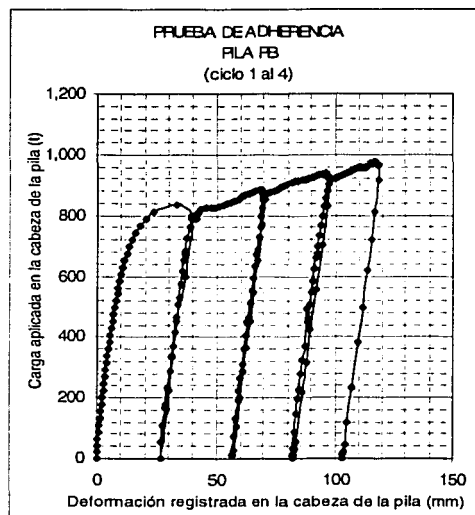


Figura 3.16. Prueba de adherencia.

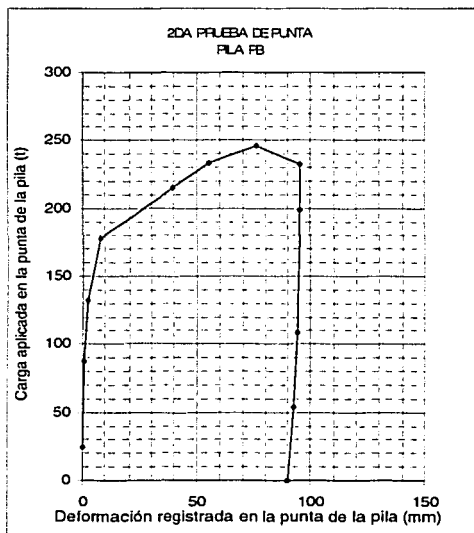


Figura 3.17. Segunda prueba de punta.

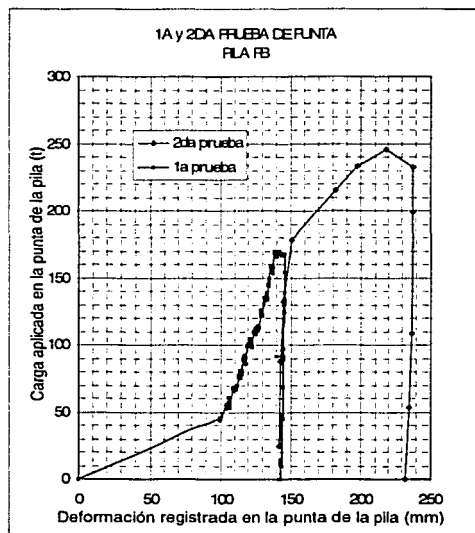


Figura 3.18. 1ª y 2ª Prueba de punta.

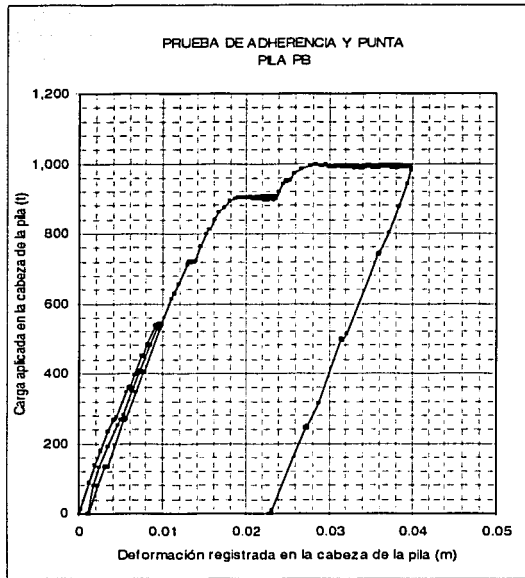


Figura 3.19. Prueba de adherencia y punta.

En la figura 3.19 el comportamiento inicial (recta ascendente) corresponde principalmente a la resistencia del fuste, es decir en esta zona la transferencia de carga hacia la punta fue muy pequeña, del orden de 36t. Al alcanzar la carga de 908t se presentó un comportamiento de deformación horizontal, en esta zona la carga transferida a la punta ya era de 150t; para el siguiente incremento de carga de 999t la carga registrada en la punta alcanzó las 209t. Por lo que el comportamiento al final de la curva esfuerzo – deformación obedeció a la transferencia de cargas entre el fuste y la punta de la pila. Con los datos registrados en esta prueba se puede decir que sólo se movilizó la resistencia máxima del fuste, ya que la resistencia máxima de la punta se alcanzó en la segunda prueba de punta, lo que explica también, que este último componente ya no admitiera mayores cargas.

CAPITULO 4. COMPARACIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se reinterpretan las pruebas de carga descritas en el capítulo anterior. Se presenta asimismo un análisis utilizando el método del elemento finito para las pruebas de adherencia, segunda prueba de punta y prueba de adherencia – punta.

La utilización del elemento finito consistió en simular las condiciones iniciales del sitio, la etapa de instalación de la pila y la de aplicación de la carga. La construcción de la geometría se basa en un modelo axisimétrico y en una malla constituida por elementos de 15 nodos.

Se incluyen las curvas de carga vs. deformación y se presentan, solamente para la prueba de adherencia (ciclo 1 y 2) y para la prueba de adherencia – punta, las curvas de transferencia de carga. Se realizó también una interpretación de la capacidad de carga con los métodos analíticos siguientes: Van Weele (1957), Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F., análisis de esfuerzos efectivos y con pruebas de penetración de cono.

4.1. METODO DE ELEMENTO FINITO.

4.1.1. Elemento finito.

El programa empleado de elemento finito es el PLAXIS V.7. Este programa permite simular el comportamiento del suelo o de otros materiales como medios elástico lineales o como materiales elásto-plásticos. En este caso se modelan los estratos del suelo presentes en el sitio con modelos elásto-plásticos, así como los que se presentan a lo largo de la interfaz suelo – pila.

A continuación se exponen las características para la construcción del modelo utilizando el programa de elementos finitos PLAXIS; se realiza una explicación general de éste y de los datos que se requieren introducir para generar dicho modelado. Los valores para la información se introducen en ventanas que se seleccionan del menú principal.

1. Datos generales.

En esta primera ventana se escribe el nombre del archivo y una pequeña descripción del mismo. A continuación se selecciona el tipo de modelo a utilizar, entre los cuales se tiene, deformación plana y axisimétrico; en la tesis se utilizó el tipo axisimétrico para modelar la pila. Durante la generación de la malla, el modelo se divide en elementos triangulares; por lo que en este primer paso se especifica el tipo de elemento. El elemento triangular básico es de 6 nodos, pero se tiene disponible otra opción de 15; las mallas compuestas con elementos de 15 nodos son más finas y más flexibles y se recomienda para modelos axisimétricos.

En una segunda ventana se especifican las unidades básicas a usar; la longitud se expresa en metros, la fuerza o carga en kN y el tiempo se puede expresar en segundos, minutos, horas o días. Asimismo se especifican las dimensiones mínimas en metros, del área de dibujo. Una vez

determinado lo anterior se cierran las ventanas y se traza el modelo geométrico en el área de dibujo establecido.

2. Modelo geométrico.

Estratos, estructura y contorno geométrico.

El modelo geométrico se traza a base de puntos y líneas, su funcionamiento es igual al del programa AutoCad de dibujo. Se inicia seleccionando, desde el menú, la opción línea y en el área de dibujo se traza el contorno del modelo en sentido contrario a las manecillas del reloj, a continuación se dibuja la pila y al final los estratos.

2.1. Condiciones de frontera del modelo.

El programa PLAXIS determina automáticamente las condiciones de frontera del modelo geométrico. En este trabajo se utilizó la *opción estándar* para fijar dichas condiciones; esta opción no permite desplazamientos en la base del modelo en ningún sentido ($u_x=0$, $u_y=0$), mientras que en los lados verticales se establece la condición tipo patín ($u_x=0$, $u_y=libre$). La simbología que se utiliza para representar estas condiciones es mediante cuadrados y líneas paralelas respectivamente.

2.2. Elementos de interfaz.

Los elementos de interfaz se colocan para modelar la interacción entre la pila y el suelo. Estos se establecen moviendo el cursor alrededor de la pila y siguiendo la dirección que marcan las flechas de éste. La interfaz se indica con líneas discontinuas a lo largo de la pila.

a. Modelación de la resistencia cortante de la interfaz.

Se utiliza el criterio de Coulomb para distinguir entre un comportamiento elástico, donde pueden ocurrir pequeños desplazamientos dentro de la interfaz, y un comportamiento plástico.

Para que la interfaz permanezca elástica el esfuerzo cortante está dado por:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (4.1)$$

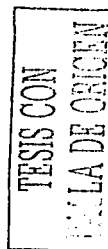
y para que el comportamiento sea plástico, el esfuerzo cortante está dado por:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (4.2)$$

Donde: φ_i y c_i son el ángulo de fricción y cohesión del suelo afectados por un factor de reducción, ver ecuaciones 4.3.

σ_n y τ son el esfuerzo normal y cortante que actúan en la interfaz.

La resistencia de la interfaz se calcula a partir de las propiedades del suelo y del factor de reducción (R_{inter}) como sigue:



$$\begin{aligned} c_i &= R_{inter} c_{suelo} \leq c_{suelo} \\ \tan \varphi_i &= R_{inter} \tan \varphi_{suelo} \leq \tan \varphi_{suelo} \end{aligned} \quad (4.3)$$

En general, la interfaz suelo - pila es más débil y flexible que el estrato de suelo adyacente por lo que el valor máximo del factor de reducción (R_{inter}) que se puede aplicar en PLAXIS es de 1.000 y el mínimo 0.010. Los valores utilizados para la interfaz se muestran en las tablas 4.1, 4.3, 4.4 y 4.5.

b. Permeabilidad de la interfaz (k_n y k_s).

La permeabilidad de la interfaz se modela en su dirección perpendicular (k_n) y en su dirección longitudinal (k_s). La permeabilidad de la interfaz se genera aplicando factores a las permeabilidades de los respectivos estratos de suelo, dichos valores se asignan a partir de tres opciones diferentes que tiene el programa de elemento finito: neutral, impermeable y drenado.

- Neutral. Esta opción se utiliza cuando la interfaz no debe afectar el flujo del agua dentro del suelo.
- Impermeable. Se utiliza cuando se desea restringir el flujo perpendicular dentro de la interfaz. Esta permeabilidad se usó en la interface de la pila para simular las condiciones del concreto durante el periodo de análisis.
- Drenado. Se selecciona cuando se desea que el agua fluya libremente en la dirección longitudinal dentro de la interfaz. Por ejemplo para modelar drenes.

3. Materiales.

3.1. Propiedades.

Una vez definidas las condiciones de frontera y la interfaz, se abre otra ventana donde se establecen las propiedades y modelos de los materiales.

Las propiedades del suelo que requiere el modelo son: el peso volumétrico seco y húmedo en kN/m^3 , la permeabilidad en m/día , los parámetros de rigidez E en kN/m^2 y ν ; y los parámetros de resistencia c en kN/m^2 y ϕ en grados. Para los demás materiales, como el concreto, se requiere el peso volumétrico seco, E en kN/m^2 y ν .

3.2. Modelos de los materiales.

Se presentan solamente los modelos que se usaron en este trabajo.

- Elástico lineal. Este modelo representa la ley de Hooke, donde se involucran dos parámetros de rigidez elástica (E y ν). Se utiliza principalmente para estructuras rígidas dentro del suelo, como la pila.

- Mohr - Coulomb. Este es un modelo elástico-plástico que se utilizó para simular el comportamiento del suelo. Para definirlo se involucran los parámetros siguientes: el módulo de Young, la relación de Poisson, la cohesión y el ángulo de fricción. Se aplicó en la formación arcillosa superior e inferior así como en los estratos de arena limosa.

3.3. Tipo de comportamiento del material.

El programa PLAXIS simula el comportamiento, tanto del suelo como de otros materiales. Se tienen tres tipos de comportamiento para permitir la incorporación de la presión de poro en la respuesta del suelo.

- Comportamiento drenado. Este comportamiento no genera presión de poro. Se utiliza para suelos con un nivel freático muy profundo o cuando se tiene un material con alta permeabilidad como son las arenas. Se utilizó en la capa dura y en los depósitos profundos.
- Comportamiento no drenado. Con este comportamiento se permite la generación de la presión de poro. Se deben de introducir en el programa los parámetros efectivos en lugar de los no-drenados (PLAXIS, 1998); por lo que la relación de Poisson debe ser igual o menor a 0.35. Este tipo de comportamiento se utilizó en la formación arcillosa superior e inferior.
- Comportamiento no poroso. Excluye la presión de poro dentro de zonas seleccionadas. Este comportamiento se utiliza para modelar concreto o roca. Se utilizó para modelar la pila.

Una vez definidos todos los datos anteriores se cierra la ventana y se genera la malla de elementos finitos.

4. Generación de la malla.

La generación de la malla se realiza en forma automática. PLAXIS cuenta con un menú en donde se puede seleccionar una malla muy fina, fina, media, gruesa o muy gruesa; y es independiente al número de nodos seleccionados al inicio. Con esta opción se pueden distribuir los elementos triangulares dentro del modelo geométrico; es decir, la malla se hace más rígida o más flexible, dependiendo de que tan gruesa o fina se seleccione ésta.

5. Condiciones iniciales.

Una vez generada la malla, se abre una nueva ventana donde se establecen las condiciones iniciales del proyecto a modelar. Esto se logra mediante un comando que genera los esfuerzos iniciales, la presión de poro inicial, los esfuerzos efectivos iniciales y se desactivan las estructuras que se trazaron al inicio. Estas últimas son activadas durante la etapa de análisis. Definida la condición inicial se cierra la ventana.

6. Etapas de análisis.

En la práctica, la construcción de una estructura involucra un proceso de diferentes etapas. En PLAXIS, estos procesos se simulan con la opción *etapas de construcción*. Esta opción se realiza abriendo una quinta ventana en donde se determinan las etapas de análisis; es decir, en la etapa uno, se activa la estructura y se selecciona el tipo de cálculo; y en la etapa dos se especifica la magnitud de la carga y su aplicación.

6.1. Cálculos.

Los tipos de cálculos con los que cuenta el programa son: el plástico, por consolidación y el dinámico. Para simular deformaciones plásticas en una estructura, se elige el tipo plástico; cuando se requieren simular deformaciones con disipación de poro y en un tiempo Δt , se selecciona el cálculo por consolidación; y para análisis sísmicos se utiliza el tipo dinámico.

Finalmente, en la etapa dos se especifica la magnitud de la carga a ser aplicada en el modelo. Una vez definidas todas las condiciones anteriores se corre el programa y los resultados finales se pueden ver en graficas de esfuerzo - deformación.

4.1.2. Validación del modelo.

Antes de iniciar con la construcción del modelo que se utilizará para igualar el comportamiento de la pila de prueba Pb, se requiere validar éste a partir de un modelo semejante. Es decir, se requiere validar el número de nodos y elementos óptimos en la malla y las condiciones de la interfaz.

Para validar el modelo numérico que se utilizó en las pruebas de carga del sitio Torre Mayor, se comparó la curva de carga - desplazamiento calculada con el MEF con la que se obtuvo en la prueba reportada por Jaime *et al.* (1989). En el inciso 4.2 se presentan los resultados de las pruebas del sitio Torre Mayor.

1. Datos generales.

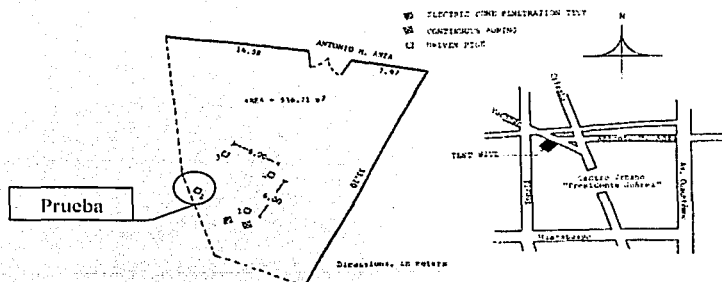


Figura 4.1. Ubicación del predio (Jaime *et al.*, 1989).

La curva se desarrolló a partir de una prueba de carga estática sobre un pilote de concreto de sección cuadrada de 30 x 30cm y longitud de fuste de 15.0m. Debido a las condiciones estratigráficas del sitio se realizó una perforación previa de 50cm de diámetro y 5m de profundidad y se colocó un ademe metálico, además el pilote fue hincado dentro de una perforación de 15cm de diámetro y de 10.0m de profundidad. El sitio se encuentra en la Zona de Lago y la ubicación del predio y su perfil estratigráfico se muestran en la *figura 4.1* y *figura 4.2*.

Prueba de carga a compresión.

La prueba se realizó en el pilote No. 2, cinco meses después de haber sido instalado. Los incrementos de carga fueron de 50kN aplicados en periodos de dos horas y las lecturas de los desplazamientos y de las cargas fueron tomadas a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90 y 120 minutos. Los resultados de la prueba se muestran en la *figura 4.3*, los cuadrados corresponden a lecturas instantáneas de desplazamiento y las cruces a lecturas tomadas después de dos horas. Se alcanzó una carga de 540kN con un desplazamiento de 22mm.

Cerca de la carga de 540kN la prueba se cambió de carga controlada a una prueba de desplazamiento controlado. La descarga se realizó en seis decrementos espaciados en periodos de 10min, se observó que del desplazamiento máximo de 33mm se llegó a un desplazamiento final de 24mm, teniéndose una recuperación de 9mm de la deformación máxima.

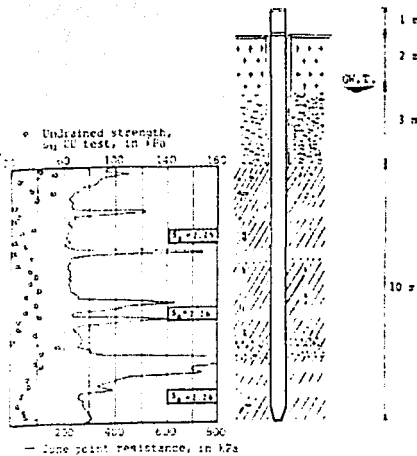


Figura 4.2. Perfil estratigráfico.
 (Jaime et al., 1989).

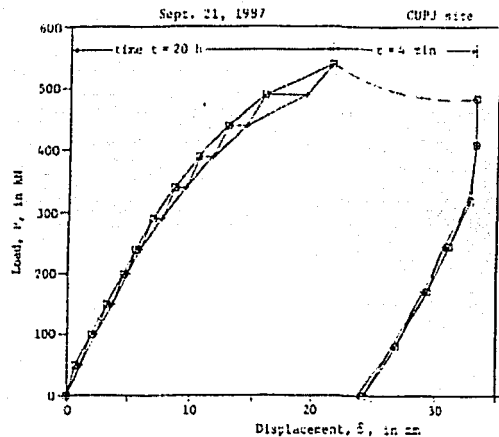


Figura 4.3. Curva carga vs. deformación.
 (Jaime et al., 1989).

2. Geometría del modelo y malla.

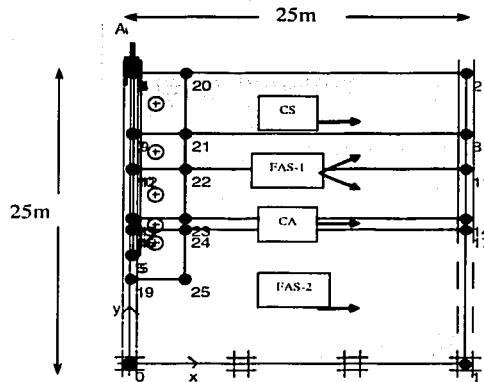


Figura 4.4. Geometría del modelo.

En la figura 4.4 se ve la construcción del modelo geométrico que incluye el pilote, la carga, el perfil del suelo y las condiciones de frontera del modelo.

En la figura 4.5 se muestra la malla que se utilizó en el modelo y consta de elementos de 15 nodos y está formada por 851 elementos, 7043 nodos con 10212 puntos de esfuerzo.

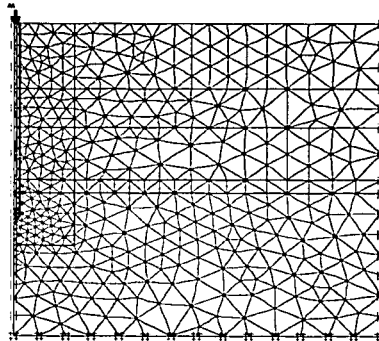


Figura 4.5. Malla.

3. Propiedades, modelos y comportamiento de los materiales.

Las propiedades de los diferentes estratos de suelo se asignaron de acuerdo a lo reportado por Méndez (1991) para el sitio Centro Urbano Presidente Juárez.

A continuación se muestra en la tabla 4.1 las propiedades de los materiales para la validación.

Tabla 4.1. Propiedades de los materiales para la validación.

Parámetro	Estratos de arcilla		Estratos de arena		Pilote	Unidad
	2	3	4	1		
Estrato	FAS-1	FAS-2	CA	CS		
Modelo del material	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elástico lineal	
Comportamiento del material	no drenado	no drenado	drenado	drenado	no poroso	
γ_{nat}	11.28	11.28	13.64	13.64		kN/m ³
γ_{seco}	8.3	8.0	6.25	7.65	24.03	kN/m ³
ϕ	0	0	-41	41		°
c	35.0	40.0	43.15	39.23		kN/m ²
Permeabilidad del suelo	1E-03	1E-03	1	1		m/día
ν	0.35*	0.35*	0.35	0.35	0.1	
E	8.75E+03	10.0E+03	11.14E+03	11.14E+03	27.9E+6	kN/m ²
R_{inter}	1.0	1.0	1.0	0.3 (ademe metálico)	1.0	
Permeabilidad de la interface	neutral	neutral	neutral	neutral	impermeable	

FAS-1. Formación Arcillosa Superior número 1.

FAS-2. Formación Arcillosa Superior número 2.

CA. Capa de Arena.

CS. Costra Superficial.

*Una de las características particulares que tiene el PLAXIS es que para comportamientos no drenados el valor de la relación de Poisson se expresa en términos de esfuerzos efectivos ($\nu=0.35$). Si se utilizan valores mayores, el agua no será suficientemente rígida con respecto a la parte sólida del suelo (PLAXIS, 1998).

4. Etapas de análisis.

Para este trabajo se utilizó el cálculo tipo plástico y se manejaron dos etapas. La primera etapa correspondió a la instalación del pilote y en la segunda se aplicó la carga hasta la magnitud de 540kN. Para la generación de la presión de poro se tomó en cuenta lo publicado por Jaime y Méndez (2002), en donde los autores determinan que la evolución de las presiones neutrales en el suelo en el año de 1986 se asemeja a la distribución de presiones hidrostáticas de equilibrio.

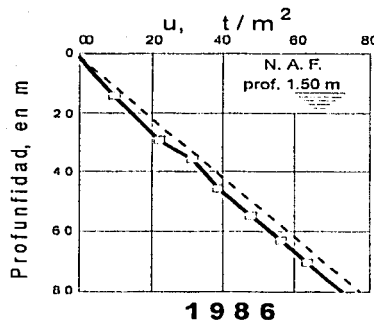


Figura 4.6. Presiones neutrales en el suelo (Jaime y Méndez, 2002).

En PLAXIS existe un comando con el que se puede dibujar una línea que represente un nivel freático, dicha línea se conoce como *línea freática general (LFG)*, la característica principal de esta LFG es que por arriba de ésta la presión de poro es cero y por debajo de ésta la presión de

poro se incrementa linealmente. Esta condición se conoce como hidrostática y se utilizó para modelar la condición existente en campo.

En la *tabla 4.2* se muestran las opciones asignadas en las etapas de análisis para la validación.

Tabla 4.2. Etapas de análisis para la validación.

	Etapa 1	Etapa 2
Etapa	Construcción	Aplicación de carga
Tipo de cálculo	Plástico	Plástico
Carga		540kN

Resultados y conclusiones.

Se puede observar en la *figura 4.7*, que la forma de la curva obtenida por medio del método de elementos finitos (MEF) es muy similar a la que se reporta. Los cuadrados corresponden a lecturas tomadas inmediatamente después de aplicar cada incremento de carga en campo; los triángulos a las lecturas realizadas dos horas después de la aplicación de dichos incrementos y la que se marca con círculos es la curva obtenida con el MEF. En la curva de validación se tiene una relación lineal entre la carga y el desplazamiento, hasta los 350kN. En cambio, en la obtenida por el MEF la linealidad se conserva hasta los 400kN; después, el comportamiento es no lineal. La carga final a la que se llegó en ambas curvas fue de 540kN.

Finalmente se puede comentar que la aproximación de la curva de carga contra desplazamiento obtenida con el MEF, se realizó tomando la relación de interfaz (Rinter) que se tiene en la *tabla 4.1* y que se publica en las conclusiones de Jaime *et al.* (1989).

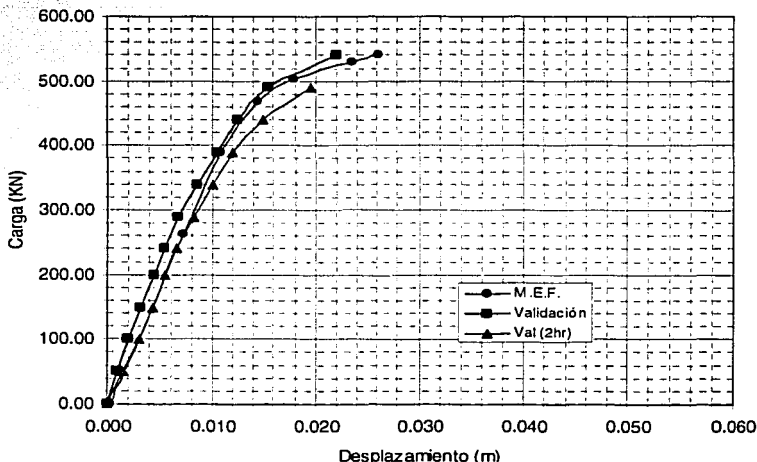


Figura 4.7. Curva carga vs. desplazamiento.

El programa utilizado es sencillo de manejar y el formato de ventanas y botones es muy práctico.

Ing. Ricardo E. Ortiz Hermosillo.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

4.2. MODELACIÓN DE LAS PRUEBAS DE CAMPO.

En lo que sigue se hará referencia a dos tipos de curvas, a las *experimentales de campo* descritas en el capítulo 3 y a las *curvas obtenidas a partir del método de elementos finitos* (MEF) obtenidas con el PLAXIS.

Como se mencionó en el capítulo anterior se realizaron tres tipos de pruebas de carga: la prueba de adherencia, la prueba de punta y la prueba de adherencia - punta. El procedimiento de realización de estas pruebas se puede consultar en dicho capítulo por lo que en éste se hará referencia únicamente a los resultados obtenidos con el MEF.

4.2.1. Prueba de adherencia.

Como se mencionó en el capítulo 3, en esta prueba de campo la celda Osterberg inferior estaba abierta por lo cual el fuste de la pila era el único elemento resistente.

Geometría del modelo y malla.

La geometría se basa en un modelo axisimétrico. En la *figura 4.8* se muestra la malla de elementos finitos y la configuración del modelo geométrico. En el modelo geométrico se incluye la pila, la carga, el perfil estratigráfico y las condiciones de frontera del modelo; éstas últimas son iguales a las utilizadas en la validación.

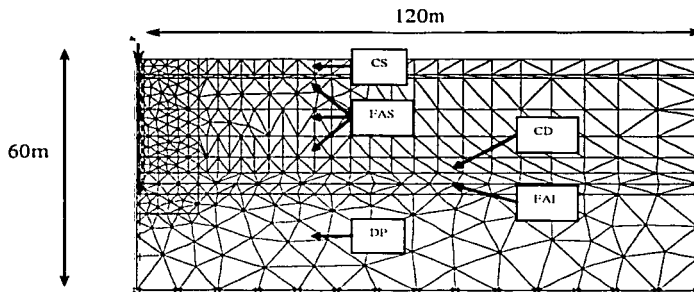


Figura 4.8. Geometría del modelo y malla, prueba de adherencia.

Propiedades, modelos y comportamiento de los materiales.

En la *tabla 4.3* se presentan las propiedades asignadas a los estratos, las cuales se obtuvieron de los trabajos elaborados por TGC (1994), por Romo (1994) y por Franco (2002). Las relaciones de interfaz (Rinter) se ajustaron con el objeto de reproducir la curva experimental de campo, como se discute posteriormente.

Tabla 4.3. Propiedades de los materiales para la modelación de la prueba de adherencia.

Parámetro	Estratos de arcilla		Estratos de arena			Pila	Unidad
	FAS	FAI	CS	CD	DP		
Modelo del material	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elástico lineal	
Comportamiento del material	no drenado	no drenado	drenado	drenado	drenado	no poroso	
γ_{na}	11.87	13.64	11.38	12.26	13.93		kN/m ³
γ_{seco}	4.38	7.03	7.07	7.71	7.37	24.0	kN/m ³
ϕ	0	0	-45.1	-45	20		°
c	80.0	225.55	9.8	100	1.8		kN/m ²
Permeabilidad del suelo	1E-03	1E-03	1	1	1		m/día
α	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20	0.10	
E	3.023E+04	3.5E+04	2.08E+06	3.0E+06	7.15E+06	6.59E+07	kN/m ²
R_{mer}	0.94	0.94	0.1 (ademe metálico)	0.72	0.4	1.0	
Permeabilidad de la interfaz	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral	impermeable	

FAS. Formación Arcillosa Superior.
 FAI. Formación Arcillosa Inferior.
 CS. Costra Superficial.
 CD. Capa Dura.
 DP. Material Definido en la Punta.

Como se aprecia en la tabla, para el modelo numérico se consideró que el material que soporta a la punta es muy deformable. Es decir, la celda colocada en la punta no tuvo un buen contacto con el fondo de la perforación y el material muy deformable representa esta condición.

Una de las dificultades para modelar el comportamiento de la pila es que se desconocían las propiedades de la interfaz suelo - pila, así como las propiedades del material remoldeado que quedó debajo de la celda, por lo cual se supusieron algunas hipótesis con respecto a las propiedades de dichos materiales para poder caracterizarlos. Para el material de la interfaz se consideró un material elasto - plástico cuya resistencia es igual a la resistencia del suelo a lo largo del fuste multiplicado por un factor de reducción. El material de la punta se consideró como material remoldeado por lo que se le asignaron propiedades mecánicas muy bajas.

Condiciones iniciales.

En este caso las condiciones hidráulicas del subsuelo no son hidrostáticas, ver *figura 3.8* del capítulo 3. Las condiciones piezométricas para el sitio Torre Mayor son las siguientes: se detectó el nivel freático a 4.0m de profundidad pero a partir de los 8.0m existen abatimientos de la presión de poro producidos por la extracción de agua en los mantos permeables.

En estos análisis se utilizó un artificio disponible en el programa PLAXIS, es una herramienta que se conoce como *línea freática por estrato*, la cual se utiliza para establecer una distribución discontinua de la presión de poro. Para usarla se introducen, a los niveles apropiados, líneas freáticas equivalentes de modo que se reproduzca aproximadamente la presión de poro dentro de los estratos independientes a la línea freática general. Esta opción se utilizó para los estratos en donde existen abatimientos.

En los estratos superiores donde sí existen abatimientos, se utilizó la opción denominada *interpolación de la presión de poro*. Se utiliza, por ejemplo en un estrato impermeable que se localiza entre dos estratos permeables con diferentes cargas hidráulicas. La distribución de la presión de poro en el estrato impermeable no es hidrostática, de modo que se selecciona para este estrato la opción *interpolación de la presión de poro*. La presión de poro en el estrato se interpola linealmente en la dirección vertical, iniciando por el valor en la base del estrato superior y termina con el valor de la zona superior del estrato inferior. Esta opción se puede utilizar repetidamente en dos o más estratos sucesivos.

Lo anterior se logra asignando el valor de la carga hidráulica para cada línea geométrica que constituye el estrato en donde se interpolará la presión de poro. Esto se realiza seleccionando dos veces la línea geométrica con lo que se abre una ventana en donde se establece la carga hidráulica correspondiente a esa línea. Finalmente el programa genera la correspondiente presión de poro para las condiciones seleccionadas.

En la *figura 4.9* se muestran las presiones de poro del sitio y las generadas con el MEF.

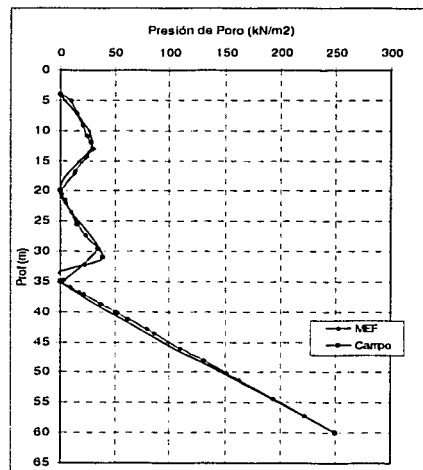


Figura 4.9. Presión de poro.

Curva carga vs. deformación.

En la *figura 4.10* se presenta la curva experimental de campo carga vs. deformación (cuatro ciclos), así como la generada con el método de elementos finitos (MEF). Comparando ambas curvas se observa que la generada con el MEF presenta al inicio un comportamiento deformacional mayor que la reportada en campo. Al final ambas curvas reportan pendientes muy semejantes. La carga máxima aplicada fue de 9,585kN.

En la *figura 4.11* se tiene el primer ciclo de la prueba y la curva tiempo vs. carga aplicada. El tiempo de aplicación de la carga para el primer ciclo fue de 3h.

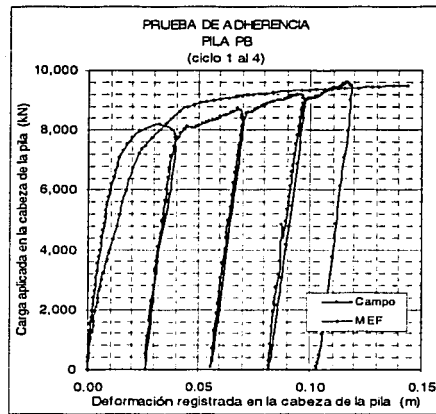
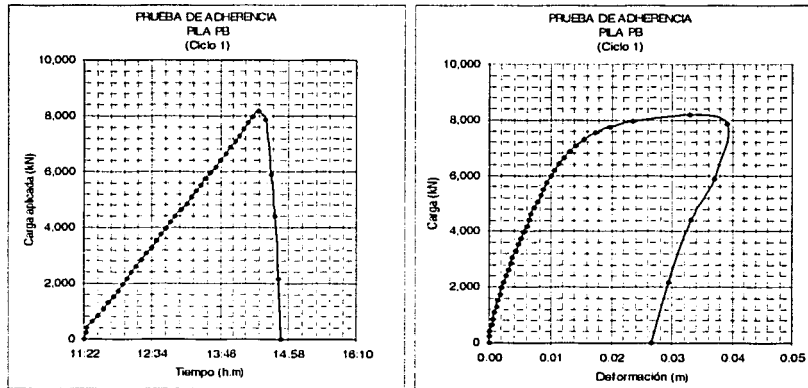


Figura 4.10. Curva carga vs. deformación, prueba de adherencia.



Tiempo Qmáx = 03:06 h (Pba. Rápida de Carga Sostenida, ASTM D -1995)

Figura 4.11. Curvas de carga vs. tiempo y carga vs. deformación, primer ciclo de la prueba de adherencia.

Curvas de transferencia de carga.

En la figura 4.12a y b se presentan las curvas de transferencia de carga a lo largo del fuste para los ciclos 1 y 2, obtenidas a partir de las lecturas de los deformímetros eléctricos de cuerda vibrante así como las desarrolladas con el MEF. La instrumentación de la pila se expuso ampliamente en el capítulo 3.

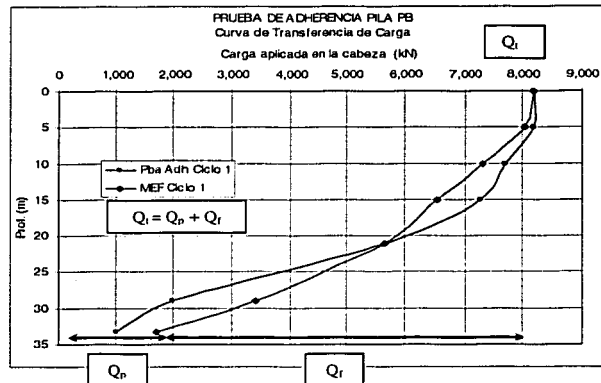


Figura 4.12a. Curva de transferencia de carga, primer ciclo de la prueba de adherencia.

En el eje de las abscisas se tiene la magnitud de la carga aplicada en la cabeza de la pila y en el eje de las ordenadas cada punto representa la carga medida a distintas profundidades.

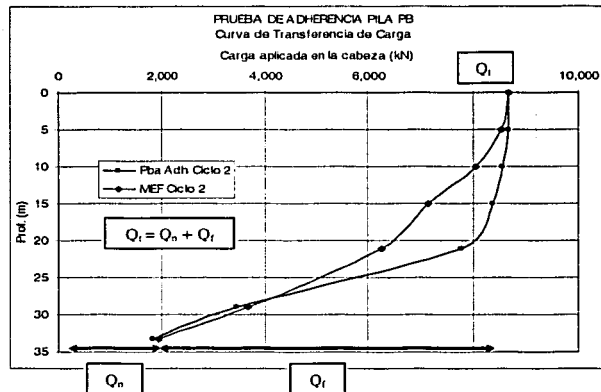


Figura 4.12b. Curva de transferencia de carga, segundo ciclo de la prueba de adherencia.

Para el primer ciclo (figura 4.12a) la carga aplicada fue de 8,186kN y para el segundo ciclo (figura 4.12b) de 8,690kN con deformaciones registradas en la cabeza de 0.026 y 0.06m respectivamente.

En ambas figuras la forma de la curva de transferencia de carga es aproximadamente parabólica y decrece con la profundidad, además se observa que la carga transferida a la punta (Q_p) es una pequeña fracción de la carga total (Q_t). Según Tamez (2001), esta condición es una consecuencia de que la punta se apoye sobre suelos de baja resistencia al corte y por lo mismo se desarrolle baja capacidad de carga por punta. Cabe señalar que el objetivo de esta prueba fue cerrar la celda inferior cuya línea de presión se encontraba libre al flujo, por lo que la punta no tomó carga. La baja capacidad por punta se debe a esta condición.

Una vez concluida la prueba de adherencia se inició la prueba de punta, esto se realizó aplicando una presión a la celda Osterberg inferior.

4.2.2. Prueba de punta.

Esta es una prueba de carga en donde las fuerzas se aplicaron desde la punta con la celda Osterberg inferior, para mayor detalle se puede consultar el capítulo 3.

El modelo geométrico, la malla de elementos finitos y las condiciones iniciales son las mismas que se utilizaron anteriormente. Lo único que cambió en la configuración del modelo, fue el punto de aplicación de la carga; ésta se ubicó en la base de la pila para igualar las condiciones de carga en campo; ver *figura 4.13*.

Geometría del modelo y malla.

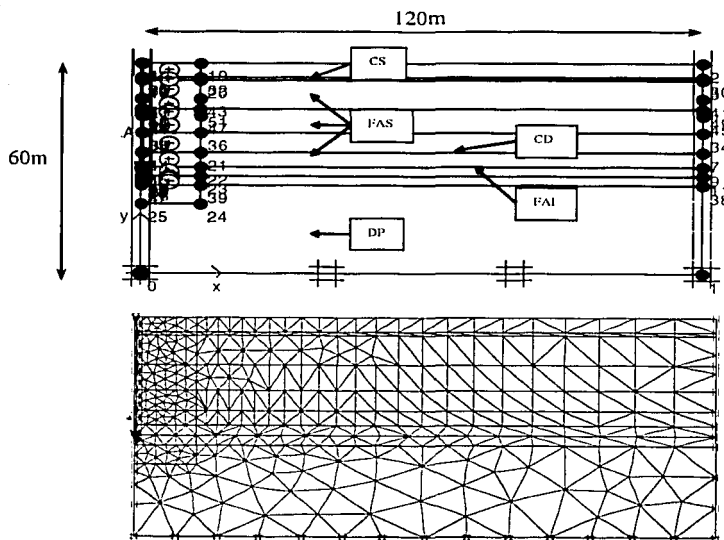


Figura 4.13. Geometría del modelo y malla, prueba de punta.

Propiedades, modelos y comportamiento de los materiales.

En la *tabla 4.4* se presentan las propiedades usadas en el modelo para la prueba de punta. Las propiedades mecánicas y la relación de interfaz (Rinter) se ajustaron a la curva experimental de campo de la *figura 4.14*.

Tabla 4.4. Propiedades de los materiales para la modelación de la prueba de punta.

Parámetro	Estratos de arcilla		Estratos de arena			Pila	Unidad
	FAS	FAI	CS	CD	DP		
Modelo del material	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elástico lineal	
Comportamiento del material	no drenado	no drenado	drenado	drenado	drenado	no poroso	
γ_{nat}	11.87	13.64	11.38	12.26	13.93		kN/m ³
γ_{seco}	4.38	7.03	7.07	7.71	7.37	24.0	kN/m ³
ϕ	0	0	45.1	45	20.0		°
c	80.0	225.55	9.8	100	1.8		kN/m ²
Permeabilidad del suelo	1E-03	1E-03	1	1	1		m/dfa
ν	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20	0.10	
E	3.023E+04	3.5E+04	2.08E+06	3.0E+06	7.15E+06	6.59E+07	kN/m ²
R_{inter}	0.94	0.94	0.1 (ademe metálico)	0.72	0.4	1.0	
Permeabilidad de la interfaz	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral	impermeable	

FAS. Formación Arcillosa Superior.
 FAI. Formación Arcillosa Inferior.
 CS. Costra Superficial.
 CD. Capa Dura.
 DP. Material Definido en la Punta.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

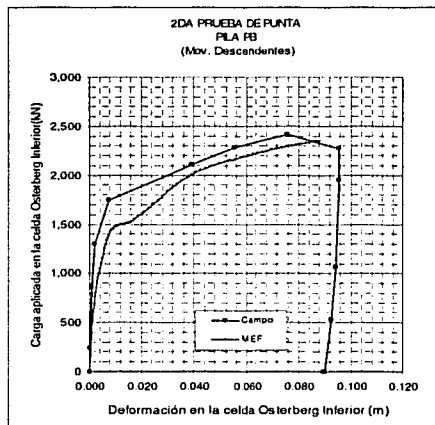


Figura 4.14. Curva carga vs. deformación, segunda prueba de punta.

Nuevamente se observa que las propiedades mecánicas del material que soporta a la punta de la pila en el modelo numérico son muy bajas, $\phi = 20^\circ$ y $c = 1.5 \text{ kN/m}^2$, mientras que en las demás pruebas se manejaron valores de 30.5° y 1.8 kN/m^2 .

Curva carga vs. deformación.

En la figura 4.14 se graficaron los movimientos descendentes de la celda vs. la carga aplicada en la celda Osterberg inferior. En esta prueba la curva generada con el MEF resultó ser muy semejante a la curva de campo. La carga máxima que se aplicó fue de 2,403.45kN.

4.2.3. Prueba de adherencia - punta.

Geometría del modelo y malla.

Nuevamente el modelo geométrico, la malla de elementos finitos y las condiciones iniciales que se utilizaron para modelar la prueba de adherencia - punta fue la de la *figura 4.8. y 4.9.* Como la carga se aplicó nuevamente desde la cabeza de la pila el modelo es el mismo que en la prueba de adherencia. En éste caso la carga máxima fue de 9,810kN y la celda inferior se cerró al flujo.

Propiedades, modelos y comportamientos de los materiales.

En la *tabla 4.5* se presentan las propiedades asignadas a los estratos. Las relaciones de interface (Rinter) se ajustaron a la curva experimental de campo carga vs. deformación de la *figura 4.15.*

Tabla 4.5. Propiedades de los materiales para la modelación de la prueba de adherencia-punta.

Parámetro	Estratos de arcilla		Estratos de arena			Pila	Unidad
	FAS	FAI	CS	CD	DP		
Modelo del material	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elásto-plástico	elástico lineal	
Comportamiento del material	no drenado	no drenado	drenado	drenado	drenado	no poroso	
γ_{nat}	11.87	13.64	11.38	12.26	13.93		kN/m ³
γ_{seco}	4.38	7.03	7.07	7.71	7.37	24.0	kN/m ³
ϕ	0	0	45.1	45	20		°
c	80.0	225.55	9.8	100	1.8		kN/m ²
Permeabilidad del suelo	1E-03	1E-03	1	1	1		m/día
ν	0.30	0.30	0.20	0.20	0.20	0.10	
E	3.023E+04	3.5E+04	2.08E+06	3.0E+06	7.15E+06	6.59E+07	kN/m ²
R_{inter}	1.0	1.0	0.1 (ademe metálico)	0.8	0.8	1.0	
Permeabilidad de la interface	neutral	neutral	neutral	neutral	neutral	impermeable	

FAS. Formación Arcillosa Superior.

FAI. Formación Arcillosa Inferior.

CS. Costra Superficial.

CD. Capa Dura.

DP. Material Definido Punta.

Las propiedades mecánicas del suelo para la generación de la curva MEF en la prueba de adherencia - punta fueron las mismas que se usaron para la generación de la curva MEF en la prueba de adherencia.

Curvas carga vs. deformación.

En la *figura 4.16* se graficaron juntas las curvas de carga vs. deformación de las pruebas de adherencia (cuatro ciclos) y de adherencia - punta; se observa que la curva obtenida con el MEF presenta mayor deformación al inicio que la obtenida en campo, pero en los últimos ciclos de la prueba de adherencia y en la prueba de adherencia-punta las pendientes son iguales.

La prueba de adherencia – punta se puede interpretar que es un ciclo más de la *prueba de adherencia* lo anterior se ve en la *figura 4.16*, en donde los cuatro primeros ciclos corresponden a la prueba de adherencia y el último a la prueba de adherencia – punta.

Curva de transferencia de carga.

En la *figura 4.17* se graficó la curva de transferencia de carga para la prueba de adherencia – punta obtenida a partir de las lecturas de los deformímetros colocados a lo largo del fuste y la desarrollada con el MEF.

Para determinar la carga transferida a lo largo del fuste de la pila, las deformaciones unitarias se multiplicaron por el módulo del concreto y por el área de la sección transversal del fuste.

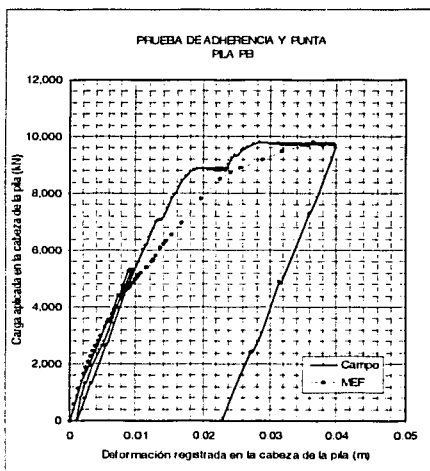


Figura 4.15. Curva carga vs. deformación. Prueba de adherencia - punta.

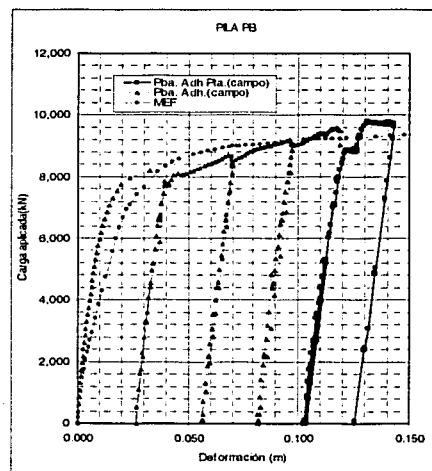


Figura 4.16. Curva carga vs. deformación. Pruebas de adherencia y adherencia – punta.

El comportamiento de la curva concuerda con las observaciones de muchos autores, incluidos Tamez (2001) y Das (2001), quienes establecen que una pila sujeta a carga axial a compresión (Q_t) primero moviliza su resistencia por fricción (Q_f) y sólo una pequeña parte pasa a los suelos bajo la punta, una vez sobrepasada esta resistencia se continúa movilizando la resistencia por punta (Q_p) hasta llegar a su valor límite, ver *figura 4.17*.

Nuevamente la carga transferida a la punta (Q_p) es sólo una fracción de la carga total (Q_t) y en este caso la celda inferior sí se encontraba cerrada al flujo.

En la *figura 4.17* se observa que el desarrollo de la resistencia por fricción (Q_f) es mucho mayor a la resistencia por punta (Q_p). En este caso el comportamiento es debido a la baja capacidad de carga de los suelos localizados en la punta de la pila.

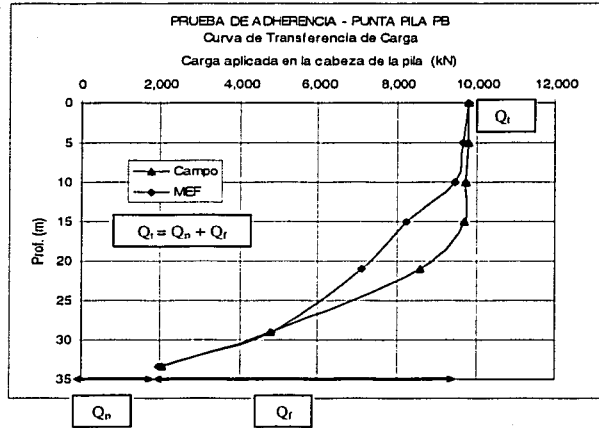


Figura 4.17. Curva de transferencia de carga, prueba de adherencia - punta.

La utilización del elemento finito nos permitió determinar la relación de interfaz, en donde toma en cuenta la alteración entre el fuste de la pila y el suelo. Dicho dato se desconoce y no se determina directamente en una prueba de carga, uno de los procedimientos para conocer esta relación consiste en ajustar el valor de la adherencia en las fórmulas empíricas para obtener la capacidad de carga obtenida en campo (Jaime *et. al.*, 1988), o también este dato se puede conocer partir de un modelo de elementos finitos, es decir, se iguala el comportamiento de la curva esfuerzo - deformación registrada en campo. Este último procedimiento se utilizó en este trabajo.

4.3. PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PRUEBAS DE CAMPO.

En el capítulo 1 se expusieron diferentes métodos para calcular la capacidad de carga última de una pila y en el capítulo 3 se describió la ejecución de una serie de pruebas de carga axial a compresión. En el presente inciso se retoman dichos métodos para predecir la capacidad de carga de la punta y del fuste y se comparan con los resultados de campo obtenidos en la *prueba de adherencia, la prueba de adherencia - punta y la prueba de punta.*

Como se menciona en el capítulo anterior, la pila de prueba tuvo un diámetro de 0.70m y se instaló a una profundidad de 34.0m. La ubicación del sitio así como el perfil estratigráfico se muestran en las *figuras 3.4 y 3.7* del capítulo 3.

Para la aplicación de las fórmulas que se presentan en el capítulo 1 se requiere conocer la distribución del esfuerzo vertical efectivo, la cual se muestra en la *tabla 4.6.*

Tabla 4.6. Distribución del esfuerzo vertical efectivo.

DATOS						
Longitud de la pila (L)		34	m			
Diámetro (B)		0.7	m			
Longitud empotrada (Le)		1	m			
Área de la sección transversal de la pila (Ap)		0.38	m ²			
ϕ		20	°			
Profundidad	H (5m de ademe)	Suelo	Gamma*	Esf. Vert. pv	Presiones Hid.	Esf. Vert. Efec. p'v
m	m		kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
5.00	5.00	CS	11.38	56.90	9.81	47.09
6.30	1.30	FAS	11.45	71.79	11.77	60.02
8.30	2.00		11.61	95.01	19.62	75.39
8.70	0.40		11.18	99.48	19.62	79.86
10.70	2.00		11.34	122.16	24.52	97.64
11.50	0.80		11.76	131.57	29.43	102.14
13.10	1.60		12.18	151.05	27.47	123.58
13.60	0.50		11.94	157.02	21.58	135.44
13.70	0.10		12.16	158.24	21.58	136.66
18.50	4.80		12.77	219.54	5.89	213.65
	7.00		12.77	308.93	19.62	289.31
25.50	4.00	CD	12.26	357.97	24.53	333.44
29.50		FAI				
30.50	1.00		13.70	371.67	34.34	337.33
31.40	0.90		12.80	383.19	29.43	353.76
32.00	0.60		12.67	390.79	24.53	366.26
34.00	2.00	DP	13.93	418.65	14.72	403.93

Los datos de la *tabla 4.6* se usaron para determinar la capacidad de carga del fuste y de la punta, los resultados de estas capacidades se muestran en las *tablas 4.8 y 4.9* respectivamente.

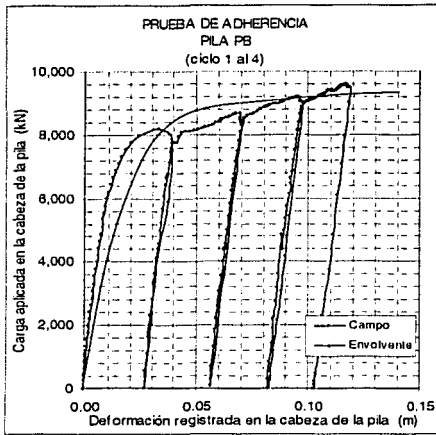
4.3.1. Prueba de adherencia.

En la *figura 4.10* se observa que la prueba de adherencia en campo consistió en cuatro ciclos de carga - descarga. El comportamiento de las curvas resultantes corresponden a un material elastoplástico con endurecimiento a la deformación. Si se traza una envolvente para dichos ciclos, se obtiene la curva de la *figura 4.18a*, con esta envolvente y utilizando el método de interpretación de Van Weele (1957), que se explicó en el capítulo 1, se obtienen los valores de la resistencia del fuste (Q_f) y de la punta (Q_p), ver *figura 4.18b*.

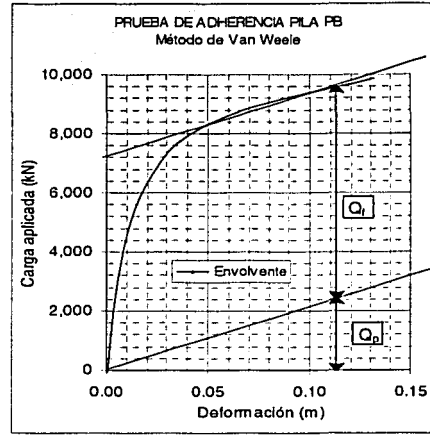
De los resultados obtenidos con el método de Van Weele la resistencia de la punta movilizó el 23% de la resistencia total, mientras que su fuste tomó el 77%. De lo anterior, se puede concluir que la prueba de campo denominada como de adherencia movilizó tanto su resistencia del fuste como de la punta por lo que no se trata de una prueba puramente de adherencia.

Ambos componentes están siempre presentes y dependiendo de las condiciones particulares de cada caso su magnitud relativa varía (Tamez, 2001). Para interpretar los resultados en este caso y como ya se explicó, la baja capacidad de la punta se debió a que la celda Osterberg inferior se encontraba abierta al flujo, por lo que la carga fue transferida mayormente al fuste de la pila. Por otro lado, para poder cerrar la celda Osterberg, la carga que se aplica en la parte superior de

ésta genera una reacción en su base, de la misma magnitud pero en sentido contrario, provocando que el fondo de la perforación sí tome cierta carga.



a) Ciclos 1 al 4 de la prueba de adherencia.



b) Envolvente de la prueba de adherencia.

Figura 4.18. Prueba de adherencia y el Método Van Weele (1957).

Tabla 4.7. Resultados obtenidos con el Método Van Weele (1957).

Punta (Q_p)	2,185	kN
Fuste (Q_f)	7,400.46	kN
Total (Q_t)	9,585.46	kN

4.3.2. Prueba de adherencia - punta.

Como se observa en la figura 3.7. del capítulo anterior, la pila atraviesa estratos predominantemente cohesivos. Utilizando las ecuaciones de capacidad de carga del fuste que se expusieron en el capítulo 1 y las figuras 4.15 y 4.17 de la prueba de adherencia - punta, se calculó la resistencia del fuste (Q_{fc}) y se compararon dichos resultados con los medidos en campo (Q_{fm}). En la tabla 4.8 se muestran las ecuaciones utilizadas, el método propuesto, la resistencia calculada del fuste y el resultado de la comparación.

Tabla 4.8. Capacidad de carga del fuste (Q_f).

Ecuación	Ec. No.	Datos	Método	Q_{fc} (kN)	Q_{fm} / Q_{fc} medido/calculado
$Q_s = f_s A_s$	1.16	$f_s = \left(\frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} \tan \phi' \right) \sigma'_z$	Zeevaert, 1972	4,772.00*	1.63
$Q_s = \beta p'_{ox} A_s$	1.17	$\beta = K_s \tan \delta \quad \delta = (2/3) \phi'$	Burland, 1973	6,211.49*	1.25
$Q_s = \beta p'_{ox} A_s$	1.17	$\beta = K_s \tan \phi' \quad K_s = 0.5(1 + K_o)$	Fleming, et al., 1985	11,039.87*	0.70
$Q_i = p'_{1-1} p'_{hm} \tan \phi'$	1.18	$p'_{hm} = \gamma'_c Z$	Tamez, 2001	7,039.34*	1.11

$Q_{fi} = P L_i c_{ui}$	1.20				
$Q_s = \alpha c_{us} A_s$	1.19	$\alpha = 0.55$	Reese y O'Neill, 1989.	1,737.90	4.48
$C_f = A_f f$	1.21	$f = c_{us}$	NTC, 2001	3,475.79	2.24
			NTC, 2001 y Burland, 1973	4,677.58*	1.66

*Se considera la aportación tanto de los estratos cohesivos como friccionantes.

Nota: en la prueba se midió $Q_f m = 7,781.60kN$.

4.3.3. Prueba de punta (ver figura 4.14).

Utilizando nuevamente las ecuaciones del capítulo 1 pero ahora para determinar la capacidad de carga de la punta en condiciones de suelo predominantemente friccionante, ver la figura 3.7 del tercer capítulo, se procedió a calcular la resistencia de la punta ($Q_p c$). Nuevamente se compararon los resultados con los medidos en la prueba de punta de campo ($Q_p m$). En la tabla 4.9 se muestran las ecuaciones, el método propuesto, la resistencia calculada de la punta y el resultado de la comparación.

Debido a la falta de datos sobre las propiedades mecánicas de los depósitos profundos, se realizó una primera aproximación de la capacidad de carga de la punta a partir de la resistencia de punta del cono (Meyerhof, 1976). El perfil de cono eléctrico se muestra en la figura 3.6. del tercer capítulo. En las demás ecuaciones analíticas, en las que se involucra el ángulo de fricción, se utilizó el valor propuesto de $\phi' = 20^\circ$ usado en el método de elementos finitos para modelar la prueba de punta de la figura 4.14. Este valor corresponde al material en el que se apoyó la celda Osterberg el cual, de acuerdo con los resultados de los análisis de elemento finito, tiene las propiedades de un material muy blando.

Tabla 4.9. Capacidad de carga de la punta (Q_p).

Ecuación	Ec. No.	Datos	Método	$Q_p c$ (kN)	$Q_p m / Q_p c$ medido/calculado
$Q_p = q_c A_p$	1.8	$q_c =$ resistencia de la punta del cono	Meyerhof, 1976	1,887.67	1.07
$Q_p = p'_0 N'_q A_p$	1.9	$N'_q =$ figura 1.3.	Meyerhof, 1953	994.88	2.04
$Q_p = p'_0 N'_q A_p$	1.9	$N'_q = 40$	API, 1984	6,217.99	0.33
$Q_p = q_p A_p$	1.10	$q_p = \alpha (\sigma'_z N_q) (Dr + 0.1)$	Zeevaert, 1972	951.35	2.13
$Q_p = A_p p'_z N_q$	1.11	N_q , (Berezantzev, 1961)	Tamez, 2001	3,108.99	0.65
$Q_p = p'_0 N'_q A_p$	1.13	$N'_q = \left(\tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 e^{(2\sigma'_z \tan \phi')}$	Janbu, 1976	679.32	2.99
$C_p = (p'_0 N'_q + p_c) A_p$	1.23	$N'_q = N_{min} + L e^{((N_{max} - N_{min}) / (4B \tan(45 + \phi/2)))}$	NTC, 2001	1,302.74	1.56

Nota: en la prueba se midió $Q_p m = 2,028.40kN$.

4.3.4. Discusión de resultados.

Capacidad de carga del fuste (*tabla 4.8*).

Los criterios utilizados para calcular la capacidad del fuste proporcionan magnitudes menores a la obtenida en la prueba de campo. El método de Zeevaert (1971), Reese y O'Neill (1989) y el de las NTC subestiman la capacidad medida, mientras que la aproximación de Fleming, *et al.* (1985) la sobreestima. El método de Burland (1973) así como el del Dr. Tamez (2001) proporcionan resultados más cercanos a los medidos en campo.

Con relación a la predicción de la capacidad de carga del fuste para pilas en materiales granulares estratificados, se debe de tomar en cuenta un pequeño desplazamiento radial hacia el interior que se produce en las paredes del suelo al momento de realizar la perforación. Este desplazamiento se recupera al momento de colocar el concreto y se convierte en una expansión radial al recibir la presión del mismo (Tamez, 2001).

De lo anterior se consideró, junto con el método que propone el Dr. Tamez (2001) para calcular la resistencia del fuste en suelos cohesivos, que el valor de la presión efectiva horizontal para la capa dura y los depósitos profundos es igual a la presión hidrostática que produce el concreto al ser colocado con el método del tubo tremie. En las demás predicciones se utilizó un análisis de esfuerzos efectivos (AEE) para esos materiales y para las formaciones arcillosas se utilizaron los métodos de análisis de esfuerzos totales (AET) y análisis de esfuerzos efectivos (AEE).

Capacidad de carga de la punta (*tabla 4.9*).

Como se comentó anteriormente las propiedades mecánicas utilizadas en los métodos analíticos para estimar la capacidad de la punta, corresponden a los usados en el método de elemento finito para modelar la misma prueba, es decir, se supuso un ángulo de fricción interna de 20° para el material en el que se apoyó la celda Osterberg.

De los resultados calculados se observa que las capacidades son muy diferentes a la obtenida en campo. Sin embargo algunos métodos son más exactos que otros; por ejemplo, Meyerhof (1976), Zeevaert (1972) y las Normas Técnicas Complementarias proporcionan una estimación aproximada al valor medido en campo, mientras que el método de Janbu (1976) subestima la resistencia. Por otro lado, Tamez (2001) y el API (1984) sobreestiman dicha resistencia. La principal diferencia entre los métodos estriba en el valor del factor de capacidad de carga N_q utilizado, cuyos valores oscilan entre 4.37 y 40.

Para utilizar la fórmula de Meyerhof (1976) se necesita conocer la resistencia a la penetración (q_c) del suelo remoldeado que quedó debajo de la celda Osterberg; sin embargo la resistencia que mejor correlaciona la carga de la punta medida en campo resulta de 50kg/cm^2 , valor que se aproxima al de una arcilla compresible.

En la *tabla 4.10* se presenta la carga total calculada (Q_t) obtenida como la sumatoria de la capacidad de carga calculada del fuste (Q_f) más la capacidad de carga calculada de la punta (Q_p) e igualmente se hace una comparación con la carga total medida en campo ($Q_{t m}$).

Tabla 4.10. Capacidad de carga total calculada: $Q_{tc} = Q_{fc} + Q_{pc}$ (tablas 4.8 y 4.9).

Métodos	Q_{fc} (kN)	Q_{pc} (kN)	Q_{tc} (kN)	Q_{tm} / Q_{tc} medido/calculado
Zeevaert, 1972	4,772.00	951.35	5,723.35	1.71
NTC, 2001	4,677.58	1,302.74	5,980.32	1.64
Tamez, 2001	7,039.34	3,108.99	10,148.33	0.97
Reese y O'Neill, 1989 y API, 1984	1,737.90	6,217.99	7,955.89	1.23
Fleming <i>et al.</i> , 1985 y Janbu, 1976	11,039.87	679.32	11,719.19	0.84
Burland, 1973 y Meyerhof, 1953	6,211.49	994.88	7,206.37	1.36

Nota: en la prueba se midió $Q_{tm} = 9,810 \text{ kN}$.

De la tabla anterior se observa que el método de Zeevaert (1972) y el de las Normas subestiman la capacidad total mientras que Tamez (2001) predice una capacidad total muy cercana a la de campo. Para los demás criterios en donde solo se propone una ecuación para estimar un solo componente, ya sea de la punta o del fuste, se realizó un arreglo de acuerdo a los valores calculados. El primer arreglo consistió en sumar el valor que subestima el fuste más el valor que sobreestima la punta, tal es el caso de Reese y O'Neill (1989) con el API (1984); dando una capacidad total acorde a la medida en campo.

Por otro lado y siguiendo con el mismo criterio pero en sentido inverso, se sumó el valor obtenido con el criterio de Fleming (1985) que sobreestima la resistencia del fuste más el valor calculado con el método de Janbu (1976) que subestima la resistencia de la punta; de este arreglo se observa que se sobreestima la resistencia total medida. Finalmente, la última combinación fue la de Burland (1973) y Meyerhof (1953), ambas predicciones subestiman los valores medidos del fuste y de la punta, sin embargo la capacidad de carga total calculada se considera que es aproximada a la capacidad medida en campo.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES.

Basados en los resultados de este trabajo, se escriben las siguientes conclusiones.

a. Las pruebas de carga en campo se desarrollaron de modo que el movimiento en la cabeza como en la punta fueron de por lo menos un 10% el diámetro de la pila o hasta que la falla fue obvia.

Los deformímetros de barra sirvieron para medir la compresión de la pila directamente. Los únicos datos que se tienen mostraron una compresión de la pila del orden de 7.4mm para la carga de 834t.

b. Las pruebas de carga deben diseñarse para que se genere un desplazamiento que permita movilizar la capacidad máxima de la pila. En pruebas futuras con celdas Osterberg en la ciudad de México, se debe considerar una mayor extensión del émbolo (>150mm) y realizar una interpretación cuidadosa de los perfiles de cono para asegurar que el nivel de desplante sea el adecuado.

c. Resultados de la primera prueba de carga por punta.

Se realizó en dos ciclos de carga. La carga de prueba en el primer ciclo (*fig. 3.15*), aplicada con la celda Osterberg inferior, fue a 169t (1,658kN) sin ocurrencia de falla con un desplazamiento de 144mm medida en la punta de la pila.

No desarrolló la capacidad esperada e indicó una zona de material muy suave en la base de la celda.

d. Resultados de la prueba de carga por adherencia lateral (*fig. 3.16*).

Se desarrolló en 4 ciclos. La carga última, aplicada con la celda Osterberg superior, fue de 977t (9,585kN) con una deformación acumulada de 100mm medida en la cabeza de la pila.

De la carga total en la prueba de adherencia, se movilizó la resistencia por fuste un 77% mientras que la resistencia por punta fue de sólo un 23%. El objetivo de esta prueba fue cerrar la celda inferior para continuar con el segundo ciclo de la prueba de punta.

La curva carga – deformación, en los ciclos de carga y descarga, es típico de un material elastoplástico con endurecimiento por deformación.

Se deduce que al realizar la prueba de adherencia y conforme se cerraba la celda inferior, se consolidó progresivamente el material en la punta. Se infiere que la segunda prueba de punta se realizó sobre un material remoldeado.

e. Resultados de la segunda prueba de carga por punta.

En el segundo ciclo (*fig. 3.17*), la carga última aplicada con la celda Osterberg inferior fue a 245t (2,403kN), 45% mayor que en el primer ciclo. Se reportó un desplazamiento acumulado de 89mm medido en la punta de la pila.

f. Resultados de la prueba de carga por adherencia - punta (*fig. 3.19*).

Se realizó en dos ciclos de carga. La carga de prueba en el primer ciclo, aplicada con la celda superior, fue de 540t (5,297kN) lo que originó una deformación de 9mm en la cabeza de la pila sin indicios de falla y se registró una deformación acumulada de 2mm. En el segundo ciclo, que aquí se considera como prueba de “adherencia - punta”, se provocó la falla a una carga última de 1,000t (9,810kN) con una deformación acumulada de 28mm en la cabeza de la pila.

En este trabajo se analizó el segundo ciclo de la prueba de adherencia - punta. A este ciclo se le denominó “prueba de adherencia - punta” pues se tiene la contribución de ambos factores.

Por otro lado, si se observa su comportamiento, es más semejante al de un pilote de fricción, ver *figuras 2.1 y 2.3a*, que al de un pilote mixto.

g. La utilización del elemento finito nos permitió determinar la relación de interfaz, en donde toma en cuenta la alteración entre el fuste de la pila y el suelo. Dicho dato se desconoce y no se determina directamente en una prueba de carga, uno de los procedimientos para conocer esta relación consiste en ajustar el valor de la adherencia en las fórmulas empíricas para obtener la capacidad de carga obtenida en campo (Jaime *et. al.*, 1988), o también este dato se puede conocer partir de un modelo de elementos finitos, es decir, se asemeja el comportamiento de la curva esfuerzo - deformación registrada en campo. Este último procedimiento se utilizó en este trabajo.

h. Una de las dificultades para modelar el comportamiento de la pila es que se desconocían las propiedades de la interfaz suelo - pila, así como las propiedades del material remoldeado que quedó debajo de la celda, por lo cual se supusieron algunas hipótesis con respecto a las propiedades de dichos materiales para poder caracterizarlos. Para el material de la interfaz se consideró un material elasto - plástico cuya resistencia es igual a la resistencia del suelo a lo largo del fuste multiplicado por un factor de reducción. El material de la punta se consideró como material remoldeado por lo que se le asignaron propiedades mecánicas muy bajas.

i. Los resultados del modelo indicaron que el valor de la constante de proporcionalidad para el material localizado en la punta es menor a 0.4, lo cual concuerda con la noción de que en la interfaz suelo - pila, el suelo moviliza una resistencia inferior a la que tiene alejado de dicha interfaz. Sin duda se requiere mayor evidencia científica para confirmar dichas conclusiones. Seguramente el valor de esta constante de proporcionalidad dependerá del procedimiento y detalles constructivos en donde influyen: la maquinaria de perforación, el

tiempo que queda abierta la perforación, el uso y el tipo de fluidos estabilizantes, la forma de limpiar el fondo de la perforación, etc.

j. Se debe reconocer que las malas prácticas constructivas afectarán adversamente la capacidad de la pila. El monitoreo de la construcción por personal calificado representa una parte importante en el proceso de construcción.

k. Se debe asegurar la adecuada limpieza del fondo de la excavación antes de la instalación de la celda Osterberg. Si la perforación se estabiliza con lodo bentonítico, se debe evitar la colocación de la plantilla de mortero en la punta de la pila, ya que no se puede asegurar que ésta no se contamine con el fluido de perforación.

l. Es necesario contar con resultados de más pruebas de carga en pilas totalmente instrumentadas para obtener un mejor entendimiento de las características de la transferencia de carga, de las capacidades últimas de los estratos de suelo y de los valores para determinar la capacidad de carga de la punta y del fuste.

m. El objetivo de las pruebas de carga de campo aquí estudiadas, fue el de obtener información de pilas que trabajaran por punta. Sin embargo las condiciones en la punta fueron desfavorables. El componente principal de la resistencia lo desarrolló el fuste. No obstante, los resultados de estas pruebas de carga proporcionan información útil para el análisis de pilas instaladas en la zona III de la ciudad de México.

n. Las pruebas de carga se modelaron con el programa de elementos finitos PLAXIS. Se utilizó un modelo geométrico axisimétrico. Para el comportamiento del suelo se usó un modelo elastoplástico (Mohr – Coulomb) y para el comportamiento de la pila se trabajó con un modelo elástico lineal. Para simular la condición de abatimiento en campo se utilizó una serie de líneas horizontales paralelas llamadas *líneas geométricas*, a las que se les asignaron cargas hidráulicas diferentes. La carga que se aplicó en campo con la celda Osterberg superior e inferior se simuló a partir de dos puntos de aplicación diferente, el primero se asignó a la cabeza de la pila y el segundo a la base.

o. Para modelar la interfaz suelo – pila, el programa utiliza las propiedades mecánicas del suelo obtenidas de pruebas triaxiales no drenadas. La resistencia cortante de la interfaz se calcula a partir de éstas propiedades afectadas por un factor de reducción.

p. Con este mismo programa también se modelaron las curvas de carga vs. deformación y las curvas de transferencia de carga a lo largo del fuste. Las curvas de carga vs. deformación reproducen exactamente el comportamiento elastoplástico observado en las curvas de campo. Las curvas de transferencia de carga (*figuras 4.9 y 4.13*) son aproximadamente parabólicas y su amplitud decrece con la profundidad, como ya lo han observado muchos investigadores. Las pendientes fueron muy aproximadas a las obtenidas en campo.

q. Según los resultados de los análisis con elemento finito las propiedades mecánicas de los depósitos profundos en la prueba de punta son mucho más desfavorables que los que en

realidad corresponden a este tipo de material, esto se debió a las dificultades que se tuvieron al instalar la celda Osterberg.

r. Con relación a los métodos de análisis, el método de Van Weele (1957) depende de la forma de la relación de carga vs. desplazamiento, de modo que proporciona resultados suficientemente aproximados. Por otro lado la ecuación de Meyerhof (1976) depende de la magnitud que se elija de la resistencia de punta del cono.

s. De los métodos de análisis para predecir la resistencia del fuste se obtuvieron las siguientes conclusiones. Los métodos de Zeevaert (1972) y Burland (1973) son criterios conservadores que se encuentran del lado de la seguridad. El método de Fleming, *et al.* (1985) sobreestima por mucho la resistencia del fuste en cambio el método de Tamez (2001) obtiene una magnitud acorde con el valor medido en campo. En las Normas Técnicas Complementarias (2001) sólo se especifica la ecuación para determinar la resistencia del fuste en suelos blandos de las zonas II y III, y no propone ninguna ecuación en donde se considere la resistencia de los estratos friccionantes. En este trabajo se considera el criterio de las NTC junto con el método de Burland (1973) con lo que se obtiene una resistencia del fuste aproximada a la medida en campo, si se desprecia la resistencia de los estratos friccionantes el valor calculado subestima esta resistencia. Finalmente el criterio de Reese y O'Neill (1989) subestima por mucho la resistencia obtenida en campo.

t. Existe poca información sobre los valores que se deben considerar para determinar la capacidad de carga del fuste en pilas para el suelo de la Ciudad de México.

u. Por último, la predicción de la resistencia en la punta dio como resultado una dispersión de valores, pero de entrada ningún método se puede usar debido al problema que existió en la base; sin embargo se pueden realizar los siguientes comentarios. El método de Janbu (1976) subestima la resistencia de la punta, mientras que los métodos de Meyerhof (1953) y Zeevaert (1972) son criterios muy conservadores. Las NTC (2001) proporcionan un resultado aproximado del lado de la seguridad. Finalmente, el método de Tamez (2001) sobreestima la resistencia de la punta.

REFERENCIAS.

- Baker, C. Jr. (1985), "Drilled piers and caissons II", Proceedings of a Session Sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in Conjunction with the ASCE Convention, Denver Colorado, May.
- Bowles, J. E. (1968), "Foundation analysis and design", Mc. GrawHill.
- Brinkgreve, R. (1998) "PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses", Version 7, User's Manual, A.A. Balkema, Netherlands.
- Budhu, M. (2000), "Soil mechanics and foundations", John Wiley and Son, New York.
- Carroll L. C. (1988), "Load testing of deep foundations – The planning, design and conduct of pile load tests", John Wiley and Sons.
- Das, B. M. (2001), "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Thomson Editores, México.
- Dunnicliff, J.; Green E. G. (1988), "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance", John Wiley and Son, New York.
- Franco, F. (2002), "Evaluación de las propiedades geotécnicas del sitio secretaria de comunicaciones y transportes (SCT) a 15 años del sismo de 1985", Tesis de maestría, DEPT, UNAM, Junio.
- Gwizdala, K (1997), "Bored pile foundation execution and its relation to overall pile load settlement" Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, September, 1997.
- Hansen, B. J. (1965), "La filosofía del diseño de cimentaciones: Criterios de diseño, factores de seguridad y límites de asentamiento" Proceedings of Symposium Duke University – Bearing Capacity and Settlement of Foundations.
- Jaime. A.; Romo, M. P.; Ponce, J. (1989) "Static tests on friction piles in Mexico City clay". Proc. XIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2., Rio de Janeiro.
- Jaime, A.; Méndez, E. (2002) "Evolución de las propiedades de la arcilla de la ciudad de México", SMMS XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Querétaro, México.
- Kulhway, F. H. (1984) "ASCE Drilled Shaft Standard: University perspective", Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE.

LOADTEST INC (1997), "Report on bored pile load testing (Osterberg method) – Test pile B" Chapultepec tower project, Mexico city, Mexico, Load Test Inc. Project Number 8428, November, 1997.

Long, J. H.; Wysockey, M. H. (1999), "Analysis, design, construction and testing of deep foundations" Geoinstitute of the American Society of Civil Engineers.

Méndez, E. (1991), "Evolución de las propiedades de la arcilla de la ciudad de México", Tesis de licenciatura, ESIA, IPN, Diciembre.

Meyerhof, G. G. (1982), "The bearing capacity and settlement of foundations", Selected papers, Technical University of Nova Scotia, Halifax, Canada.

Mosher, R. L.; Dawkins, W. P. (2000), "Theoretical manual for pile foundations", US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center - Information Technology Laboratory, ERDC/ITL TR-00-5, November, 2000.

MUESER RUTLEDGE CONSULTING ENGINEERS AND TGC GEOTECNIA SA DE CV (1997), "Pruebas de carga en pilas para el proyecto Torre Chapultepec", TGC Geotecnia SA de CV and M. R. Consulting Engineers, Junio, 1997.

Orozco, C. J.; Ponce, S. J.; Hjort, D. E. (1999) "Construcción de la cimentación profunda para un rascacielos en la Ciudad de México", Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V., México.

Osterberg, J. O. (1994), "Recent advances in load testing driven piles and drilled shafts using the Osterberg load cell method", Geotechnical Lecture Series sponsored by the Geotechnical Division of the Illinois Section, ASCE.

Osterberg, J. O. (1998), "The Osterberg load test method for drilled shafts and driven piles – The first ten years", Proceedings of the Seventh International Conference on Piling and Deep Foundations, Vienna Austria. Published by Deep Foundations Institute.

Osterberg, J. O. (1999), "What has been learned about drilled shafts from the Osterberg load test", Deep Foundation Institute Annual Meeting, October, 1999.

Osterberg, J. O; Hayes, J.A. (2001), "The Osterberg load cell as a research tool", Presented at the XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Istanbul, Turkey, August, 2001.

Osterberg, J. O; Hayes, J.A., Schmertmann J. H. and Molnit Thomas, "O-Cell testing case histories demonstrate the importance of bored pile (drilled shaft) construction technique". LOAD TEST Inc., Gainesville, Florida. Paper No. 8110.

O'Neill, R; Barnes, W. M; Ochoa (1992), "Effects of stratigraphic and construction details on the load transfer behavior of drilled shafts", Foundation Engineering – Transportation Research Record 1336.

Ovando, E. (2003), comunicación personal.

Peck; Hanson; Thorburn (1982), "Ingeniería de cimentaciones", Limusa, México.

Poulos, H.G.; Davis, E. H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons.

PREDICTED AND OBSERVED AXIAL BEHAVIOR OF PILES. Proceedings of the 1989 Foundation Engineering Congress, Northwestern University, Evanston, Illinois, June 2, 1989.

Reed L. M; William P. D. (2000), "Theoretical manual of pile foundations". U.S. Army Corps of Engineers, Nov. 2000. ERDC/ITL TR-00-5.

Reese, Lymon, C. (1972), "Load tests of instrumented drilled shafts constructed by the slurry displacement method", Univ. of Texas.

Reichmann International – TGC Geotecnia SA de CV (1994), "Trabajos de exploración geotécnica y ambiental para el proyecto Torre Calpultepec", TGC Geotecnia SA de CV, Proyecto TGC 94-1630, México D.F., Mayo, 1994.

Romo, P. (1994), "Espectros de campo libre para el sitio del proyecto Chapultepec", Instituto de Ingeniería - Geotécnica, UNAM, Mayo.

Santoyo, E.; Girault, P.; Streu, W. (1981), "Especificaciones generales en cimientos profundos", SMMS Reunión Conjunta Consultores, Constructores de Cimentaciones Profundas, México.

Santoyo, E.; Pilatowsky, A. (1981), "Pruebas de carga en pilotes", SMMS Reunión Conjunta Consultores, Constructores de Cimentaciones Profundas, México.

Santoyo, E.; Gutierrez, C. (1990), "Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México", SMMS Congreso El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, México.

Sámamo, A; Camarillo, H.; Hjort, D. (2000) "Comportamiento de la excavación profunda de la Torre Mayor, en la Ciudad de México", SMMS XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Oaxaca, México.

Schmertmann, J. H.; Hayes, J. A. (1997), "The Osterberg cell and bored pile testing – a symbiosis", Third International Geotechnical Engineering Conference – Cairo University, Egypt.

Simpser, B. (1981), “Consideraciones sobre algunos aspectos de pilas utilizadas para cimentaciones profundas”, SMMS Reunión Conjunta Consultores, Constructores de Cimentaciones Profundas, México.

SMMS (2001), “Manual de cimentaciones profundas”, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Tamez, E. (2001), “Ingeniería de cimentaciones”, TGC, geotecnia, México.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1996), “Soil mechanics in engineering practice”, John Wiley and Sons. 3th Ed., New York.

TGC Geotecnia (1994), “Trabajos de exploración geotécnica y ambiental para el proyecto Torre Chapultepec”, México, Mayo de 1994.

Tomlinson, M.J. (1963), “Foundation design and construction”, John Wiley and Sons. 5th Ed., New York.

Vam Impe, W. F. (1997), “Recent developments in foundation techniques”, Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, September, 1997.

Vesic A. (1970), “Load transfer in pile – soil systems”, Soil Mechanics Series No.23, School of Engineering Duke University.

Weltman, A. J. (1980), “Pile load testing procedures”, Doe and Ciria Piling Development Group Report PG7 CIRIA – Construction Industry Research and Information Association. PSA – Property Services Agency; March, 1980.

Whitaker, T.; Cooke, W. R. (1966), “An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London Clay”, Large bored piles, ICE, 1966.

Zeevaert, L. (1973) “Foundation engineering for difficult subsoil conditions”, Van Nostrand Reinhold Company, New York.