



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE
CIMENTACIONES PILOTEADAS EN MATERIALES
GRANULARES Y ARCILLOSOS**

T E S I S

QUE PARA OPTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SERGIO FELIPE ZALDIVAR REYES

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



MÉXICO, D. F. JUNIO DE 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



¹⁴Paloma mía, que te escondes
en las grietas de las rocas,
en apartados riscos,
muéstrame tu rostro, déjame oír tu voz,
porque tu voz es dulce
y amoroso tu semblante.

Cantar de los Cantares

*A la mujer que más amo, mi madre
Al mejor amigo de toda mi vida, mi hermano
Al hombre que contribuyó para darme la vida, mi padre*



Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por contribuir a mi formación como ser humano.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por brindarme una formación profesional.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por apoyarme en la realización de esta tesis a través de sus instalaciones y por proporcionarme los medios necesarios al incorporarme como becario.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por su paciencia a través del período de realización de este trabajo de tesis.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería, en especial a Jenny Zulay Ramírez Calderón y Francisco Alonso Flores López.

A mis profesores, en especial al M.C. José Luis Flores Silva



EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE CIMENTACIONES PILOTEADAS EN MATERIALES GRANULARES Y ARCILLOSOS

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES

- 1.1. Justificación del trabajo
- 1.2. Objetivos y alcances
- 1.3. Condiciones del subsuelo
- 1.4. Pruebas de campo
- 1.5. Prueba SPT
- 1.6. Pruebas de carga en pilas, generalidades
 - 1.6.1. Pruebas de carga en pilas aplicando el método de carga controlada
 - 1.6.2. Pruebas de carga en pilas aplicando el método de deformación controlada

2. CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO SOMETIDO A CARGA AXIAL

- 2.1. Descripción de la cimentación
- 2.2. Modelos geotécnicos
- 2.3. Combinaciones de carga axial
- 2.4. Análisis de capacidad de carga axial
 - 2.4.1. Métodos propuesto por O'Neill y Reese
 - 2.4.2. Método propuesto por Reese y Wright
 - 2.4.3. Métodos propuestos por Poulos y Davis
 - 2.4.4. Método de la FHWA88 Modificado
 - 2.4.5. Métodos propuestos por Decourt
 - 2.4.6. Resumen de los criterios utilizados para el cálculo de la capacidad de carga axial
 - 2.4.7. Método de Mandolini. Aportación de la zapata a la capacidad de carga

2.5. Análisis de capacidad de carga axial para las pilas de prueba

3. CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO SOMETIDO A CARGA LATERAL

- 3.1. Resistencia última del suelo
 - 3.1.1. Criterio del American Petroleum Institute (API)
 - 3.2. Generación de curvas p-y
-



- 3.3. Modelado de la respuesta de pilas ante carga lateral
 - 3.4. Análisis del comportamiento suelo-pila
 - 3.5. Diagramas de deformaciones, cortantes y momentos en las pilas
 - 3.6. Efectos de grupo
 - 3.6.1. Criterio propuesto por Bowles, 1996
 - 3.6.2. Criterio propuesto por Duncan y coautores, 1991
 - 3.7. Desplazamientos laterales considerando efectos de grupo
 - 4. PRUEBAS DE CARGA
 - 4.1. Características geotécnicas de los sitios de prueba
 - 4.1.1. Sitio San Antonio
 - 4.1.2. Sitio Periférico
 - 4.1.3. Sitio Torre Mayor
 - 4.1.4. Sitio Viaducto Bicentenario
 - 4.2. Descripción general de pruebas de carga in situ
 - 4.2.1. Pruebas de carga axial
 - 4.2.2. Pruebas de carga lateral
 - 4.3. Resultados de las pruebas de carga
 - 4.3.1. Sitio San Antonio
 - 4.3.2. Sitio Periférico
 - 4.3.3. Resumen de resultados de las pruebas de carga
 - 5. MODELADO NUMÉRICO DE LAS PRUEBAS DE CARGA
 - 5.1. Tipos de modelos
 - 5.1.1. Método de diferencias finitas
 - 5.1.2. Método de elemento finito
 - 5.1.3. Modelo axisimétrico
 - 5.2. Modelo utilizado
 - 5.2.1. Calibración del modelo axisimétrico
 - 5.2.2. Propiedades mecánicas de los estratos, sitio San Antonio
 - 5.2.3. Modelo geométrico de la prueba de carga axial, sitio San Antonio
 - 5.2.4. Resultados de la modelación numérica de la prueba de carga axial, sitio San Antonio
 - 5.2.5. Prueba de carga lateral, sitio San Antonio. Calibración del modelo
 - 5.2.6. Modelación numérica de la prueba de carga lateral, sitio San Antonio
 - 5.2.7. Propiedades mecánicas de los estratos, sitio Periférico
 - 5.2.8. Modelo geométrico de la prueba de carga axial, sitio Periférico
-



5.2.9. Resultados de la modelación numérica de la prueba de carga axial, sitio Periférico

5.2.10. Modelación numérica de la prueba de carga lateral, sitio Periférico

5.3. Determinación de curvas t-z, Q-z y p-y a partir de los modelos numéricos desarrollados

5.3.1. Sitio Periférico

5.3.2. Sitio San Antonio

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS



INTRODUCCIÓN

A fin de calcular la capacidad de carga última para una pila aislada bajo carga axial y lateral se han desarrollado una gran cantidad de metodologías propuestas por diversos investigadores, tanto para suelos granulares como arcillosos (O'Neill y Reese (1999), Reese y Wright (1977), Poulos y Davis (1980), Método de la FHWA88 Modificado (1999), Decourt (1995)); sin embargo, dichas metodologías proporcionan soluciones conservadoras y es por ello que como parte del proceso de diseño de cimentaciones piloteadas es práctica común llevar a cabo pruebas de carga en pilas instrumentadas coladas *in situ*, a fin de corroborar y evaluar los parámetros que marcan su comportamiento estático y con ello obtener diseños más económicos y seguros de cimentaciones.

Recientemente se llevaron a cabo pruebas de carga en pilas instrumentadas para el proyecto del distribuidor vial San Antonio (Mendoza *et al.*, 2003), un importante puente que forma parte de las vías rápidas de la Ciudad de México. Los sitios de prueba se localizaron en lo que se conoce como zona de transición y zona de lomas, acorde con la zonificación geotécnica existente para la Ciudad de México.

En el presente trabajo se lleva a cabo la calibración de cuatro modelos numéricos de elemento finito para describir el comportamiento de dos pruebas de carga axial y dos pruebas de carga lateral llevadas a cabo en el marco del proceso de diseño para la cimentación del Distribuidor vial San Antonio y, una vez calibrados, se procede a emplearlos para conocer con mayor precisión el comportamiento de la interacción suelo-pila a través de la obtención de las curvas p-y, t-z, Q-z y esfuerzo deformación.

En el capítulo 1 se contextualiza la importancia de las pruebas de carga dentro del proceso de diseño de cimentaciones piloteadas, se hace una breve descripción de la prueba de penetración estándar (la cual es una de las más empleadas dentro de los programas de exploración geotécnica) y, al final del se mencionan las metodologías estándar para llevar a cabo pruebas de carga en pilas coladas *in situ*.



En el capítulo 2 se establecen los criterios para la evaluación de la capacidad del suelo sometido a carga axial empleándose estos para pilas que fueron probadas en campo. Como complemento de los criterios de análisis, en el capítulo 3 se presentan aquellos que se emplean para la evaluación de la capacidad del suelo sometido a carga lateral, así mismo se emplea un programa de diferencias finitas para conocer los diagramas de desplazamiento, fuerza y momentos generados en la pila ante las sollicitaciones impuestas es las pruebas de campo.

Los detalles que se siguieron durante la ejecución de las pruebas de campo se presentan en el capítulo 4, en donde se incluye la estratigrafía y resultados de exploración de campo que se realizaron en cada uno de los sitios de prueba. En este mismo capítulo se presentan los resultados que fueron obtenidos a partir de la ejecución de las pruebas de campo en función de la instrumentación de las pilas de prueba.

La modelación numérica de las pruebas de carga se presenta en el capítulo 5, en el cual se detalla el tipo de modelo empleado y se presenta la comparación entre los resultados del modelo numérico y las pruebas de campo. Se mencionan brevemente los pasos que se deben de seguir a fin de construir un modelo de elemento finito, además se presentan calibraciones que se llevaron a cabo para validar el modelo empleado y poderlo aplicar a la modelación de las pruebas de carga. Al final de este capítulo se presentan la comparación de las curvas p-y, t-z, Q-z obtenidas mediante el modelo numérico y las desprendidas con base en la investigación de diversos autores.

Finalmente, en el capítulo 6, con base en los resultados desprendidos de la modelación numérica, aquellos obtenidos en campo y las comparaciones con los análisis tradicionales de capacidad de carga, se presentan las conclusiones y recomendaciones desprendidas de este trabajo de tesis.



1 ANTECEDENTES

1.1 Justificación del trabajo

La existencia de una amplia gama de metodologías para determinar el comportamiento estático de cimentaciones piloteadas en suelos granulares y arcillosos, ocasiona que el proceso de diseño involucre la selección de una de las metodologías del universo existente. Para llevar a cabo dicha selección es necesario tener en cuenta el grado de precisión y conservadurismo de cada metodología propuesta. Razón por la cual es fundamental realizar una comparación cuantitativa de resultados teóricos contra experimentales.

Por otro lado, en los últimos años la demanda creciente en la mejora de los servicios públicos en el Área Metropolitana del Valle de México ha llevado al desarrollo de importantes obras de infraestructura *i.e.* los Segundos pisos de periférico y el Viaducto Elevado Bicentenario, siendo parte fundamental de este tipo de proyectos el diseño de su cimentación.

El diseño de una cimentación debe cumplir dos objetivos fundamentales: aportar la capacidad de carga suficiente para comportarse favorablemente ante las sollicitaciones de la superestructura; y, garantizar que los asentamientos producidos por las mismas sean de una magnitud tal que no afecten las condiciones de servicio de la estructura.

El primer paso que se obtiene dentro del proceso de diseño de una cimentación es la definición del tipo que se empleará. En términos generales, las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas. Dentro de las cimentaciones superficiales existe la posibilidad de emplear zapatas, ya sea corridas o aisladas, así como losas de cimentación. Para el caso de cimentaciones profundas comúnmente se emplean pilas y pilotes.

Dentro del proceso de diseño de una cimentación profunda es recomendable llevar a cabo pruebas estáticas de carga axial y lateral en pilas coladas en sitio, a fin de cuantificar directamente en campo su respuesta ante las sollicitaciones que se impondrán a la



estructura a lo largo de su vida útil; es decir, los resultados desprendidos de pruebas de carga *in situ* deben de servir para corroborar y evaluar los parámetros que marcan el comportamiento estático de las cimentaciones.

Por otra parte, uno de los métodos de análisis de capacidad de carga en geotecnia que está cada vez más en boga es el numérico. Una prueba de carga es plausible de ser modelada mediante un algoritmo numérico. Modelar de esta manera una prueba de carga nos permite conocer de una mejor forma el comportamiento del suelo y su interacción con la cimentación, a la par que permite conocer resultados que no fueron medidos directamente en la prueba y con ello tener un aporte adicional encaminado a conocer el comportamiento del sistema suelo-pila.

En el presente trabajo se llevará a cabo la calibración de cuatro modelos numéricos para describir el comportamiento de dos pruebas de carga axial y dos pruebas de carga lateral llevadas a cabo en el marco del proceso de diseño para la cimentación del Distribuidor vial San Antonio. Una vez calibrados los modelos se procederá a emplearlos para conocer con mayor precisión el comportamiento de la interacción suelo-pila a través de la obtención de las curvas p-y, t-z, Q-z y esfuerzo deformación. De tal manera que la justificación del presente trabajo está dada porque aporta una descripción cuantitativa para la interacción suelo-pila a través de la calibración de un modelo numérico que describe el comportamiento de pruebas de carga llevadas a cabo en pilas coladas en sitio.

Planteamiento del problema

Con el propósito de conocer la capacidad última de pilas coladas en sitio diversos investigadores han propuesto diversas metodologías, destacándose las siguientes:

- O'Neill y Reese (1999)
- Reese y Wright (1977)
- Poulos y Davis (1980)
- Método de la FHWA88 Modificado (1999)
- Decourt (1995)

Estos métodos han sido aplicados en la práctica ingenieril sin tomar en cuenta su grado de conservadurismo. Por lo tanto, surge el interés por evaluarlos a través de pruebas de carga realizadas en pilas. Por otra parte, con el fin de conocer el comportamiento de manera más precisa que se da en la interacción suelo-pila, una de las metodologías más empleadas es la modelación numérica puesto que con su aplicación se obtienen una gran cantidad de resultados que pueden ser procesados para tal fin. El análisis de capacidad de carga por medio de modelos numéricos se lleva a cabo a través de su previa calibración con los resultados obtenidos en pruebas de carga.



1.2 Objetivos y alcances

Los objetivos del presente trabajo de tesis son:

- Desarrollar y calibrar modelos numéricos de elementos finitos que representen el comportamiento del sistema suelo-pila tomando como base los resultados que se determinaron a través de cinco pruebas de carga en pilas coladas en sitio, dos de carga axial y tres de carga lateral. Las pruebas de carga se llevaron a cabo en dos sitios diferentes, los cuales en lo sucesivo identificaremos como San Antonio y Periférico.
- Comparar cuantitativamente los resultados obtenidos por medio de pruebas de carga en pilas aisladas, contra aquellos que se obtienen a través de metodologías teóricas y semiempíricas.
- Evaluar el grado de precisión de las metodologías utilizadas para describir el comportamiento estático de cimentaciones piloteadas en materiales granulares y arcillosos.
- Obtener las curvas t-z, Q-z y p-y de los dos sitios en estudio empleando el modelo numérico de elementos finitos una vez calibrado.

Los alcances del presente trabajo son la obtención de las curvas carga – desplazamiento, curvas de transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila, t-z, q-z y p-y a partir de un modelo numérico de las pruebas de carga en estudio.

A fin de cumplir con los objetivos establecidos se procederá a llevar a cabo la siguiente metodología:

- Presentar la caracterización geotécnica de los sitios en donde se llevaron a cabo las pruebas de carga.
- Hacer la presentación de los resultados obtenidos durante la ejecución de las pruebas de carga.
- Exponer los cinco criterios antes mencionados para llevar a cabo la evaluación de la capacidad de carga en pilas
- Exponer el criterio desarrollado por el API (American Petroleum Institute) para llevar a cabo el análisis de la capacidad de carga lateral del suelo.
- Elaborar cinco modelos de elemento finito que describan el comportamiento carga-desplazamiento obtenido durante la ejecución de las pruebas de carga.
- Mediante los modelos numéricos calibrados se obtienen las curvas carga – desplazamiento, curvas de transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila, curvas t-z, Q-z y p-y.
- Se realiza la comparación de las curvas obtenidas, principalmente t-z, Q-z y p-y con curvas teóricas.



1.3 Condiciones del subsuelo

A continuación se describen algunas generalidades a través de las cuales se logra llevar a cabo la caracterización geotécnica del sitio en estudio, es por ello que aquí únicamente se presentan metodologías estándar – tanto de campo como de laboratorio – a fin de lograr tal cometido. Se pretende que al realizarse de esta manera, una vez que se presenten los resultados obtenidos en los sitios en particular quede justificado el por qué de tales pruebas.

Definir las condiciones del subsuelo significa conocer aquellos parámetros, tanto cuantitativos como cualitativos, a través de los cuales es posible conocer el comportamiento del suelo ante diversas sollicitaciones de trabajo.

Para el diseño de cimentaciones piloteadas en suelos arcillosos el principal parámetro que se ha de determinar es la cohesión; en tanto que, para suelos granulares es el ángulo de fricción interna. El determinar propiedades índice del suelo, tales como granulometría (o porcentaje de finos), contenidos de agua, índices de plasticidad, etc.; resulta parte de la información necesaria para llevar a cabo los análisis conducentes al diseño geotécnico.

Los parámetros por medio de los cuales se ha de caracterizar el suelo se obtienen a través de pruebas de campo y de laboratorio. A continuación se describen brevemente.

1.4 Pruebas de campo

El propósito de llevar a cabo la exploración, o pruebas de campo, es determinar la estratificación y las propiedades ingenieriles para el sitio en estudio (Bowles, 1996)

En el ámbito de la Ingeniería Geotécnica existen un gran número de pruebas de campo que nos ayudan a definir las propiedades ingenieriles para el sitio en estudio, una de las principales es la prueba de penetración estándar (Standard Penetration Test, SPT), aunque también son ampliamente utilizadas las pruebas de cono dinámico.

1.5 Prueba SPT

La norma ASTM D 1586-84 señala las especificaciones que debe cumplir la prueba de penetración estándar (SPT). A continuación se describe la metodología para llevar a cabo dicha prueba:

- El muestreador estándar, Figura 1.1, cuyos diámetros interno y externo son de 35 cm y 50 cm respectivamente, se coloca hasta el fondo de la perforación. El muestreador estándar es un tubo de media caña y está provisto en sus extremos

de dos piezas roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es una cabeza que sirve para unir el muestreador con las barras huecas de acero.

- Una vez se ha colocado el muestreador en el fondo de la perforación, se hinca mediante percusión haciendo uso de un martinete en caída libre, de 65 kg, con una altura de caída de 75 cm.
- El número de golpes necesario para penetrar 60 cm en el terreno al muestreador es registrado en intervalos de 15 cm, definiéndose como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los 30 cm intermedios.

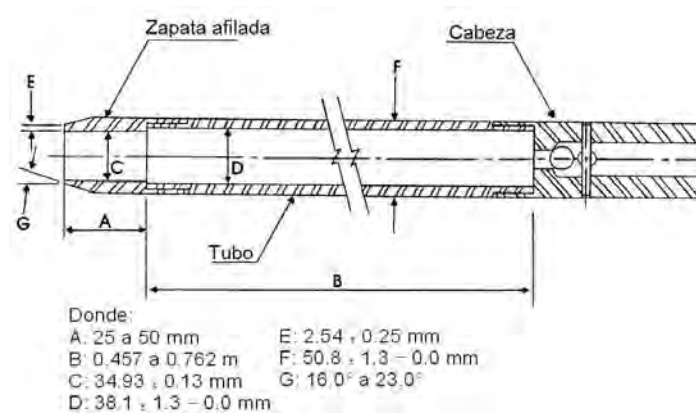


Figura 1.1. Tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, (ASTM D1586-84)

En la figura 1.2 se muestra el tubo de media caña y la recuperación de material en campo, se aprecia la alteración de la muestra.



Figura 1.2. Recuperación de muestras alteradas por medio del tubo de pared gruesa partido longitudinalmente



1.6 Pruebas de carga en pilas, generalidades

Para finalizar el presente capítulo se realiza una breve descripción de la metodología que se sigue para llevar a cabo pruebas de carga en pilas.

Las pruebas de carga en pilas son llevadas a cabo en sitios que albergaran importantes obras de ingeniería y tienen como principales propósitos los siguientes:

- Determinar la carga última de trabajo para una sola pila, tanto axial como lateral.
- Determinar el asentamiento o desplazamiento de la pila ante la carga de diseño.
- Verificar la capacidad de carga estimada inicialmente.
- Obtener información acerca de la transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila y en la punta.

Es importante enfatizar que los resultados de una prueba de carga no se pueden extrapolar directamente a fin de predecir el comportamiento de un grupo de pilas, puesto que el volumen de suelo que es influenciado por una pila es mucho menor que aquel que está involucrado en pilas que trabajen en grupo.

La filosofía básica de las pruebas de carga es transmitir una carga a la pila, ya sea lateral o axial, y medir el comportamiento de la pila mediante deformímetros y celdas de carga. Una gran variedad de metodologías han sido desarrolladas para llevarlas a cabo, los tres procedimientos dos comunes son los siguientes:

- Pruebas de carga controlada
- Pruebas de deformación controlada

1.6.1 Pruebas de carga en pilas aplicando el método de carga controlada

Es usual emplear el método de carga controlada para llevar a cabo pruebas de carga, especialmente cuando se requiere de la curva carga-desplazamiento. El procedimiento consiste en aplicar la carga por incrementos, la carga en cada incremento se mantiene constante hasta que se considera que las deformaciones, tanto en el fuste como en la punta, han cesado antes de que el siguiente incremento de carga sea aplicado. La norma ASTM - D1143 – 81 recomienda que los incrementos de carga sean del 25% de la carga de diseño y que se mantenga la carga hasta que la velocidad de asentamiento sea menor de 0.25 mm/h; el tiempo entre cada incremento de carga no debe de ser mayor a 2 horas,

esto para carga axial. Los incrementos de carga deberán de ser los suficientes para alcanzar el 200% de la capacidad de diseño de la pila.

El arreglo general para llevar a cabo la prueba de carga axial consiste de un sistema de reacción, constituido por una viga o armadura de acero y de un grupo de pilas que proveen la reacción a dicha viga; y, de un sistema de medición mediante el cual se registran los desplazamientos y deformaciones en la cabeza, en la punta y a lo largo del fuste de la pila instalando dispositivos de medición tales como celdas de carga, micrómetros y deformímetros eléctricos DCDT. En la figura 1.3 se muestran los arreglos típicos para llevar a cabo una prueba de carga axial y una de carga lateral.

La capacidad de última de la pila generalmente se define como aquella que ocasiona cierto desplazamiento en la punta de la pila; Terzaghi (1942) propuso el 10% de su diámetro, Reese and Wright (1977) así como Decourt (1995) y O'Neill and Reese (1999) proponen un 5% de su diámetro; en tanto que, Wysocky (1999) propone el 4% de su diámetro.

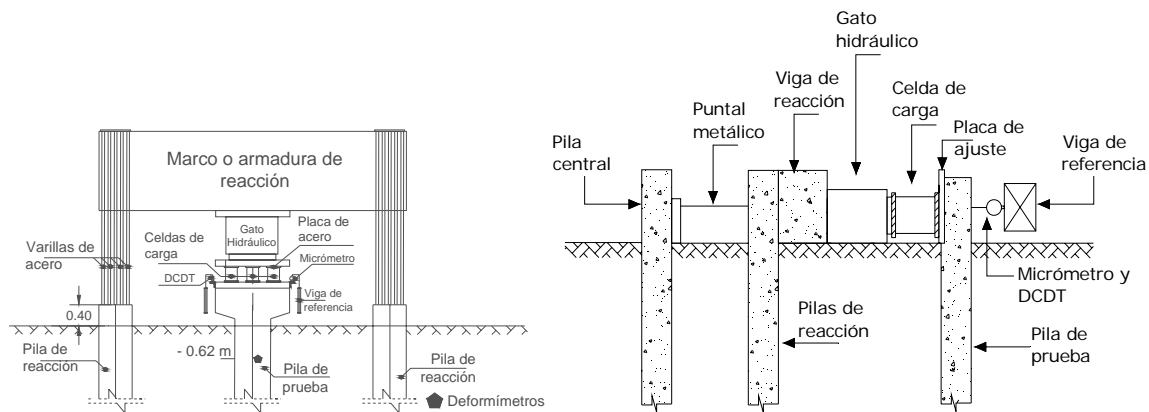


Fig. 1.3. Arreglos típicos para llevar a cabo una a) prueba de carga axial y b) una prueba de carga lateral

1.6.2 Pruebas de carga en pilas empleando el método de deformación controlada

Este tipo de pruebas se llevan a cabo produciendo una velocidad de asentamiento constante. La norma ASTM - D1143 – 81 recomienda que la velocidad de desplazamiento sea de 0.25 a 1.25 mm/min para suelos arcillosos y de 0.75 a 2.5 mm/min en suelos granulares. La prueba de carga se considera como finalizada una vez que se haya alcanzado una penetración del 15% del diámetro de la pila. En la figura 1.4 se muestra la imagen en campo de una prueba de carga.



Fig. 1.4. Configuración en campo de un arreglo de prueba de carga



2. CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO SOMETIDO A CARGA AXIAL

Se ha mencionado anteriormente que en el proceso de diseño de cimentaciones profundas (pilas y pilotes) se requiere de la selección de un método para determinar la capacidad de carga de la misma, tanto axial como lateral. Por lo tanto, en el presente capítulo se describe la evaluación de la capacidad de carga axial de pilas coladas in situ, mediante diversos métodos propuestos por diferentes autores (O' Neill y Reese, 1999; Reese y Wright, 1977 tomado de McGregor y Duncan, 1998; Poulos y Davis, 1980; Wysockey, 1999, Decourt, 1989).

La aplicación de los diversos métodos se realiza para tres pilas aisladas, las cuales corresponden a los sitios en donde se realizaron las pruebas de capacidad de carga en pilas coladas en sitio. Los resultados obtenidos de dichas pruebas, así como la metodología de su ejecución, son presentados en el capítulo 4. De tal forma que la evaluación teórica y semiempírica que se realiza aquí pueda ser verificada con los resultados obtenidos mediante la realización de las pruebas de carga.

2.1 Descripción de la cimentación

La cimentación que se consideró es una pila aislada en los dos casos de estudio. Cada uno de los casos a analizar se identificará con los nombres, Sitio San Antonio, Sitio Periférico y Sitio Bicentenario, respectivamente. Para el sitio San Antonio se tiene un pila aislada cuyo diámetro medio es de 0.68 m, dicha pila tiene una longitud efectiva de 26.3 m. La pila localizada en el Sitio Periférico tiene una longitud efectiva de 22.5 m; el diámetro medio de dicha pila es de 0.63 m. La resistencia a la compresión del concreto de la pila se determinó con base en resultados de pruebas de compresión en cilindros de concreto de las pilas en estudio, los cuales fueron reportados por Mendoza *et al.*, 2003; tanto para la pila del Sitio San Antonio como del sitio Periférico.



2.2 Modelos geotécnicos

En las figuras 2.1 y 2.2 se muestran los perfiles estratigráficos de los depósitos de suelo para los tres apoyos y las condiciones geotécnicas de cada uno de los sitios de análisis.

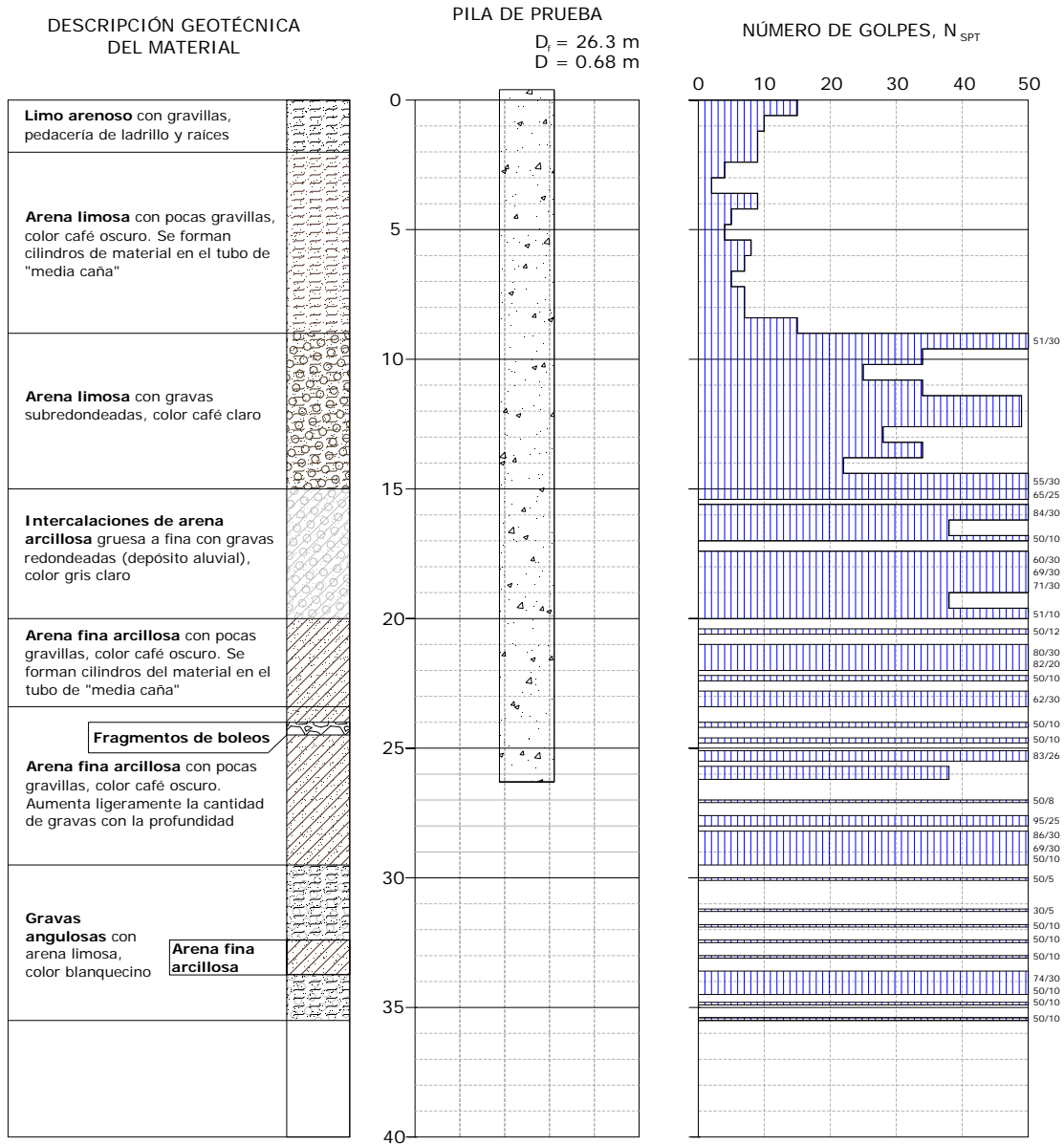


Figura 2.1. Perfil de suelo y esquema de cimentación para el Sitio San Antonio

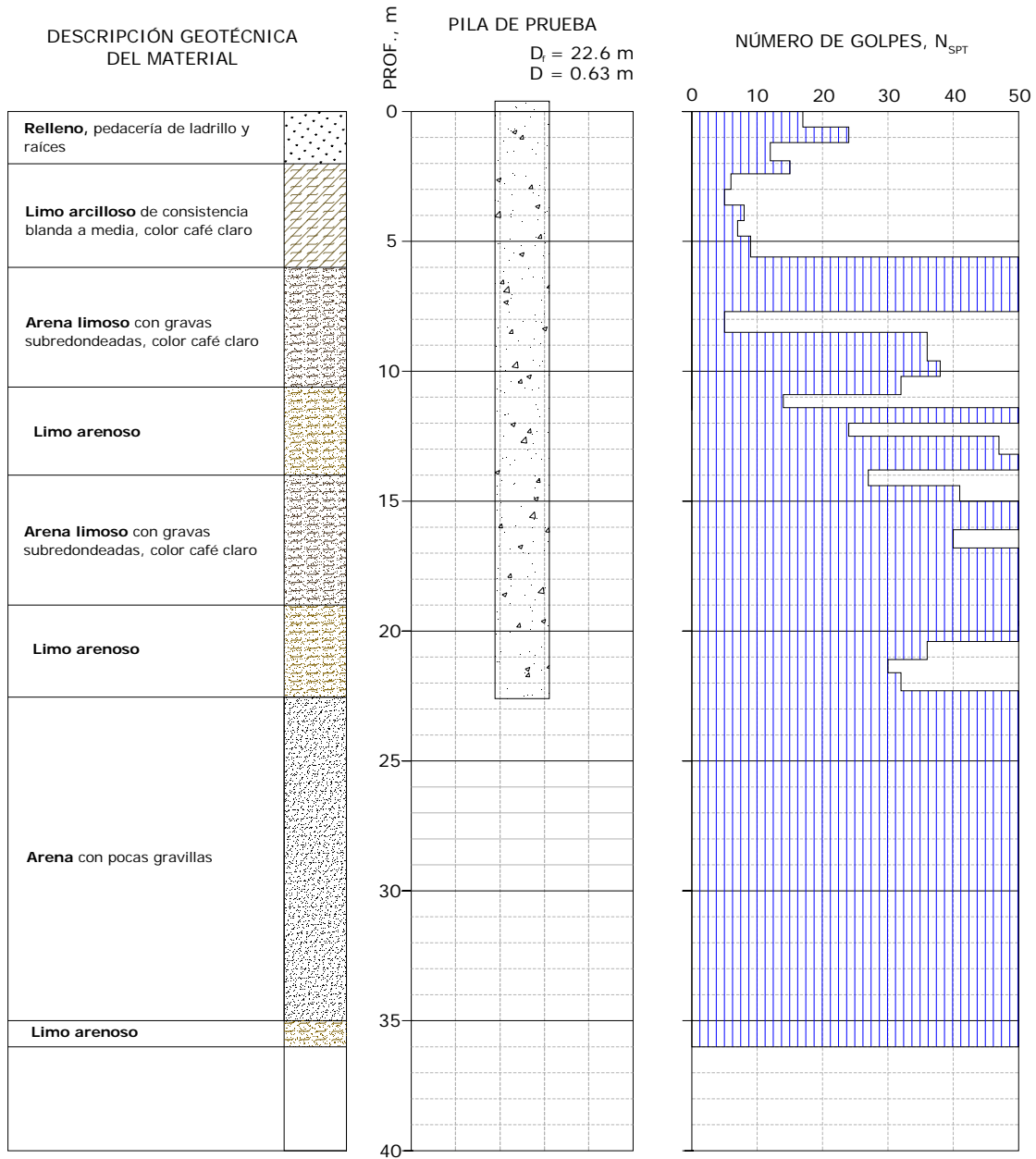


Figura 2.2. Perfil de suelo y esquema de cimentación para el Sitio Periférico



2.3 Combinaciones de carga axial

Para fines de diseño, la capacidad de carga última para las condiciones de compresión, $Q_{u,c}$, sismo-extracción, $Q_{u,s,e}$ y sismo-compresión, $Q_{u,s,c}$, se calcula mediante las expresiones 2.1, 2.2 y 2.3.

$$Q_{u,c} = C_u - P_p \quad [\text{kN}] \quad \text{COMPRESIÓN} \quad (2.1)$$

$$Q_{u,s,e} = C_f + P_p \quad [\text{kN}] \quad \text{SISMO EXTRACCIÓN} \quad (2.2)$$

$$Q_{u,s,c} = C_u - P_p \quad [\text{kN}] \quad \text{SISMO COMPRESIÓN} \quad (2.3)$$

Donde:

C_u : Es la suma de la capacidad de carga por fuste y punta, $C_u = C_f + C_p$

C_f : Es la capacidad de carga por fuste

C_p : Es la capacidad de carga por punta

P_p : El peso propio de la pila.

Los valores correspondientes a la capacidad de carga última por fuste, C_f , se obtienen mediante el producto de la resistencia unitaria por fuste (f_s) y el área perimetral de la pila, y la capacidad de carga última por punta C_p , del producto de la resistencia unitaria por punta (f_p) y el área de la punta de la pila.

2.4 Análisis de capacidad de carga axial

En esta sección se presentan las expresiones y consideraciones para cada uno de los criterios utilizados en el análisis de capacidad de carga axial tanto para arenas y limos, como para arcillas.

Las metodologías empleadas para el análisis, corresponden a los procedimientos para pilas coladas *in-situ* de:

- Capacidad de carga axial en compresión para arenas y arcillas (O' Neill y Reese, 1999)
- Capacidad de carga en arenas (Reese y Wright, 1977)
- Capacidad de carga última neta en arenas y arcillas (Poulos y Davis, 1980)
- FHWA88 Modificado (Federal Highway Administration of the United States) para evaluar la capacidad de carga axial en cimentaciones profundas
- Capacidad de carga para pilas en arenas y arcillas (Decourt, 1995)

Para la aplicación de los métodos enunciados se consideró un número de golpes en pruebas de penetración estándar, N_{SPT} , igual a 50, en los casos en que el reporte de campo, indicaba un número mayor.



2.4.1 Métodos propuestos por O'Neill y Reese

2.4.1.1 Resistencia por fricción en arcillas

El cálculo de la resistencia por fricción en suelos cohesivos (O' Neill y Reese, 1999; Reese *et al.*, 2006) está basado en el método alfa (α) según la siguiente expresión:

$$f_{sz} = \alpha S_u \quad (2.4)$$

Donde:

f_{sz} : Resistencia unitaria por fuste en arcillas a una profundidad z

S_u : Resistencia al cortante no drenada a una profundidad z

α : Factor empírico que varía con la magnitud de la resistencia al cortante no drenada.

La variación del parámetro α obedece a las expresiones 2.5 y 2.6 propuestas por O'Neill y Reese (1999). Estas ecuaciones resultan de pruebas de carga en pilas instrumentadas coladas *in situ*.

$$\alpha = 0.55 \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{P_a} < 1.5 \quad (2.5)$$

y

$$\alpha = 0.55 - 0.10 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right) \quad \text{para} \quad 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5 \quad (2.6)$$

Donde:

P_a : Presión atmosférica = 101.3 kPa

Para todos los casos analizados la relación S_u/P_a no excedió el valor de 2.5.

2.4.1.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia por punta en arcillas fue calculada según la expresión 2.7 de acuerdo a Skempton (1951), la misma que ha sido respaldada según los resultados de pruebas de carga en pilas instrumentadas.

$$f_p = N_c^* S_u \quad (2.7)$$

Donde:

N_c^* : Factor de capacidad de carga, (Skempton, 1951)



S_u : Resistencia al cortante no drenada promedio en un rango de profundidad desde la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma.

El factor de capacidad de carga N_c^* (Skempton, 1951), fue calculado según la expresión 2.8, asumiendo que la pila alcanza la falla (e.g., Vesic, 1972).

$$N_c^* = 1.33(\ln|I_r| + 1) \quad (2.8)$$

Donde:

I_r : Índice de rigidez

Para el caso de los estratos arcillosos se consideró el caso más crítico en donde éste se comporta únicamente como material cohesivo ($\phi=0$). De esta manera, el valor de I_r se calculó mediante la ecuación 2.9:

$$I_r = \frac{E_s}{3S_u} \quad (2.9)$$

Donde:

E_s : Módulo de Young del suelo en condiciones no drenadas = $741N_{spt}$ [kPa]

2.4.1.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia por fricción en suelos arenosos y limosos está basada en el método beta (β) según la expresión 2.10 (O' Neill y Reese, 1999; Reese *et al.*, 2006).

$$f_{sz} = \beta \cdot \sigma'_z \leq 2.1 \text{ tsf} = 200 \text{ kPa} \quad (2.10)$$

Donde:

f_{sz} : Resistencia unitaria por fuste en arenas a una profundidad z

σ'_z : Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z

β : Factor que combina la influencia del coeficiente de presión lateral de tierras y la tangente del ángulo de fricción en la interfaz del concreto con el suelo.

El valor límite de f_{sz} indicado en la ecuación 2.10 no es un límite teórico, sin embargo es el máximo valor medido en pruebas experimentales (Owens y Reese, 1982). El uso de valores más altos, puede justificarse según los resultados de pruebas de carga para cada proyecto en particular.

Así, el valor del parámetro β , fue calculado mediante la expresión 2.11.



$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)} ; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (2.11)$$

Sin embargo, para un número de golpes N_{60} menor o igual a 15, β fue calculado según la relación 2.12.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15}(1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)}) ; \quad N_{60} \leq 15 \quad (2.12)$$

Donde:

Z : Profundidad en metros, y

N_{60} : Número de golpes SPT, corregido por la energía del martillo.

2.4.1.4 Resistencia por puntas en arenas

La capacidad de carga unitaria por punta fue calculada según la expresión 2.13 para un número de golpes N_{60} promedio desde la punta de la pila hasta una profundidad igual a 2 veces el diámetro.

$$f_p = 0.0575N_{60} \leq 2.90 \text{ [MPa]} \quad \text{Para } L \geq 10 \text{ m} \quad (2.13)$$

Donde:

L : Longitud de la pila

La ecuación 2.13, fue formulada para el diseño de pilas coladas *in situ* en suelos granulares, donde se espera, alcancen un desplazamiento del 5% del diámetro de su base, según datos experimentales (O' Neill y Reese, 1999).

2.4.2 Método propuesto por Reese y Wright

El cálculo de la capacidad de carga propuesto por Reese y Wright está basado en resultados de pruebas de carga (Reese y Wright, 1977; McGregor y Duncan 1998) y es únicamente aplicable para suelos arenosos.

2.4.2.1 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia unitaria por fuste f_s es igual a:

$$f_s = \frac{N_{60}}{34} \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } N_{60} \leq 53 \quad (2.14)$$

y



$$f_s = \left(\frac{N_{60} - 53}{450} + 1.6 \right) \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } 53 < N_{60} \leq 100 \quad (2.15)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes, corregido por energía a lo largo de la pila

2.4.2.2 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta f_p está dada por las expresiones 2.16 y 2.17.

$$f_p = \frac{2}{3} N_{60p} \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } N_{60p} \leq 60 \quad (2.16)$$

$$f_p = 40 \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } N_{60p} > 60 \quad (2.17)$$

Donde:

N_{60p} : Número de golpes corregido por energía promedio desde la punta de la pila hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la pila .

2.4.3 Métodos propuestos por Poulos y Davis

2.4.3.1 Resistencia por fricción en arcillas

Para calcular la resistencia unitaria por fuste f_s en pilas coladas en estratos arcillosos, se utilizó la expresión 2.18.

$$f_s = C_a \quad (2.18)$$

Donde:

C_a : Adherencia no drenada entre el suelo y la pila a la profundidad Z .

El valor de C_a varía considerablemente debido a varios factores, incluyendo el tipo de suelo, tipo de pila y su método de instalación. Diferentes investigadores han realizado varios intentos para correlacionar el valor de C_a con la resistencia al cortante no drenada S_u en pilas de desplazamiento, Tomlinson (1957,1970), Peck (1958), Woodward *et al.* (1961), Coyle y Reese (1966), Vesic (1967), Morgan y Poulos (1968), McClelland (1972) y McClelland (1974). Sin embargo, para pilas coladas *in situ*, el valor de C_a/S_u no ha sido tan ampliamente reportado. Los datos que existen están relacionados con los resultados de la arcilla de Londres.



El factor C_a/S_u medido en la arcilla de Londres indica valores entre 0.25 y 0.70 según Golder y Leonard (1954), Tomlinson (1957) y Skempton (1959). El valor adoptado conservadoramente para el análisis fue de 0.45.

2.4.3.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia unitaria por punta para arenas recomendada por Poulos y Davis (1980) fue estimada según la ecuación 2.19.

$$f_p = (S_u N_c + \sigma_{vb}) \quad (2.19)$$

Donde:

S_u : Resistencia al cortante no drenada

N_c : Factor de capacidad de carga

σ_{vb} : Esfuerzo vertical efectivo en la punta de la pila (Vesic, 1967).

El factor de capacidad de carga N_c ha sido estimado por varios investigadores como Skempton (1951, 1959), Sowers (1961), Mohan (1961a, 1961b) y Ladanyi (1963). Este último propone la expresión 2.20 para una pila de sección de base circular.

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3S_u} \right) \right] \quad (2.20)$$

Donde:

N_c : Factor de capacidad de carga (Ladanyi, 1963)

S_u : Resistencia al cortante no drenada promedio en un rango de profundidad desde la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma.

2.4.3.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia por fricción de una pila en arenas está dada por la expresión 2.21 (Poulos y Davis, 1980).

$$f_s = \sigma'_v K_s \tan \phi'_a \quad (2.21)$$

Donde:

σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo a lo largo de la pila

K_s : Coeficiente de presión lateral de tierras (Meyerhof, 1956)

$\tan \phi'_a$: Tangente del ángulo de fricción en la interfaz suelo-pila (Meyerhof, 1956).

Para la aplicación de este método se consideró que la resistencia por fuste de una pila no necesariamente incrementa linealmente con la profundidad (Vesic, 1967 y Kerisel, 1961), dado que el valor del esfuerzo efectivo σ'_v alcanza un valor constante a una profundidad crítica, z_c . El uso de esta distribución de esfuerzos, permite observar dos características en el suelo: una resistencia última de fuste promedio y una resistencia última de punta constante a cierta profundidad de penetración. En la Figura 2.3 se observa la relación entre z_c/d y el ángulo de fricción interna, ϕ , donde d corresponde al diámetro de la pila.

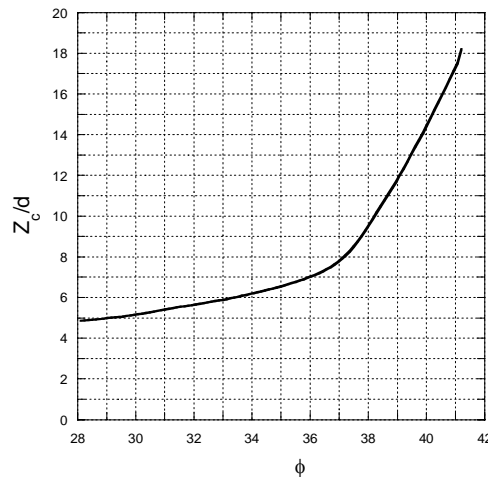


Figura 2.3 Variación de z_c/d y ϕ

Para conocer los parámetros K_s y $\tan \phi'_a$ se usaron las gráficas propuestas por Meyerhof (1976), las mismas que se encuentran relacionadas con ϕ'_1 , el ángulo de fricción de la pila en la interfaz suelo-pila. El valor de ϕ'_1 se estimó según la expresión 2.22 sugerida por Kishida (1967), considerando un valor mínimo y máximo de ϕ'_1 igual a 32° y 38° respectivamente.

$$\phi'_1 = \sqrt{20N_{\text{spt}}} + 15^\circ \quad (2.22)$$

Donde:

N_{spt} : Número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar

De tal forma, que el ángulo de fricción interna para pilas coladas *in situ* recomendado por Meyerhof (1976), quedó definido por:

$$\phi = \phi'_1 - 3^\circ \quad (2.23)$$

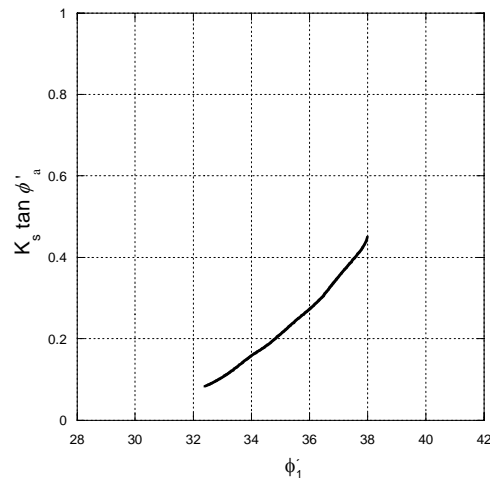


Figura 2.4 Variación de ϕ'_1 con $K_s \tan \phi'_a$, donde $\phi'_1 = \phi$ (Meyerhof, 1976)

Los valores mostrados en la Figura 2.4 asumen que $\phi'_a = 0.75\phi'$, donde ϕ' es el ángulo de fricción interna sugerido por Meyerhof (1956) y son consistentes para pilas coladas *in situ*, aunque son más conservadores que los recomendados por Reese, *et al.* (1976).

2.4.3.4 Resistencia por punta en arenas

Para obtener la resistencia unitaria por punta en arenas, se utilizó la expresión 2.24:

$$f_p = \sigma'_{vb} N_q \quad (2.24)$$

Donde:

σ'_{vb} : Esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila (Vesic, 1967)

N_q : Factor de capacidad carga recomendado por Berezantzev *et al.*, (1961), evaluado según el valor de ϕ , de acuerdo a la expresión 2.23 y la Figura 2.5.

Los valores de N_q están relacionados indirectamente a un número de golpes N_{60p} promedio, para profundidades de la punta de la pila a dos veces el diámetro de ésta.

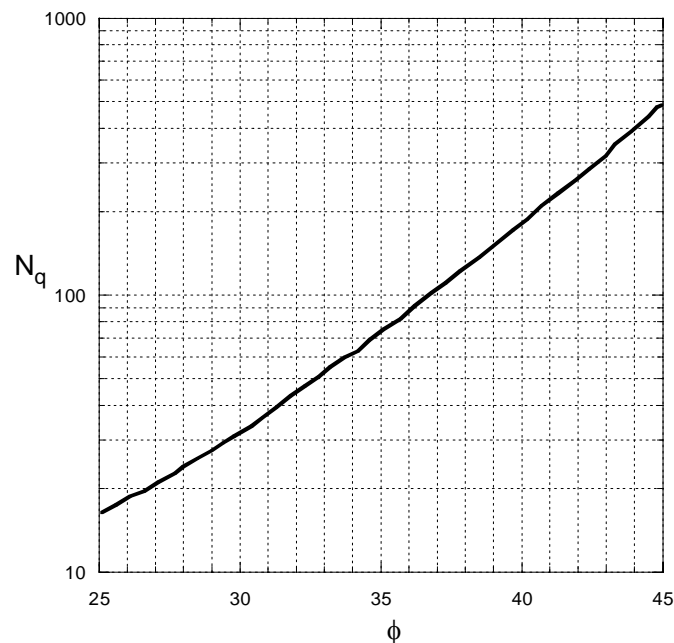


Figura 2.5 Relación entre N_q y ϕ (Berezantzev et al., 1961)

2.4.4 Método de la FHWA88 Modificado

El criterio propuesto por Wysockey es una adaptación del presentado en el manual de la Federal Highway Administration FHWA88 (1999) el cual considera el criterio propuesto por Reese y O'Neill, 1988. El resultado de la actualización de este método es el FHWA88 modificado.

Para la aplicación de este criterio se deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Longitud de pila mayor a 4.5 m
- Diámetro de la pila mayor a 0.3 m
- Las pruebas de capacidad de carga por punta de la pila deben alcanzar un desplazamiento de al menos 4% de su diámetro o la curva-desplazamiento debe mostrar un “pico”
- Las pruebas de capacidad por fricción deben alcanzar un desplazamiento de al menos 13 mm
- La pila falla al exceder la capacidad portante del suelo (no la capacidad estructural)



- Los valores de N_{60} no deben exceder los 75 golpes.

2.4.4.1 Resistencia por fricción en arcillas

El método FHWA88 modificado permite evaluar la resistencia unitaria a la fricción de arcillas usando la variable α propuesta por Chen y Kulhawy (1994), la misma que se enuncia en la expresión 2.25.

$$\alpha = 0.31 + 0.17 \left(\frac{P_a}{S_u} \right) \leq 1 \quad (2.25)$$

De tal forma que la resistencia f_s queda expresada como:

$$f_s = \alpha S_u < 260 \text{ kPa} \quad (2.26)$$

2.4.4.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia unitaria por punta no sufrió cambios, con respecto al método original de la FHWA 88. Sin embargo, no se basa en una variación del factor de capacidad de carga, N_c , como lo plantea O'Neill y Reese (1999), sino que considera un valor de $N_c = 9$, de tal forma que la resistencia queda expresada como:

$$f_p = 9 S_u \quad (2.27)$$

2.4.4.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia unitaria por fuste se calculó según la expresión 2.28.

$$f_s = 4N_{60} \quad [\text{kPa}] \quad (2.28)$$

Donde:

L : Longitud de la pila

N_{60} : Número de golpes corregido por energía a lo largo de L .

2.4.4.4 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta se evaluó con los valores de N_{60} promedio, obtenido del estrato bajo la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma, según la expresión 2.29.



$$f_p = 67 N_{60} \quad [\text{kPa}] \quad (2.29)$$

2.4.5 Métodos propuestos por Decourt

Basados en el método propuesto por Decourt (1995), se evaluó la capacidad de carga de las pilas según el número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar y coeficientes aplicados de acuerdo al tipo de suelo.

2.4.5.1 Resistencia por fricción en arcillas

La resistencia unitaria por fuste f_s está dada por la expresión 2.30.

$$f_s = (2.8N_{60} + 10) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.30)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes corregido por energía a lo largo de la longitud de la pila

2.4.5.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia unitaria por punta f_p está dada por la expresión 2.31

$$f_p = K_2 N_{60p} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.31)$$

Donde:

K_2 se tomó igual a 80

N_{60p} : Promedio de N_{60} de los estratos en donde se desarrolla el mecanismo de falla de la pila (desde la punta hasta dos veces el diámetro de la pila)

2.4.5.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia unitaria por fuste f_s está dada por la expresión 2.32.

$$f_s = 0.6(2.8N_{60} + 10) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.32)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes corregido por energía a lo largo de la longitud de la pila



2.4.5.4 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta f_p está dada por la expresión 2.33

$$f_p = K_2 N_{60p} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.33)$$

Donde :

K_2 : 165 (arenas), 115 (limos arenosos) y 100 (limos arcillosos)

N_{60p} : Promedio de N_{60} de los estratos en donde se desarrolla el mecanismo de falla de la pila (desde la punta hasta dos veces el diámetro de la pila).



2.4.6 Resumen de los criterios utilizados para el cálculo de la capacidad de carga axial

En la tabla 2.1 y 2.2 se muestra un resumen de los criterios descritos anteriormente para llevar a cabo el cálculo de la capacidad de carga axial última en arcillas y en arenas respectivamente.

Tabla 2.1 Resumen de los criterios utilizados (Capacidad de carga axial en arcillas)

CRITERIO	f_s	f_p	% Def (punta)	Consideraciones
O' Neill y Reese (1999)	αS_u	$N_c^* S_u$	Asumiendo que alcanza la falla (Vesic, 1972)	$\alpha = 0.55 \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.50 \quad ;$ $\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right) \text{ para } 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5$ <p>Los primeros 1.5 m no contribuyen a la capacidad de la pila.</p> $N_c^* = 1.33(\ln I_r + 1) \quad ; \quad I_r = \frac{E_s}{3S_u} \quad ; \quad E_s = 741N_{spt}$ <p>Pa: Presión atmosférica = 101.3 kPa</p>
Reese y Wright (1977)				<ul style="list-style-type: none"> Únicamente es aplicable para arenas
Poulos y Davis (1980)	C_a	$(S_u N_c + \sigma_{vb})$	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> σ'_v constante a partir de profundidad crítica z_c (Vesic, 1967). $C_a/S_u = 0.45$ Golder y Leonard (1954) Tomlinson (1957) Skempton (1959) $N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3S_u} \right) \right]$
FHWA 88 Modificado, Wysockey (1999)	$\alpha S_u < 260 \text{ kPa}$	$9S_u$	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> $\alpha = 0.31 + 0.17 \left(\frac{P_a}{S_u} \right) \leq 1$
Decourt (1989, 1995)	$(2.8N_{60} + 10)$ [kN/m ²]	$K_2 N_{60p}$ [kN/m ²]	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> $K_2 = 80$

**Tabla 2.2 Resumen de los criterios utilizados (Capacidad de carga axial en arenas y limos)**

CRITERIO	f_s	f_p	% Def (punta)	Consideraciones
O' Neill y Reese (1999)	$\beta \sigma'_z \leq 2.1 \text{ tsf}$ (200kPa)	$0.0575N_{60p} \leq 2.90 \text{ MPa};$ $L \geq 10 \text{ m}$	5% Diámetro de la pila	<ul style="list-style-type: none"> El valor de f_s es el máximo medido en pruebas experimentales (Owens y Reese, 1982) $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245 \sqrt{Z})$ para $N_{60} \leq 15$ $\beta = 1.5 - 0.245 \sqrt{Z(m)}$ $0.25 \leq \beta \leq 1.20$ para $N > 15$
Reese y Wright (1977)	Para $N_{60} \leq 53$: $\frac{N_{60}}{34}$ [tsf] Para $53 < N_{60} \leq 100$: $\left(\frac{N_{60} - 53}{450}\right) + 1.6$	Para $N_{60} \leq 60$, $\frac{2}{3}N_{60}$ [tsf]; Para $N_{60} > 60$, 40 [tsf];	5% Diámetro de la pila	<ul style="list-style-type: none"> N_{60}, número de golpes corregido por energía
Poulos y Davis (1980)	$\sigma'_v K_s \tan \phi'_a$	$\sigma'_{vb} N_q$	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> σ'_v constante a partir de profundidad crítica z_c. (Vesic 1967). $\phi'_1 = \sqrt{20 N_{spt}} + 15^\circ$; $32^\circ \leq \phi'_1 \leq 38^\circ$ $\phi = \phi'_1 - 3^\circ$, Meyerhof (1976) $K_s \tan \phi'_a = f(\phi'_1)$ $N_q = f(\phi)$. Berezantzev <i>et. al.</i>, 1961
FHWA 88 Modificado, Wysockey, (1999)	$4N_{60}$ [kPa]	$67N_{60}$ [kPa]	4% Diámetro de la pila	<ul style="list-style-type: none"> Longitud de pila mayor a 4.5 m. Diámetro > 0.30 m Las pruebas de capacidad de carga por punta de la pila deben alcanzar un desplazamiento de al menos 4% de su diámetro o la curva-desplazamiento debe mostrar un "pico" Las pruebas de capacidad por fricción



				<p>deben alcanzar un desplazamiento de al menos 13 mm.</p> <ul style="list-style-type: none">• La pila falla al exceder la capacidad portante del suelo (no la capacidad estructural)• Los valores de N_{60} no deben exceder los 75 golpes
Decourt, (1995)	$0.6 (2.8 N_{60} + 10)$ [kN/m ²]	$K_2 N_{60p}$ [kN/m ²]	No se indican datos	$K_2 = 165$ (arenas), 115 (limos arenosos) y 100 (limos arcillosos)

2.4.7 Método de Mandolini. Aportación de la zapata a la capacidad de carga

En la Figura 2.6 se observan 22 datos recopilados por Mandolini *et al.* (2005), en donde la carga que toma la losa Q_R , es un porcentaje de la carga total aplicada a la cimentación Q_T . Q_R/Q_T está graficada con respecto a una cantidad adimensional denominada factor de área de la zapata $(A_G/A)/(s/d)$, donde A_G es el área ocupada entre las pilas, A es el área total de la zapata, s la distancia centro a centro de pilas contiguas y d es el diámetro de la pila.

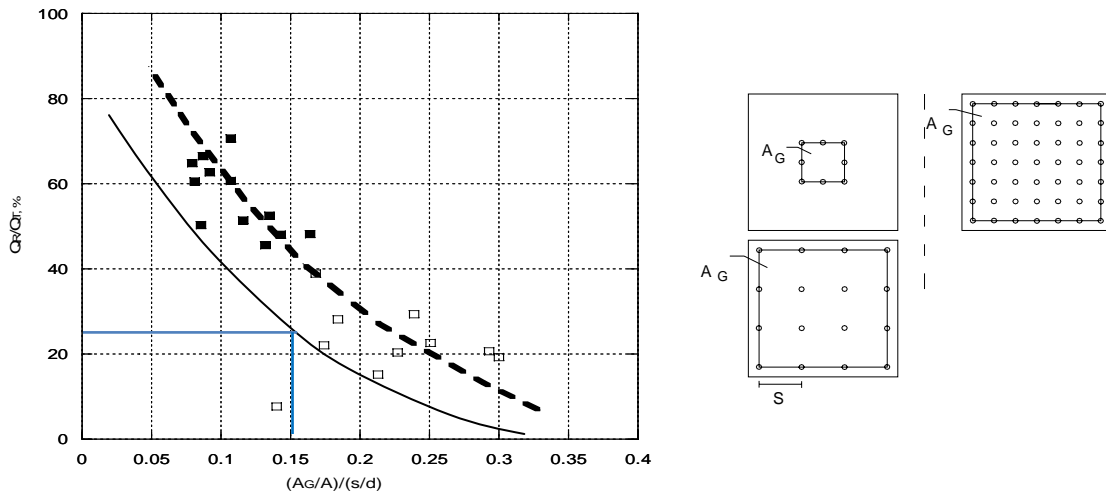


Figura 2.6. Carga compartida versus el factor de área $(A_G/A)/(s/d)$ (Mandolini *et al.* 2005)

2.5 Análisis de capacidad de carga axial para las pilas de prueba

A continuación se presentan los resultados del análisis de capacidad de carga obtenido aplicando las metodologías descritas en el apartado 2.4. En la tabla 2.3 y 2.4 se resumen los valores de la capacidad de carga última para las pilas del sitio San Antonio y Periférico, lo cuales se definen con toda precisión en el apartado 4 del presente trabajo.

Tabla 2.3 Capacidad de carga última estimada para el sitio San Antonio

Criterio	Capacidad de carga última (kN)	Deformación (m)
Reese and Wright (1977)	6094	
Decourt (1995)	6184	0.0340 (0.05 D)
O'Neill and Reese (1999)	6887	
Wysockey (1999)	8150	0.0272 (0.04 D)

Nota: D es el diámetro de la pila

**Tabla 2.4 Capacidad de carga última estimada para el sitio Periférico**

Criterio	Capacidad de carga última (kN)	Deformación (m)
Reese and Wright (1977)	5669	
Decourt (1995)	5895	0.0340 (0.05 D)
O'Neill and Reese (1999)	6288	
Wysockey (1999)	7551	0.0272 (0.04 D)

Nota: D es el diámetro de la pila



3 CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO SOMETIDO A CARGA LATERAL

Un punto clave en el diseño de pilas de cimentación es la determinación de la capacidad de carga lateral, aunque deberá siempre revisarse la magnitud de los desplazamientos admisibles. Para los dos apoyos en estudio, se revisaron las condiciones de capacidad de carga lateral en detalle, considerándolos como pilas aisladas, obteniéndose la distribución de elementos mecánicos en la pila y su correspondiente deformada, para revisar los niveles de carga a los que estará sometida la pila por el efecto de carga lateral.

3.1 Resistencia última del suelo

3.1.1 Criterio del American Petroleum Institute (API)

Arcillas

Para materiales arcillosos blandos, el American Petroleum Institute (API, 1993) recomienda calcular la capacidad de carga última, P_u , utilizando las siguientes expresiones:

$$P_u = 3c + \gamma X + Jc \frac{X}{D} \quad (3.1)$$

$$P_u = 9c \text{ para } X \geq X_R \quad (3.2)$$

Donde :

P_u : Resistencia última (en psi o kPa)

c : Resistencia cortante no drenada para muestras de arcillas inalteradas (en psi o kPa)

D : Diámetro de la pila (en pulgadas o mm)

γ : Peso volumétrico efectivo del suelo (en lb/in³ o MN/m³)



J : Constante empírica adimensional, que toma valores en un rango de 0.25 a 0.50, los cuales se obtuvieron de pruebas de fluencia. En los casos revisados en este informe se tomó $J= 0.5$, para arcillas blandas y $J= 0.25$ para arcillas duras.

X : Profundidad por debajo de la superficie del suelo (en pulgadas o mm)

X_R : Profundidad por debajo de la superficie del suelo, por debajo del quiebre que define la reducción de resistencia (en pulgadas o mm).

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

Para una condición de esfuerzos constantes con la profundidad, el valor mínimo puede ser 2.5 veces D .

Cabe hacer notar que cuando la resistencia varía con la profundidad se deberá tomar el menor de los valores calculados con las expresiones 3.1 y 3.2, como P_u .

Arenas

Por otro lado, se ha visto que la capacidad de carga lateral última para arenas presenta variaciones en un rango que está definido por las expresiones 3.3 y 3.4; estas expresiones se especifican para calcular P_u en depósitos de suelo poco profundos (ecuación 3.3) y para depósitos profundos (ecuación 3.4), como sigue:

$$P_{u_s} = (C_1 \cdot H + C_2 \cdot D) \cdot \gamma \cdot H \quad (3.3)$$

$$P_{u_d} = C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot H \quad (3.4)$$

Donde :

P_u : Resistencia última (fuerza/unidad de longitud), (en lb/in o kN/m), la que resulte menor de las expresiones 3.3 y 3.4.

γ : Peso volumétrico efectivo del suelo (lb/in³ o kN/m³)

H : Profundidad (en pulgadas o m)

ϕ' : Ángulo de fricción interna de la arena, en grados

C_1, C_2, C_3 : Coeficientes determinados de la Figura 3.1, y son función de ϕ'

D : Diámetro promedio de la pila de la superficie a la profundidad de interés (en pulgadas o metros).

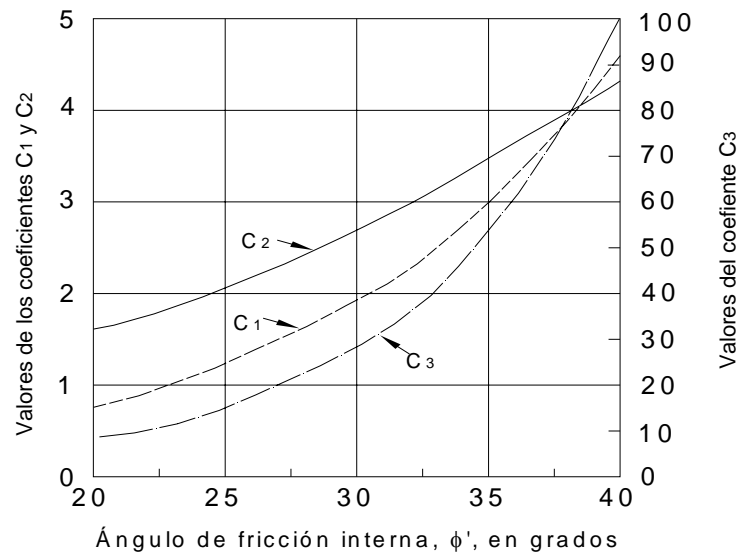


Figura 3.1. Coeficientes C_1 , C_2 y C_3 en función de ϕ' para determinar P_u

Resistencia última del suelo para pilas aisladas

En esta sección la resistencia última del suelo se determinó con las expresiones presentadas anteriormente para las pilas aisladas de los sitios en donde se practicaron pruebas de carga lateral, en la tabla 3.1 se muestra las profundidades de desplante de las pilas en las cuales se llevaron a cabo las pruebas de carga lateral. Las distribuciones de la resistencia última con la profundidad se muestran en las Figuras 3.2 a 3.4.

Tabla 3.1 Información de las pilas analizadas por carga lateral

Sitio	Profundidad de desplante de pilas (m)	Diámetro de la pila (m)
San Antonio, PCLS	25.6	0.63
San Antonio, PCLC	25.6	0.68
Periférico	20.8	0.68

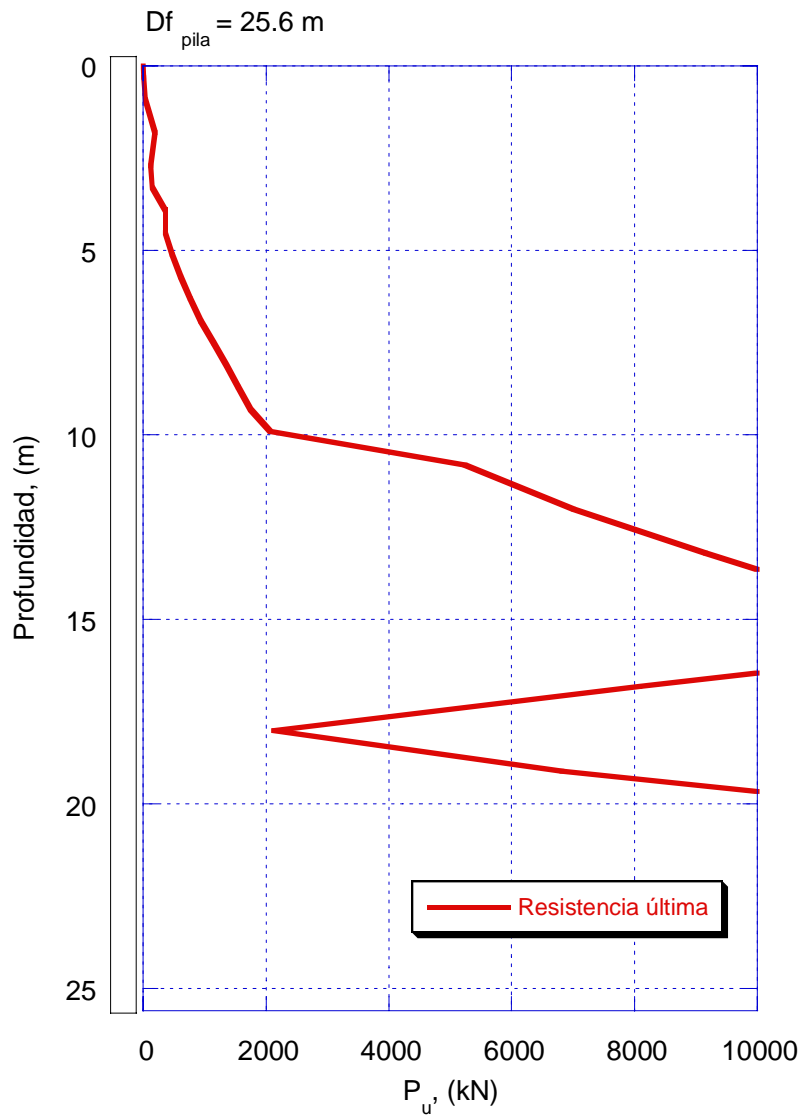


Figura 3.2. Perfil de resistencia última del suelo ante carga lateral para la pila localizada en el Sitio San Antonio, PCLS

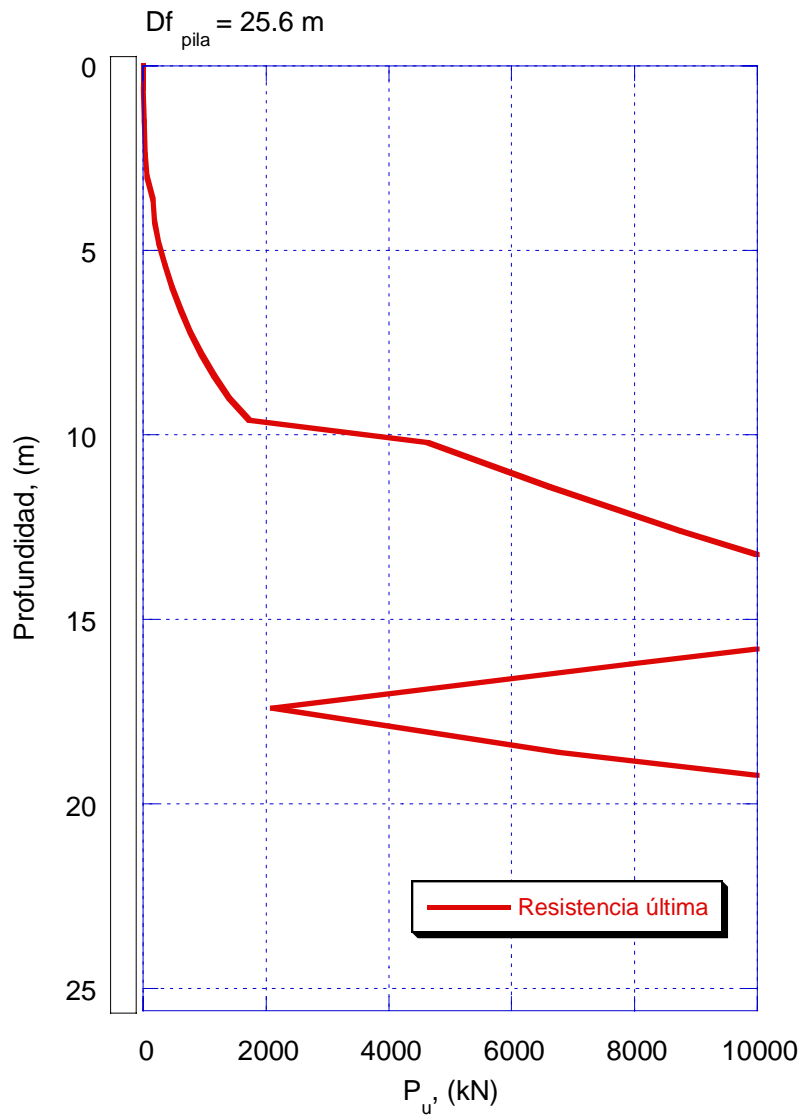


Figura 3.3. Perfil de resistencia última del suelo ante carga lateral para la pila localizada en el Sitio San Antonio, PCLC

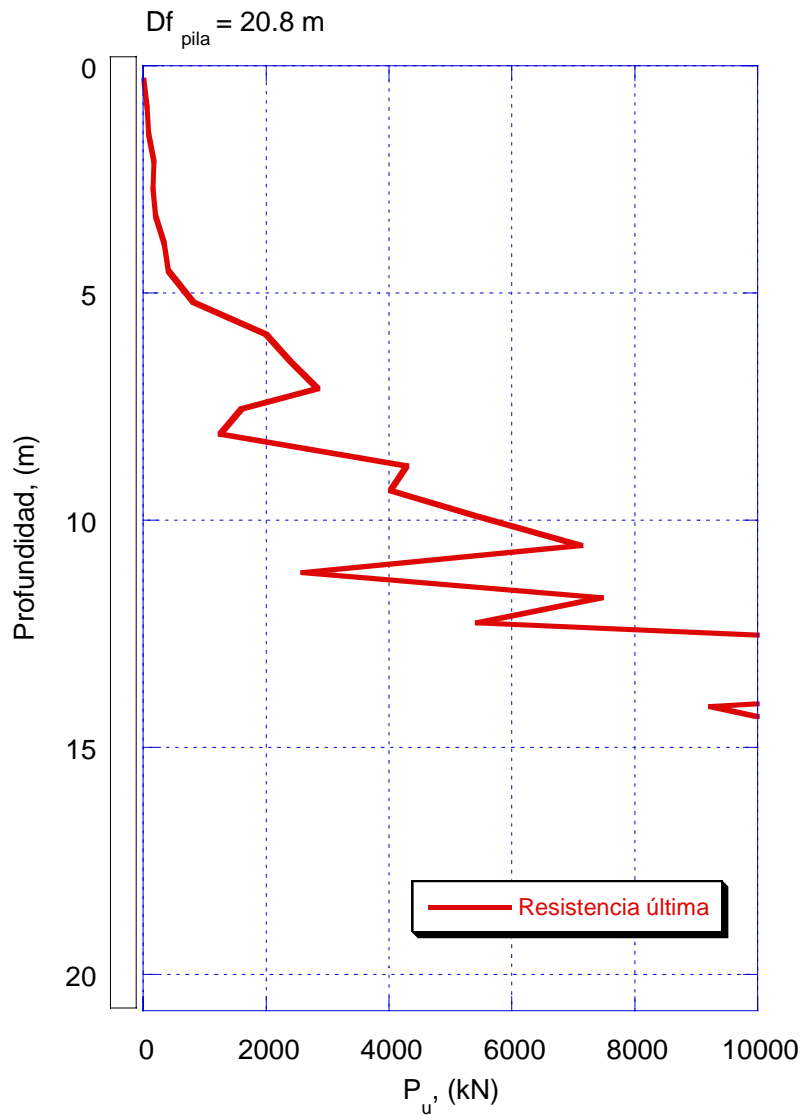


Figura 3.4. Perfil de resistencia última del suelo ante carga lateral para la pila localizada en el Sitio Periférico



3.2 Generación de curvas p-y

Como ya se mencionó, para llevar a cabo los análisis de interacción suelo-pila se requieren obtener las relaciones de carga lateral-desplazamiento lateral, usualmente denominadas curvas p-y. En seguida se describe cómo se obtuvieron para este estudio.

Curva p-y para arcillas blandas

Para arcillas blandas se utilizó la siguiente expresión para construir las curvas p-y (Desai y Kuppusamy, 1968):

$$\frac{p}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (3.5)$$

Curva p-y para arcillas rígidas

En el caso de arcillas rígidas la expresión empleada para la construcción de las curvas p-y es:

$$\frac{p}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/4} \quad (3.6)$$

Donde para ambas expresiones tenemos:

p_u : Resistencia lateral última (kPa)

p : Resistencia lateral (kPa)

y : Deflexión lateral (m)

y_c : $2.5\varepsilon_c D$, es la deflexión lateral de referencia (m)

D : Diámetro de la pila (m)

ε_c : 0.02, para arcillas blandas

ε_c : 0.01, para arcillas rígidas

Curva p-y para arenas

Por otro lado para construir las curvas p-y para las arenas se usó (API, 1993):

$$P = A \cdot P_u \cdot \tanh \left[\frac{k \cdot H}{A \cdot P_u} \cdot y \right] \quad (3.7)$$

Donde :

A, es un factor para cuantificar la condición de carga cíclica o estática. $A = 0.9$ para carga cíclica



$$A = \left(3.0 - 0.8 \frac{H}{D} \right) \geq 0.9 \text{ para carga estática}$$

P_u : Capacidad de carga última en la profundidad H , lb/in (kN/m)

k : Módulo de reacción inicial del subsuelo (lb/in³ o kN/m³).

y : Deflexión lateral (en pulgadas o metros)

H : Profundidad (en pulgadas o metros)

El módulo de reacción inicial del subsuelo se puede obtener de la Figura 3.5, en función del ángulo de fricción interna efectiva, ϕ' .

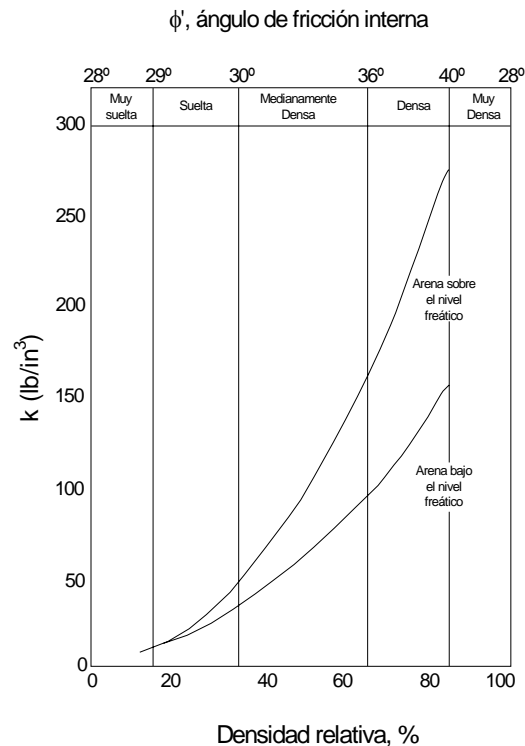


Figura 3.5 Módulo de reacción del suelo en función de la densidad relativa (API, 1993)

Una forma alterna de estimar el módulo de reacción del subsuelo, k , es mediante la expresión propuesta por Pyke y Beikae (1983), en función del módulo de elasticidad secante, E_s , obtenido con la relación de Yoshida y Yoshinaka (1972), planteada a partir del valor de N_{70} , número de golpes para la prueba de penetración estándar, corregido por energía del martillo al 70%; estas expresiones se presentan a continuación:

$$E_s = 650N_{70} \quad (3.8)$$



$$k = \frac{1.8E_s}{D} \text{ para arcillas} \quad (3.9)$$

$$k = \frac{E_s}{D} \text{ para arenas} \quad (3.10)$$

Donde :

E_s : Módulo de elasticidad secante (kPa)

N : Número de golpes para la prueba de penetración estándar, corregido por energía del martillo al 70%

k : Módulo de reacción del subsuelo (kN/m^3)

D : Diámetro de la pila, m

El valor de N_{70} se determinó con la siguiente expresión:

$$N_{70} = \eta_1 N_{spt} \quad (3.11)$$

$$\eta_1 = \frac{E_r}{E_{rb}}$$

Donde :

E_r : Energía real, igual a 80 para el martillo de seguridad

E_{rb} : Energía estándar de SPT.

Cálculo de curvas p-y

A continuación se presentan las curvas p-y que representan el comportamiento no lineal de suelo a diferentes profundidades, para los dos sitios estudiados (Figuras 3.6 a 3.8).

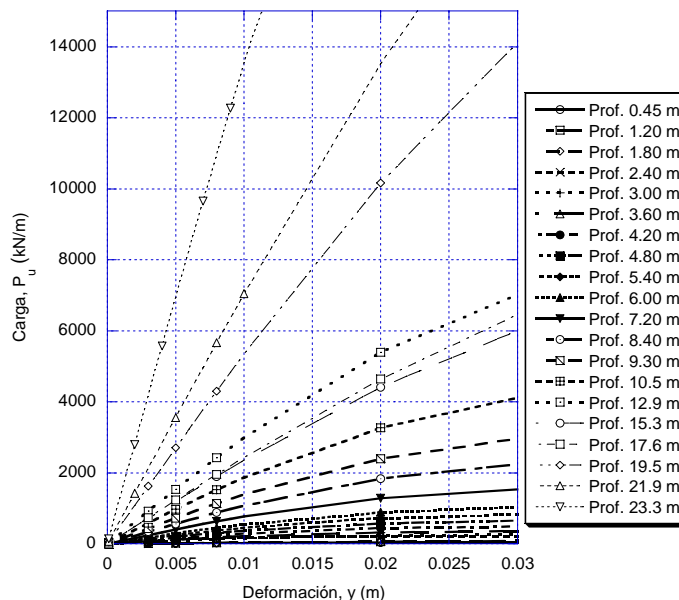


Figura 3.6 Curvas p-y para el sitio San Antonio, PCLS

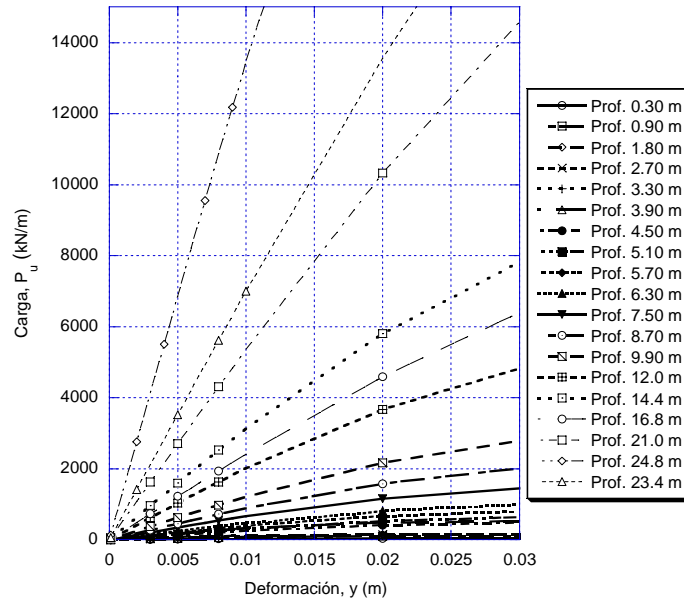


Figura 3.7 Curvas p-y para el sitio San Antonio, PCLC

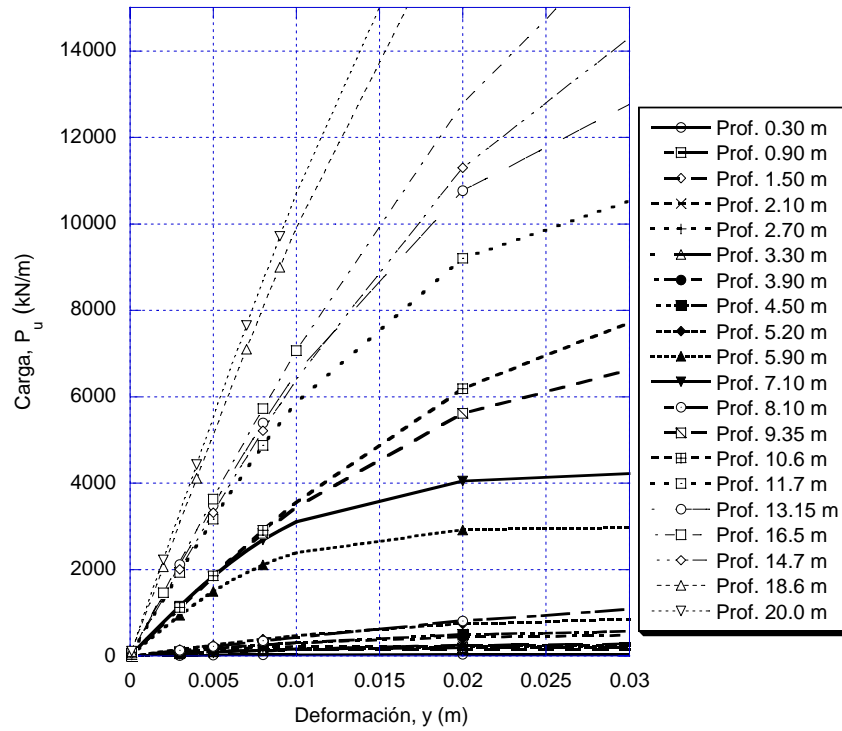


Figura 3.8 Curvas p-y para el Sitio Periférico

3.3 Modelado de la respuesta de pilas ante carga lateral

Los sistemas suelo-pila suelen representarse mediante elementos lineales que usualmente son reemplazados por resortes lineales o no-lineales (ver Figura 3.9). Estos resortes sirven de interfaz entre la pila y el suelo, los cuales transmiten las cargas y deformaciones que se presentan en el sistema debido a una sollicitación (e.g. carga lateral inducida por sismo). A menudo, el método de elementos finitos es usado para resolver las ecuaciones diferenciales que rigen la deformación en la viga (elástica) de cimentación (Desai y Kuppusamy, 1968).

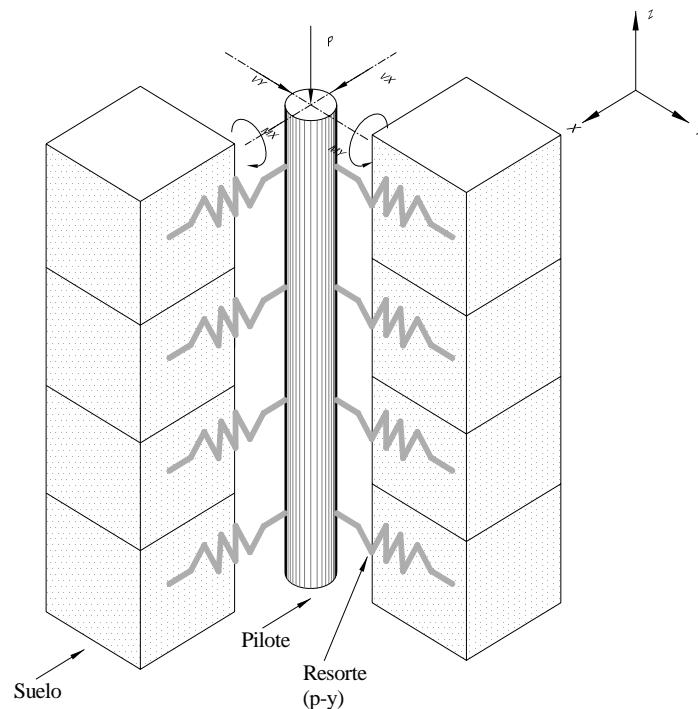


Figura 3.9 Representación esquemática de un sistema suelo-pila

En este trabajo se utilizó el programa (SSTIN-IDE) desarrollado por Desai y Kuppusamy (1968), que emplea el método de elementos finitos para obtener el comportamiento de sistemas suelo-pila. El programa se aplica a problemas de pilas con cargas axiales y laterales, además de muros de retención.

El procedimiento involucra el análisis del sistema estructural como una serie de elementos unidimensionales. El suelo es simulado usando resortes equivalentes, lineales y no lineales, colocados en las intersecciones o nodos de los elementos. Los elementos estructurales son considerados como elementos viga sujetos a carga lateral en las direcciones x y y , y carga axial en la dirección z .

Los desplazamientos nodales se multiplican por la constante del resorte para obtener el valor p , de un nodo dado. El parámetro p es la resistencia equivalente del suelo actuando en cada nodo.

Con el fin de incorporar el comportamiento no-lineal del suelo, se emplea un procedimiento de incrementos de carga. La carga total es dividida entre el número de incrementos. Para cada incremento el comportamiento es tomado de forma lineal, pero para incluir aproximadamente el comportamiento no-lineal, se permite el cambio en la rigidez del resorte de un incremento a otro. Así, el comportamiento del suelo es función del estado de esfuerzos y deformaciones. Las curvas de resistencia–deformación (p - y) para el comportamiento lateral son simuladas usando una función matemática basada en el modelo Ramberg-Osgood generalizado (ver Figura 3.10). La resistencia lateral del suelo (p), es expresada en función de los desplazamientos u como:

$$p = \frac{(k_0 - k_f)u}{\left[1 + \left(\frac{(k_0 - k_f)u}{p_f}\right)^m\right]^{1/m}} \quad (3.12)$$

Donde, k_0 es la rigidez inicial del resorte, k_f es la rigidez final del resorte, p_f es la carga correspondiente al punto de fluencia y m es el orden de la curva. Cuando la relación se reduce a una ley hiperbólica, $m = 1$, $k_f = 0$ y $p_f = p_u$ (p_u es la resistencia última del suelo), la expresión se simplifica como:

$$p = \frac{u}{a + bu} \quad (3.13)$$

Donde, $1/a = k_0$ y $1/b = p_u$

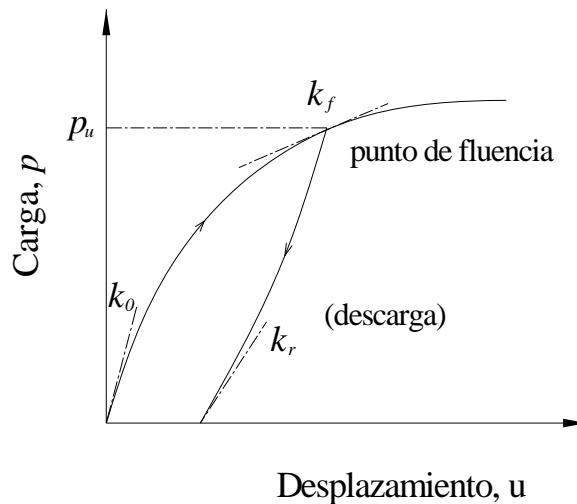


Figura 3.10 Modelo Ramberg-Osgood

3.4 Análisis del comportamiento suelo pila

Se llevó a cabo el análisis del comportamiento suelo-pila para las pilas aisladas de los dos sitios en donde se cuenta con resultados de pruebas de carga. Se hace notar que en el sitio denominado San Antonio se llevaron a cabo dos pruebas de carga lateral, en una de ellas se procedió a aplicar la carga al nivel del terreno natural (PCLS) mientras que en la otra (PCLC) se realizó una excavación a los 1.5 metros de profundidad aplicándose la carga a este nivel. Una vez determinadas las resistencias últimas del suelo y las curvas p - y para cada apoyo, se realizaron los modelos de elementos finitos con los que se obtuvieron las deformaciones, cortantes y momentos flexionantes a lo largo de la pila.

Las pilas se modelaron asumiendo un comportamiento elástico lineal. Se consideró un módulo de elasticidad del concreto, E_c , de 26578 MPa y 31156 MPa, y un módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , de 11074 MPa y 12981 MPa para los sitios San Antonio y Periférico respectivamente. Las longitudes efectivas (L_e) de las pilas son variables para todos los apoyos y se calcularon a partir del contacto entre el terreno y hasta la profundidad de desplante, D_f , de las pilas (ver Tabla 3.2); el diámetro de la pila fue variable según cada sitio de prueba. Las fuerzas cortantes en la pila se aplicaron en el inicio de la pila como lo muestra la Figura 3.11. Las cargas se aplicaron con base en las etapas de carga y descarga reportadas en cada una de las pruebas de carga. Se consideraron pilas aisladas en los análisis.

Tabla 3.2 Profundidad de desplante y longitudes efectivas de las pilas

Sitio	D_{pila} (m)	D_{fp} (m)	L_e (m)
San Antonio, PCLS	0.63	25.6	25.6
San Antonio, PCLC	0.68	25.6	24.1
Periférico	0.68	20.8	20.8

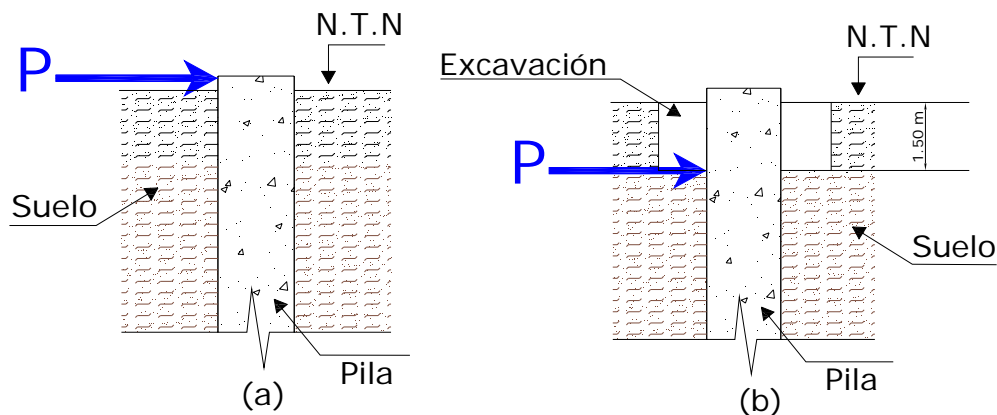


Figura 3.11 Esquema de aplicación de la carga lateral en pilas, a) Periférico y San Antonio, PCLS y b) Sitio San Antonio, PCLC

3.5 Diagramas de deformaciones, cortantes y momentos en pilas

En esta sección se calcularán las deformaciones, las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que ocurren en las pilas debido a carga lateral. Las fuerzas laterales en las pilas, fueron aplicadas a cada modelo para su análisis con el programa SSTIN-IDE; las longitudes efectivas así como las profundidades de desplante de las pilas se muestran en la Tabla 3.2, en ésta también se muestran las profundidades de desplante.

Los resortes que representan la rigidez al corte del suelo, se caracterizaron empleando las curvas p-y obtenidas en los incisos anteriores para cada pila. De estas curvas se obtuvieron los parámetros k_0 , y p_u . Se empleó el modelo de Ramberg-Osgood con los valores de $m = 1$, $k_f = 0$, esto es, una relación hiperbólica de fuerza-deformación.

En las Figuras 3.12 a 3.14 se presentan las deformaciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes que se desarrollan a lo largo de la pila para la condición en la cual se aplicó la carga que produjo la deformación lateral máxima durante la ejecución de la prueba de carga. En la Tabla 3.3 se presenta un resumen de las deformaciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos para cada pila. Los valores de los elementos mecánicos encontrados son aquellos que corresponden a un mismo nivel de desplazamiento del obtenido durante la prueba de carga. En esta tabla también se puede observar que el desplazamiento máximo en la cabeza de la pila es de 9.64 cm y se obtuvo en la pila PCLC del sitio San Antonio.

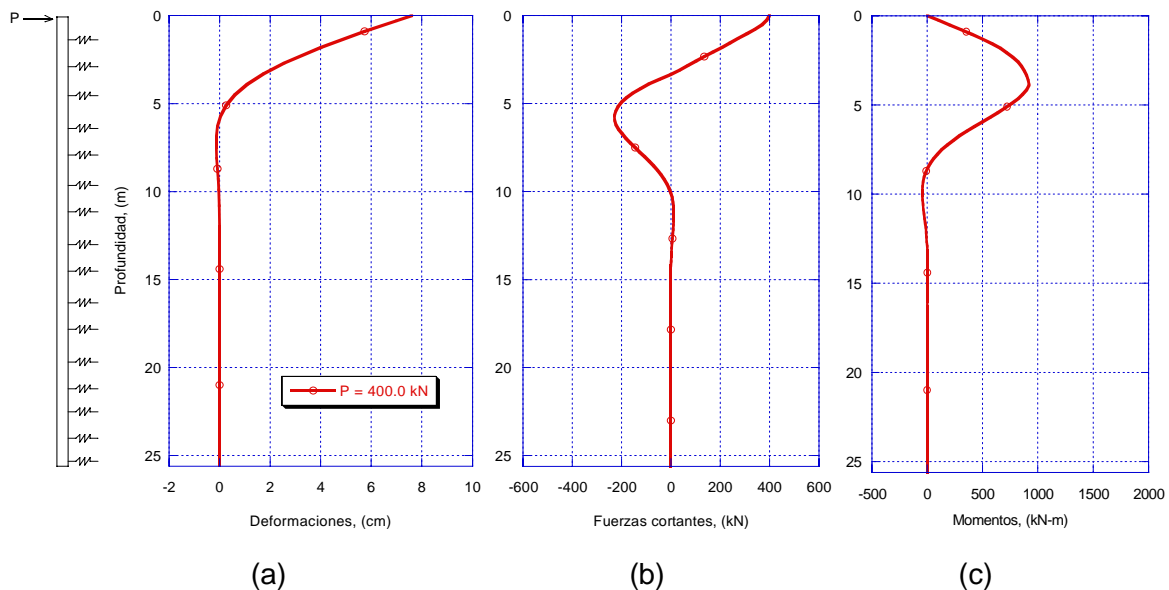


Figura 3.12 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) a lo largo de una pila del sitio San Antonio, PCLS

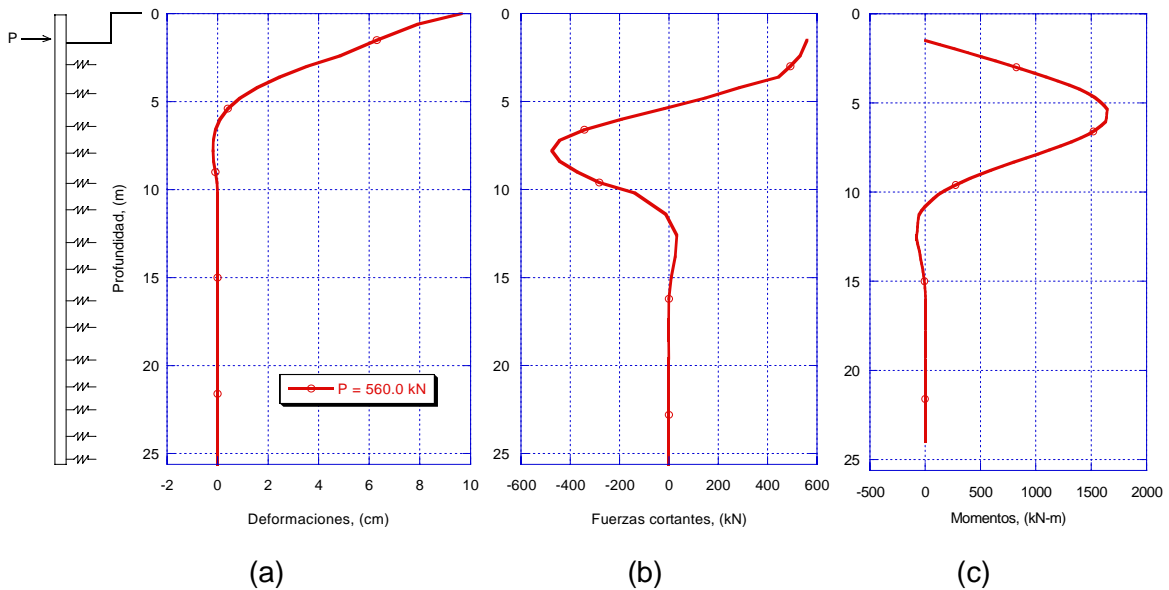


Figura 3.13 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) a lo largo de una pila del sitio San Antonio, PCLC

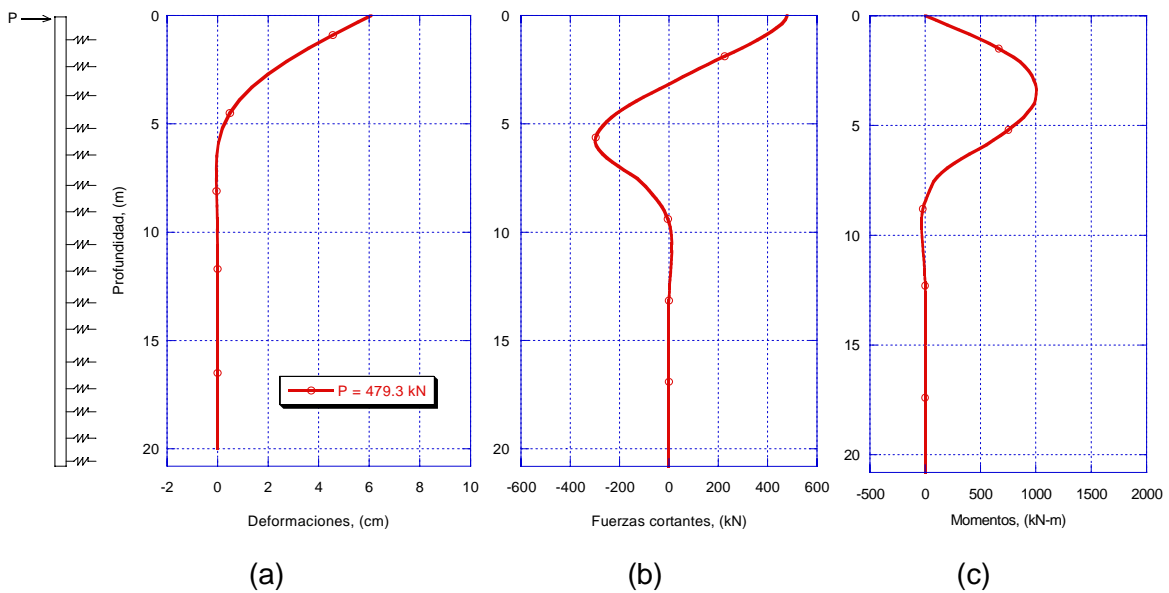


Figura 3.14 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) a lo largo de una pila del sitio Periférico



Tabla 3.3 Resumen de las deformaciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos en las pilas

Apoyo	Deformaciones en la cabeza	Fuerza cortante aplicada*	Momento flexionante
	(cm)	(kN)	(kN-m)
San Antonio, PCLS	7.60	400.0	921.8
San Antonio, PCLC	9.64	560.0	1644.9
Periférico	6.07	479.3	1005.6

* Ver figura 3.11 para el nivel de aplicación de la carga

3.6 Efectos de grupo

3.6.1 Criterio propuesto por Bowles, 1996

En la mayoría de las soluciones de cimentaciones profundas, las pilas se utilizan en grupos para transferir la carga estructural al suelo. Uno de los factores más complejos de evaluar es la capacidad de carga lateral de un grupo de pilas y su relación con la capacidad de carga lateral de una pila aislada. La experiencia ha mostrado que la resistencia de las pilas en grupo es generalmente menor a la suma de las resistencias individuales de cada uno de ellos, cuando el espaciamiento centro a centro de las pilas es menor que 8 veces el diámetro de la pila, 8D. Por lo tanto para espaciamientos menores a 8D es necesario evaluar el efecto de grupo de pilas cargadas lateralmente.

En este contexto, se han utilizado las siguientes expresiones para estimar la capacidad de carga lateral en grupos de pilas propuestas por Bowles, 1996:

Si el módulo de reacción del subsuelo para una pila, k_{sp} , es igual a,

$$k_{sp} = C_{mp} (A_s + B_s Z^n) \quad (3.14)$$

donde:

C_{mp} : Factor de tamaño/forma, igual a 2 para una pila aislada

A_s : Constante definida para el módulo de reacción lateral o vertical del subsuelo

B_s : Coeficiente para tomar en cuenta la variación con la profundidad

Z : Profundidad de interés

n : Exponente dado para el mejor ajuste de k_s

y el módulo de reacción del subsuelo para un grupo de pilas, k_{sg} , es igual a,

$$k_{sg} = C_{mg} (A_s + B_s Z^n) \quad (3.15)$$



donde:

C_{mg} : Factor de tamaño/forma para un grupo de pilas.

La razón entre estas dos expresiones es igual a,

$$\frac{k_{sp}}{k_{sg}} = \frac{C_{mp}(A_s + B_s Z^n)}{C_{mg}(A_s + B_s Z^n)} \quad (3.16)$$

simplificando la expresión anterior tenemos:

$$\frac{k_{sp}}{k_{sg}} = \frac{C_{mp}}{C_{mg}} \quad (3.17)$$

despejando k_{sg} :

$$k_{sg} = k_{sp} \left(\frac{C_{mg}}{C_{mp}} \right) \quad (3.18)$$

calculando C_m y k_{sg} se tiene que,

$$\text{para } D > 0.457 \text{ m; } C_m = 1.0 + \left(\frac{457}{D} \right)^{0.75} \geq 1.5 \quad (3.19)$$

donde:

D, es el diámetro de la pila, mm

para este trabajo $D=700$ mm

$$C_m = 1.0 + \left(\frac{457}{700} \right)^{0.75} = 1.72$$

por lo tanto

$$C_{mg} = C_m + 2(0.5)$$

$$C_{mg} = 1.72 + 2(0.5) = 2.72$$

finalmente tenemos que,

$$k_{sg} = k_{sp} \left(\frac{2.72}{2} \right) = 1.36k_{sp} \quad (3.20)$$

Por lo tanto los módulos de reacción del subsuelo para el grupo de pilas se obtienen multiplicando los valores del módulo de reacción de subsuelo calculados para una pila aislada por 1.36.



3.6.2 Criterio propuesto por Duncan y coautores, 1991

Los desplazamientos horizontales excesivos de pilas en grupo pueden causar daños a puentes y edificios. Debido al efecto de grupo, el apoyo puede deformarse más que una pila aislada sujeta a la misma carga lateral. Esto es debido a los efectos de interacción cuando la deflexión de cada pila en el grupo causa una deformación en el suelo que la rodea y ésta a su vez incrementa la deflexión de las pilas cercanas.

El desplazamiento lateral de un grupo de pilas puede ser estimado con la siguiente expresión empírica (Duncan *et al.*, 1991):

$$Y_g = \frac{A + N_{pila}}{B \sqrt{\frac{S}{D} + \frac{P_{sp}}{CP_N}}} Y_{sp} \quad (3.21)$$

donde:

Y_{sp} : Desplazamiento lateral de una pila con la cabeza empotrada sujeta a una carga lateral, P_{sp}

N_{pila} : Número de pilas en el grupo

S : Espaciamiento promedio de las pilas

D : Diámetro de la pila

A , B y C son coeficientes que dependen del tipo de suelo, en la Tabla 3.4 se presentan los valores para arcillas y arenas

P_{sp} : Carga lateral promedio por pila ($P_{sp} = P_{Yg}/N_{pila}$)

P_{Yg} : Carga lateral en el grupo de pilas

$$P_N = K_p \gamma D^3 \quad \text{para arenas} \quad (3.22)$$

$$P_N = s_u D^2 \quad \text{para arcillas} \quad (3.23)$$

γ : Peso volumétrico total del suelo

K_p : Coeficiente de tierras pasivo de Rankine ($K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$)

ϕ' : Ángulo de fricción interna de las arenas que comprende los estratos que se encuentran en el intervalo de profundidades que van de la cabeza de las pilas, a ocho veces su diámetro,

s_u : Resistencia al corte no-drenada de las arcillas que comprende los estratos que se encuentran en el intervalo de profundidades que van de la cabeza de las pilas, a ocho veces su diámetro.

Tabla 3.4 Valores de los coeficientes que se emplean en la ecuación 3.21

	Arcillas	Arenas
A	16	9
B	5.5	3
C	3	16



3.6.3 Desplazamientos laterales considerando efectos de grupo

En los incisos anteriores se describieron dos criterios para considerar el efecto de grupo en la capacidad de carga lateral de las pilas. En la Tabla 3.5 se presentan los resultados de los desplazamientos laterales empleando ambos criterios, para los dos apoyos considerados en este estudio, se ha hecho la suposición de que se tiene un grupo de cuatro pilas como tradicionalmente se emplean en la práctica ingenieril. En general se puede observar que los desplazamientos del grupo, Y_g , son del orden del doble del desplazamiento de una pila aislada, Y_{sp} .

Empleando el criterio de Bowles, se realizaron análisis de desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes a lo largo de la pila, aplicando la carga lateral que corresponde a las cuatro pilas del grupo (Figuras 3.15 a la 3.17). El desplazamiento lateral del apoyo con respecto al de una pila aislada, resumido en la Tabla 3.5 para cada apoyo analizado, es de dos a tres veces el estimado para una pila aislada.

Se debe de enfatizar que dichos desplazamientos son excesivos y por ende se espera que antes de alcanzar tales cargas, se alcance la carga de falla del grupo. La carga considerada en los análisis es cuatro veces la de falla que se obtuvo para las pilas aisladas de la sección anterior. Estos resultados ponen en evidencia que el comportamiento de un grupo de pilas no resulta de la superposición del comportamiento de cuatro pilas aisladas.

Tabla 3.5 Desplazamientos laterales máximos considerando efectos de grupo y pila aislada

Apoyo	Sin considerar efecto de grupo	Considerando efecto de grupo (Bowles, 1996)	Considerando efecto de grupo (Duncan et al., 1991)
	Y_{sp} (cm)	Y_g (cm)	Y_g (cm)
San Antonio, PCLS	7.60	62.6	25.2
San Antonio, PCLC	9.64	120.0	60.0
Periférico	6.07	50.1	22.1

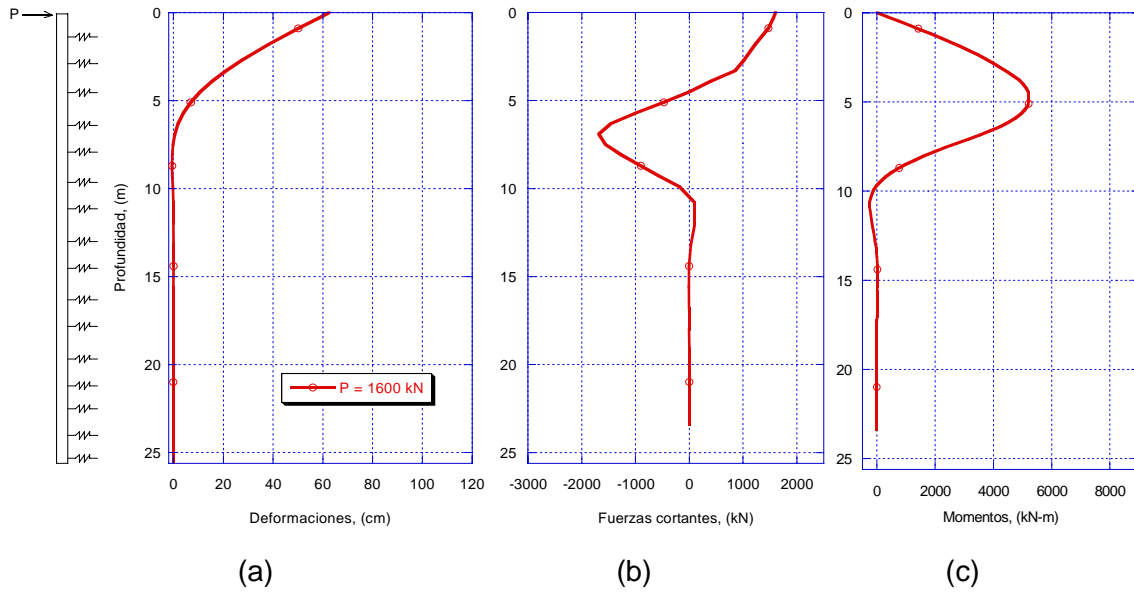


Figura 3.15 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) del sitio San Antonio, PCLS, considerando efecto de grupo

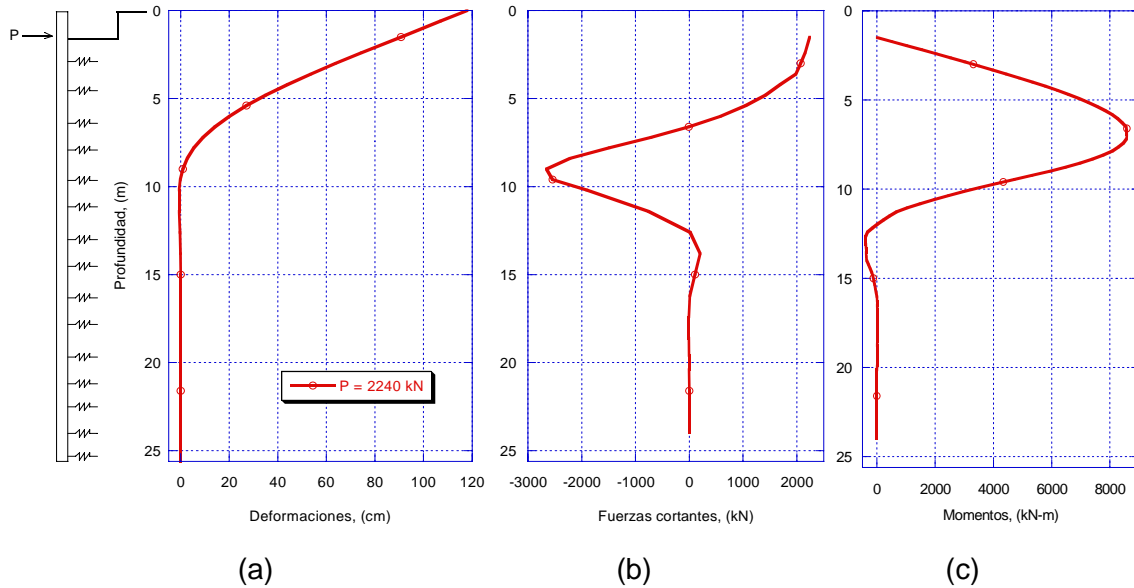


Figura 3.16 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) del sitio San Antonio, PCLC, considerando efecto de grupo

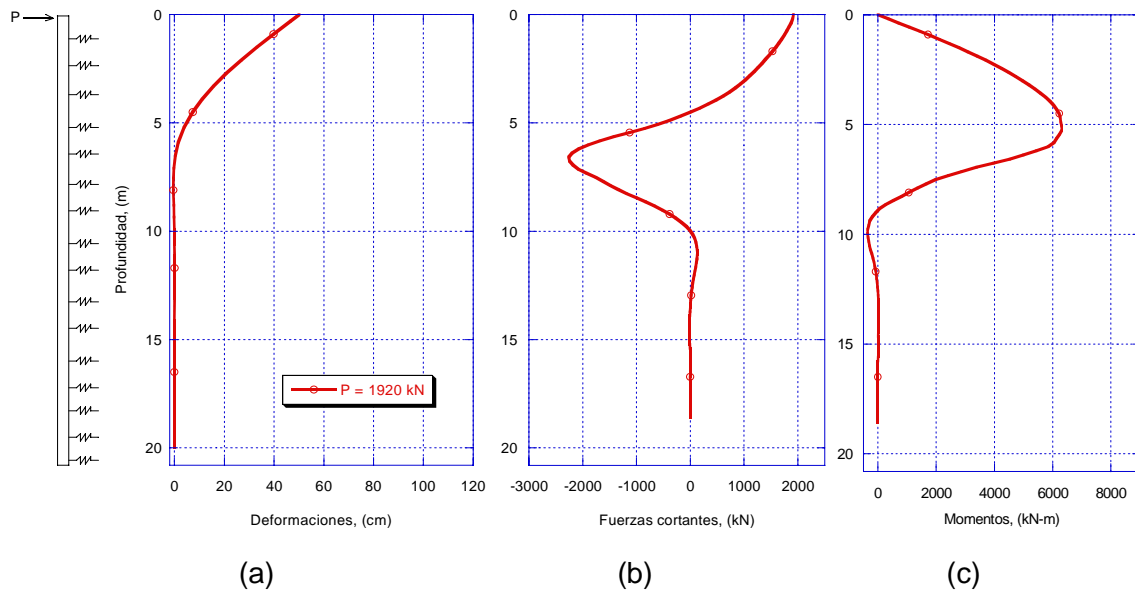


Figura 3.17 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) sitio Periférico considerando efecto de grupo



4. PRUEBAS DE CARGA

4.1 Características geotécnicas de los sitios de prueba

Para llevar a cabo la evaluación del comportamiento estático de cimentaciones piloteadas en materiales granulares y arcillosos, según se describió en el primer apartado, es fundamental realizar una comparación cuantitativa de resultados teóricos contra experimentales. El presente capítulo presenta resultados de dos pruebas de carga en pilas instrumentadas llevadas a cabo en la Ciudad de México; las pruebas se identifican como Sitio Periférico y Sitio San Antonio.

Antes de proceder a la realización de la descripción detallada de los sitios de prueba, resulta pertinente bosquejar un panorama global de los mismos. En la figura 4.1 aparece la localización de los sitios en dónde se llevaron a cabo las pruebas de carga. La prueba de carga llevada a cabo en Sitio Periférico se localiza, de acuerdo con la Zonificación geotécnica de la ciudad de México, en la Zona I (zona de lomas). Zona que se caracteriza por estar formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos (NTCDF-2004). Por otra parte, el Sitio San Antonio se localiza en la Zona II (zona de transición) definida en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal, esta zona se caracteriza porque los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidad, o menos, y que está constituida primordialmente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con arcilla lacustre (NTCDF-2004).

4.1.1 Sitio San Antonio

Para determinar las características geotécnicas, así como la estratigrafía del sitio San Antonio, se realizó un sondeo de penetración estándar, SPT-2, y un sondeo selectivo con tubo Shelby, SS-2. El sondeo SPT-2, se llevó a una profundidad de 35.5 m de profundidad. La muestra más profunda se recuperó a 25.0 m.

Con base en los trabajos de campo y laboratorio efectuados, se realizó la interpretación estratigráfica que se muestra en la figura 4.2. De tal manera que los estratos que se definieron son los siguientes:

- De 0 a 2m: *Relleno Limo-arenoso: con alto contenido de raíces y pedacería de ladrillos; el número de golpes varía entre 9 y 15.*
- De 2 a 9m: *Arena limosa con algunas gravillas y compacidad relativa que va de suelta a media; el número de golpes varía entre 4 y 15.*
- De 9 a 15m: *Arena limosa con gravas subredondeadas color café claro, de compacidad media a compacta; el número de golpes oscila entre 23 y 51.*
- De 15 a 23m: *Depósito aluvial formado por intercalaciones de arena arcillosa (con granos de cuarzo), de gruesa a fina, con gravas redondeadas de compacidad relativa que va de compacta a muy compacta, color gris claro.*
- De 23.3 a 29.3m: *Arena fina arcillosa de compacidad compacta a muy compacta, con gravillas cuyo porcentaje aumenta ligeramente con la profundidad.*
- De 29.3 a 35.6: *Gravas angulosas con arena limosa, muy compactas, de color blancuzco.*

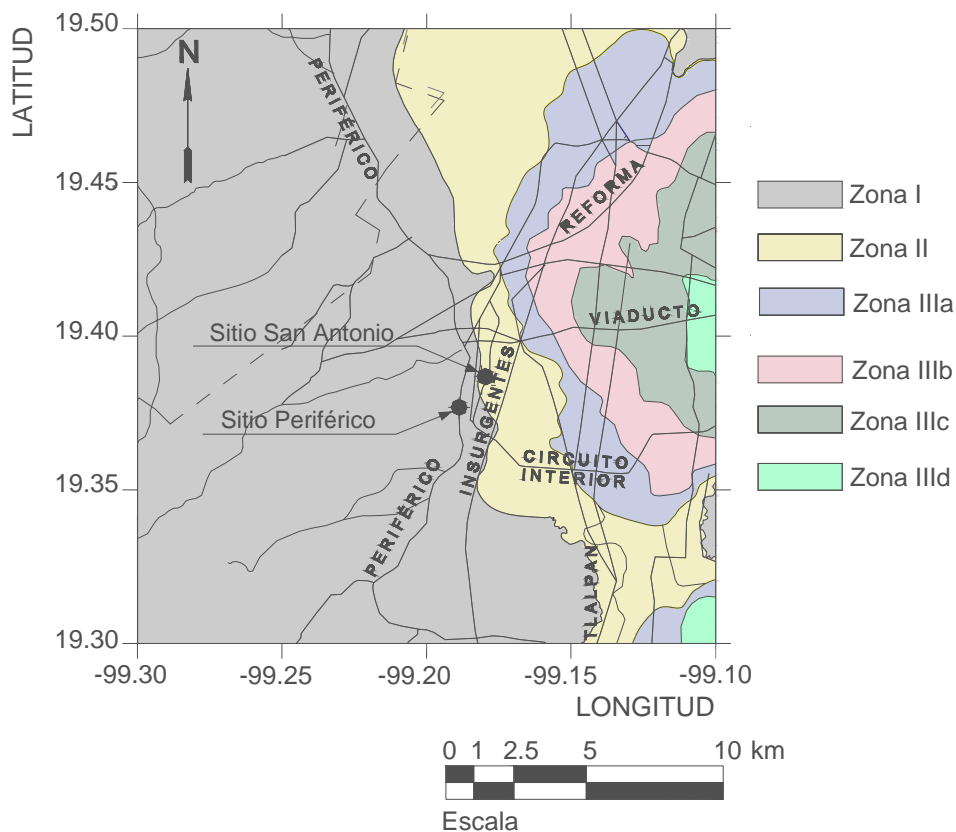


Figura 4.1 Localización de las pruebas de carga, en el marco de la zonificación geotécnica para el Distrito Federal, NTC, 2004



4.1.2 Sitio Periférico

Para llevar a cabo la identificación de los estratos del sitio de prueba, se realizó un sondeo de penetración estándar, SPT-1, y un sondeo selectivo con tubo Shelby; el sondeo por cuestiones de logística fue realizado a 450 m del sitio de prueba. Por otro lado, existe un sondeo de velocidad de onda de cortante, V_s , que se obtuvo con un sondeo de cono sísmico (Ovando *et al.*, 2002), figura 4.3.

La interpretación estratigráfica, figura 4.3, que se realizó con base en la campaña de exploración geotécnica y los análisis realizados en laboratorio, se resume a continuación:

- *De 0 a 2m: Relleno con alto contenido de raíces y pedacería de ladrillos.*
- *De 2 a 6m: Limo arcilloso de consistencia blanda a media, color café claro.*
- *De 6 a 36m: Intercalaciones de limo arenosa y arena limosa de consistencia muy firme y compacidad compacta respectivamente; con números de golpe entre 20 y 30 para el caso de limo arenoso; en tanto que, para los estratos arenosos el número de golpes es mayor de 50 y presentan un porcentaje variable de gravas.*

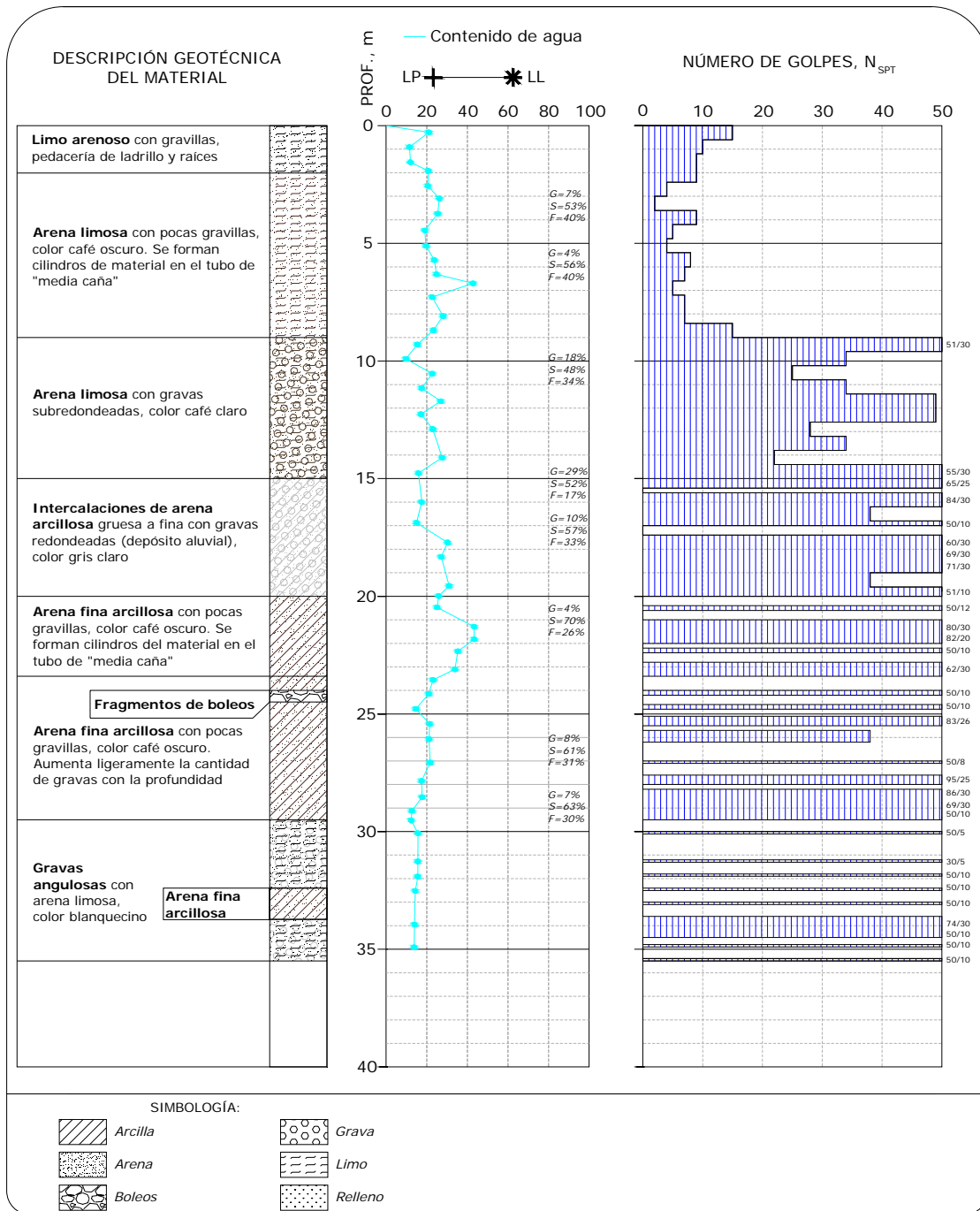


Figura 4.2 SPT- 2. Sitio San Antonio

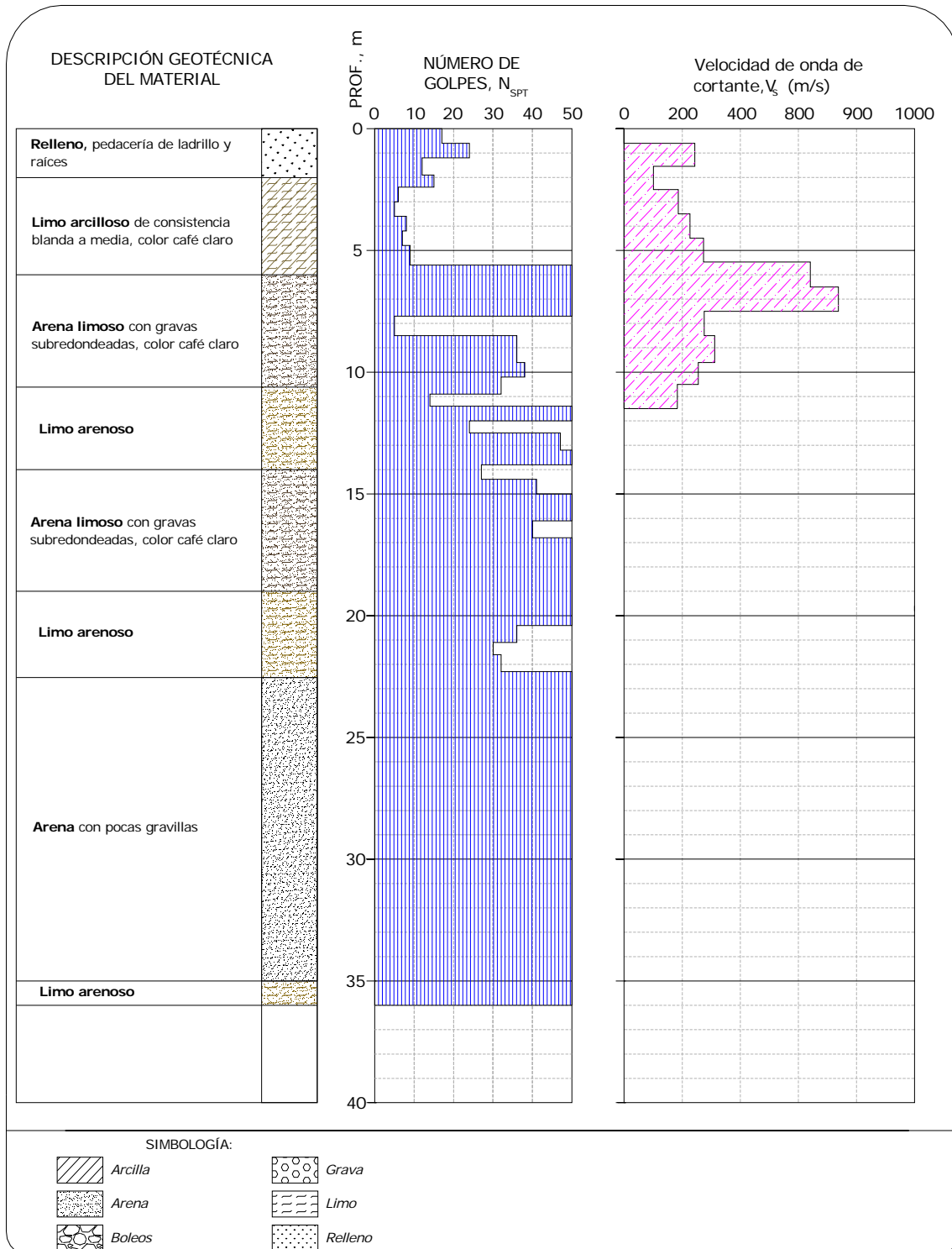


Figura 4.3. SPT. Sitio Periférico



4.1.3 Sitio Torre Mayor

Con la finalidad de determinar las propiedades estratigráficas del sitio, la campaña de exploración consistió en la realización de dos sondeos de cono eléctrico, hasta una profundidad de 40.0m, y cuatro sondeos de muestreo selectivo inalterado.

A las muestras así obtenidas se les aplicó ensayos índice para su clasificación. Mediante la realización de pruebas de compresión unidimensional y ensayos de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) y consolidadas no drenadas (CU) se determinaron las propiedades mecánicas para el sitio, tanto de resistencia como de deformabilidad.

Con base en los ensayos de laboratorio y la exploración de campo se realizó la siguiente interpretación estratigráfica, figura 4.4.

- *Relleno artificial*: Se localiza a partir del pavimento y hasta una profundidad de 2.5m; dicho estrato está constituido por una mezcla de arcillas con arenas y gravas.
- *Costra superficial*: Se ubica desde los 2.5 hasta los 5.0m de profundidad; conformado por limo arcilloso café, preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena; su resistencia a la penetración registrada por el cono eléctrico varía entre 8 y 55 Kg/cm².
- *Formación arcillosa superior*: subyace a la costra superficial y alcanza una profundidad de 25.5 metros. Corresponde a la secuencia de la arcilla de zona de lago y su colación es gris verdoso. Entre los 5 los 13m de profundidad, la resistencia en pruebas de compresión UU es de 4.2 t/m²; en tanto que, entre los 13 y 18m es de 9.2 t/m²; finalmente, entre los 18 y 25.5 es de 14.8t/m². Por otro lado, su resistencia a la penetración registrada por el cono eléctrico alcanza valores de hasta 150 Kg/cm².
- *Capa dura*: se ubica entre los 25.5 y los 29.5m de profundidad, está conformado por arenas limosas de color verde olivo. En el sondeo con cono eléctrico se registró una resistencia a la penetración de más de 300 Kg/cm².
- *Formación arcillosa inferior*: subyace a la capa dura y alcanza una profundidad de 32.2m; está formada por arcillas lacustres preconsolidadas, intercalados con estratos arenosos. Aquí la resistencia a la penetración del cono se ubica entre 15 y 25 Kg/cm².
- *Depósitos profundos*: a partir de 32.2m y hasta la finalización del sondeo, se encontró un estrato areno limoso con compacidad relativa muy alta. El ángulo de fricción para estos materiales se determinó entre los 32 y 45°. La resistencia a la penetración del cono alcanzó valores del orden de 200 Kg/cm².

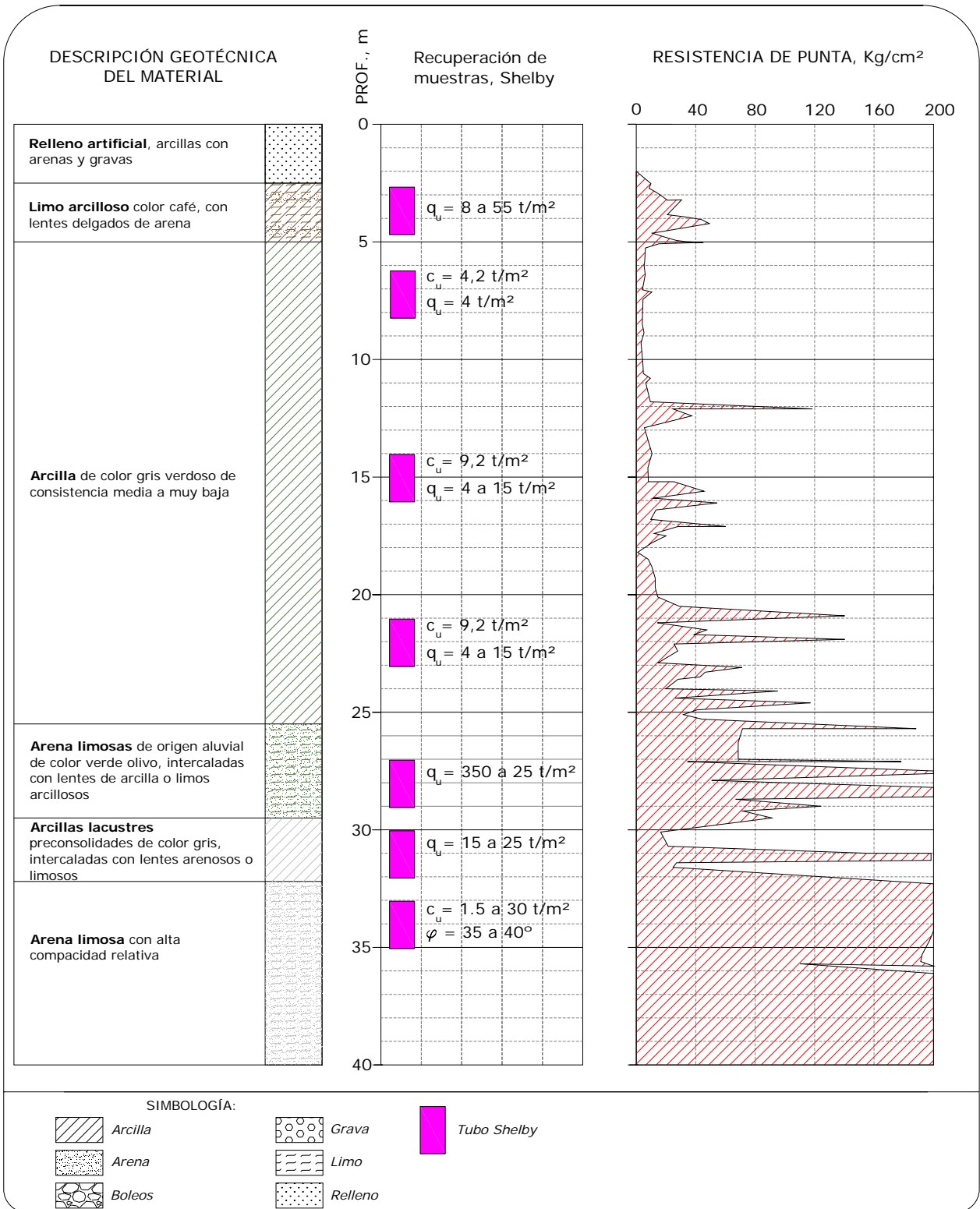


Figura 4.4. Sondeo de Cono Eléctrico. Sitio Torre Mayor



4.1.4 Sitio Viaducto Bicentenario

La exploración de campo consistió en un sondeo mixto (SPT-A72) intercalando la técnica de penetración estándar y recuperación de 2 muestras inalteradas empleando tubo tipo Shelby (de 6.70 m a 8.10 m, y de 10.50 m a 11.90 m); adicionalmente se realizaron 5 pruebas de ficómetro (a las profundidades de 4.70m, 15m, 18m, 21m y 24 m).

A las muestras así obtenidas se les aplicó ensayos índice para su clasificación. Mediante la realización de pruebas de compresión unidimensional y ensayos de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) y consolidadas no drenadas (CU) se determinaron las propiedades mecánicas para el sitio, tanto de resistencia como de deformabilidad.

Con base en los ensayos de laboratorio y la exploración de campo se realizó la siguiente interpretación estratigráfica, figura 4.5.

- *Relleno artificial* de 0.60 m de espesor, compuesto principalmente por una arena arcillosa de color café oscuro con 13% de finos; contenido de agua de 10%; presenta más de 50 golpes de acuerdo con la prueba de penetración estándar.
- *Arcilla* de color café oscuro, de consistencia blanda extendiéndose hasta 2.50 m aproximadamente; este estrato presenta entre 65 y 85% de finos, un contenido de agua de 26%, y en promedio reporta 8 golpes en la prueba de penetración estándar (N=8).
- *Grava empacada en una matriz de arena* fina a media, de color café a gris, de compacidad media, se extiende hasta 5.80 m de profundidad y presenta 50% de gravas y 41% de arenas, aproximadamente el contenido de agua en promedio es de 8%. De acuerdo con la prueba de penetración estándar presenta entre 20 a 30 golpes, y de acuerdo con la prueba del ficómetro, la resistencia al esfuerzo cortante está definida por un ángulo de fricción de 18° y resistencia no drenada C_u de 4 t/m²
- *Arcilla limosa* de color café oscuro de consistencia blanda con algunas intercalaciones de arena fina a media, la cual se extiende hasta los 11.80 m de profundidad; el contenido de agua varía entre 40% y 80%. Su límite plástico varía de 25 a 33% y el límite líquido se encuentra entre 47% y 54%; la densidad de sólidos es de 2.50. De acuerdo con las pruebas triaxiales realizadas, presenta un peso volumétrico de 1.60 a 1.65 t/m³. La resistencia al esfuerzo cortante no drenada se encuentra entre 2.3 a 5.0 t/m² y un ángulo de fricción Φ_u de 6°. El número de golpes varía entre 3 y 10.
- *Grava empacada en matriz de arena* fina a media, de color gris oscuro, de compacidad muy densa, con lentes de limo arenoso; este paquete se extiende hasta los 30 m de profundidad, el contenido de agua es menor a 20%, presenta una media de 15% de finos y de acuerdo con la prueba de penetración estándar N > 50 golpes. El ángulo de fricción de acuerdo con la prueba realizada con



ficómetro varia en el intervalo de 33° a 36° con un promedio de 35°; mientras que la resistencia no drenada C_u varia entre 2.5 a 4.0 t/m².

- *Arcilla arenosa* de color gris verdoso, poco limosa, de compacidad media, que se extiende hasta los 33.50 m de profundidad, presenta en promedio 40% de contenido de agua, la densidad de sólidos es 2.63 y presenta más de 60% de finos, de acuerdo con la prueba de penetración estándar el número de golpes varía entre 11 y 30.
- *Grava empacada en matriz de arena fina a media*, de color gris oscuro, de compacidad muy densa que se extiende hasta la máxima profundidad de exploración. Presenta en promedio 20% de contenido de agua y entre 10 y 17% son partículas finas. $28 > N > 50$ golpes.

El perfil estratigráfico se muestra en la figura 4.5 y los resultados de la prueba de ficómetro se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Resumen de las propiedades mecánicas, empleado el ficómetro

Prof.[m]	Parámetros mecánicos	
	c [t/m ²]	Ángulo de fricción [°]
4.70	4.00	18.00
15.00	4.00	35.00
18.00	2.50	33.00
21.00	3.00	36.00
24.00	3.50	37.00

Por otro lado, pese a que se contaban con resultados de cuatro sitios de prueba, en la presente tesis únicamente se llevó a cabo la modelación numérica de los primeros dos sitios de carga (sitio San Antonio y Periférico) toda vez que fueron los que presentaron un mejor comportamiento considerando únicamente la prueba de carga estática.



4.2 Descripción general de las pruebas de carga *in situ*

La finalidad de realizar una prueba de carga en campo (*in situ*) generalmente consiste en someter a la pila a cargas crecientes y decrecientes (carga y descarga), registrando con micrómetros el desplazamiento que sufre el cabezal, referenciándola a apoyos fuera de la influencia de los elementos de reacción y de la propia pila de prueba. Las cargas pueden ser de tipo axial, lateral o de extracción. En lo subsiguiente se hace una descripción general para cada uno de los sitios de prueba.

4.2.1 Pruebas de carga axial

Para los sitios San Antonio y Periférico, el arreglo para llevar a cabo la prueba de compresión axial consistió de una pila central (pila de prueba) y cuatro pilas equidistantes que la rodean. De tal manera que las cuatro pilas que la rodean aportan la reacción necesaria para aplicarle hasta 9810 kN. La separación entre la pila de reacción y la pila de prueba fue de 2.6 m.

En cuanto a las pilas de prueba: la de prueba a compresión axial en el Sitio San Antonio tuvo una longitud efectiva de 26.3 m y un diámetro medio de 0.68 m. Las pilas de reacción se llevaron a una profundidad de 27.5 m y su diámetro medio fue de 0.63 m; éstas se dejaron con una longitud colada saliente de 0.40 m, a partir de la cual sólo continuaban las varillas de una pulgada de diámetro que se sujetaron al marco de reacción. En el sitio Periférico, la longitud efectiva de la pila de prueba a compresión axial fue de 22.5 m y su diámetro medio fue de 0.63 m, de igual manera, estas se dejaron con una longitud colada de 0.40 m. La figura 4.6 muestra un arreglo general de los elementos que intervienen en una prueba de carga. Por otro lado; se ensayaron dos pilas ante carga lateral en el sitio San Antonio, PCLS y PCLC, cuyas profundidades de desplante fueron de 25.6 m y diámetros de 0.63 m y 0.68 m respectivamente. En el sitio Periférico se llevó a cabo una prueba única de carga lateral cuya profundidad de desplante fue de 20.8 m y diámetro de 0.68 m.

Por lo que se refiere a la instrumentación de las pilas sometidas a carga axial se colocaron dos micrómetros y dos transductores de desplazamiento, DCDT, a fin de monitorear los desplazamientos en la pila; y, por otra parte se colocaron cuatro celdas de carga tanto en la cabeza como en la punta de las pilas. La transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila fue monitoreada por medio de once strain gages que se soldaron en las barras de acero de refuerzo longitudinal en cada una de las pilas de prueba.

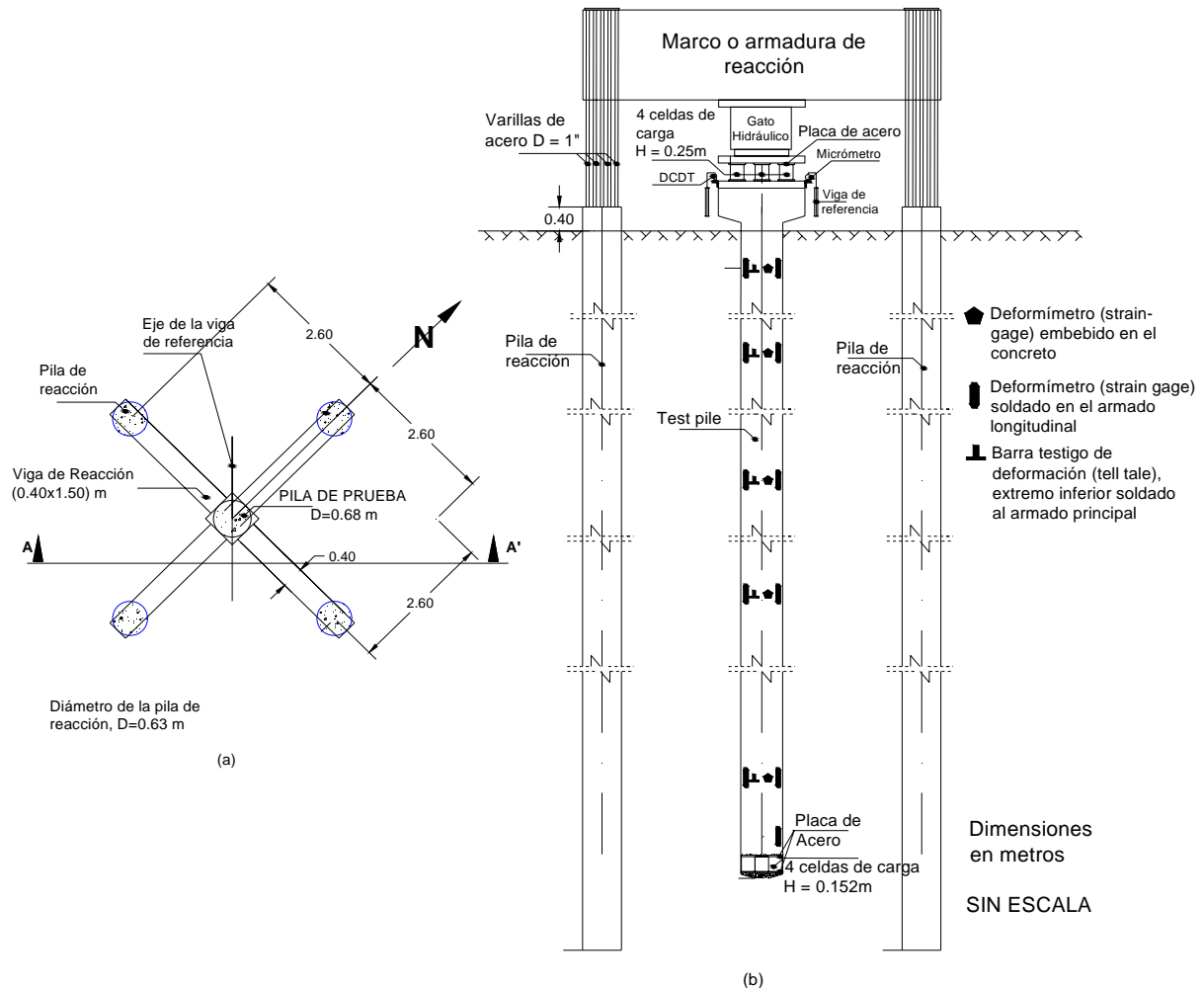


Figura 4.6. Arreglo para llevar a cabo la prueba de carga axial a) vista en planta y b) corte A-A'

4.2.2 Pruebas de carga lateral

Para el sitio de prueba Periférico únicamente se llevó a cabo una prueba de carga; sin embargo, para el sitio San Antonio se llevaron a cabo dos en diferentes pilas, las cuales se referencian como PCLS y PCLC. La pila de prueba del sitio periférico tuvo un diámetro medio de 0.68 m y una longitud de desplante de 20.8 m. Para el sitio San Antonio, la longitud de desplante de ambas pilas fue de 25.60 m con diámetros de 0.63 m y 0.68 m para la pila PCLS y PCLC respectivamente. La instrumentación interna de la pila PCLS fue nula y la carga fue aplicada al nivel del terreno natural. La carga lateral en la pila PCLC se aplicó 1.5 m por debajo de la superficie del terreno, a fin de verificar la influencia

del relleno sobre la respuesta ante carga lateral de la pila. El arreglo del sistema de reacción se muestra en la figura 4.7. La carga horizontal se aplicó mediante gato hidráulico colocado horizontalmente, el sistema de reacción fue constituido por una viga de reacción.

En lo referente al referente al registro de los desplazamientos laterales a lo largo del fuste de cada una de las pilas se colocaron doce strain gages soldados en el acero longitudinal de refuerzo así como un tubo de inclinómetro a lo largo del acero longitudinal de refuerzo. Adicionalmente, únicamente en la pila PCLC se colocaron 12 strain gages embebidos en el concreto.

La figura 4.7 muestra un arreglo general de los elementos que intervienen en una prueba de carga lateral.

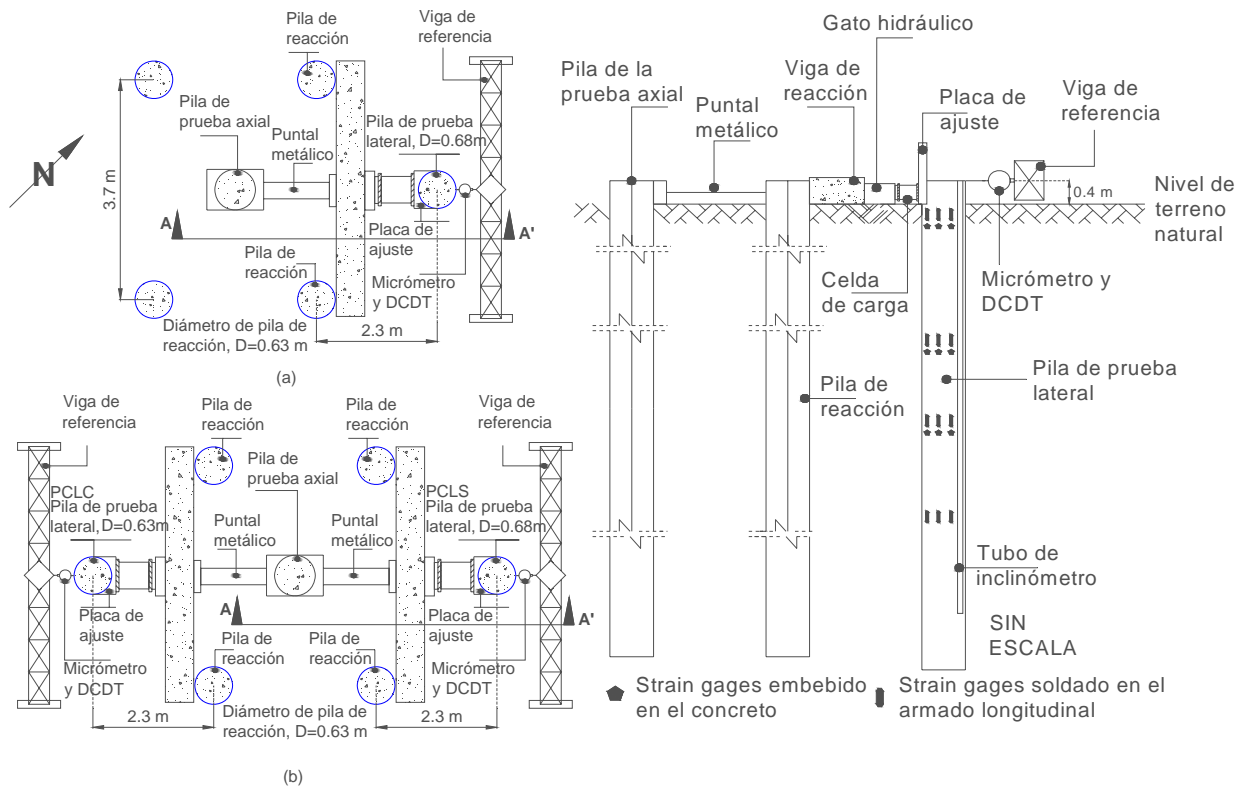


Figura 4.7. Arreglo para llevar a cabo la prueba de carga lateral a) vista en planta Sitio Periférico, b) vista en planta sitio San Antonio y c) corte A – A'



4.3 Resultados de las pruebas de carga

4.3.1 Sitio San Antonio

A continuación se hace una descripción de las pruebas de carga con base en el informe presentado por Mendoza, *et al.*, 2003 referente a “*Pruebas de carga en pilas instrumentadas del distribuidor vial San Antonio*”; así también, se realiza una breve descripción de la prueba de carga axial llevada a cabo en el Sitio Torre Mayor, tomando como referencia principal la tesis de Maestría desarrollada por el Ing. Enrique Ortiz.

Prueba de carga axial

Como se mencionó en el apartado 4.2, generalmente las cargas aplicadas durante la ejecución de una prueba de carga son de carga y descarga. Es preciso mencionar, por tanto, que las pruebas de carga se llevan a cabo en etapas. Las etapas de la prueba de carga axial realizada en el Sitio San Antonio se describen brevemente a continuación, los valores que se muestran son los nominales:

1ª. Etapa de carga a 1569.6 kN

- Se aplicaron 8 incrementos de carga axial de 196.2 kN cada uno, con un intervalo de tiempo de 600 s, con lo que se generaron 1569.6 kN.
- Posteriormente la pila fue descargada, debido a cuestiones técnicas, de manera inmediata.

2ª. Etapa de carga a 3139 kN

- Se aplicaron 8 incrementos de carga axial de 392.4 kN cada uno, teniéndose un intervalo de tiempo de 600 s, con lo que se generaron 3139.2 kN.
- La carga total se mantuvo durante 40 minutos.
- La pila fue descargada mediante decrementos de carga de 392.4 kN; los decrementos se aplicaron cada 180 s.

3ª. Etapa de carga: Procesos de carga cíclica

- Se recargó la pila de manera rápida hasta una carga de 1569.6 kN, la que se mantuvo sostenida, y a partir de la cual se impusieron dos procesos cíclicos de carga cada uno con 30 ciclos y de amplitud constante.

4ª. Etapa de carga y proceso de falla

- Se aplicaron incrementos de carga axial de 490.5 kN cada uno, a intervalos de tiempo de 30 minutos. Esta fase de la prueba tomó 8 horas para su realización. La carga total aplicada fue de 8878.0 kN.
- La carga se mantuvo aplicada durante 40 minutos.
- Se procedió a realizar la descarga de la pila en decrementos de carga de 490.5 kN, en lapsos de 300 s.

En la figura 4.8 se presenta la gráfica de respuesta, carga-desplazamiento, para la segunda y cuarta etapa de carga y descarga. La carga máxima alcanzada durante la prueba fue de 9356 kN registrándose un desplazamiento de 0.0149 m, lo cual representa aproximadamente el 2% del diámetro de la pila. Tal nivel de deformación, así como el comportamiento lineal que se aprecia en la figura 4.8, indican que la capacidad de carga última no se alcanzó durante la prueba de carga.

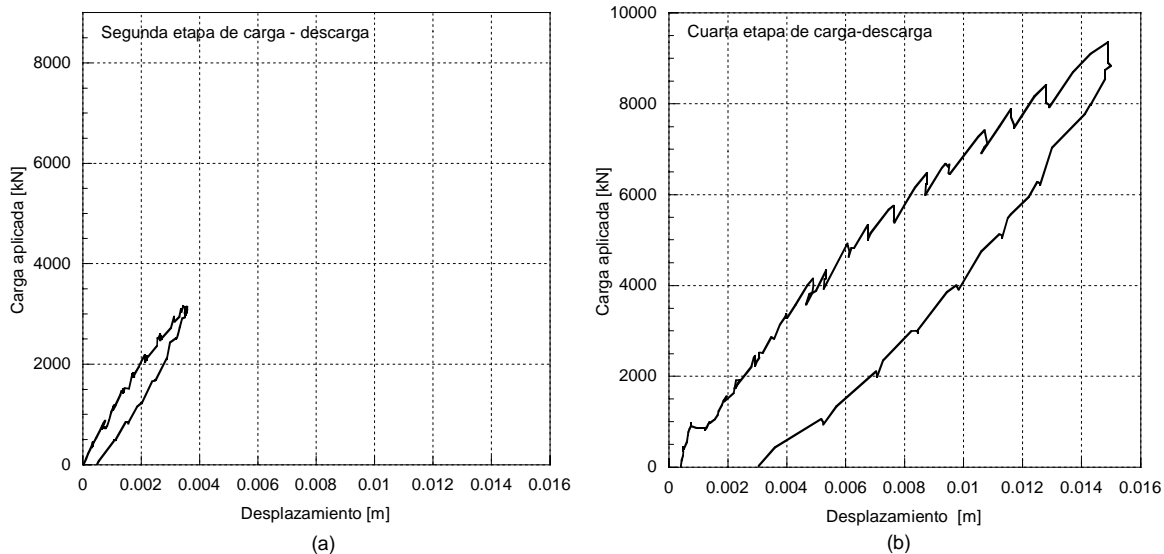


Figura 4.8. Curva carga-desplazamiento en la cabeza de la pila

En la gráfica 4.9 se muestra la variación de los asentamientos con respecto al tiempo. Se observa que los asentamientos permanecen prácticamente constantes para cada intervalo de tiempo, correspondiente a un incremento de carga. En la figura 4.10a se muestra la distribución de carga a lo largo de la pila, en dicha gráfica se aprecia que la aportación debida a fricción se da en los primeros 8 metros de la pila; también se aprecia que la contribución de la punta a la capacidad de carga es prácticamente nula. La figura 4.10b representa el aporte de carga a lo largo del fuste y se obtiene invirtiendo los valores de la figura 4.10a.

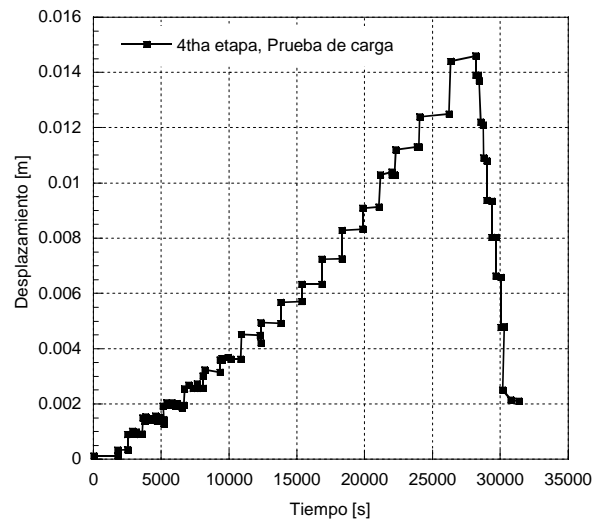


Figura 4.9. Curva tiempo-desplazamiento en el cuarto ciclo de carga y descarga

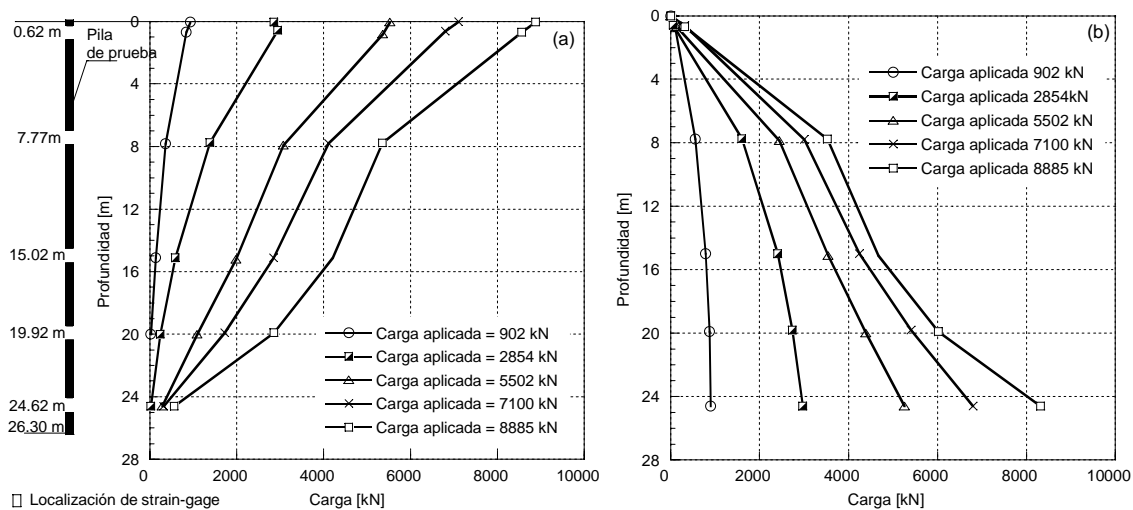


Figura 4.10. Curva de carga-transferencia durante el cuarto ciclo de carga-descarga de la prueba

Prueba de carga lateral

Las pruebas de carga lateral se llevaron a cabo para dos condiciones de sitio: considerándose el relleno, y realizando una excavación conducente al retiro del relleno. Aún para este último caso se aplicó la carga en la base de la excavación (nivel del terreno).

La prueba de carga lateral llevada a cabo en el Sitio San Antonio, considerando efectos de relleno, fue ejecutada en dos etapas. A continuación se describen brevemente:



1ª. Etapa de carga a 294.3 kN

- Se aplicaron 8 incrementos de carga lateral de 36.3 kN cada uno, con un intervalo de tiempo de 10 minutos. Los valores que se presentan son nominales.
- Posteriormente se mantuvo la carga por 15 minutos seguido de lo cual, se procedió a la descarga en cinco decrementos a cada 5 minutos.

2ª. Etapa de carga y proceso de falla

- Fueron aplicados inicialmente cuatro incrementos de carga lateral de 54.0 kN, posteriormente los incrementos fueron de 35.3 kN hasta alcanzar la falla.
- Una vez alcanzada la falla, la cual se caracterizó por la aparición en el terreno circundante de grietas verticales muy abiertas, se procedió a la descarga, con ocho decrementos de carga a cada 5 minutos.

Por otro lado, aquella prueba que se llevó a cabo una vez realizada la excavación también constó de dos etapas para su ejecución:

1ª. Etapa de carga a 323.7 kN

- Fueron aplicados inicialmente cuatro incrementos de carga lateral de 54.0 kN, y luego tres más con incrementos de 35.3 kN, con lo que se impusieron cerca de 323.7 kN.
- Posteriormente se mantuvo la carga por 20 minutos seguido de lo cual, se procedió a la descarga en cinco decrementos a cada 5 minutos.

2ª. Etapa de carga y proceso de falla

- Fueron aplicados inicialmente diez incrementos de carga lateral de 73.6 kN, con lo cual se alcanzó la condición de falla.
- Una vez alcanzada la falla, la cual se caracterizó por la aparición en el terreno circundante de grietas verticales muy abiertas, la carga se mantuvo durante 20 minutos.
- Finalmente se inició el proceso de descarga, con cinco decrementos de carga a cada 5 minutos.

En la figura 4.11a se presenta la curva carga-deformación lateral para la prueba en la cual la carga fue aplicada en a nivel del terreno natural. En la etapa de falla se distingue una variación creciente de la carga que resiste la pila, para la condición de carga máxima (441.5 kN) se alcanzó una deformación lateral de 0.07 m. La figura 4.11b corresponde a la

curva carga lateral-deformación, medida en aquella pila a 1.5 metros por debajo del terreno natural.

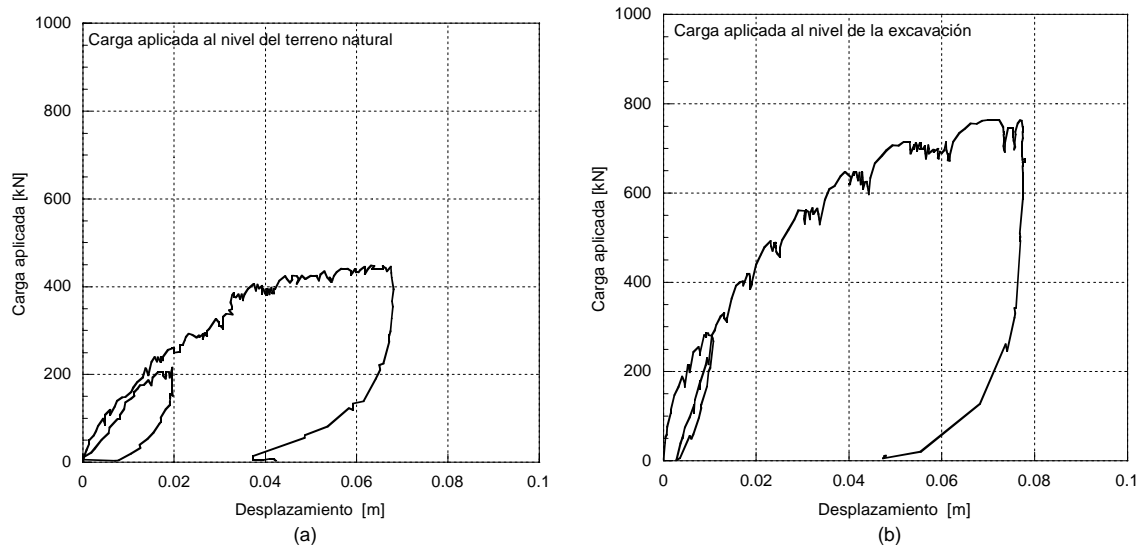


Figura 4.11. Curva de carga-deformación lateral para a) carga aplicada a nivel de terreno natural y b) carga aplicada por debajo de 1.5m del nivel de terreno natural. Sitio San Antonio

La evolución de la curvatura de la pila a la cual se le aplicó la carga por debajo de 1.5m del nivel de terreno natural, se muestra en la figura 4.12. Se hace notar que las curvaturas mayores se encuentran a los cuatro metros de profundidad.

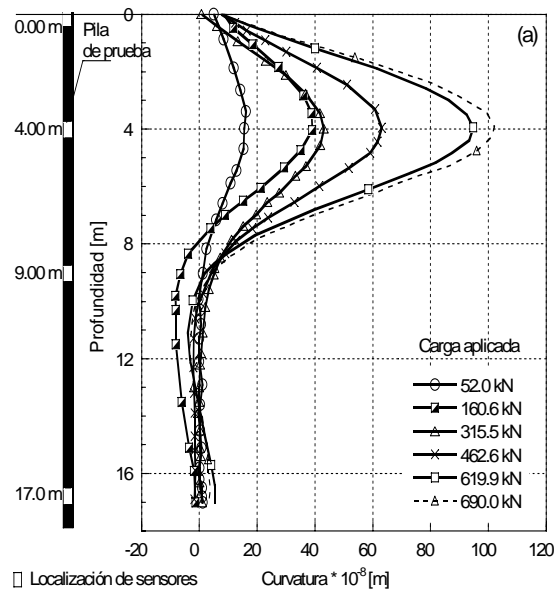


Figura 4.12. Evolución de la curvatura, a través del proceso de carga lateral



4.3.2 Sitio Periférico

Prueba de carga axial

Para la prueba de carga llevada a cabo en el Sitio Periférico, debido a problemas de logística, no fue posible generar la carga que lograrse fallar a la pila. Las etapas de carga que se habían propuesto inicialmente son muy similares a las del Sitio San Antonio; sin embargo, se ha considerado pertinente realizar una breve descripción de las etapas de carga.

1ª. Etapa de carga a 1569.6 kN

- Se aplicaron 8 incrementos de carga axial de 196.2 kN cada uno, con un intervalo de tiempo de 480 s, con lo que se generaron 1569.6 kN. Los valores que se presentan son nominales.
- Posteriormente la pila fue descargada mediante decrementos de igual magnitud que los incrementos, a cada 240 segundos.

2ª. Etapa de carga. Procesos de carga cíclica

- Se recargó la pila de manera rápida hasta una carga de 1569.6 kN, la que se mantuvo sostenida, y a partir de la cual se impusieron tres procesos cíclicos de carga cada uno con 30 ciclos y de amplitud constante. En este proceso se lograron cargas variables entre 784.8 y 2354.4 kN.
- Después de la etapa de cargas cíclicas, se procedió a la descarga total de la pila.

3ª. Etapa de carga a 3139.2 kN

- Se aplicaron 8 incrementos de carga axial de 392.4 kN cada uno. Con lo que se impusieron 3139.2 kN. Los incrementos de carga se dieron cada 360 segundos
- Llegado a los 3139.2 kN se mantuvo esta carga por 30 minutos, dando seguimiento a la evolución de las deformaciones.
- Se llevó a cabo la descarga con decrementos de 519.9 kN cada uno, a intervalos de tiempo de 3 minutos.

4ª. Etapa de carga y proceso de falla

- Se aplicaron 7 incrementos de carga axial de 686.7 kN cada uno con una periodicidad de 15 minutos, con lo que se alcanzó una carga de 4806.9 kN.

- Se realizó un segundo reinicio y se alcanzó una carga de 5395.5 kN, en un lapso de 180 s aproximadamente. Esta carga se mantuvo durante 300s y posteriormente se dieron dos incrementos más de carga para lograr 6867.0 kN.

Las etapas de carga antes descritas condujeron, entre otros tantos, a los resultados que se enfatizan a continuación.

En la primera etapa, figura 4.13, se le impuso a la pila una carga de 1579.4 kN y una deformación de 0.0021 m registrada en el cabezal. Para la tercera etapa se alcanzó una carga máxima de 3335.4 kN, esta carga conllevó una deformación de 0.0041 m. En el tercer ciclo de la cuarta etapa se alcanzó la carga máxima de todo el proceso, esta carga fue igual a 6867.0 kN, y se desarrolló una deformación en el cabezal de 0.0083 m; esta deformación representa cerca del 55% de la alcanzada para el Sitio San Antonio.

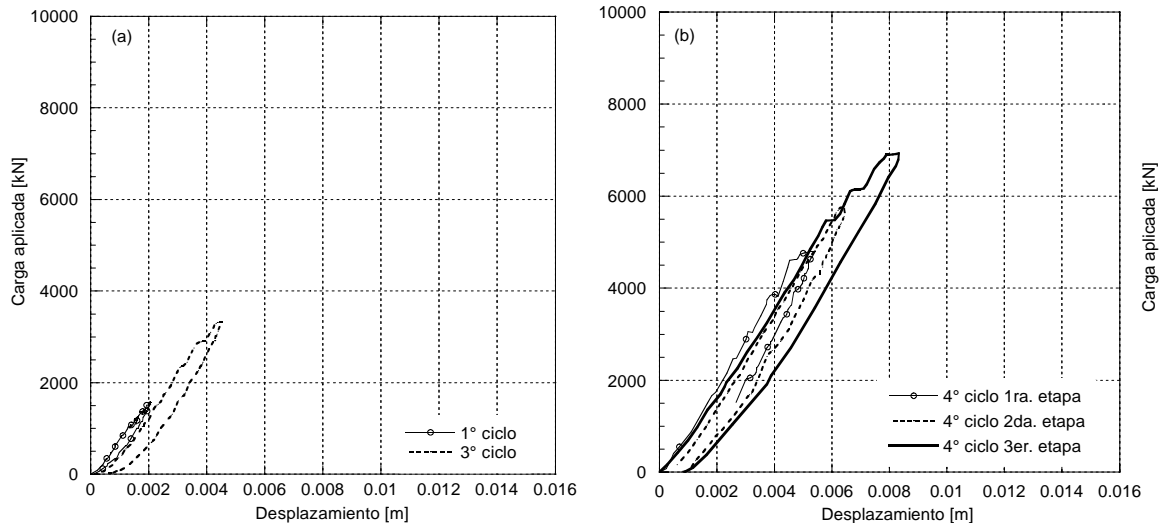


Figura 4.13. Curva carga-desplazamiento en la cabeza de la pila

La historia de carga-tiempo-deformación de los tres ciclos realizados en la cuarta etapa se muestra en la figura 4.14. Se observa que el primer ciclo de carga tuvo una duración de 130 minutos.

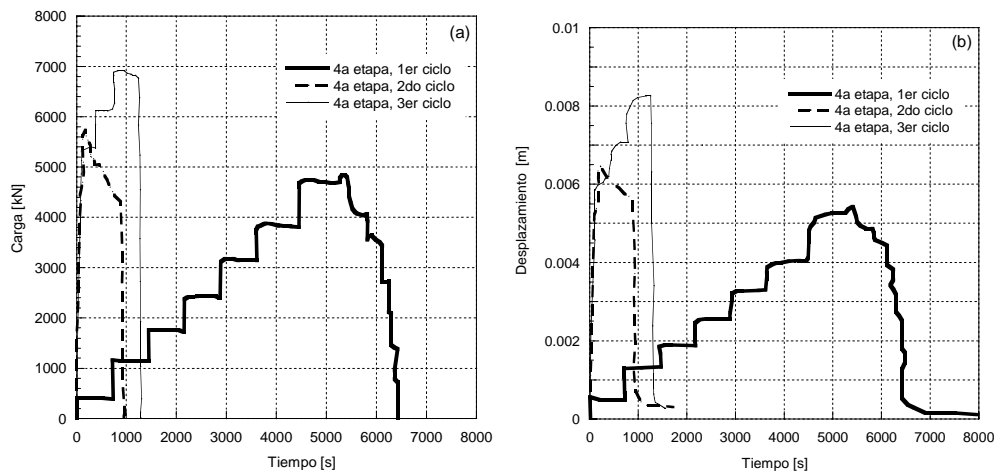


Figura 4.14. Curva carga-tiempo-deformación el cuarto ciclo de carga y descarga

La distribución de carga que se presentó a lo largo de la pila para todos los incrementos de la cuarta etapa se presentan en la figura 4.15a; en la misma curva se aprecia que la contribución de la punta ante carga axial fue mínima. Para el caso de la máxima carga aplicada se prosiguió con el análisis de dicha curva a fin de determinar la fricción generada en el fuste de la pila, ante esta condición de carga.

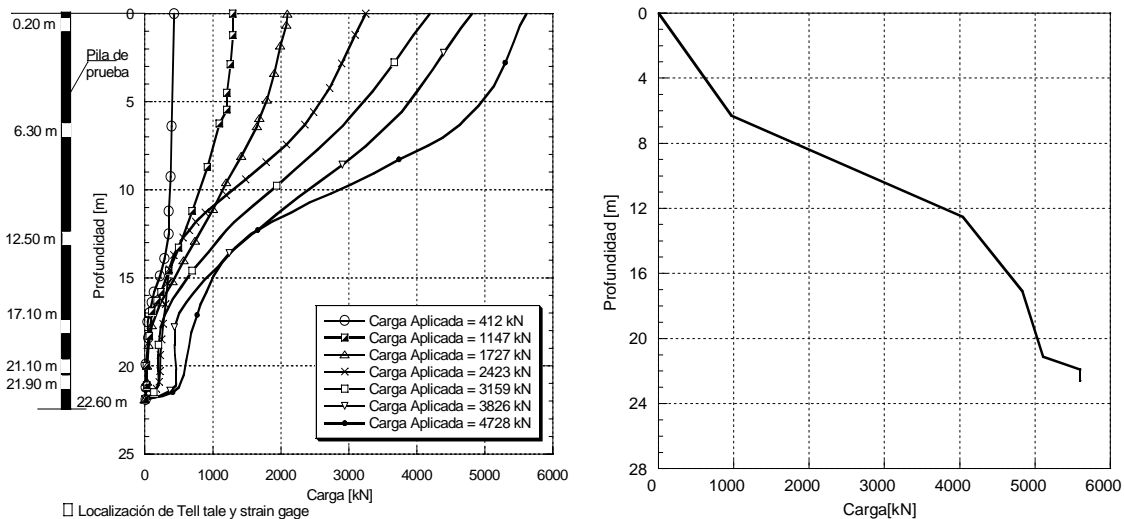


FIG. 4.15. a) Curva de transferencia carga axial-profundidad y b) Fricción generada en el fuste. Sitio Periférico

Prueba de carga lateral

La metodología empleada para llevar a cabo la prueba de carga en el Sitio Periférico siguió el mismo procedimiento empleado en las pruebas de San Antonio

La prueba de carga lateral se llevó a cabo en dos etapas, las cuales se describen brevemente a continuación:

1ª. Etapa de carga a 117.7 kN

- Se aplicaron tres incrementos de carga lateral de 39.2 kN cada uno, a cada 300 segundos. Los valores que se presentan son nominales.
- Posteriormente se mantuvo la carga por 15 minutos seguido de lo cual, se procedió a la descarga en tres decrementos a cada 180 segundos.

2ª. Etapa de carga y proceso de falla

- Fueron aplicados trece incrementos de carga lateral de 39.2 kN, cada veinticinco minutos, hasta alcanzar la falla.
- Para cada incremento de carga se realizó un barrido con inclinómetro.
- Se procedió a la descarga, con ocho decrementos a cada 300 segundos

En la figura 4.16a se presenta la curva carga-deformación; durante la etapa de falla se distingue una variación creciente de la carga que resiste la pila. La carga máxima alcanzada fue de 490.5 kN, teniéndose deformaciones del orden de 0.055 metros. En la figura 4.16b se muestran los desplazamientos medidos en el segundo ciclo de la prueba de carga.

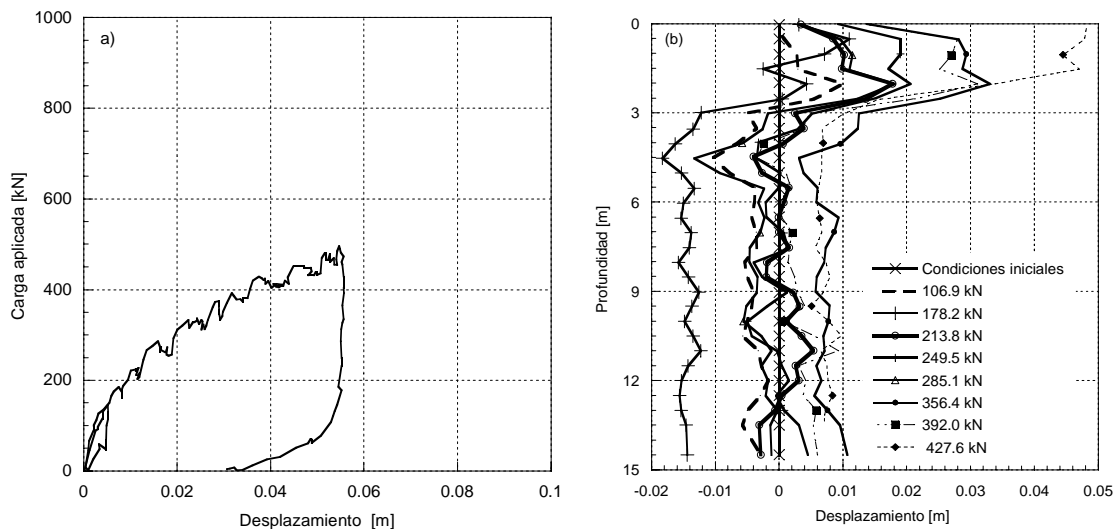


Figura 4.16. (a) Curva de carga-deformación lateral y (b) Desplazamientos medidos mediante la sonda de inclinómetro para el segundo ciclo de carga y descarga

La evolución de la curvatura de la pila a lo largo de sus dos tercios superiores se muestra en la figura 4.17. Se hace notar que las curvaturas mayores se encuentran a los cuatro metros de profundidad.

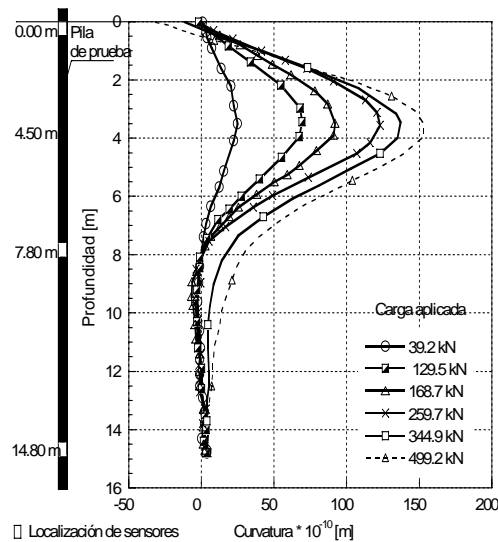


Figura 4.17. Evolución de la curvatura, a través del proceso de carga lateral

4.3.3 Resumen de resultados de las pruebas de carga

Como se ha enfatizado hasta ahora, se tienen resultados provenientes de dos sitios donde se han llevado a cabo pruebas de carga. El Sitio San Antonio, El Sitio Periférico y el sitio denominado Torre Mayor. La estratigrafía para dos sitios es puramente friccionante, tanto a lo largo del fuste como en la punta, toda vez que se tienen estratos constituidos principalmente por arenas y limos arenosos cuyo número de golpes en la prueba SPT se registro superior a 50.

A continuación, en la tabla 4.2, se muestra el resumen de los resultados obtenidos en la prueba de carga axial para cada uno de los sitios citados. Las cargas presentadas son las máximas que se presentaron durante el desarrollo de cada una de las pruebas, por ende las deformaciones presentadas corresponden a tales niveles de carga.

Tabla 4.2. Resumen de resultados, pruebas de carga axial

Sitio	Carga alcanzada	Deformación en la cabeza	Deformación en la punta	Aportación de la punta		Aportación del fuste	
				(kN)	%	(kN)	%
San Antonio	9356.0	0.015	-	608.14	6.5	8747.9	93.5
Periférico	6867.0	0.008	-	185.4	2.7	6681.6	97.3



Es importante enfatizar que para las pruebas llevadas a cabo en San Antonio y Periférico no se alcanzaron las cargas de falla. Lo anterior se aprecia claramente puesto que la deformación, en la punta de la pila, está muy por debajo del 5% que proponen diversos autores.

El resumen de resultados obtenidos para cada sitio, en la prueba de carga lateral, se muestra en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Resumen de resultados, pruebas de carga lateral

Sitio	Carga alcanzada	Deformación en la cabeza
	(kN)	(m)
San Antonio	764.2	0.072
Periférico	490.5	0.055

La tabla 4.3 muestra, tanto para el Sitio San Antonio como Periférico, el valor de la carga lateral de falla. Se ha asumido como falla a la condición que se caracterizó por la aparición en el terreno circundante de grietas verticales muy abiertas.



5. MODELADO NUMÉRICO DE LAS PRUEBAS DE CARGA

5.1 Tipos de modelos

A fin de llevar a cabo la modelación numérica de pruebas de carga se han de resolver las ecuaciones en derivadas parciales de equilibrio estático y de compatibilidad de deformaciones dadas por las ecuaciones 5.1 y 5.2 respectivamente. Cabe hacer mención que sirven de liga entre esfuerzos y deformaciones las ecuaciones constitutivas, las cuales dependen del tipo de modelo que se asuma para el comportamiento de los materiales.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \gamma_{yx} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

Los modelos numéricos que se emplean para resolver dichas ecuaciones son aquellos que han sido desarrollados dentro de la teoría de las ecuaciones en derivadas parciales. Los más ampliamente aplicados para resolver dicho sistema de ecuaciones son: los métodos de diferencias finitas y el método de elemento finito, los cuales se explican brevemente a continuación.

5.1.1 Método de diferencias finitas

En términos generales, el método de diferencias finitas consiste en discretizar la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno en estudio, en tanto que para el método del elemento finito se discretiza el cuerpo físico.

El concepto básico que está detrás del método de diferencias finitas es el proceso de discretización, éste proceso se basa en remplazar el sistema de ecuaciones diferenciales que describen el fenómeno físico por medio de la razón de cambio de la variable sobre un incremento finito pero pequeño. Por ejemplo, la primera derivada en el punto A de la figura 5.1 se expresa como lo indica la ecuación 5.3. Existen diferentes procedimientos, tales como el series de Taylor o interpolación de polinomios, para derivar aproximaciones de derivadas de orden superior.

$$\frac{du}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta u}{\Delta x} \approx \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (5.3)$$

Como resultado de las sustituciones de la derivada, el sistema de ecuaciones diferenciales es transformado en un sistema de ecuaciones en diferencias.

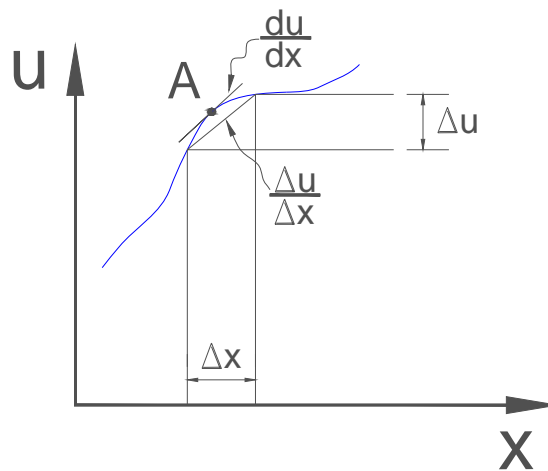


Figura 5.1 Aproximación de diferencias finitas a la primer derivada

5.1.2 Método de elemento finito

Tanto el método de elemento finito como el de diferencias finitas son técnicas desarrolladas para resolver problemas de valores de frontera. Un problema de valores de frontera se define mediante un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias o en derivadas parciales y un conjunto de condiciones de frontera. Algunos métodos de diferencias finitas resuelven el problema de valores en la frontera directamente; sin embargo, el método del elemento finito resuelve una forma integral equivalente del mismo



problema de valores de frontera, a esta forma integral se le conoce como una forma variacional o forma débil.

La aplicación del método de elemento finito ofrece ciertas ventajas puesto que es posible modelar cualquier tipo de problema ingenieril: difusión de calor, análisis de esfuerzos, problemas de campo magnético, entre otros; además, su aplicación es viable sin importar la geometría del problema en cuestión; lo mismo sucede en cuanto a los tipos de carga y condiciones de frontera, no presenta ninguna restricción; además, es posible combinar diversos comportamientos para materiales diferentes (concreto, elástico lineal; suelo, plástico perfecto, por ejemplo).

La secuencia de pasos a seguir para construir un modelo de elemento finito es la siguiente (Zienkiewicz, 1982):

- El continuo se divide (discretiza) mediante líneas o superficies imaginarias (esta discretización puede ser mediante elementos regulares o irregulares, como por ejemplo, cuadrados, triángulos, rectángulos, entre otros), conocidos como elementos finitos. En la figura 5.2, como un ejemplo, se muestra una idealización de un problema estructural mediante elemento finito; el problema consiste en una columna de sección variable cargada axialmente.
- Se supone que los elementos están conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que se conocen como *nodos*, situados en sus contornos. Los desplazamientos de estos nodos serán las incógnitas fundamentales del problema.
- Se forma un conjunto de funciones que definan de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada elemento finito en función de los desplazamientos nodales de dicho elemento.
- Estas funciones de desplazamientos definirán entonces de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones, junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirían el estado de esfuerzos en todo el elemento y, por consiguiente, también en sus contornos.
- Finalmente, se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, tal que equilibre los esfuerzos en el contorno y cualesquiera cargas repartidas, resultando así una relación entre fuerzas y desplazamientos.

¡Teniendo en cuenta que el método de elemento finito es un método numérico, se debe de aclarar que la solución obtenida mediante su aplicación no corresponde a una solución cerrada, razón por la cual el modelo (fenómeno simplificado, generalmente matemáticamente, de la realidad) y el algoritmo numérico (método de elemento finito, diferencias finitas, por ejemplo) guardan cierta relación, la cual se ve claramente en los siguientes conceptos (Skiba, 2001):

Aproximación: La proximidad de un modelo numérico al modelo original caracteriza el error que se introduce al hacer discreto un problema continuo. El grado de aproximación n se estima mediante un factor que tiene el error entre dos modelos. Este factor tiene la forma h^n en el método de diferencias finitas donde h es el tamaño de malla.

Estabilidad: La estabilidad caracteriza la propagación de los errores iniciales dentro del algoritmo en el proceso de cálculo. Si el incremento de errores iniciales es considerable y sin ningún control, entonces el método numérico se llama inestable.

Convergencia: Significa que la solución numérica converge hacia la solución exacta cuando el tamaño de malla h tiende a cero.

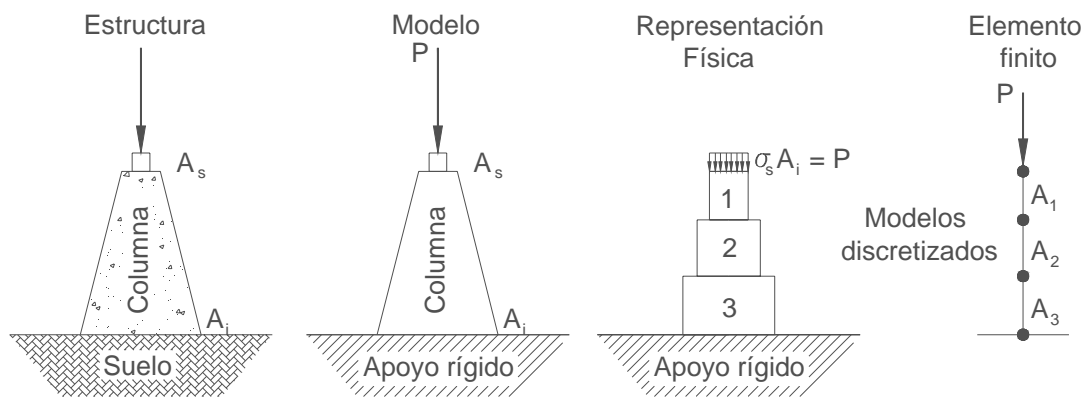


Figura 5.2 Pasos para realizar un modelo mediante elemento finito

5.1.3 Modelo axisimétrico

Por otra parte, antes de llevar a cabo la modelación numérica es necesario representar geoméricamente las condiciones presentadas en el sitio de prueba. El modelado geométrico se realizó, para las pruebas axiales, empleando un modelo axisimétrico; en tanto que, para las pruebas de carga lateral se empleó un modelo tridimensional. Cabe hacer mención que a partir del modelo axisimétrico se construye un modelo tridimensional, a diferencia del modelado tridimensional en el cual el modelo se crea en tres dimensiones desde un inicio.

Un modelo axisimétrico es aplicable para toda geometría que pueda ser generada como un sólido de revolución; Es decir, el modelado axisimétrico es viable siempre y cuando se esté trabajando con geometrías cilíndricas. Esta condición se satisface plenamente en una prueba de carga axial, mas no así en una prueba de carga lateral. La imposibilidad de modelar una prueba de carga lateral mediante un modelo axisimétrico es debido a que, si bien la pila y el terreno pueden ser generados considerando una simetría radial, la carga aplicada no se puede generar de esta manera. Es decir, al aplicar una carga lateral

mediante un modelo axisimétrico se estaría simulando una carga de confinamiento lateral. En la figura 5.3 se muestra un esquema de un modelo axisimétrico aplicable a una pila cargada axialmente embebida en un suelo.

Debido a las características propias de un problema axisimétrico su modelación se realiza utilizando un sistema de coordenadas cilíndricas (r , θ , z). Debido a la simetría de los problemas se suele asumir que no existen desplazamientos en la dirección θ ; y, por tanto, que los desplazamientos en las direcciones r y z son independientes de θ ; por lo cual, las relaciones de deformación se reducen a las expresiones dadas en 5.4.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= -\frac{\partial u}{\partial r}; \varepsilon_z = -\frac{\partial v}{\partial z}; \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r} \\ \gamma_{rz} &= -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = 0; \gamma_{z\theta} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

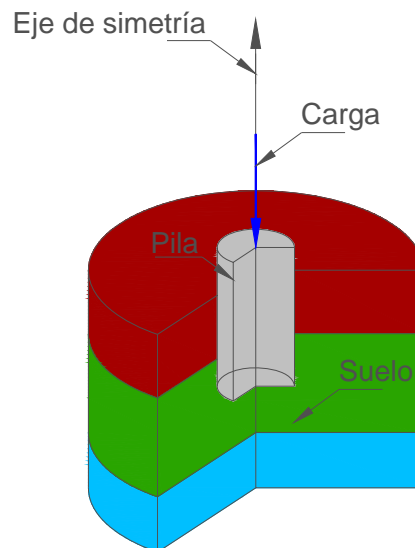


Figura 5.3 Ejemplo de problema axisimétrico

5.2 Modelo utilizado

El modelo utilizado para las pruebas de carga axial fue el generado a partir de uno axisimétrico, y se resolvió mediante el método de elemento finito. En tanto que para las pruebas de carga lateral se empleó un modelo tridimensional que igualmente se resolvió a partir del método de elemento finito.

5.2.1 Calibración del modelo axisimétrico

A fin de validar los resultados que se obtendrán posteriormente se procedió a realizar una calibración del modelo axisimétrico. Para ello se realizaron dos de este tipo de modelos



con el propósito de, a partir de datos teóricos, conocer la respuesta del método de elemento finito.

La primer modelación que se realizó fue encontrar la distribución de esfuerzos a lo largo de una normal que pasa por el centro de un área circular uniformemente cargada, los datos teóricos que se utilizaron fueron los dados por la ecuación de Boussinesq, la cual se señala en la ecuación 5.5.

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (5.5)$$

donde:

- w: Carga uniforme sobre el área circular (kN/m²)
- r : Radio del área circular uniformemente cargada (m)
- z: Profundidad a lo largo del centro del área carga uniformemente (m)
- σ_z : Esfuerzo a la profundidad z (kN/m²)

A fin de calibrar el modelo se emplearon los siguientes valores en la ecuación 5.5: w = 10 kN/m²; r = 1 m y z = (0 m, 10 m).

Por otro lado, el modelo utilizado fue axisimétrico y la carga uniforme se aplicó directamente sobre la masa de suelo, según se aprecia en la figura 5.4. El suelo se idealizó mediante un modelo Mohr Coulomb, y las propiedades mecánicas utilizadas se aprecian en la tabla 5.1. La malla se constituyó de 196 elementos triangulares y 1653 nodos, la cual discretizó un área en sección transversal de 20 x 10 m; es decir, el suelo se modeló hasta una profundidad de 10 metros. Las condiciones de frontera tanto en la base del modelo como en el extremo derecho del modelo fueron restringir los movimientos tanto horizontales como verticales; en cambio, las condiciones de frontera en el eje de axisimetría fueron restringir los movimientos únicamente en dirección horizontal.

Tabla 5.1. Propiedades mecánicas del estrato utilizado para determinar la distribución de esfuerzos en un área uniformemente cargada

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Estrato 1	0.00-10.00	18.44	32.7	75000	0.275

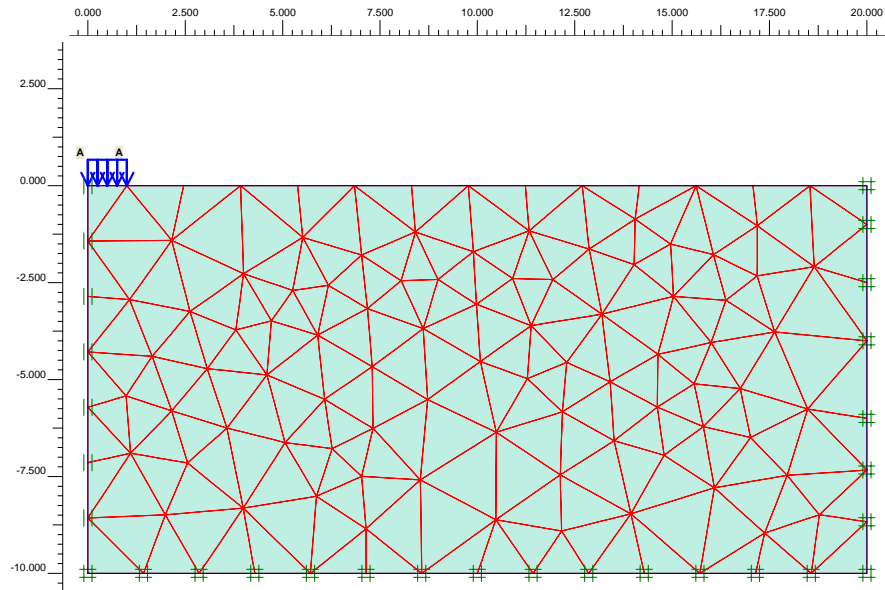


Figura 5.4 Modelo axisimétrico para determinar los esfuerzos a lo largo de una normal por el centro de un área circular cargada uniformemente.

De tal manera que, una vez efectuado el análisis a fin de poder efectuar la comparación de los esfuerzos debidos a Boussinesq con los determinados mediante el método de los elementos finitos, fue necesario restar a los esfuerzos calculados, los esfuerzos iniciales (esfuerzos geostáticos de la masa de suelo). La configuración de la malla deformada aparece en la figura 5.5, y la comparación gráfica de los esfuerzos calculados mediante Boussinesq y los obtenidos con la aplicación del método de elemento finito se muestran en la gráfica 5.6.

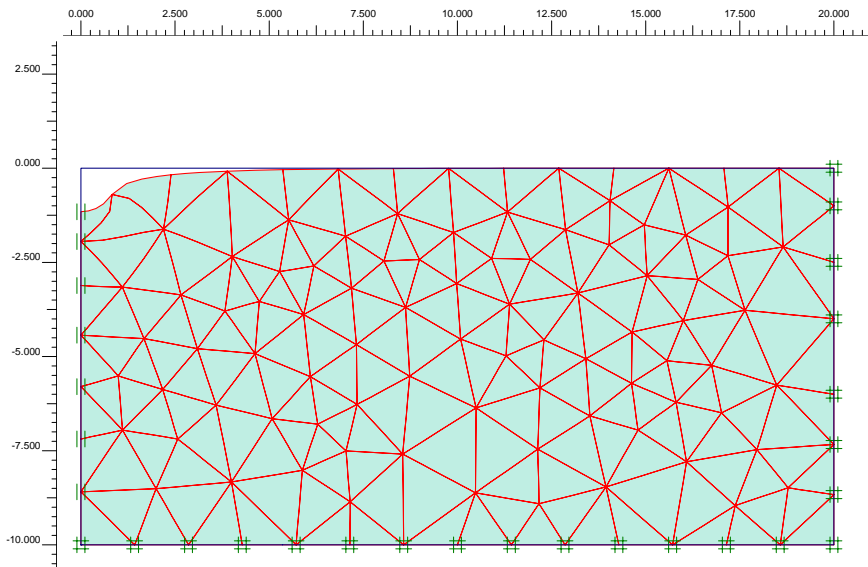


Figura 5.5 Configuración de la malla deformada al aplicarse una carga uniforme en una área circular

Por otra parte, de manera adicional a la verificación de los esfuerzos en la masa de suelo debidos a una área uniformemente cargada, se realizó una calibración más del programa de elemento finito. Esta segunda calibración consistió en reproducir una prueba de compresión simple practicada a una probeta de concreto. Las propiedades del concreto, módulo elástico, peso volumétrico y resistencia a la compresión, se tomaron a partir de los ensayos realizados en probetas de concreto endurecido. Tales probetas se tomaron de las ollas de concreto con el cual se coló la pila del sitio San Antonio sobre la cual se practicó la prueba de carga axial.

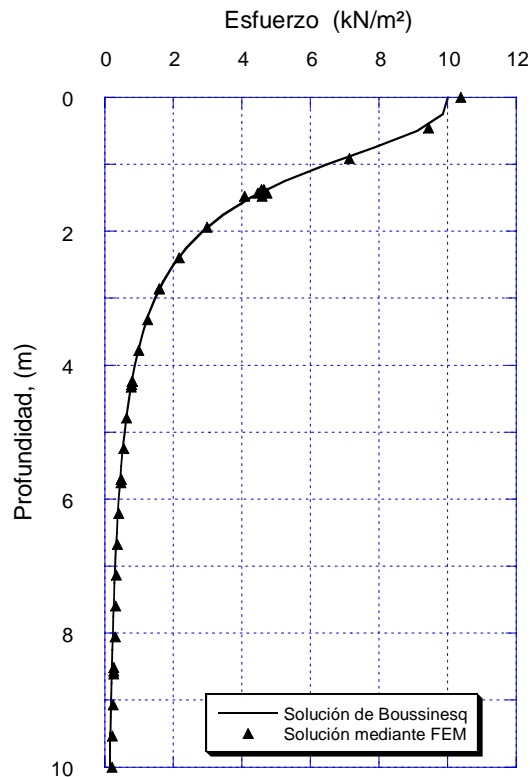


Figura 5.6 Comparación de la distribución de esfuerzos debida a una superficie circular cargada uniformemente de acuerdo a Boussinesq y método de elemento finito

El comportamiento de la pila se modeló como si fuera un suelo cohesivo y estuviera regido a un comportamiento elasto-plástico perfecto (Modelo de Mohr Coulomb), como el que se muestra en la figura 5.7.

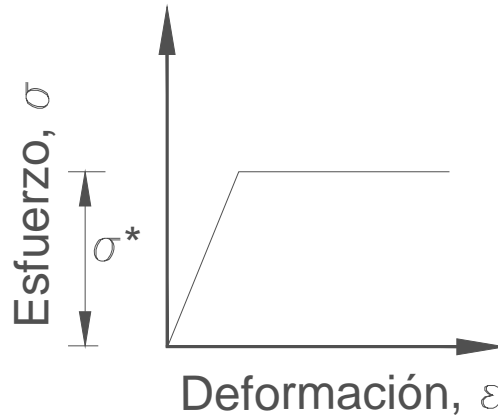


Figura 5.7 Representación gráfica de un modelo elasto-plástico perfecto, modelo de Mohr-Coulomb

Es claro que para el concreto el esfuerzo de fluencia, σ^* , corresponde a la resistencia del concreto a compresión, f'_c . Ahora bien, a fin de poder equiparar la resistencia a compresión del concreto con la cohesión, c , de un suelo se hace uso del esquema de la figura 5.8; en este esquema se muestran diferentes círculos de Mohr para una prueba de compresión simple; es decir, el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , es igual a cero. Con base en dicha figura se hace claro que $c = f'_c/2$, puesto que la cohesión en una prueba de compresión simple se obtiene trazando una línea paralela al eje de las abscisas y que sea tangente al círculo de Mohr en la falla de la probeta.

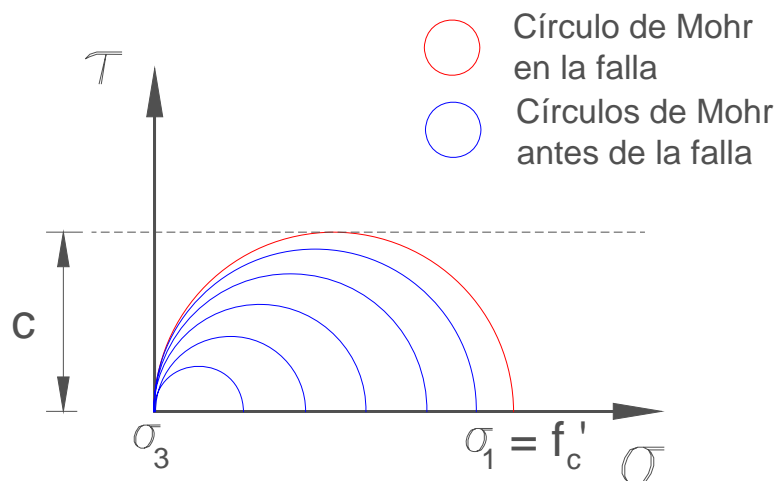


Figura 5.8 Círculos de Mohr en una prueba de compresión simple

Teniendo lo anterior en mente, se procedió a definir las características del concreto que aparecen en la tabla 5.2. Dichos parámetros fueron los valores promedios de las pruebas de compresión realizadas en probetas de concreto de la pila colada para la prueba de carga axial del sitio San Antonio y fueron reportados por Mendoza *et al.*, 2003.



Se debe de recordar que los ensayos de las probetas de concreto endurecido fueron llevados a cabo conforme a lo establecido en la Norma ASTM C 31-84, razón por la cual las dimensiones de la probeta fueron 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

Tabla 5.2. Propiedades mecánicas del concreto en la prueba de compresión, Mendoza et al., 2003

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Cohesión c (kPa)	Resistencia a la compresión f'_c (kPa)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Concreto	0.00-0.30	22.53	22391.33	44782.66	26577644.4	0.20

Con base en la información anterior se procedió a elaborar el modelo geométrico elementos finitos elementos triangulares y 1001 nodos.

Ahora bien, los resultados desprendidos de un modelo de elemento finitos nos permiten conocer los desplazamientos y por ende las deformaciones unitarias de la probeta. Es claro que la deformación que tendrá lugar en el concreto justo en el momento en que en éste se alcanza el esfuerzo de fluencia, f'_c , es posible determinar la deformación unitaria con los conceptos de la Mecánica de Materiales mediante la ecuación 5.6.

$$\sigma = \varepsilon E \quad (5.6)$$

Donde:

σ : Esfuerzo aplicado (kN/m²)

ε : Deformación unitaria

E : Módulo de Young (kN/m²)

Mediante la aplicación de la ecuación 5.6, utilizando los datos de la tabla 5.2, se tiene una deformación unitaria igual a 0.00168, lo cual da un desplazamiento de 505.5E-06 m en tanto que, con el modelo de elemento finitos se obtiene un desplazamiento de 503.4E-06 m. La configuración deformada de la probeta se muestra en la figura 5.9b.

La curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple se reportan en la figura 5.10. En la figura tal, se han incluido, además de los resultados de la modelación con elemento finito, dos de las curvas obtenidas en las pruebas de laboratorio. El trazo de estas dos curvas obedece a que fueron las curvas a las pruebas en las cuales se registro la máxima y la mínima resistencia del concreto.

Teniendo en consideración que los parámetros que se utilizaron en el modelo fueron los promedio, podemos concluir que el método de elemento finito converge a reproducir la curva esfuerzo-desplazamiento de una prueba de compresión simple.

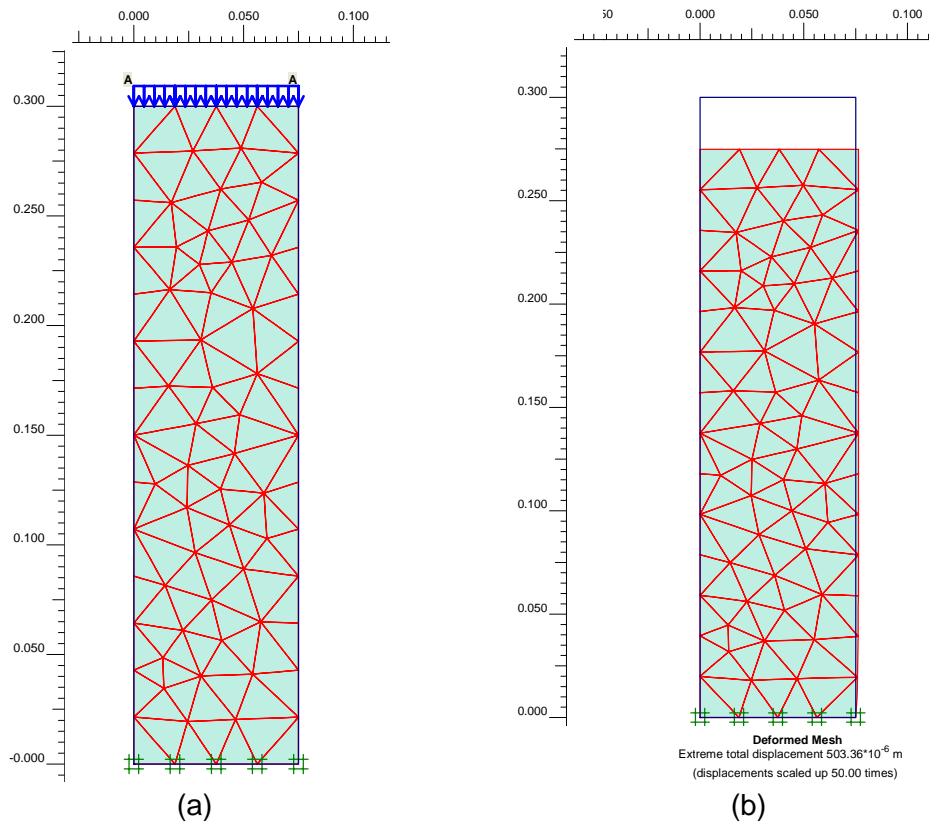


Figura 5.9 a) Modelo axisimétrico para reproducir la prueba de compresión en una probeta de concreto b) Configuración de la malla deformada

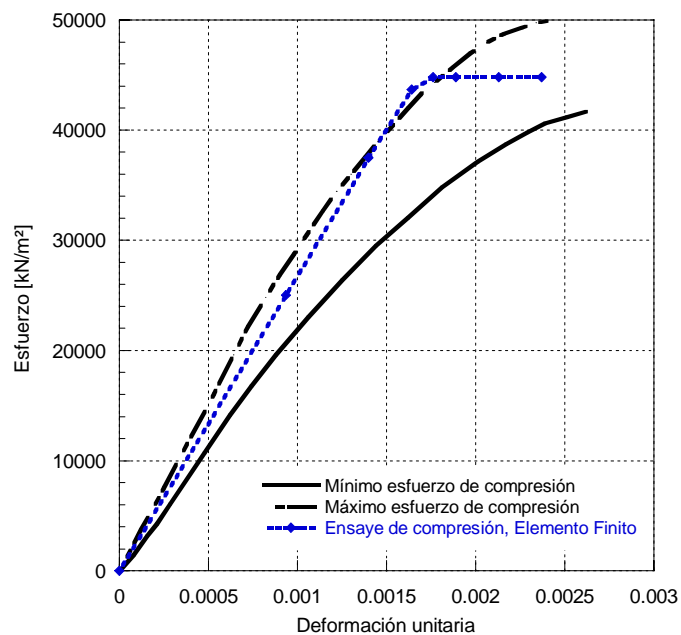


Figura 5.10 Curvas esfuerzo-deformación de las probetas de concreto



5.2.2 Propiedades mecánicas de los estratos, Sitio San Antonio

Una vez realizadas las dos calibraciones anteriormente descritas se procedió a modelar las pruebas de carga, este proceso se describe a continuación.

El comportamiento esfuerzo-deformación del suelo se simuló teniendo en consideración la ley constitutiva dada por el modelo de Mohr-Coulumb. Por otra parte, la pila se consideró como un material elástico lineal.

Debido a la carencia de datos puntuales proporcionados por laboratorio, las propiedades ingenieriles del suelo se determinaron a través de correlaciones, utilizando el número de golpes de la prueba de penetración estándar. De tal forma que el módulo de Young y el ángulo de fricción interna se determinó mediante las siguientes expresiones:

$$E = 6000 N_{55} \quad (5.7)$$

$$\phi = (18N_{70})^{0.5} + 15 \quad (5.8)$$

Donde N_{55} y N_{70} son el número de golpes obtenidos de la prueba SPT, corregidos para 55% y 70% de energía. Las ecuaciones (5.7) y (5.8) fueron propuestas por Bowles (1996) y Shioi y Fukui (1982), respectivamente.

Por otra parte, el ángulo de dilatancia se determinó aplicando la ecuación 5.9 (Bolton, 1986), la cual es aplicable a depósitos de arena cuarzosa y depende del ángulo de fricción interna. Para valores de ángulo de fricción menores de 30° se consideró un ángulo de dilatancia igual a cero.

$$\psi = \phi - 30 \quad (5.9)$$

Con base en el perfil estratigráfico y los resultados de la prueba SPT (ver apartado 4), para el sitio San Antonio se consideraron 10 unidades estratigráficas con las características mecánicas que se señalan en la tabla 5.3. Cabe señalar que dicha tabla las características mecánicas de los estratos 9 y 10 son exactamente las mismas; es decir, se subdividió un estrato a fin de evitar que durante la generación de la malla de elemento finito se tuvieran elementos de tamaño más o menos constante para evitar que se presentaran problemas atribuibles a esto. Dentro de la tabla 5.3 también se incluyen las propiedades del concreto de la pila, las cuales se obtuvieron con base en los datos experimentales practicados en probetas de concreto utilizado en la pila de la prueba de carga axial del Sitio San Antonio reportados por Mendoza *et al.*, 2003.

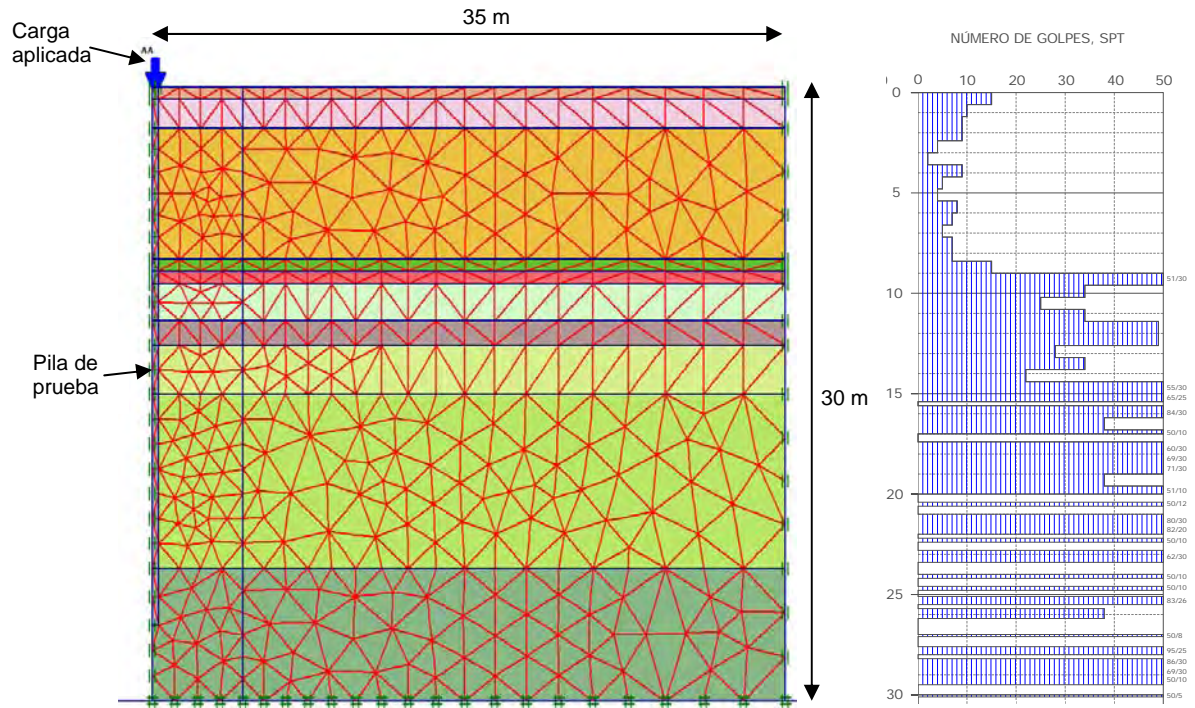
**Tabla 5.3. Propiedades mecánicas de los estratos, consideradas en el modelo numérico**

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Ángulo de dilatación ψ (°)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Estrato 1	0.00 – 0.60	18.44	32.7	2.7	75000	0.275
Estrato 2	0.60 – 2.00	18.44	29.5	0.0	50000	0.275
Estrato 3	2.00 – 8.40	18.44	25.5	0.0	26500	0.275
Estrato 4	8.40 – 9.00	18.44	33.3	3.3	80000	0.35
Estrato 5	9.00 – 9.60	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 6	9.60– 11.40	17.70	40.6	10.6	156500	0.35
Estrato 7	11.40–12.60	17.70	46.7	16.7	240000	0.35
Estrato 8	12.60–15.00	17.70	38.7	8.7	133750	0.35
Estrato 9	15.00–23.50	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 10	23.50–30.00	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Pila	0.00-26.30	22.53	-	-	26577644	0.20

5.2.3 Modelo geométrico de la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

El modelo geométrico consta del perfil estratigráfico, la pila, la interface entre el suelo y la pila, la carga aplicada y la generación de la malla de elemento finito. El elemento interfaz obedece a que durante el proceso de construcción de la pila el material inmediatamente alrededor de la pila cambio de propiedades debido a los trabajos de colocación y colado de la pila. Sin embargo, debido a que no se contaban con mediciones en campo de las propiedades de la interfaz, ésta se omitió.

Por otra parte, la carga se consideró como uniformemente distribuida en toda la cabeza de la pila. En la figura 5.11 se muestra el modelo geométrico a partir del cual se generó el modelo tridimensional de la prueba de carga axial para la pila de prueba del sitio San Antonio. El modelo axisimétrico consta de 927 elementos triangulares de 15 nodos y tiene un total de 7595 nodos.



5.2.4 Resultados de la Modelación Numérica de la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

Antes de proceder a hacer mención de los resultados obtenidos, es necesario puntualizar que mediante un programa de elementos finitos es posible realizar cálculos para cada fase del proceso constructivo de la pila, así como también para cada uno de los incrementos de carga que tuvieron lugar durante las diferentes etapas de la prueba. Esta característica aunada a que durante la prueba de carga se comenzaron las mediciones de la instrumentación una vez que la pila estuvo colada en sitio, las deformaciones del suelo atribuibles al proceso constructivo no se tomaron en cuenta dentro del modelo. Esto es, se tomó como condiciones iniciales a aquellas que se presentaron una vez que la pila ya estuvo colada en sitio.

A partir de lo anterior se comenzaron a registrar las deformaciones. Las fases que se simuló fue la cuarta etapa de carga. La carga máxima que se introdujo al modelo fue de 9355.0 kN, para esta carga se registro una deformación de 0.0155 m. La deformación en el sitio de prueba, para esta carga, fue de 0.0150 m. La curva esfuerzo-deformación se muestra en la figura 5.12. En la misma figura 5.12 se aprecia que las deformaciones permanentes obtenidas mediante el modelo Mohr – Coulomb subestiman los valores obtenidos en campo.

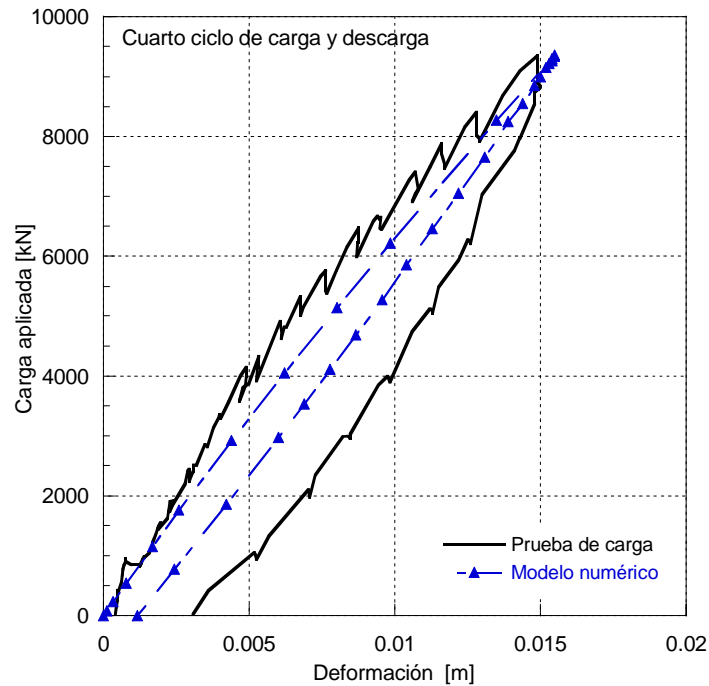


Figura 5.12 Curva esfuerzo-deformación para la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

De la misma prueba de carga y el modelo numérico se desprende la comparación mostrada en la figura 5.13, en la cual se muestran las mediciones de carga realizadas a lo largo de la pila y su comparación con las obtenidas mediante el modelo de elemento finito empleado, estas curvas corresponden a diferentes incrementos de carga que fueron aplicados durante el cuarto ciclo de carga y descarga. Se puede observar que el modelo numérico subestimó la transferencia de carga en los primeros metros de la pila, esta discrepancia se puede explicar como el resultado de la interpretación que se realizó con respecto a considerar diferentes diámetros conforme a los cuales se llevó a cabo la interpretación de la prueba de carga. Por otra parte, tanto el modelo numérico como los resultados obtenidos en las pruebas de carga indican la pequeña transferencia de carga que se presentó en la punta, la cual fue del orden del 8%. El 92% restante fue tomado por el fuste de la pila.

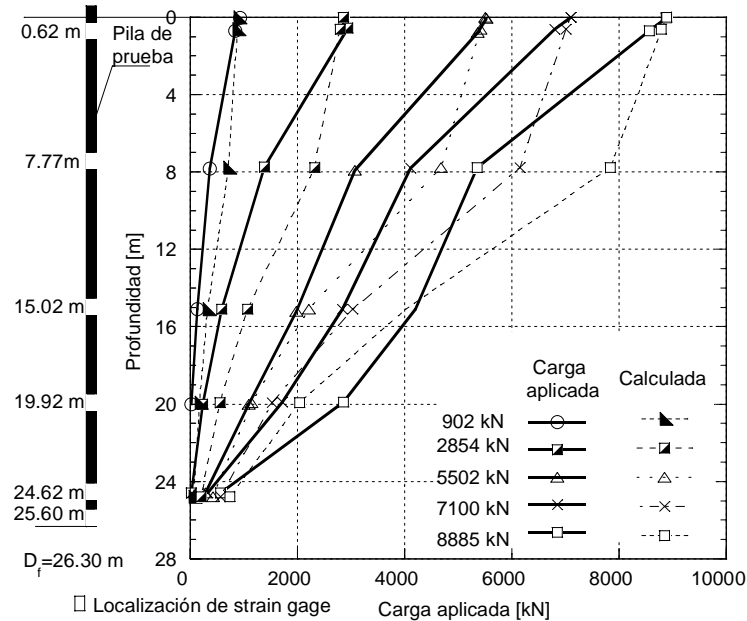


Figura 5.13 Curva de transferencia de carga, medidas en campo y calculadas

5.2.5 Prueba de carga lateral, sitio San Antonio. Calibración del modelo

Como se puntualizó anteriormente, realizar una modelación de la prueba de carga lateral utilizando un modelo axisimétrico no es posible de llevarse a cabo dado que la existencia de una carga lateral anula la simetría radial respecto al eje de la pila. Esta restricción condujo a la necesidad de construir un modelo tridimensional. Al igual que en la aplicación del modelo axisimétrico, el primer paso para llevar a cabo la modelación tridimensional de la prueba de carga lateral fue calibrar el modelo tridimensional. Esto se llevó a cabo realizando la modelación de la prueba de carga axial del sitio San Antonio.

De tal manera que se procedió a la construcción del modelo geométrico en tres dimensiones de la prueba de carga axial. Para esto se tomaron, como era de suponer, los mismos parámetros del suelo y el concreto señalados en la tabla 5.3. El modelo geométrico que se construyó consta de 6138 elementos triangulares y tiene un total 16974 nodos, esquemáticamente se muestra en modelo en la figura 5.14.

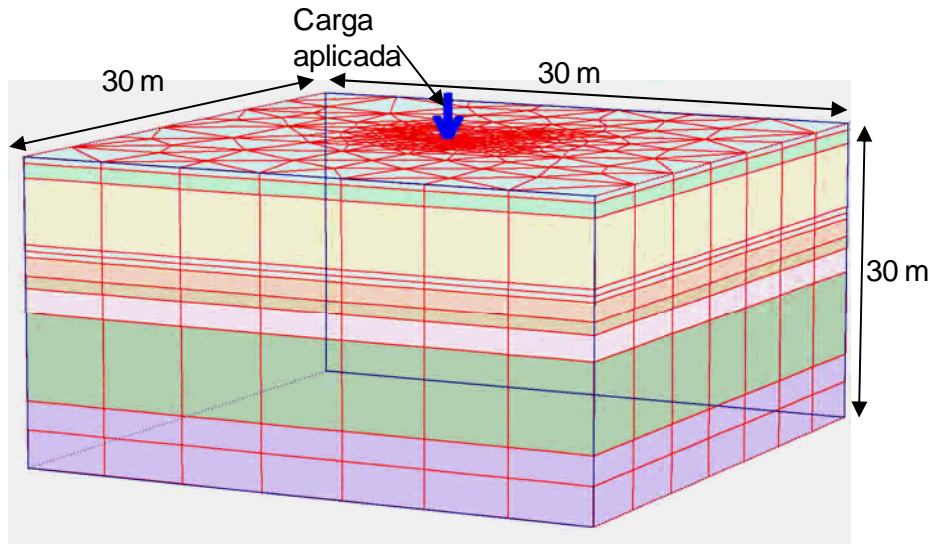


Figura 5.14 Modelo tridimensional para llevar a cabo la simulación numérica de la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

La configuración de la deformada, considerando la aplicación de la carga máxima alcanzada durante la prueba, se muestra en la figura 5.15. En esta figura se aprecia que la deformación alcanzada fue de 0.0161 m para la carga de 9355.0 kN. Este valor se compara con la deformación registrada en la prueba de campo, la cual fue de 0.0150 m.

Por otro lado, en la figura 5.16 se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en la prueba de carga, la modelación axisimétrica y la modelación tridimensional. En esta figura se aprecia claramente la equivalencia entre un modelo axisimétrico y el modelo tridimensional.

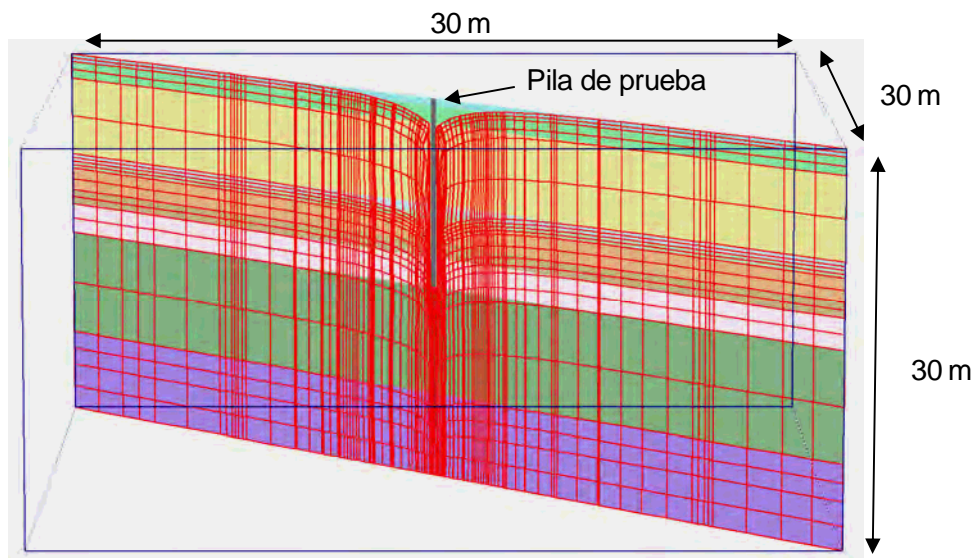


Figura 5.15 Configuración de la malla deformada para la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

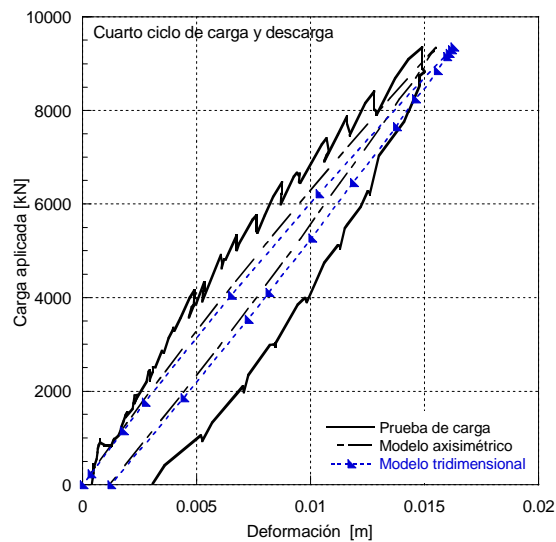


Figura 5.16 Comparación de curvas esfuerzo-deformación para la prueba de carga axial obtenidas empleando un modelo axisimétrico y tridimensional

5.2.6 Modelación numérica de la prueba de carga lateral. Sitio San Antonio

Para la modelación de la carga lateral de la pila PCLS del sitio San Antonio, se utilizó el mismo modelo tridimensional que se empleó en la calibración (Figura 5.14), lo único que se modificó fue la dirección de la carga aplicada. De tal manera que la malla de elemento finito constó de 6138 elementos triangulares y 16974 nodos. La curva esfuerzo – deformación obtenida mediante el modelo y la de campo se muestran en la figura 5.17a. En esta figura se aprecia una diferencia importante entre el desplazamiento máximo obtenido para la carga máxima de la prueba de 0.02 m; sin embargo, se aprecia que el comportamiento de la curva carga – desplazamiento obtenida mediante el método de elemento finito es muy próxima a la obtenida en campo hasta los 400 kN.

Como se mencionó anteriormente, para el sitio San Antonio se llevaron a cabo dos pruebas de carga lateral. Una de ellas consistió en aplicar la carga a nivel del terreno natural (la cual se modeló anteriormente), en tanto que la otra consistió en realizar una excavación de 1.5 m de profundidad alrededor de la pila y aplicar la carga al nivel de la misma, esta pila se ha identificado como PLCL.

A fin de realizar la modelación de la prueba de carga lateral en la pila PLCL, también se modeló la excavación en dentro del modelo de elementos finitos tridimensional y se utilizó el mismo modelo por medio del cual se obtuvo la curva carga – deformación de la figura 5.17a. Por tanto, la curva calculada mediante el método del elemento finito se muestra en la figura 5.17b. En dicha figura se aprecia que para un mismo nivel de deformación, mediante el método numérico se obtiene 11.6 % menos de la carga medida en campo. Esta carga máxima corresponde a la máxima alcanzada en el modelo de elemento finito,

esta carga máxima probablemente obedeció a las tensiones generadas en la parte del suelo adyacente a la aplicación de la carga, toda vez que en el modelo se asumió una resistencia del suelo nula a la tensión. En la figura 5.17 se muestra un corte esquemático de la prueba de carga lateral.

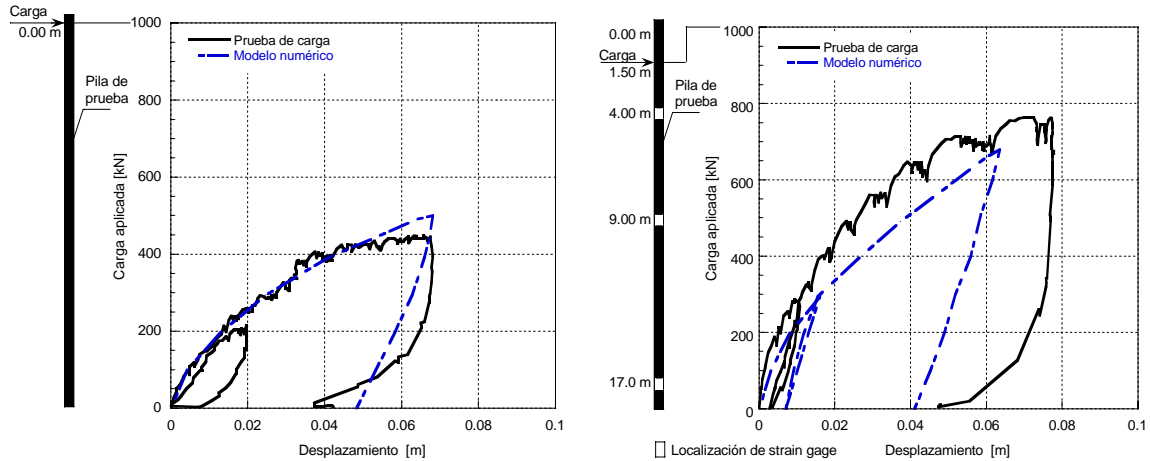


Figura 5.16 Curvas carga-deformación para la prueba de carga lateral, Sitio San Antonio, a) pila PCLS y b) pila PCLC

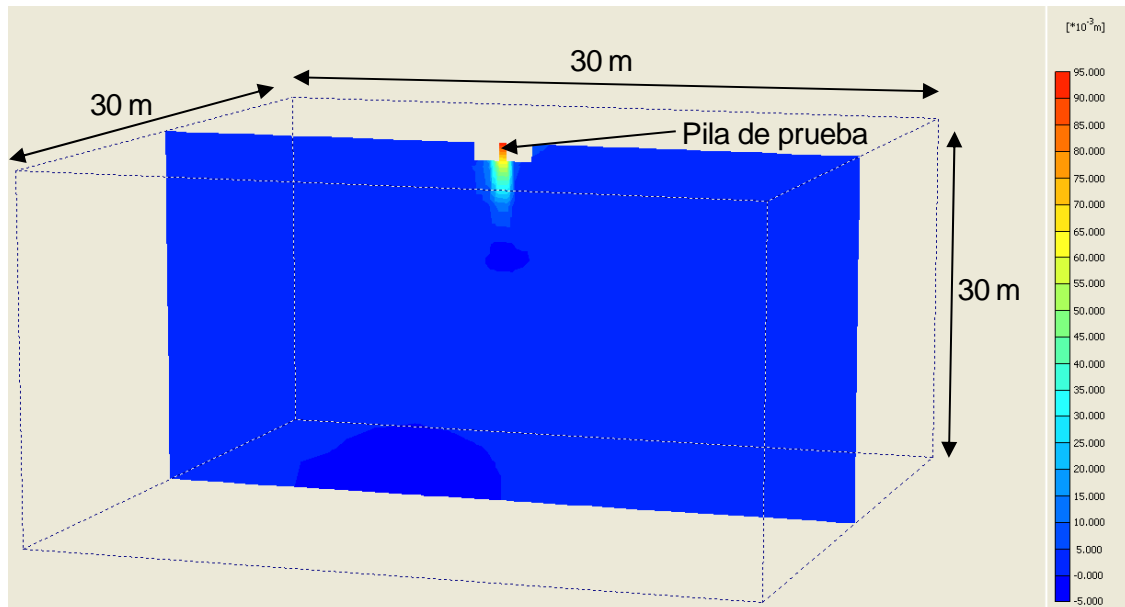


Figura 5.17 Contornos de deformación horizontal presentados para la carga máxima de la prueba, Sitio San Antonio, pila PCLC



5.2.7 Propiedades mecánicas de los estratos, Sitio Periférico

Al igual que lo sucedido para el sitio San Antonio, para la prueba de carga axial se carecía de datos puntuales proporcionados por laboratorio; por lo tanto, las propiedades ingenieriles del suelo se determinaron a través de correlaciones, utilizando el número de golpes de la prueba de penetración estándar. De tal forma que el módulo de Young y el ángulo de fricción interna, así como el ángulo de dilatación, se determinaron mediante las 5.6, 5.7 y 5.8 respectivamente.

Así pues, con base en el perfil estratigráfico y los resultados de la prueba SPT (ver apartado 4), para el sitio Periférico se consideraron 15 unidades estratigráficas con las características mecánicas que se señalan en la tabla 5.4. Dentro de la tabla 5.4 también se incluyen las propiedades del concreto de la pila, las cuales se obtuvieron con base en los datos experimentales practicados en probetas de concreto utilizado en la pila de la prueba de carga axial del Sitio Periférico reportados por Mendoza *et al.*, 2003.

Tabla 5.4. Propiedades mecánicas de los estratos, consideradas en el modelo numérico

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Ángulo de dilatación ψ (°)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Estrato 1	0.00 - 2.40	18.44	33.9	3.9	85000	0.275
Estrato 2	2.40 - 5.60	18.44	27.1	0.0	35000	0.275
Estrato 3	5.60 - 7.70	18.44	47.4	17.4	250000	0.275
Estrato 4	7.70 - 8.50	18.44	25.2	0.0	25000	0.35
Estrato 5	8.50 - 10.90	17.70	42.3	12.3	177500	0.35
Estrato 6	10.90 - 11.40	17.70	32.1	2.1	70000	0.35
Estrato 7	11.40 - 12.00	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 8	12.00 - 12.50	17.70	37.4	7.4	120000	0.35
Estrato 9	12.50 - 13.80	17.70	44.4	14.4	206250	0.35
Estrato 10	13.80 - 15.00	17.70	46.9	16.9	242500	0.35
Estrato 11	15.00 - 18.00	17.70	46.6	16.6	237500	0.35
Estrato 12	18.00 - 20.40	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 13	20.40 - 22.50	17.70	41.2	11.2	163333	0.35
Estrato 14	22.50 - 25.00	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 15	25.00 - 30.00	18.44	47.4	17.4	250000	0.35
Pila	0.00 - 22.50	23.21	-	-	29125743	0.20

5.2.8 Modelo geométrico de la prueba de carga axial, Sitio Periférico

El modelo geométrico consta del perfil estratigráfico, de la pila, de la interface entre el suelo y la pila, de la carga aplicada; y, de la generación de la malla de elemento finito. Dado que no se cuentan con mediciones de campo de las propiedades mecánicas de la interfaz, ésta no se incluyó en el modelado de la prueba de carga.

Por otra parte, la carga se consideró como uniformemente distribuida en toda la cabeza de la pila. En la figura 5.19 se muestra el modelo geométrico a partir del cual se generó el modelo tridimensional de la prueba de carga axial para la pila de prueba del sitio Periférico. El modelo axísimétrico consta de 1025 elementos triangulares de 15 nodos y tiene un total de 8371 nodos.

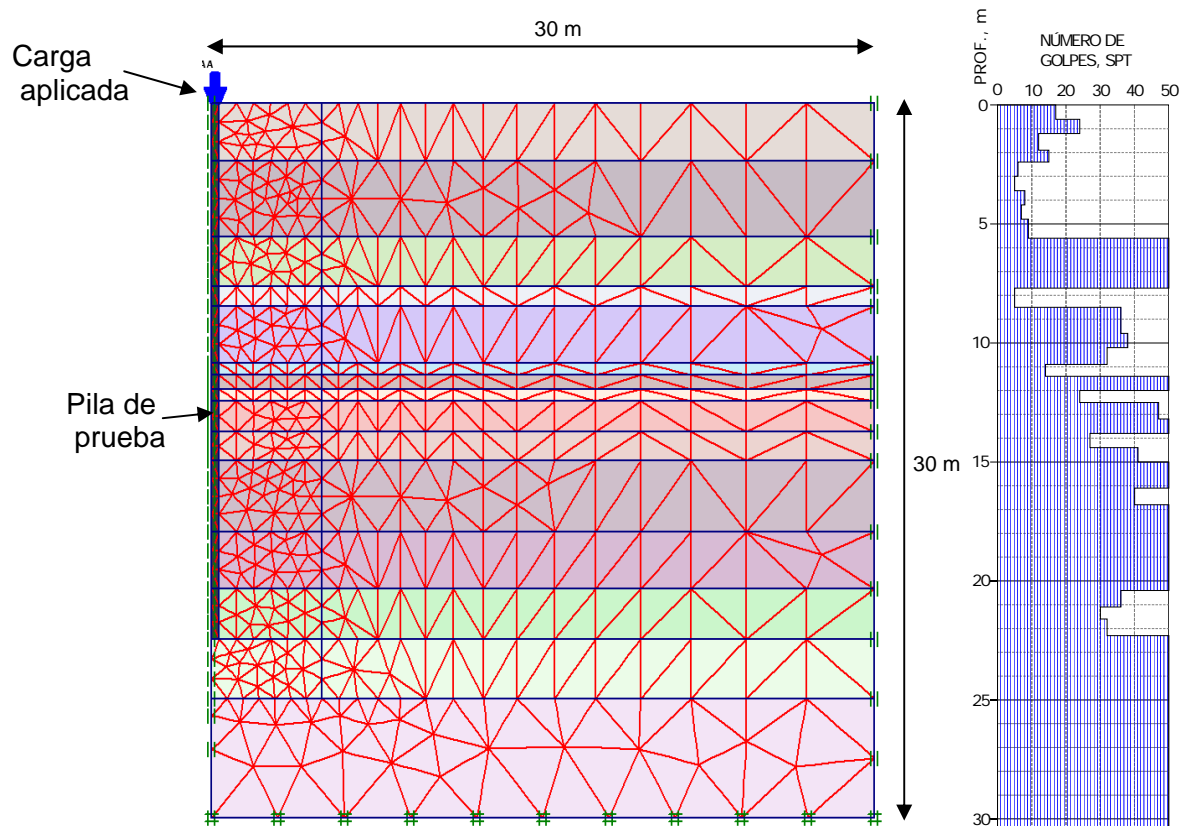


Figura 5.19 Modelo geométrico para la prueba de carga axial del sitio San Antonio

5.2.9 Resultados de la Modelación Numérica de la prueba de carga axial, sitio Periférico

Las fases de carga que se simularon fueron la cuarta etapa de carga y su tercer ciclo. La carga máxima durante la prueba, que coincide con la del modelo, fue de 6867.0 kN, para

esta carga se registro una deformación de 0.008 m. La deformación obtenida mediante el modelo de elemento finito fue de 0.009 m. La curva esfuerzo-deformación se muestra en la figura 5.20a. En la figura 5.20b se muestra la distribución de carga a lo largo de la pila, tanto las calculadas como las medidas durante la ejecución de la prueba; se aprecia que la transferencia de carga a la punta es del orden del 9% del total. Finalmente, en la figura 5.21 se muestran los contornos de deformación horizontal para la carga máxima alcanzada durante la ejecución de la prueba.

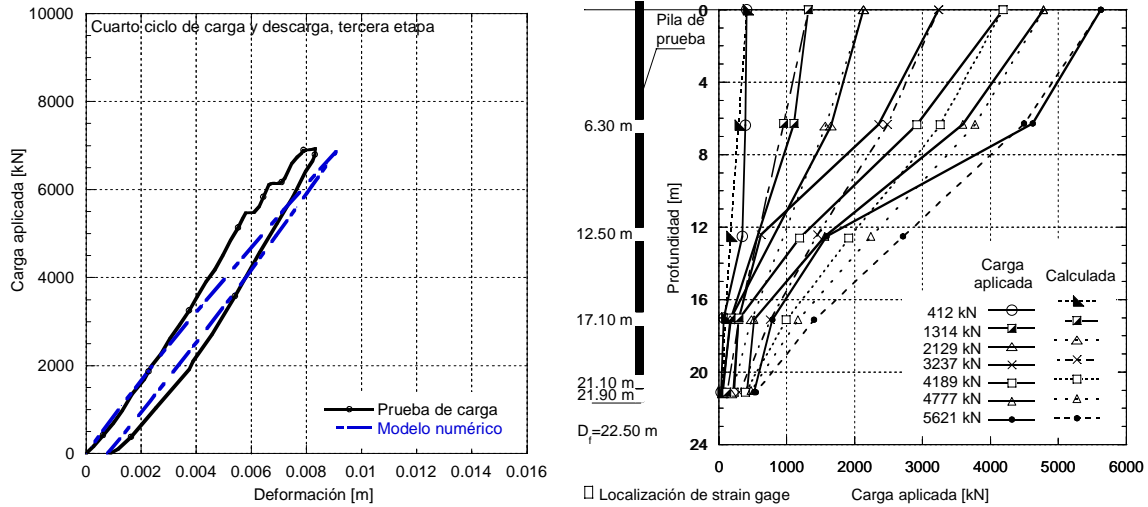


Figura 5.20 a) Curva esfuerzo-deformación para la prueba de carga axial y b) curvas de transferencia de carga a lo largo de la pila, Sitio Periférico

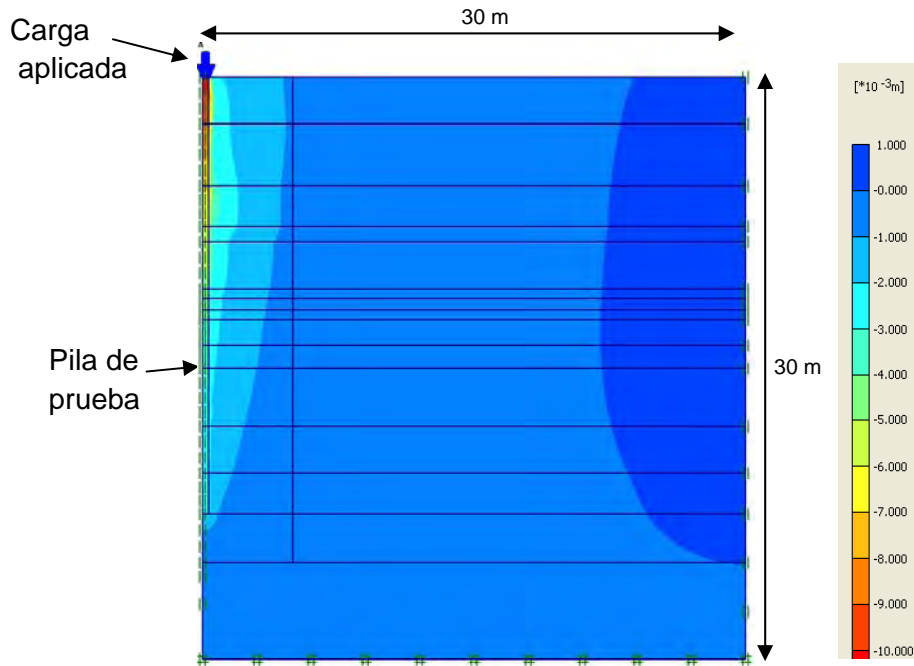


Figura 5.21 Contornos de deformación para la prueba de carga axial, Sitio Periférico

5.2.10 Modelación numérica de la prueba de carga lateral, Sitio Periférico

El modelo por medio del cual se llevo a cabo el análisis de elemento finito para la prueba de carga lateral del sitio Periférico fue tridimensional, y se discretizó en 8370 elementos y un total de 22730 nodos. Los parámetros mecánicos del suelo, así como la estratigrafía en general, son los que se definieron para carga axial.

En la figura 5.22a se muestra la curva carga – deformación obtenida. Se aprecia que la carga máxima obtenida para un mismo nivel de deformación es 21 % mayor a la registrada durante la ejecución de la prueba. Es posible que en campo se haya presentado una carga tan baja durante la ejecución de la prueba toda vez que se observaron grietas a lo largo de los trabajos de construcción de dicha pila que se describen en el informe presentado por Mendoza *et al.*, 2003. La figura 5.22b muestra una comparación entre los desplazamientos medidos y calculados para tres incrementos de carga, en esta figura se hace claro que los desplazamientos laterales pueden asumirse como cero para profundidades mayores a los 7 m.

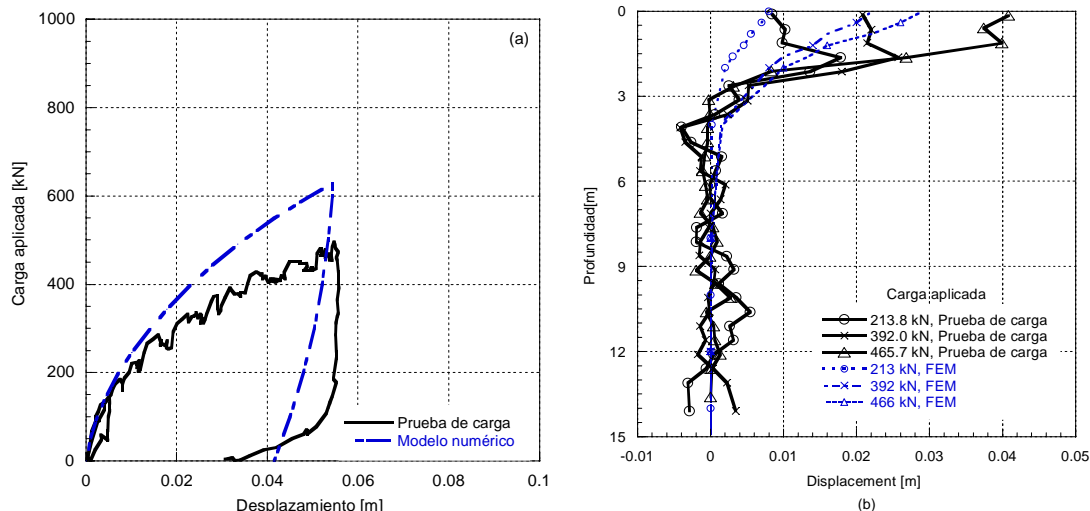


Figura 5.22 a) Curva esfuerzo-deformación y b) Desplazamientos medidos y calculados en función de la profundidad, Sitio Periférico

5.3 Determinación de curvas t-z, Q-z y p-y a partir de los modelos numéricos

Una vez que los modelos numéricos fueron calibrados, se procedió a la obtención de las curvas t-z, Q-z y p-y para los geomateriales encontrados en los sitios de prueba a partir de los resultados finales. Las curvas propuestas son comparadas con aquellas que se proponen en la literatura especializada O'Neill y Reese (1999) y API (1993). Para la obtención de las curvas Q-z el movimiento en la punta de la pila se limitó al 5% de su

diámetro nominal, D , el cual representa el asentamiento que comúnmente se toma como referencia para determinar la capacidad de carga última de pilas mediante la aplicación de métodos empíricos tales como los propuestos por Reese (1977), Decourt (1995), O'Neill y Reese (1999) y Wysockey (1999). A partir de esta consideración se obtuvo la capacidad de carga máxima por fricción del fuste, $t_{m\acute{a}x}$, a fin de desarrollar las curvas normalizadas t - z para cada uno de los sitios de prueba.

De manera esquemática la obtención de las curvas antes mencionadas se muestra en la figura 5.23, en la cual se aprecia el modelo mecánico para una pila axialmente cargada. La pila está sujeta a una fuerza axial en su cabeza, la cual le ocasiona un desplazamiento z_t . El desplazamiento en la punta es z_p , y el desplazamiento a la profundidad x es z . Se considera que los desplazamientos z hacia abajo son positivos y las cargas de compresión también se consideran positivas.

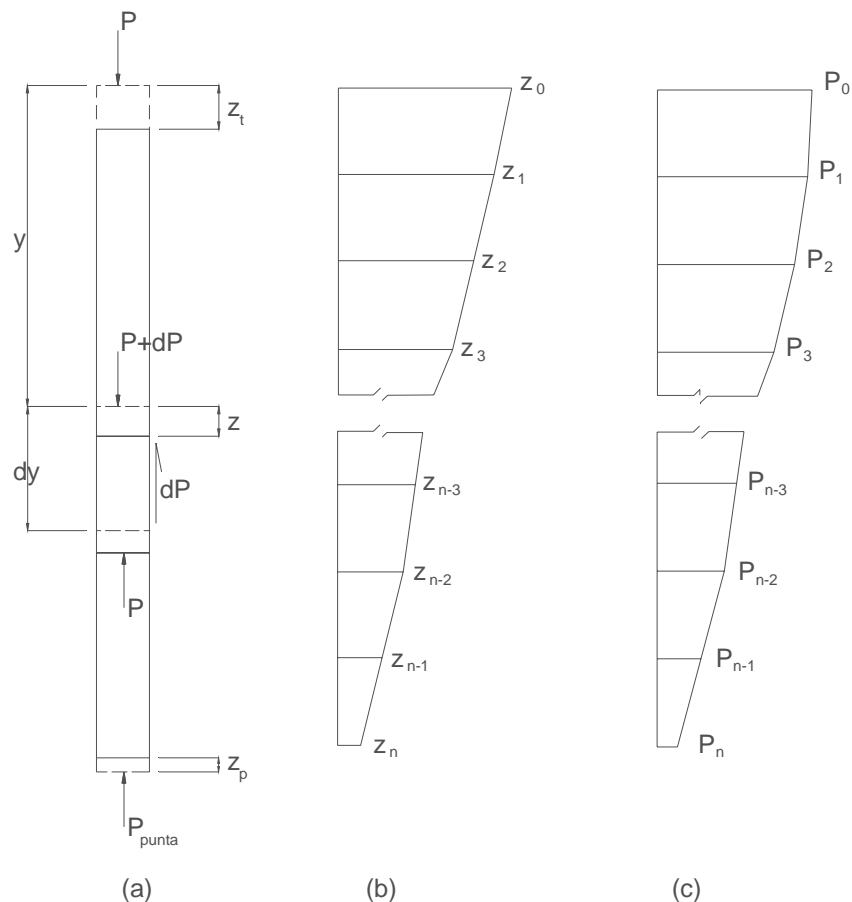


Figura 5.23 Modelo mecánico para una pila axialmente cargada

En un elemento dx , la deformación en el elemento debida a la carga axial se calcula como sigue:



$$\frac{dz}{dx} = -\frac{P}{EA} \quad (5.10)$$

donde:

- P: carga axial en la cabeza de la pila (kN)
- E: modelo de Young del material de la pila (kPa)
- A: área de la sección transversal de la pila (m²)

En la figura 5.23b se muestra el esquema de transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila, se hace notar que se parte de una distribución de desplazamientos a lo largo de la pila, así como de la distribución de cargas con la profundidad. De esta manera se construyen las curvas t-z con valores promedios alrededor de la profundidad de interés. Por otra parte, es posible construir diagramas análogos para construir las curvas p-y a las profundidades de interés.

5.3.1 Sitio Periférico

En la figura 5.24 se muestran nueve curvas $t/t_{\max} - z/D$ obtenidas a partir de los resultados desprendidos del modelo de elementos finitos para diferentes profundidades a lo largo del fuste de la pila, las cuales se han agrupado por geomaterial: limo arenosos o limo arcillosos. En la figura 5.25a y 5.25b se puede observar un rango dentro del cual varían las curvas $t/t_{\max} - z/D$ calculadas, en esas mismas figuras se ha trazado una línea de tendencia para limos arcillosos y arenosos respectivamente. La forma de las curvas derivadas a partir del modelo numérico son similares al límite superior para arcillas que propone el American Petroleum Institute, API, (1993). La discrepancia entre la carga máxima transferida se puede atribuir a la presencia de limos en el depósito de suelo. Las curvas $t/t_{\max} - z/D$ recomendadas por O'Neill y Reese (1999) y por API (1993) muestran que para arena limpias la transferencia máxima de carga se alcanza para un desplazamiento del 1% del diámetro de la pila. La forma de la curva $t/t_{\max} - z/D$ obtenida a partir del modelo numérico para arenas limosas muestra como el contenido de limos y la plasticidad de estos materiales influyen en su comportamiento, figura 5.26. Las curvas Q-z derivadas a partir de los modelos numéricos desarrollados para arenas con gravas se aprecian en la figura 5.27 y caen dentro del rango para suelos no cohesivos que ha recomendado O'Neill y Reese (1999). La pendiente de la curva $Q/Q_p - z/D$ presentada se atribuye al contenido de gravas. Finalmente, las curvas p-y obtenidas a partir de los modelos numéricos se presentan en la figura 5.27 para cinco diferentes profundidades.

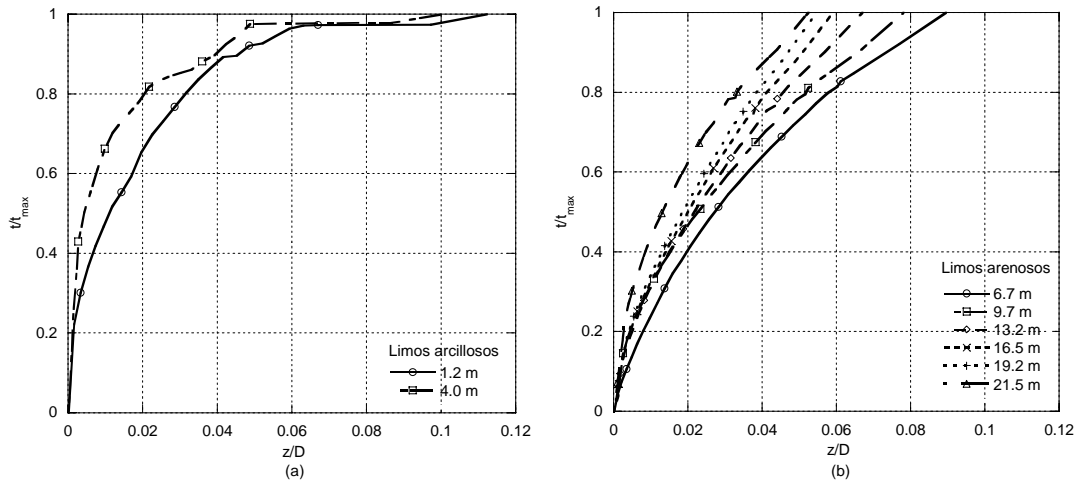


Figure 5.24 Curvas u'/u'_{\max} - z/D generadas a partir del modelo numérico (a) limos arcillosos y (b) limos arenosos, sitio Periférico

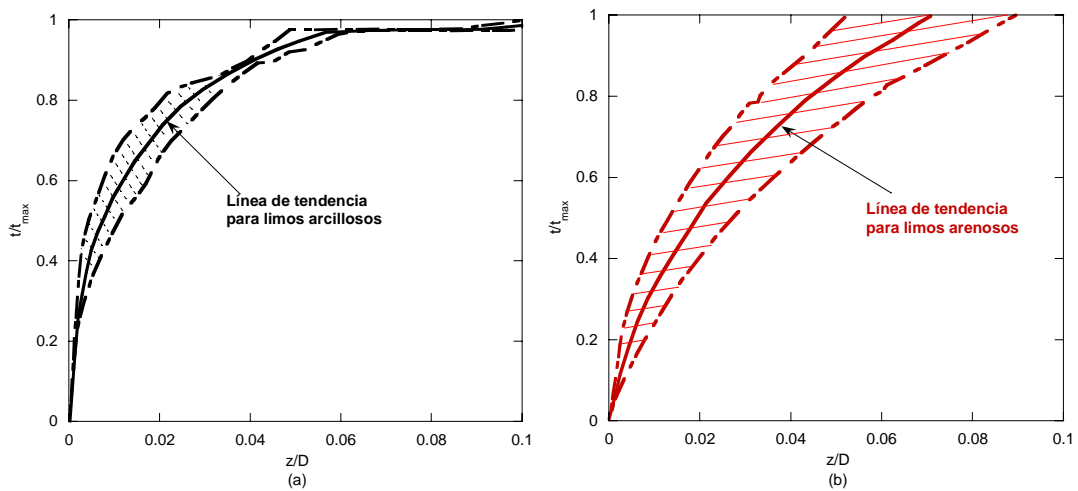


Figure 5.25 Curvas u'/u'_{\max} - z/D generadas a partir del modelo numérico (a) limos arcillosos y (b) limos arenosos, sitio Periférico

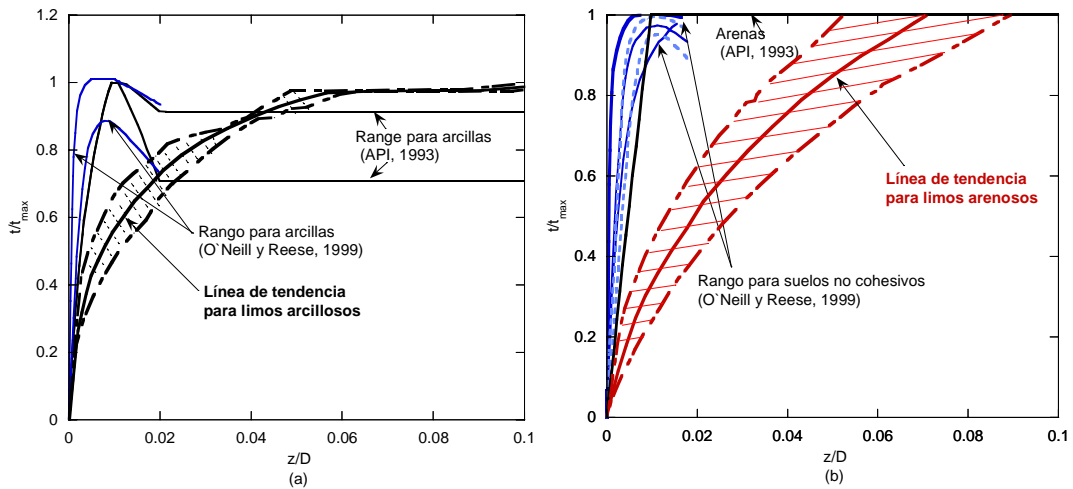


Figure 5.26 Comparación de curvas t/t_{max} - z/D generadas a partir del modelo numérico con API (1993) y O'Neill y Reese (1999), sitio Periférico

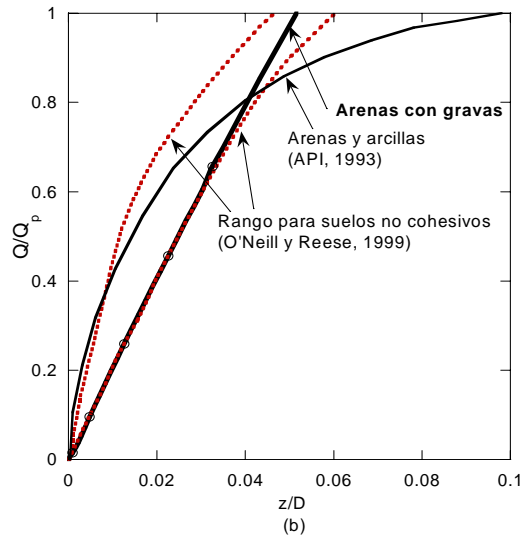


Figure 5.27 Curvas Q/Q_p - z/D generadas a partir del modelo numérico, sitio Periférico

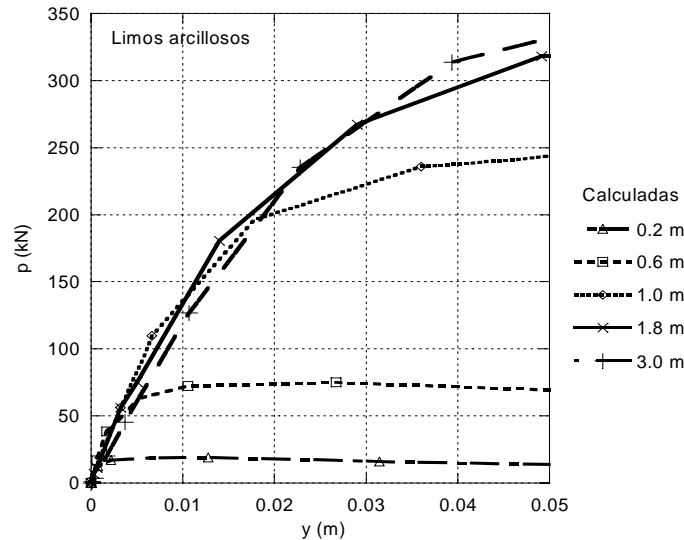


Figure 5.28 Curvas p - y generadas a partir del modelo numérico, sitio Periférico

5.3.2 Sitio San Antonio

Para el sitio San Antonio, se determinaron ocho curvas $t/t_{\max} - z/D$ a diferentes profundidades, las cuales se han agrupado en la figura 5.29 en función del geomaterial. En la figura 5.30a y 5.30b se puede observar un rango dentro del cual varían las curvas $t/t_{\max} - z/D$ calculadas, en dichas figuras se ha trazado una línea de tendencia para arenas arcillosas y limos arenosos o arenas limosas. La forma de las curvas derivadas a partir del modelo numérico son similares al límite superior para arenas que propone el American Petroleum Institute, API, (1993). La discrepancia entre la carga máxima transferida se puede atribuir a la presencia de gravas en el depósito de suelo. Las curvas $t/t_{\max} - z/D$ recomendadas por O'Neill y Reese (1999) y por API (1993) muestran que para arena limpias la transferencia máxima de carga se alcanza para un desplazamiento del 1% del diámetro de la pila. La forma de la curva $t/t_{\max} - z/D$ obtenida a partir del modelo numérico para arenas limosas muestra, al igual que en el sitio periférico, como el contenido de limos y la plasticidad de estos materiales influyen en su comportamiento, esto se aprecia en la figura 5.31. Las curvas Q - z derivadas a partir de los modelos numéricos desarrollados para arenas con gravas se aprecian en la figura 5.32 y caen dentro del rango para suelos no cohesivos que ha recomendado O'Neill y Reese (1999). La pendiente de la curva $Q/Q_p - z/D$ presentada, al igual que en el sitio periférico, se atribuye al contenido de gravas. Finalmente, las curvas p - y obtenidas a partir de los modelos numéricos se presentan en la figura 5.33 para cinco diferentes profundidades, para las primeras tres profundidades se aprecia una carga p máxima y una residual lo cual es pausable de atribuir al fenómeno de dilatación.

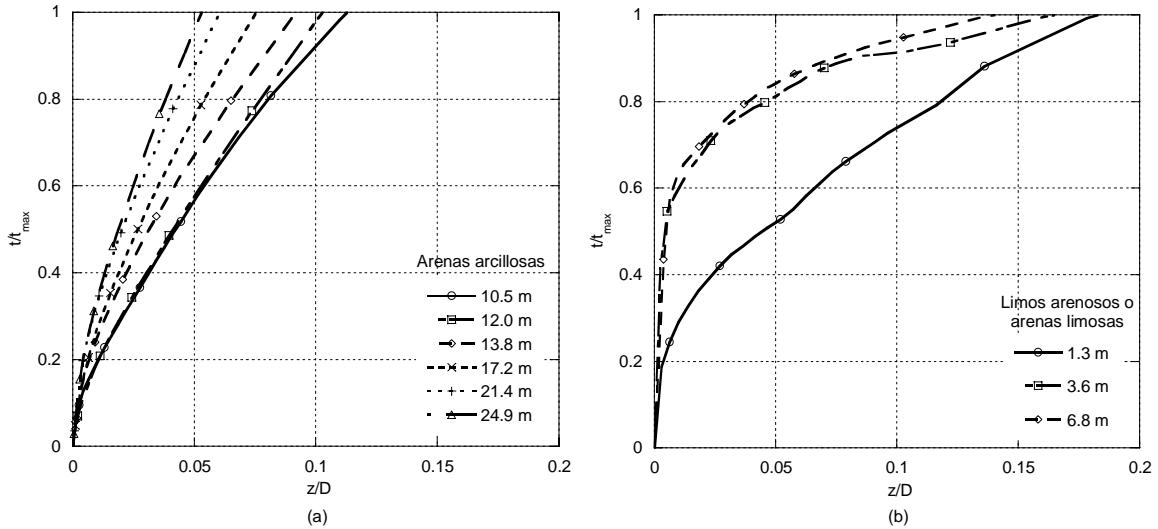


Figure 5.29 Curvas t/t_{max} - z/D generadas a partir del modelo numérico (a) arenas arcillosas y (b) limos arenosos o arenas limosas

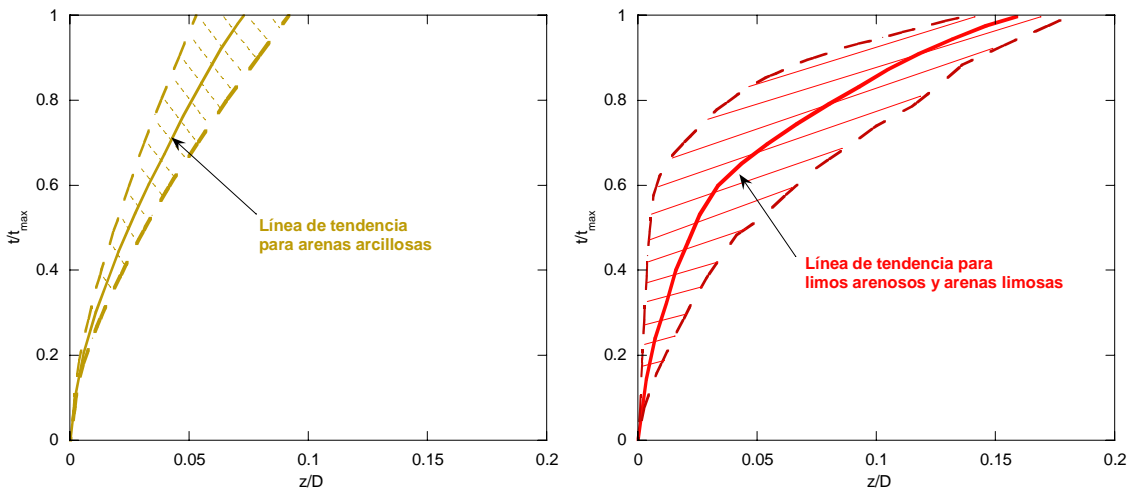


Figure 5.30 Curvas t/t_{max} - z/D generadas a partir del modelo numérico (a) arenas arcillosas y (b) limos arenosos o arenas limosas, Sitio San Antonio

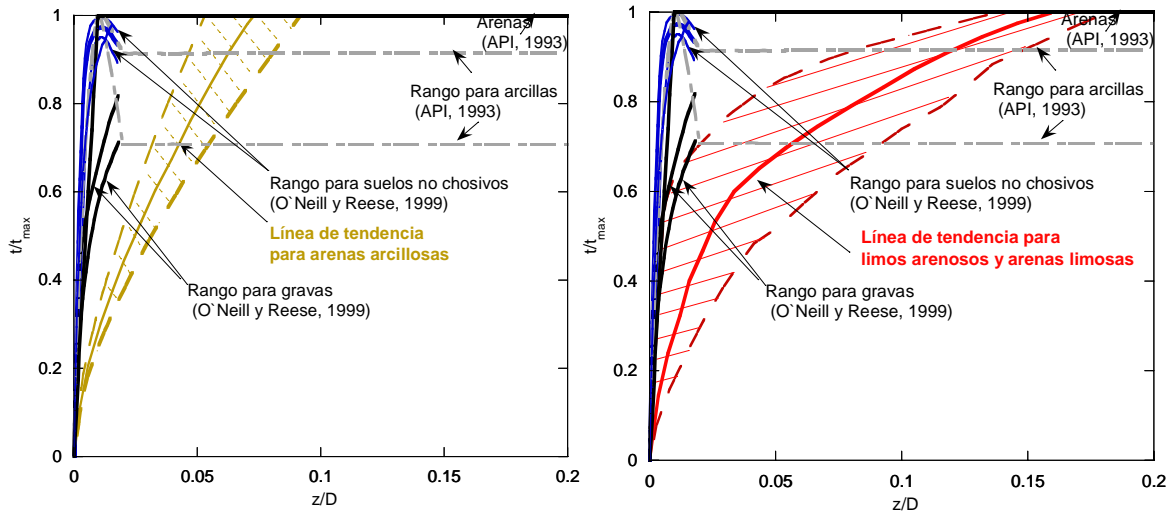


Figure 5.31 Comparación de curvas t/t_{max} - z/D generadas a partir del modelo numérico con API (1993) y O'Neill y Reese (1999), sitio San Antonio

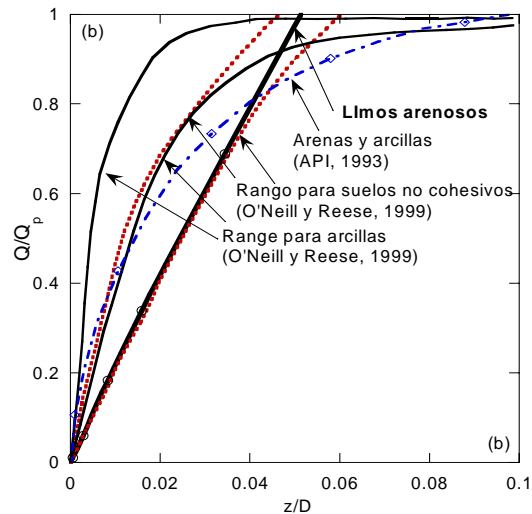


Figure 5.32 Curvas Q/Q_p - z/D generadas a partir del modelo numérico, sitio San Antonio

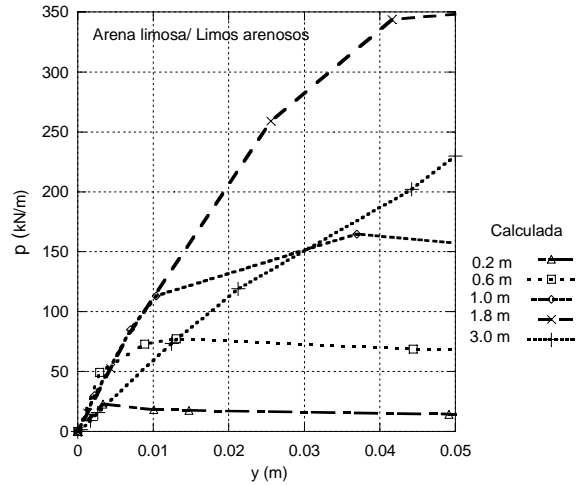


Figure 5.33 Curvas p - y generadas a partir del modelo numérico, sitio San Antonio



6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con respecto a lo que ha sido expuesto en los capítulos precedentes de este trabajo de tesis, es posible concluir y realizar algunas recomendaciones en torno a tres ejes principales:

- Carga axial
- Carga lateral
- Interacción estática suelo-pila

6.1 Carga axial

Las conclusiones y recomendaciones obtenidas con base en los modelos numéricos calibrados de elementos finitos, para simular la respuesta carga-desplazamiento en una prueba de carga axial estática, son las siguientes:

- Las correlaciones existentes entre la prueba de penetración estándar (SPT) y los parámetros mecánicos en suelos friccionantes - Bowles (1996), Shioi y Fukui (1982) - son adecuadas, en vista de los resultados obtenidos, siendo éstas suficientes para construir los modelos geotécnicos de los sitios en estudio.
- Considerar para arenas densas el fenómeno de dilatación conduce a una descripción más adecuada del comportamiento esfuerzo – deformación de estos materiales, y la ecuación propuesta por Bolton (1986) tiene un grado de precisión adecuado en la estimación del ángulo de dilatación.
- Emplear un modelo constitutivo de Mohr – Coulomb ofrece un grado de precisión ingenieril suficiente para modelar el comportamiento de pruebas de carga estática en pilas coladas en sitio.
- Las conclusiones anteriores se reflejan en las comparaciones de las respuestas medidas y las calculadas (figura 5.12 y 5.16), las cuales indican que el método del elemento finito que se ha propuesto es aplicable para predecir la variación de la carga tanto en el fuste de la pila como en su punta.



- Es posible obtener una estimación de la carga última de las pilas, mediante el modelo de elementos finitos, siempre y cuando se considere que la pila alcanza la condición de falla cuando se ha desplazamiento en su punta igual al 5% de su diámetro; sin embargo, en la tabla 6.1 y 6.2 se presentan las cargas alcanzadas en la prueba de carga comparadas con las capacidades de carga última estimadas para cada metodología propuesta - O'Neill y Reese (1999), Reese y Wright (1977), Poulos y Davis (1980), Método de la FHWA88 Modificado (1999) y Decourt (1995). Sin embargo, se debe de aclarar que el comportamiento de una pila aislada no representa el comportamiento de un grupo puesto que su área de influencia es mayor al de una pila aislada.
- Las curvas de transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila (figuras 5.13 y 5.20b) obtenidas mediante los modelos de elemento finito difieren de las registradas en campo; sin embargo, tanto en las obtenidas en campo como las desprendidas de los modelos de elementos finitos es plausible concluir que: el aporte a la capacidad de carga de la punta no se desarrolló durante la ejecución de las pruebas de carga.
- Resulta recomendable llevar a cabo la calibración de un modelo numérico con parámetros medidos en campo, a fin de poder emplear los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y generalizar los resultados obtenidos en campo.
- Es recomendable construir un modelo geométrico de dimensiones tales que la influencia de las condiciones de frontera no influya sobre los resultados del modelo numérico. Se puede emplear como parámetro que el radio de influencia en los desplazamientos en una prueba de carga axial es de 5 m (siete veces el diámetro de la pila), tal y como se aprecia en la figura 5.21.
- A fin de estimar la capacidad de carga axial última de una pila es recomendable emplear la metodología propuesta por Wysocky (1999).

6.2 Carga lateral

En lo tocante a los resultados obtenidos de la modelación numérica de pruebas de carga lateral en pilas coladas en sitio se concluye y recomienda lo siguiente:

- Las cuatro primeras conclusiones del apartado 6.1 son aplicables a lo desarrollado para carga lateral, puesto que se utilizaron los mismos parámetros mecánicos empleados en los modelos numéricos desarrollados para carga axial. Esto se aprecia perfectamente en la calibración realizada para el modelo tridimensional (figura 5.16) en el cual se reprodujo la prueba de carga axial obtenida mediante el modelo axisimétrico para el sitio de prueba San Antonio.
- Las curvas carga-desplazamiento (figuras 5.16 y 5.22) obtenidas mediante los modelos de elementos finitos desarrollados, muestran un grado de precisión adecuado; dando con ello validez al modelo empleado.



- Los modelos numéricos deben de ser calibrados, con base en correlaciones y tomando en cuenta investigaciones encaminadas a representar dentro del modelo condiciones presentes durante la ejecución de la prueba.
- En el caso del sitio San Antonio se evaluó la influencia del relleno y es posible aseverar que, tal y como se presentó en campo: la presencia de este material disminuye considerablemente (40%) la capacidad de carga lateral última de la pila.
- Con base en la figura 5.22b, se concluye que los desplazamientos laterales pueden asumirse como cero para profundidades mayores a los 7 m.
- Se recomienda emplear las curvas p-y obtenidas en la figura 5.28 y 5.33 para materiales limos arcillosos y limos arenosos respectivamente.

Tabla 6.1 Comparación de la capacidad de carga última estimada y obtenida para el sitio San Antonio

Criterio	Capacidad de carga última (kN)	Deformación (m)
Reese and Wright (1977)	6094	
Decourt (1995)	6184	0.0340 (0.05 D)
O'Neill and Reese (1999)	6887	
Wysockey (1999)	8150	0.0272 (0.04 D)
Prueba de carga	9320*	0.015 (0.02 D)
Modelo de elementos finitos	9320	0.016 (0.02D)

Nota: D es el diámetro de la pila

* No fue alcanzada la capacidad de carga última en el sitio de prueba

Tabla 6.2 Comparación de la capacidad de carga última estimada y obtenida para el sitio San Periférico

Criterio	Capacidad de carga última (kN)	Deformación (m)
Reese and Wright (1977)	5669	
Decourt (1995)	5895	0.0340 (0.05 D)
O'Neill and Reese (1999)	6288	
Wysockey (1999)	7551	0.0272 (0.04 D)
Prueba de carga	6916*	0.0083 (0.012 D)
Modelo de elementos finitos	6916	0.0090 (0.013D)

Nota: D es el diámetro de la pila

* No fue alcanzada la capacidad de carga última en el sitio de prueba



6.3 Interacción estática suelo-cimentación

En este apartado se incluyen las conclusiones derivadas principalmente de los datos obtenidos con base en los modelos numéricos una vez calibrados y llevados a otras condiciones de carga diferentes a las presentadas en los sitios de prueba. Tales conclusiones y recomendaciones son las siguientes:

- En suelos arenosos, la alteración de sus propiedades mecánicas debido a incrementos estáticos de carga resultó ser poco importante, toda vez que los modelos de elementos finitos presentados, tanto para carga axial como carga lateral, no tomaron en cuenta una interfaz tendiente a representar dicha alteración y a pesar de ello los modelos representaron de manera adecuada lo que se presentó durante la ejecución de las pruebas.
- Una vez llevada a cabo la calibración de un modelo numérico es factible emplearlo para conocer resultados que no fueron medidos directamente en la prueba.
- Las curvas p-y, t-z y Q-z obtenidas a partir de los modelos numéricos desarrollados muestran el comportamiento esfuerzo deformación de la pila ante carga lateral, en el fuste y en la punta respectivamente; por lo tanto, es recomendable incorporar dichas curvas en los análisis geotécnicos de interacción suelo-pila.
- Finalmente, el tipo de modelos utilizados es factible para realizar el análisis de interacción suelo-pila en condiciones estáticas; de tal forma que, para realizar un análisis dinámico de interacción suelo-pila es recomendable reproducir las deformaciones permanentes observadas durante el proceso de descarga. En la figura 5.16 se hace evidente que las deformaciones plástica obtenidas en campo y en el modelo difieren en un 50%, viéndose así una limitante del modelo empleado.



REFERENCIAS

- American Petroleum Institute (1993). "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms –Working Stress Design", API recommended practice 2A-WSD, Twentieth edition, July, pp 65-67.
- Berezantzev, V. G., Khristoforov, V., y Golubkov, V. (1961). "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", Proc. 5th Int. Conf. S.M & F.E., vol. 2: 11-15.
- Bolton M.D (1986), "The strength and dilatancy of sands", Geotechnique, 36(1), pp. 65-78.
- Bowles, J. E. (1996). "Foundation Analysis and Design", 5th ed., McGraw-Hill, New York, pp. 1035-1040.
- Decourt, L. (1995). "Prediction of Load-Settlement Relationships for Foundations on the Basis of Standard Penetration Test", Ciclo de Conferencias Intl. "Zeevaert", UNAM. México, 85-104.
- Desai C. S. y Kuppusamy T. (1968). "User's Manual and Background for a Computer Code for Axially and Laterally Loaded Piles and Retaining Walls, (SSTIN-1DFE)", Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University Blacksburg, Virginia 24061.
- Duncan O. y Rojiani, Barker (1991), "Design of Piles for Lateral Loading", Chapter 5, TRB #343, pp. 80-97.
- Duncan, O., Rojiani and Barker (1991). "Design of Piles for Lateral Loading, Chapter 5", TRB #343, page. 80-97.
- FHWA (1999). Federal Highway Administration, "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No.FHWA-IF-99-025.
- Mandolini, A. Russo, G., Viggiani, C. y Wardle, I. (2005). "Pile Foundations: Experimental Investigations, Analysis and Design", State-of-the-Art Rep., Proc., 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1, Osaka, Japan, 177-213, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Mendoza, M.J., Ibarra, E. , Aire, C, Romo, M.P, Olivares, A. y Gómez, E. (2003) "Pruebas de carga en pilas instrumentadas del Distribuidor Vial San Antonio. Vías rápidas de la Ciudad de México".
- Meyerhof, G. G. (1956). "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J.S.M.F.D., ASCE, vol. 82, SM1: 1-19.
- Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", J. Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 102, No. GT3: 195-228.
- O'Neill, M. W., y Reese, L.C. (1999). "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", Report No. FHWA-IF-99-025, preparado por la U.S.Department of
-



- Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA, in cooperation with ADSC. The International Association of Foundation Drilling.
- Poulos, H. G. y Davis, E. H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, Inc. New York, N.Y.
- Reese, L. C., Isenhower, William M. y Wang, Shin-Tower (2006). "Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations".
- Reese, L. C., Touma, F.T. y O'Neill, M.W. (1976). "Behavior of Drilled Piers under Axial Loading", J. Geot. Eng.Div. ASCE, vol. 102, GT5: 493-510.
- Reese, L.C. Y Wright, S.J (1971) "Drilled shaft manual – construction procedures and design for axial loading", Vol 1. U.S. Department of Transportation Implementation Division, Implementation Package 77-21.
- Reese, L.C., Cox, W.R., y Smith, W.R. (1970) "Analysis of laterally Loaded Piles in Sand", Proc. 6th Offshore Tech. Conf., Houston: 1970; paper OTC 2080: pp. 473-483.
- Sanctis, L. y Russo G. (2008). "Analysis and Performance of Piled Rafts Designed using Innovative Criteria", J. of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 134, No. 8, pp. 1118-1128.
- Shioi, Y y Fukui Y (1982), "Application of N-value to design of foundations in Japan", 2nd ESOPT, Vol. 1, pp. 159-164.
- Skiba, Y.N. (2001), Introducción a los Métodos Numéricos, UNAM, México, pp. 7-25.
- Terzaghi, K (1942), Theoretical Soil Mechanics, New York, Wiley.
- Vesic, A. S. (1967). "A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations." Final Rep., Proj. B-189, School of CivilEng., Georgia Inst. Tech., Atlanta, Ga.
- Wysockey, M. H. (1999). "The Axial Capacity of Drilled Shafts" Ph.D. Thesis, Univ of Illinois Urbana-Champaign.
- Zienkiewicz, O.C (1982), "El método de los elementos finites", Reverté, México, pp. 23-49
-
-