



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Grado
Previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Tema:
**“COMPORTAMIENTO DE PILOTES
INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL:
EVALUACIÓN DE UN CASO REAL”**

Realizado por:
PABLO ANDRÉS VÁSCONEZ GUTIÉRREZ

Director:
ING. CLAUDIO LUQUE RIVAS

**Guayaquil – Ecuador
2010**

TRABAJO DE GRADO

Tema:

“COMPORTAMIENTO DE PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL: EVALUACIÓN DE UN CASO REAL”

**Presentado a la Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil de la
Universidad Católica de Santiago de Guayaquil**

Por:

PABLO ANDRÉS VÁSCONEZ GUTIÉRREZ

**Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar
por el título de:**

INGENIERO CIVIL

Tribunal de sustentación:

**Ing. Claudio Luque Rivas, M.Sc., ME
DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO**

**Ing. Oswaldo Ripalda Nuques, M.Sc.
PROFESOR INVITADO**

**Ing. Lilia Valarezo de Pareja, M.Sc.
DIRECTORA DE LA ESCUELA**

**Ing. Walter Mera Ortiz, PhD.
DECANO DE LA FACULTAD**

DEDICATORIA

A mis padres, las personas que más admiro por su gran conocimiento, por su empeño en transmitirme sus consejos y por su arduo sacrificio para brindarme oportunidades que siempre me han ayudado a crecer.

AGRADECIMIENTOS

A la Srta. Paola Toledo Nieto, por su apoyo desinteresado y preocupado en la construcción de este documento.

Al Ing. Claudio Luque Rivas, director de este Trabajo de Grado, por haber aportado con su gran conocimiento en el campo de la Ingeniería Geotécnica, dedicando buena parte de su tiempo en ser la guía para el desarrollo de todos los temas de modo que el objetivo del estudio se cumpla.

Al Ing. Oswaldo Ripalda Nuques, por facilitar los resultados de las pruebas que sirvieron de base para el trabajo. Pero sobretodo, por sus valiosas discusiones y revisiones para aclarar ideas y resaltar puntos importantes.

Al Ing. Julián Coronel Pareja, quien fue la persona en introducir en mí la curiosidad sobre el tema de pilotes bajo carga lateral.

A mis padres y mi hermana, quienes estuvieron pendientes de sobre el avance de este estudio; pero más importante aún, han estado apoyándome toda mi vida.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1

OBJETIVOS Y ANTECEDENTES DEL TRABAJO DE GRADO

1.1 Objetivo.....	2
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Alcance.....	5

CAPÍTULO 2

LA TRANSFERENCIA DE CARGA AL SUELO DE CIMENTACIÓN, UN PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

2.1 Interacción Suelo-Estructura.....	8
2.2 Tipos de Suelo de Cimentación.....	10
2.3 Transferencia de Carga en Cimentaciones Superficiales.....	12
2.4 Transferencia de Carga en Cimentaciones Profundas.....	14

CAPÍTULO 3

PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL

3.1 Ocurrencia de Cargas Laterales en Pilotes	20
3.2 Naturaleza de la Respuesta del Suelo.....	23
3.3 Respuesta del Pilote bajo diferentes formas de Carga Lateral.....	27
3.3.1 Carga Estática.....	28
3.3.2 Carga Cíclica.....	29
3.3.3 Carga Sostenida.....	32



3.3.4 Carga Dinámica.....	33
3.4 Modelos para Solución de Pilotes bajo Carga Lateral.....	34
3.4.1 Método de Broms: Pilote Rígido y Suelo Plástico.....	35
3.4.2 Método de Carga Característica (CLM).....	43
3.4.3 Método de Pilote No Lineal y Curvas p-y del Suelo.....	46

CAPÍTULO 4

MODELOS DE CURVAS p-y PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELO

4.1 Curvas p-y para Arcillas.....	52
4.1.1 Arcilla Blanda Bajo el Nivel Freático (Matlock 1970).....	52
4.1.2 Arcilla Dura Bajo el Nivel Freático (Reese et. al. 1975).....	55
4.1.3 Arcilla Dura Sobre el Nivel Freático (Welch y Reese 1972).....	57
4.1.4 Selección de Rígidez para Arcilla.....	60
4.2 Curvas p-y para Arenas.....	62
4.2.1 Arena Bajo y Sobre el Nivel Freático (Reese et. al. 1974).....	62
4.2.1 Arena Bajo y Sobre el Nivel Freático (O'Neil 1984).....	65
4.3 Resumen de Parámetros de Suelo para Generar Curvas p-y.....	66

CAPÍTULO 5

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO

5.1 Investigación de Campo.....	69
5.2 Ensayo de Laboratorio.....	69



5.3 Caracterización del Suelo.....	70
5.4 Perfiles Idealizados y Parámetros para obtención de Curvas p-y.....	74

CAPÍTULO 6

DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA LATERAL Y RESULTADOS REALES OBTENIDOS

6.1 Dimensiones y Propiedades de los Pilotes.....	80
6.2 Resumen de las Pruebas de Carga Lateral.....	82
6.3 Descripción de la Prueba de Carga Lateral.....	83
6.3.1 Tipos de Pruebas de Cargas Lateral.....	83
6.3.2 Elementos para Aplicación de Carga.....	83
6.3.3 Instrumentación para la Medición de Movimientos.....	86
6.3.4 Procedimiento de Aplicación de Carga y Medición de Movimientos.....	87
6.4 Resultados Obtenidos.....	88

CAPÍTULO 7

MODELACIÓN EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES Y COMPARACIÓN CON RESULTADOS OBTENIDOS

7.1 Programas de Computación Utilizados.....	100
7.2 Ingresos de Datos.....	101
7.3 Observaciones y Limitaciones en los Programas.....	108
7.4 Resultados Obtenidos en Computadora y Comparación con los Resultados Reales.....	110



CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones.....	117
8.2 Recomendaciones.....	119
Anexo A: Ecuación General de la Interacción Suelo-Pilote.....	121
A.1 Modelo Matemático del Comportamiento del Pilote bajo carga lateral.....	122
A.2 Derivación de la Ecuación de Comportamiento Viga-Columna.....	123
A.3 Solución de la Ecuación Diferencial por Métodos Numéricos.....	128
Anexo B: Perfiles Estratigráficos y Obtención de Parámetros de Resistencia y Rigidez	133
B.1 Estratigrafía y Resumen de Ensayos de Campo y Laboratorio.....	134
B.2 Historia de Esfuerzos del Sitio.....	146
B.3 Perfiles Geotécnicos Idealizados.....	160
Anexo C: Procedimiento Detallado para el Cálculo de las Curvas p-y modelo.....	165
C.1 Arcilla Blanda Bajo el Nivel Freático (Matlock 1970).....	166
C.2 Arcilla Dura Bajo el Nivel Freático (Reese et. al. 1975).....	168
C.3 Arcilla Dura Sobre el Nivel Freático (Welch y Reese 1972).....	172
C.4 Arena Bajo y Sobre el Nivel Freático (Reese et. al. 1974).....	174



Anexo D: Datos Tomadas en Pruebas de Carga.....	177
Anexo E: Resultados de Programas y Métodos de Predicción, Comparación con Resultados Reales.....	184
Bibliografía.....	195



CAPÍTULO 1

OBJETIVO Y ANTECEDENTES DEL TRABAJO DE GRADO



CAPÍTULO 1

OBJETIVO Y ANTECEDENTES DEL TRABAJO DE GRADO

1.1 OBJETIVO

El presente trabajo de grado intenta predecir el comportamiento de pilotes bajo carga lateral utilizando el Método p-y a través de diferentes programas computacionales y comparar los resultados con pruebas a escala real, de modo que se pueda mostrar la precisión de la modelación, limitaciones que tendría cada programa y recomendar qué acciones se pueden tomar para lograr una mayor precisión en la predicción.



1.2 ANTECEDENTES

La ocurrencia de cargas laterales sobre las estructuras y en consecuencia sobre su cimentación, tiene una naturaleza muy diversa: presión de suelo sobre muros de contención, cargas de viento sobre vallas publicitarias, cargas sísmicas en edificios y puentes, cargas de impacto de embarcaciones sobre pilas de puentes y muelles, cargas por oleaje en estructuras fuera de costa, cargas de tensión en cables en torres de transmisión eléctricas, entre muchas otras.

A pesar de su gran importancia, hasta el año 1950 el análisis del comportamiento de pilotes bajo carga lateral, se encontraba limitado a criterios empíricos y carecía de un firme sustento teórico.

Es gracias a la instalación de cantidades significativas de plataformas para extracción de petróleo en alta mar, que se hace posible la realización de pruebas a escala real completamente instrumentadas y se empieza a correlacionar los parámetros geomecánicos de los suelos de cimentación con su comportamiento bajo carga lateral.

Así, aparecen diferentes modelos como “Pilote elástico y Suelo elástico”, “Pilote Rígido y Suelo Plástico”, “Método de la Carga Característica” y “Pilote No lineal y modelo p-y para el suelo”, siendo este último el que ha logrado resultados más satisfactorios y actualmente su uso está bastante generalizado.

El modelo p-y para el suelo se refiere a su simulación como un número finito de resortes horizontales no lineales “p-y” a lo largo de la longitud del pilote. En cada resorte, la “p” representa la resistencia lateral del suelo (por unidad de longitud) y “y” representa la deformación lateral del suelo.



El hecho que los resortes sean no lineales hace que este método requiera una gran cantidad de cálculos. Afortunadamente en la actualidad existen programas computacionales capaces de resolver esta interacción suelo-estructura de manera eficiente y rápida, permitiendo investigar la influencia de una variedad de parámetros en la estimación de la deformación y momento máximo del pilote, aspectos que predominan el diseño geotécnico y estructural de la cimentación bajo carga lateral.

Para aplicar la modelación por medio de resortes p-y, se utilizarán de base 6 pruebas de carga lateral de pilotes realizadas en Marzo de 2001, en Bajo Alto, Provincia de El Oro.

En base a la caracterización del suelo del sitio, es posible obtener los resultados de los programas computacionales y compararlos con los resultados reales.

Para lograr el objetivo propuesto, el presente trabajo de grado se ha organizado principalmente en los capítulos que se describen de modo resumido a continuación:

En el Capítulo 2 se exponen nociones básicas del comportamiento de las cimentaciones superficiales y profundas, donde se observa que en todos los casos se trata de un problema de interacción suelo-estructura, tomando vital importancia en pilotes bajo carga lateral.

En el Capítulo 3 se profundiza en la naturaleza de la respuesta de pilotes bajo carga lateral y se analizan los principios de métodos de solución más utilizados.

En el Capítulo 4 se presentan las curvas p-y modelo, que son utilizadas por los programas L-Pile y FB-MultiPier y se identifican los parámetros necesarios del suelo para desarrollar las curvas p-y particulares a este problema.



En el Capítulo 5 se muestra la caracterización del suelo donde se realizaron las pruebas de carga, en base a esta idealización y lo presentado en el Capítulo 4, se seleccionan las curvas p-y y los parámetros del suelo a ingresarse a los programas.

En el Capítulo 6 se describe la metodología empleada en las pruebas de carga lateral y toda la información concerniente a ellas: norma empleada, material y geometría de la sección del pilote, longitud del pilote, magnitud y duración de cargas aplicadas y resultados obtenidos.

En el Capítulo 7 se presenta el ingreso de datos, observaciones, limitaciones y los resultados de la modelación en los dos programas de computadora. Estos últimos se comparan entre sí y también con los resultados reales obtenidos en el Capítulo 6.

En el Capítulo 8 se exponen las conclusiones y recomendaciones del presente Trabajo de Grado.

1.3 ALCANCE

El estudio de suelo y las pruebas de carga lateral a analizarse, como fue señalado anteriormente, corresponden a la población de Bajo Alto, Provincia del Oro y fueron realizadas en el año 2001. La investigación geotécnica incluyó una profundidad de 50 metros. Las pruebas de carga se ejecutaron en pilotes individuales, instrumentados para medir la deformación en su cabeza. Los pilotes son de acero, sección H y longitud aproximada entre 30 a 47 metros.

Los datos obtenidos a partir de estos estudios y pruebas sirvieron para la modelación de los perfiles estratigráficos y cargas aplicadas en los programas de computación L-Pile y FB-MultiPier, para la posterior evaluación de los análisis



teóricos con los resultados reales. Las modelaciones se orientaron principalmente a la predicción de la deformación en la cabeza de los pilotes.

Las conclusiones y recomendaciones obtenidas de este trabajo serán aplicables al tipo de pilotes mencionado.



CAPÍTULO 2

LA TRANSFERENCIA DE CARGAS AL SUELO DE CIMENTACIÓN, UN PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA



CAPÍTULO 2

LA TRANSFERENCIA DE CARGAS AL SUELO DE CIMENTACIÓN, UN PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

2.1. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA ¹

La función esencial de una cimentación es transmitir la acción de las cargas, concentradas o repartidas, hacia el suelo o roca de soporte en condiciones de seguridad y deflexiones tolerables bajo conceptos de serviciabilidad.

¹ Resumen a partir de Manuel Delgado, 1998 (Ref. 2)



En el contacto entre el suelo y el elemento estructural de cimentación se movilizan presiones q que constituyen la reacción del suelo a las cargas transmitidas (p , M , P en Fig. 2.1). Sobre cualquier sector a lo largo de la cimentación, las mencionadas presiones reactivas q , son equivalentes de acuerdo a condiciones de equilibrio estático, a fuerzas resultantes reactivas, Q .

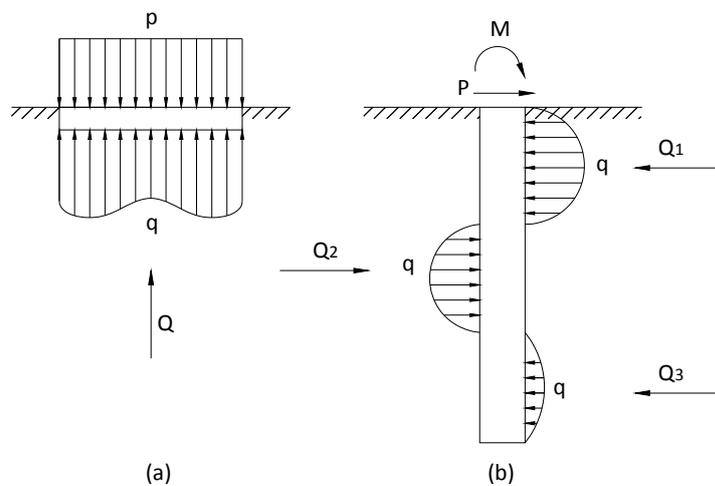


Fig 2.1 Distribución General de Presiones de Reacción del Suelo
(a) Cimentación superficial bajo carga vertical distribuida
(b) Cimentación profunda bajo cargas laterales

A pesar de que estas resultantes reactivas y las cargas aplicadas estén en equilibrio global, la distribución de presiones reactivas de contacto no es uniforme. Las deformaciones, cortantes y momentos resultantes dependen de esta distribución.

La distribución de presiones reactivas, a su vez, depende tanto de las características elásticas del elemento de cimentación como la deformabilidad del suelo de soporte.

Entonces se puede afirmar que:



- Las deflexiones del elemento rigen la distribución de presiones en el contacto cimentación-suelo, de la cual dependen las deformaciones relativas del suelo de soporte.
- Las deformaciones del suelo de soporte controlan los cambios de esfuerzos en el elemento, los que, en función de la rigidez del mismo, determinan las deflexiones de dicho elemento.

Estas dos alternativas de planteamiento son expresiones de una sola condición de interdependencia de efectos que se denomina *interacción suelo-estructura de cimentación*. Si se vincula la superestructura con la estructura de cimentación, de modo que se tenga una rigidez conjunta superestructura-cimentación, se puede hablar de una *interacción suelo-estructura*.

En la realidad, la superestructura y la cimentación están vinculadas. Esto quiere decir, que el comportamiento de toda cimentación es un caso de interacción suelo-estructura.

La incidencia de la interacción suelo-estructura en los valores de esfuerzos y deformaciones en el elemento de cimentación, es significativa en un amplio intervalo de *rigideces relativas* del elemento, llamado rigidez intermedia.

Los límites opuestos del intervalo de rigidez intermedia son las *condiciones idealizadas* de la completa flexibilidad y la perfecta rigidez. Estos conceptos se ampliarán en las siguientes secciones.

2.2. TIPOS DE SUELO DE CIMENTACIÓN

Los materiales que constituyen la superficie terrestre para efectos de ingeniería civil y que servirán de base para las estructuras se clasifican en dos categorías: *suelo y formaciones rocosas* (Terzaghi, Peck y Mesri, 1996).



- **Suelo** es un agregado natural de granos minerales, que pueden ser separados por agitación en agua.
- **Las Formaciones Rocosas** son agregados naturales de minerales conectados por grandes y permanentes fuerzas de cohesión.

A su vez, los suelos se pueden dividir de acuerdo al tamaño de su grano, en dos grandes categorías: *suelos finos* y *suelos granulares*.

- **Suelos Granulares** son agregados no cohesivos de fragmentos redondeados o angulares de rocas o minerales. Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se considera granulares a los suelos cuyo tamaño de partícula es mayor a 74 micras (0.074 mm).
Pertencen a este grupo las arenas (0.074 mm a 4.76mm) y las gravas (>4.76mm).
- **Suelos Finos** son agregados cohesivos o no cohesivos cuyo tamaño de partícula es menor a 0.074mm. Las partículas pueden ser angulares, laminares y tubulares.
Pertencen a este grupo arcillas y limos. Las arcillas se caracterizan por su comportamiento plástico para un rango moderado a alto de contenidos de humedad, siendo arcillas de baja o alta plasticidad, respectivamente. Los limos, en cambio, pueden tener una plasticidad alta, baja o nula.

Según su comportamiento, los suelos pueden ser *cohesivos* y *no cohesivos*.

- **Suelos no cohesivos** son las gravas, arenas y limos poco plásticos. Los parámetros que predominan su comportamiento son el ángulo de fricción y la presión de confinamiento.
- **Suelos cohesivos** son todas las arcillas y los limos de media o alta plasticidad. El parámetro que predomina su comportamiento es la cohesión entre sus partículas, producto de fuerzas intermoleculares.



En geotecnia los modelos de comportamiento del suelo se han desarrollado separadamente para suelo cohesivo y suelo no cohesivo. Los estudios han enfocado principalmente sobre arcilla y arena. Esto hace que, en general, se denomine arcilla al suelo cohesivo y arena al suelo no cohesivo.

2.3. TRANSFERENCIA DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones superficiales son aquéllas que transmiten cargas estructurales a los suelos cercanos a la superficie (Coduto, 2001). Esto incluye zapatas o plintos, zapatas corridas y losas de cimentación.

Las cargas para las que se diseñan este tipo de cimentaciones son cargas verticales (compresión y tensión) y momentos flectores, que se traducen simplemente a excentricidades en la distribución de cargas actuantes. Las cargas laterales se tratan de modo que cumplan criterios de estabilidad.

El comportamiento de las cimentaciones superficiales generalmente cae en el rango de rigidez relativa intermedia, es decir, no se trata de un comportamiento completamente flexible ni perfectamente rígido. Las definiciones de estas condiciones para este tipo de cimentaciones son:

- **Completa Flexibilidad:** Las cimentaciones se deflectan lo necesario para mantener una distribución de presiones reactivas uniforme, como se muestra en la Figura 2.2a y la Figura 2.2b.
- **Perfecta Rigidez:** Las cimentaciones se asientan uniformemente, pero tienen variaciones en la distribución de presiones reactivas, como se observa en la Figura 2.2c y la Figura 2.2d.

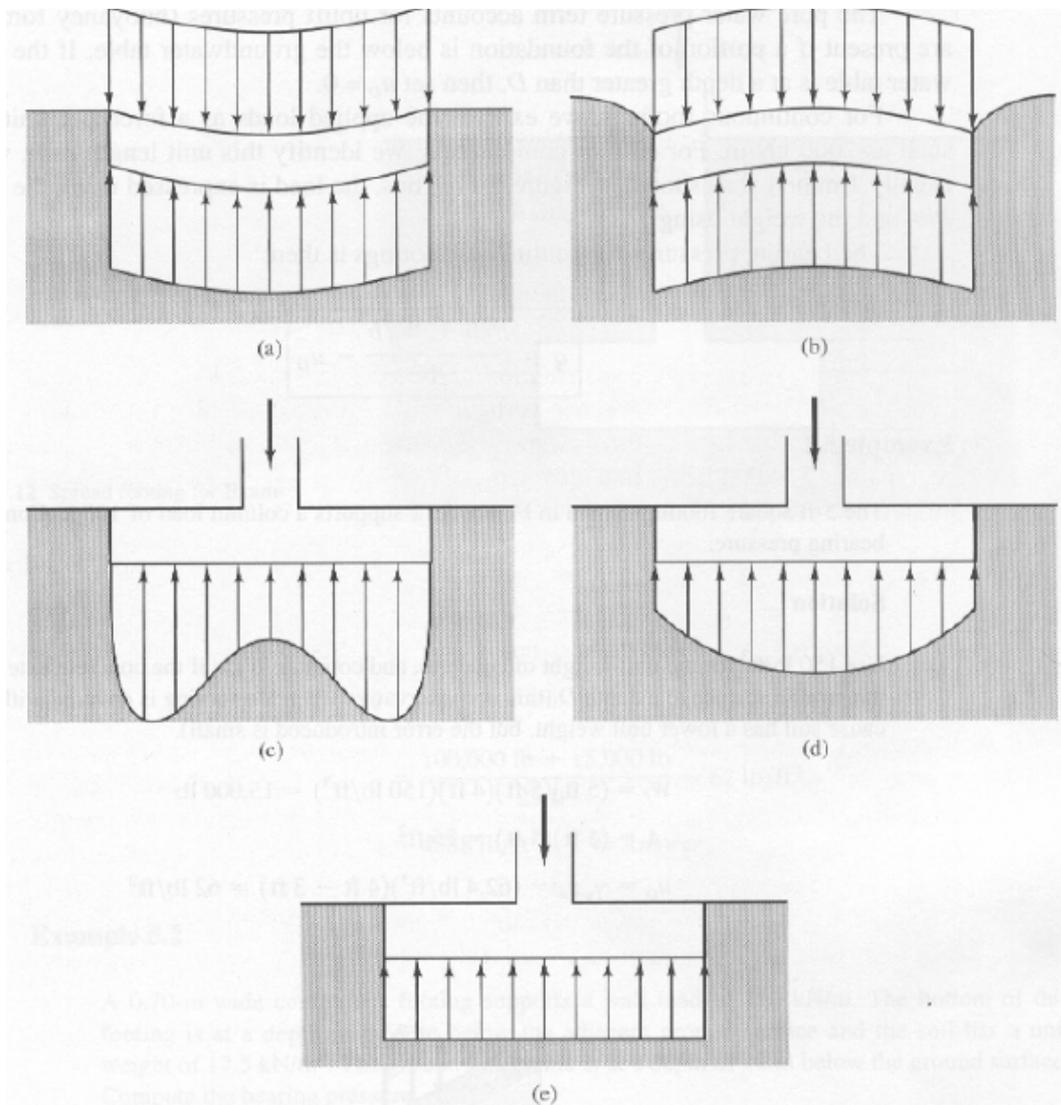


Fig 2.2 Distribución de Presiones de Reacción a lo largo de la base en Cimentaciones Superficiales sujetas a cargas concéntricas verticales: (a) cimentación flexible en arcilla, (b) cimentación flexible en arena, (c) cimentación rígida en arcilla, (d) cimentación rígida en arena, (e) distribución simplificada (Ref. 3)

Los pilinos o zapatas reales comúnmente están cerca de ser perfectamente rígidas, por tanto, la distribución de presiones reactivas no es uniforme para cargas concéntricas. Sin embargo, en el cálculo de la resistencia del suelo y los asentamientos se considera que la distribución de presiones es uniforme como se



aprecia en la Figura 2.3e. El error introducido por esta simplificación no es significativo.

Las zapatas corridas y las losas de cimentación, generalmente son más flexibles que los plintos y por tanto, sí se generan diferencias significativas en los momentos flectores y cortantes con respecto a los reales si se asume una distribución uniforme de presiones reactivas (método rígido o convencional).

Esto hace conveniente realizar análisis más rigurosos de interacción suelo-estructura. El modelo propuesto por Winkler (1867) ha sido uno de los más utilizados en la práctica corriente de diseño, para zapatas corridas y losas de cimentación. En la Referencia 2, se desarrolla un ejercicio práctico aplicando este modelo en un cimiento con flexibilidad intermedia. El resultado de ese ejercicio es un momento flector máximo del orden de 45% menor que el momento calculado con base a un enfoque rígido o convencional.

2.5. TRANSFERENCIA DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

Las cimentaciones profundas transmiten, parte o toda, la carga aplicada a estratos localizados a distancias considerables de la superficie (Coduto, 2001).. Existen algunos tipos de cimentaciones profundas, que se denomina de modo general pilotes.

El diseño de los pilotes viene dado por dos tipos de solicitaciones: cargas axiales (compresión y tracción, ver Fig. 2.3a y Fig. 2.3b) y cargas laterales (cortante y momento flector, ver Figura 2.3c).

Este tipo de cimentación soporta las solicitaciones mencionadas del siguiente modo:

- **Carga axial de compresión:** Desarrolla la resistencia por fricción o adherencia en el fuste y por reacción en la punta (Fig. 2.3a).



- **Carga axial de tensión:** Contrarresta la carga con el peso propio del pilote y desarrolla la resistencia por fricción en el fuste (Fig. 2.3b).
- **Cargas laterales:** Mobiliza resistencia pasiva en el suelo adyacente, por la deformación del pilote se producen momentos flectores y cortantes en el pilote (Fig. 2.3c).

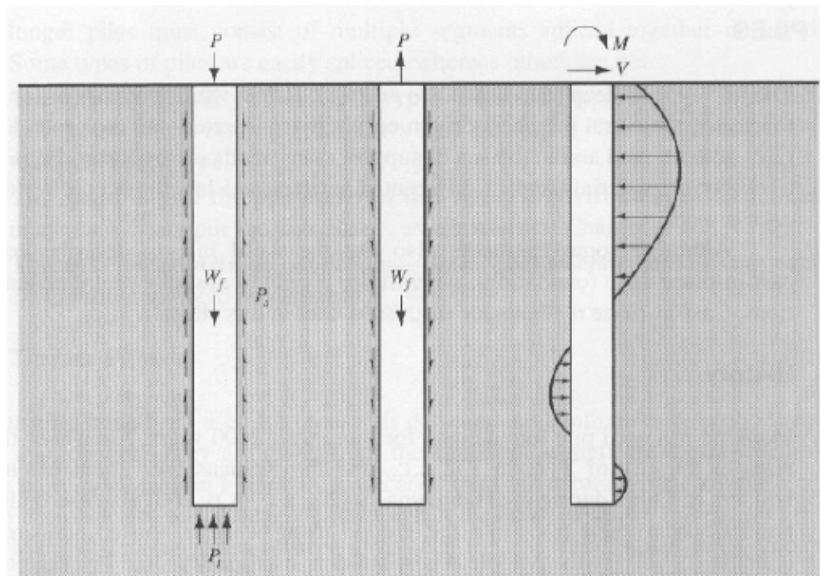


Fig 2.3 Transferencia de cargas estructurales de una cimentación profunda al suelo:

(a) cargas axiales de compresión, (b) cargas axiales de tensión, (c) cargas laterales (Ref. 3)

El criterio que se emplea comúnmente para el cálculo de la capacidad última de un pilote individual en cuanto a carga axial se refiere, es sumar la capacidad de fuste R_S y la capacidad de punta R_B .

Esta práctica no considera la compatibilidad de deformaciones del pilote y del suelo, ya que las capacidades últimas de fuste y punta no se desarrollan para las mismas deformaciones (Reese y O'Neill, 1999), según resultados de pruebas de carga axial en pilotes (Fig. 2.4). Es más, ni siquiera el desarrollo de la máxima capacidad por fuste se da a las mismas deformaciones en suelos cohesivos y



suelos no cohesivos, como se puede observar en las curvas carga-deformación de la Figura 2.5.

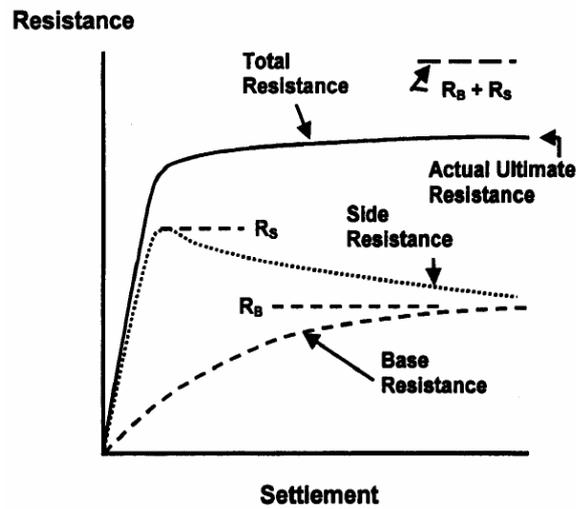


Fig 2.4 Transferencia de carga por fuste R_s y por punta R_b (Ref. 4)

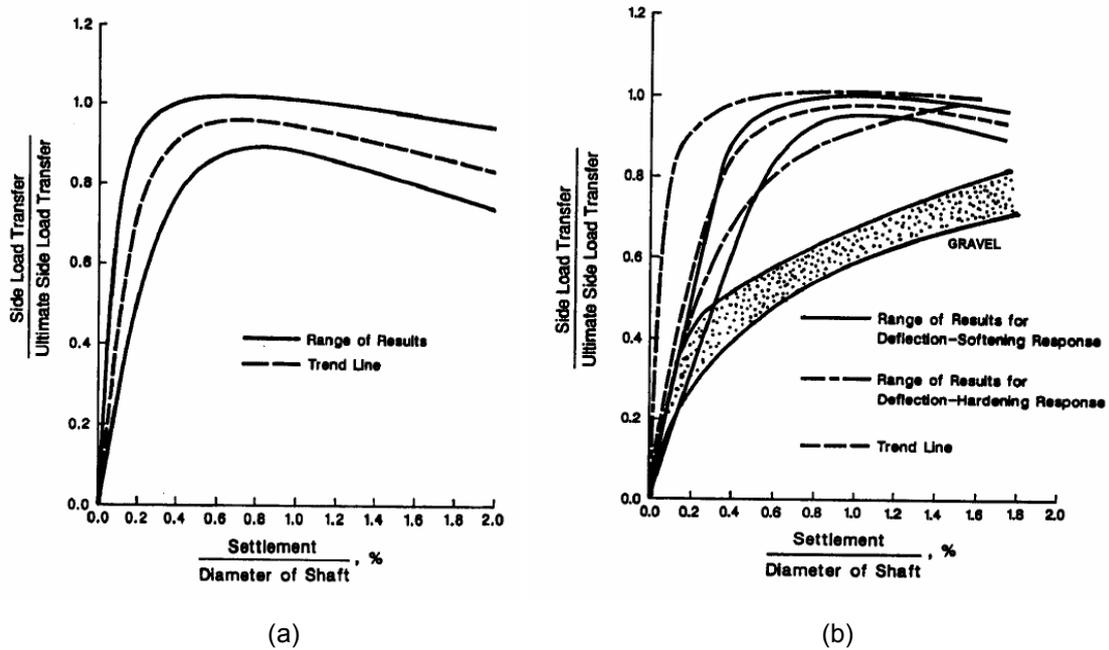


Fig 2.5 Transferencia de carga en fuste normalizada para pilotes barrenados: (a) suelos cohesivos, (b) suelos no cohesivos (Ref. 4)



Una de las razones por la que muchos diseñadores no consideran la interacción suelo-estructura en el problema de pilotes bajo carga axial, es el hecho de que para la mayoría de las obras el asentamiento elástico del pilote para que desarrolle la capacidad de punta requerida es tolerable.

Otra razón es el uso actual de factores de seguridad altos para obtener la carga de trabajo, lo que sumado a la interpretación conservadora de los parámetros de resistencia del suelo llevan a diseños seguros, que ciertamente no son los más económicos.

El análisis de la transferencia de carga de los pilotes bajo carga lateral, se presenta en el siguiente capítulo.



CAPÍTULO 3

PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL



CAPÍTULO 3

PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL

El criterio de diseño de pilotes bajo cargas laterales en la mayoría de los casos no es la capacidad última lateral, sino la máxima deflexión lateral. La deflexión permisible puede ser relativamente grande para estructuras temporales o muros de contención, pero solamente pequeños desplazamientos pueden ser tolerados por estribos de puentes o estructuras de gran altura.

Al tener enorme importancia las deflexiones laterales del pilote, una modelación simplificada del problema, como las señaladas en los enfoques empleados en el diseño de cimentaciones superficiales y profundas bajo carga axial, llevará a resultados erróneos que ponen en riesgo a la estructura.



El diseño de un pilote individual o grupo de pilotes bajo carga lateral, requiere de la solución de una ecuación diferencial no lineal que permite modelar el comportamiento no lineal del suelo y del pilote. Para realizar esta modelación es necesario emplear relaciones no lineales explícitas en las cuales la rigidez y la resistencia del suelo son una función del pilote, punto a punto, a lo largo de la longitud del mismo.

Esto complica las matemáticas del problema, pero las soluciones que se obtienen por métodos numéricos son racionales y concuerdan en gran medida con los resultados de los experimentos a escala real.

Existen soluciones lineales de la ecuación diferencial para pilotes individuales, que se recomiendan incluso en algunos códigos de diseño, pero son de limitado valor práctico.

El concepto de interacción suelo-estructura para pilotes bajo carga lateral se expresa en el hecho que la resistencia del suelo depende de la deflexión del pilote y simultáneamente la resistencia del suelo debe conocerse de antemano para poder resolver las ecuaciones relevantes. Por tanto, la iteración es necesaria para llegar a una solución.

3.1. OCURRENCIA DE CARGAS LATERALES EN PILOTES

Las cargas laterales tienen los siguientes orígenes:

- Presión de tierra sobre muros de contención
- Corrientes de Viento
- Eventos Sísmicos
- Atrake y amarre de embarcaciones
- Deslizamientos de taludes



- Aceleración y frenado de vehículos en puentes
- Cargas verticales excéntricas en las columnas
- Olas oceánicas sobre estructuras fuera de costa
- Corrientes de río sobre pilas de puentes
- Tensión en cables de torres de transmisión eléctricas
- Cargas estructurales en estribos de puentes en arco

Según Reese y Van Impe (2001), un pilote se puede clasificar de acuerdo con la ubicación de sus cargas laterales en:

- **Pilote Activo:** Tiene las cargas aplicadas principalmente en la cabeza. Se los puede encontrar en las cimentaciones de las siguientes estructuras:
 - Plataformas petroleras fuera de costa
 - Pilas de puentes
 - Edificios elevados
 - Torres de Transmisión
 - Vallas publicitarias y de señalización
 - Muelles para embarcaciones
 - Duques de alba de amarre y atraque
 - Pilotes de protección de cimentaciones de puentes contra impacto de embarcaciones

De las estructuras mencionadas, las plataformas fuera de costa para extracción de petróleo son las de mayor importancia histórica para el desarrollo de la técnica de diseño de pilotes bajo cargas laterales. La necesidad de concebir una estructura capaz de soportar condiciones hostiles de oleaje y viento, promovió la realización de gran cantidad de pruebas de carga lateral en pilotes instrumentados.



Foto 3.1 Hundimiento de una plataforma de petróleo en New Orleans tras el paso de Huracán Dennis

- **Pilote Pasivo:** Tiene las cargas aplicadas principalmente a lo largo de su longitud. Se encuentran en las cimentaciones de las siguientes estructuras:
 - Estribos de Puentes con taludes en terraplén (Figura 3.1)
 - Muros de Pilotes secantes o pilotes tangentes
 - Muros de Contención

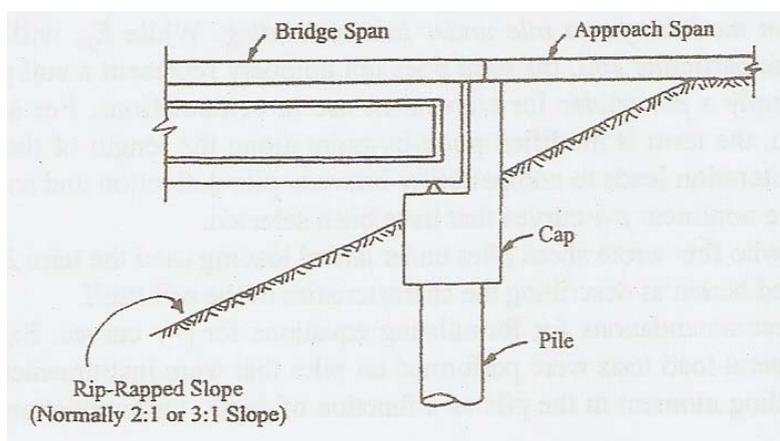


Fig 3.1 Esquema de pilotes que soportan el estribo de un puente (Ref. 1)



3.2. NATURALEZA DE LA RESPUESTA DEL SUELO

En la Figura 3.2a se muestra un pilote cilíndrico en una estratigrafía horizontal sobre el cual actúa una carga lateral pt . Se definen tres ejes: x , profundidad medida desde la cabeza del pilote; z profundidad medida desde la superficie del terreno; y , deflexión del pilote.

Se toma un elemento infinitesimal ubicado a una profundidad z_1 para analizar los efectos de la aplicación de la carga lateral.

Antes de la aplicación ($pt = 0$) y siempre que el pilote se haya instalado sin deflectarse, la distribución de esfuerzos σ perpendiculares al área lateral del pilote es uniforme como se muestra en la Fig. 3.2b y la fuerza resultante lateral es 0 (cero).

Esta distribución varía con la profundidad z debido al incremento de esfuerzo efectivo.

Al aplicarse una carga pt , el elemento se deforma una cantidad y_1 y la distribución de esfuerzos cambia, aumentando su valor en la parte posterior del pilote respecto a la carga y disminuyendo en la parte anterior (ver Fig. 3.2c). Entonces, la distribución σ varía con el ángulo θ y también con respecto a la profundidad z . Esta distribución no uniforme de los esfuerzos significa una fuerza resultante en el elemento infinitesimal, opuesta a la dirección de la carga. La fuerza resultante se determina a partir de una expresión general de δP que se obtiene de la Figura 3.2d:

$$\delta P = \sigma(\theta, z)r \delta\theta \delta z \quad (3.1)$$

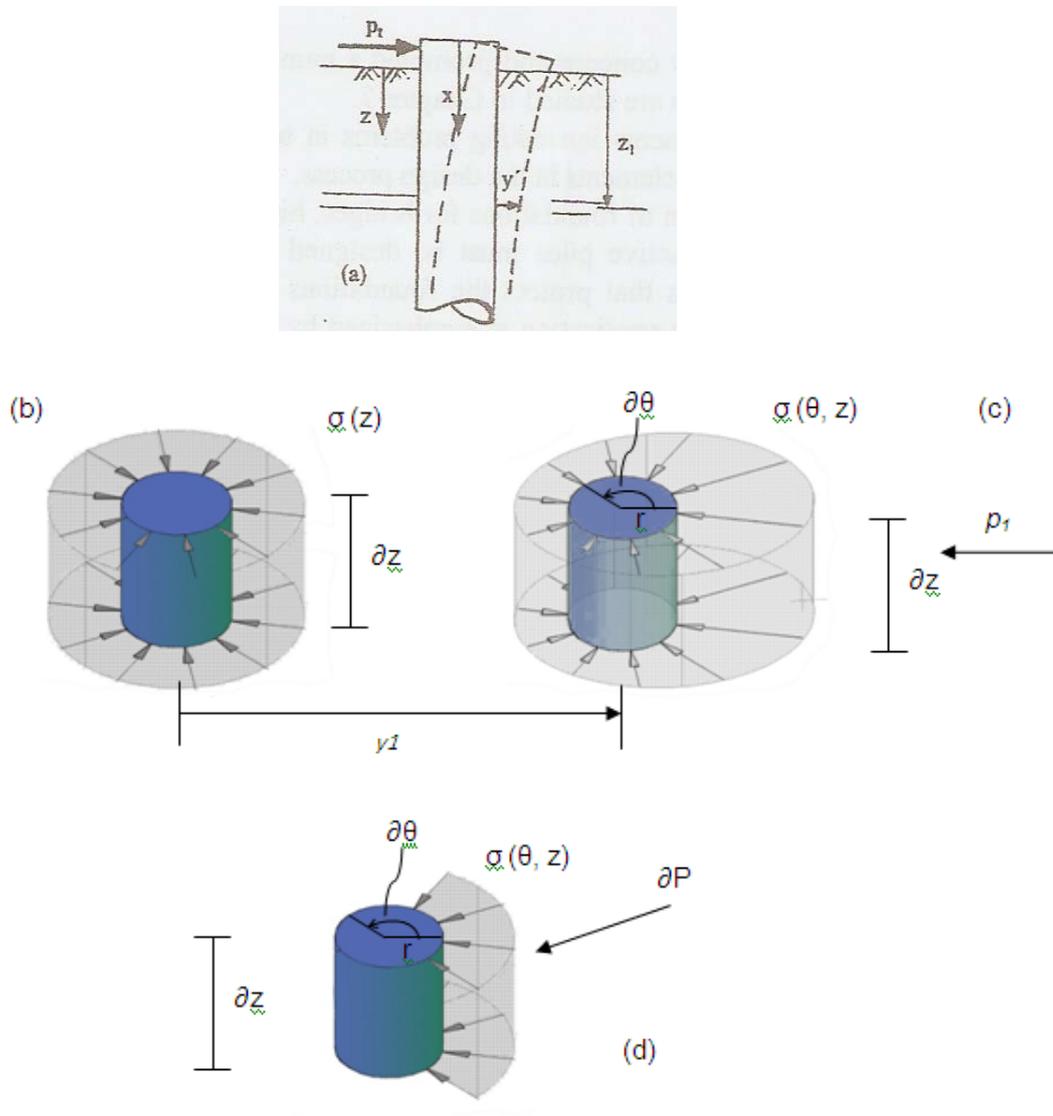


Fig 3.2 Distribución de los esfuerzos unitarios contra un pilote antes y después de la deflexión lateral (Ref. 1)

Resulta conveniente expresar el valor δP en términos de fuerza por unidad de longitud p :

$$p = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (3.2)$$



Derivando respecto a θ :

$$\frac{\partial p}{\partial \theta} = \frac{\partial P}{\partial z \partial \theta} \longrightarrow \partial P = \partial p \partial z \quad (3.3)$$

Reemplazando Ec. 3.3 en Ec. 3.1 se tiene:

$$\partial p = \sigma(\theta) r \partial \theta \quad (3.4)$$

La integración de la cantidad δp alrededor del pilote resultará en una cantidad p_1 que actúa opuesto en dirección a y_1 , que corresponde a la respuesta del suelo y la deflexión del pilote a la profundidad z_1 (ver Ec. 3.5). Se observa la relación directamente proporcional de p , respuesta por unidad de longitud del pilote, con el radio r del pilote y por tanto con su diámetro.

$$p_1 = r \int_0^{2\pi} \sigma(\theta) \partial \theta \quad (3.5)$$

La aplicación de diferentes valores de carga pt producen también distintas respuestas unitarias p_1 y deflexiones y_1 del pilote en la profundidad z_1 . Estos valores de p_1 y y_1 pueden graficarse en un plano cartesiano, obteniéndose una curva $p-y$ como la presentada en la Figura 3.3a.

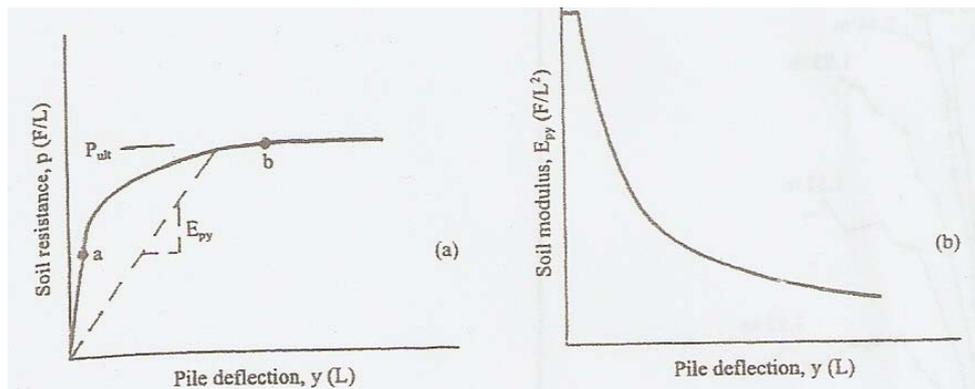


Fig 3.3 Curva $p-y$ típica y módulo de suelo resultante (Ref. 1)



Nótese que la curva p - y corresponde a una profundidad determinada (en este caso z_1). La curva es un miembro de una familia de curvas p - y que presentan la resistencia del suelo como una función de la profundidad (z).

Se observa una relación lineal entre “ p ” y “ y ” para bajas deformaciones hasta el punto a . A partir esta deformación el comportamiento del suelo es no lineal hasta que en el punto b el suelo alcanza su resistencia última p_{ult} .

La pendiente de la secante a un punto de la curva p - y es E_{py} , denominada módulo de reacción del suelo de un pilote bajo carga lateral.

La curva de la Figura 3.3b muestra que el valor E_{py} es constante para pequeñas deformaciones a una profundidad en particular, pero decrece cuando la deflexión se incrementa.

El módulo E_{py} variará con las características del suelo, del pilote y la naturaleza de la carga aplicada. Por tanto, E_{py} no representa únicamente una propiedad del suelo sino que se trata simplemente de un *parámetro* de uso conveniente en los cálculos.

Para una solución particular, este término se modifica punto a punto a lo largo de la longitud del pilote mientras la iteración se lleva a cabo. La iteración lleva a una compatibilidad entre la deflexión del pilote y la resistencia del suelo, de acuerdo a las curvas p - y no lineales que se han seleccionado.

En el capítulo 4 se presentan recomendaciones para generar las curvas p - y de un problema en particular. Esto es posible gracias al desarrollo de curvas p - y modelo para distintos tipos de suelo a partir de los resultados de pruebas de carga lateral en pilotes que fueron instrumentados. En estas pruebas para midió deformaciones unitarias que permiten calcular el momento flector en el elemento en función de la profundidad. La diferenciación e integración de la función momento vs.



profundidad, permitió obtener curvas p - y experimentales, las mismas que se correlacionaron con las características del suelo, dando como resultado las curvas p - y modelo.

Según Reese y Van Impe (2001), muchas sugerencias existen para predecir la porción a - b de una curva p - y , incluso por medio de análisis con elementos finitos, pero no hay un procedimiento analítico aceptable. Por el contrario, esa parte de las curvas es empírica y se ha ajustado en base en resultados de pruebas de carga lateral en una variedad de suelos bajo cargas tanto estáticas como cíclicas.

La línea recta horizontal de la curva p - y en la Figura 3.3a, denota que el suelo se está comportando plásticamente sin pérdida de resistencia al corte con el aumento de deformación. Con esa asunción, es posible aplicar modelos analíticos para calcular la última resistencia p_{ult} como una función de las dimensiones del pilote y las propiedades del suelo.

3.3. RESPUESTA DEL PILOTE BAJO DIFERENTES FORMAS DE CARGA LATERAL²

La naturaleza de la carga, más el tipo de suelo alrededor del pilote, son de mucha importancia para predecir la respuesta de un solo pilote o un grupo de pilotes. Se pueden identificar cuatro tipos de cargas activas: corto plazo o estático, cíclico, sostenida, y dinámico. Además, las cargas pasivas pueden ocurrir a lo largo de la longitud del pilote por el movimiento del suelo, cuando un pilote es usado como anclaje. Se tiene otro caso cuando los pilotes existentes están cerca de trabajos de hincado de pilotes o de movimientos de tierra. Las cuatro tipos de cargas activas mencionados se describen a continuación.

² Tomado a partir de Reese y Van Impe, 2001 (Ref. 1)



3.3.1. CARGA ESTÁTICA

La curva de la figura 3.3a representa el caso de un valor particular de z donde fue aplicada una carga de corto plazo en un pilote. Este caso, llamado de carga estática, rara vez o casi nunca se encontrará en la práctica. Sin embargo, las curvas estáticas son útiles porque:

- Los procedimientos analíticos pueden ser usados para desarrollar expresiones para correlacionar partes de la curva,
- Las curvas sirven como una línea base para efectos de demostración de otros tipos de carga, y
- Las curvas pueden ser usadas para cargas sostenidas para algunas arenas y arcillas.

Las curvas en la Figura 3.4 resultan de la carga estática de un pilote. De la figura se pueden realizar las siguientes observaciones:

1. La rigidez inicial de las curvas incrementa con la profundidad;
2. La resistencia última incrementa con la profundidad; y
3. La dispersión de la curvas ilustra errores inherentes en el proceso de analizar los resultados de las deformaciones medidas y el cálculo de momentos flectores con profundidad.

Los puntos 1 y 2 demuestran que es posible realizar predicciones del comportamiento del sistema suelo-pilote correlacionado de las propiedades del suelo con los resultados experimentales. Se enfatiza, por tanto, la necesidad de hacer carga estática en pruebas de carga de pilotes.

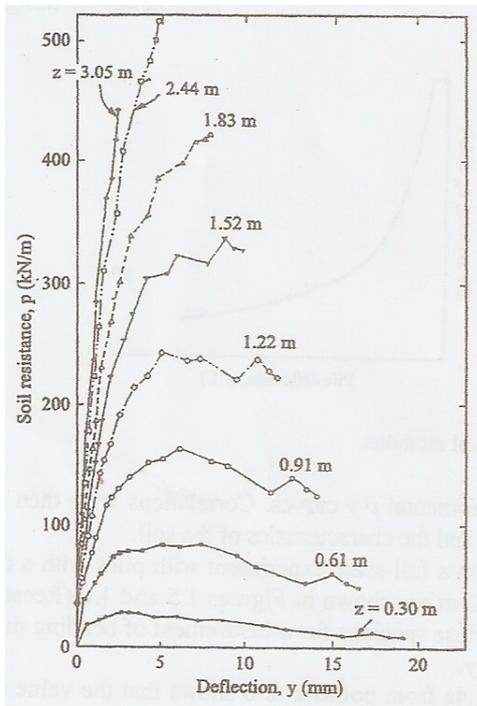


Fig 3.4 Curvas p-y obtenidas de una prueba real bajo carga cíclica (Ref. 1)

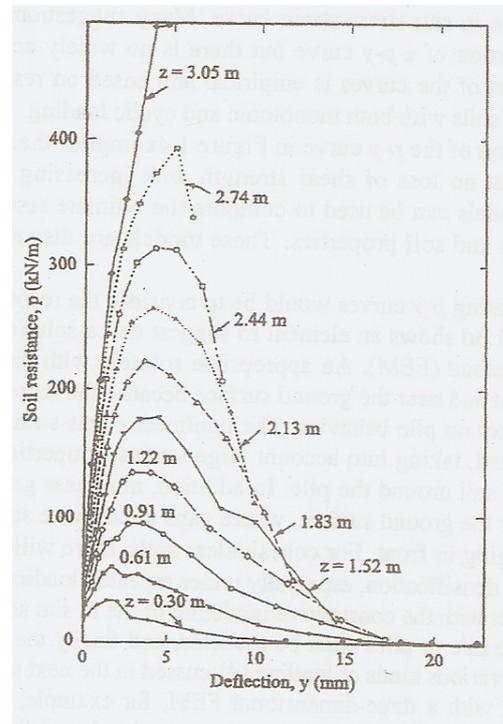


Fig 3.5 Curvas p-y obtenidas de una prueba real bajo carga estática (Ref. 1)

3.3.2. CARGA CÍCLICA

La Figura 3.6a muestra la diferencia entre una curva p - y bajo carga estática y una bajo carga cíclica. Ambas corresponden a un problema en particular y a la misma profundidad z . Se observa, las curvas cíclicas y estáticas son idénticas a través de la línea recta inicial que termina en el punto a y hasta una distancia pequeña de la parte no lineal hasta el punto c . A mayores deflexiones que las del Punto c , los valores de p decrecen bruscamente debido a la carga cíclica hasta cierto valor en el punto d . En algunos experimentos se ha obtenido que el valor de p se mantiene



constante más allá del punto d. La parte sombreada de la Figura 3.6a indica la pérdida de resistencia debido a la carga cíclica.

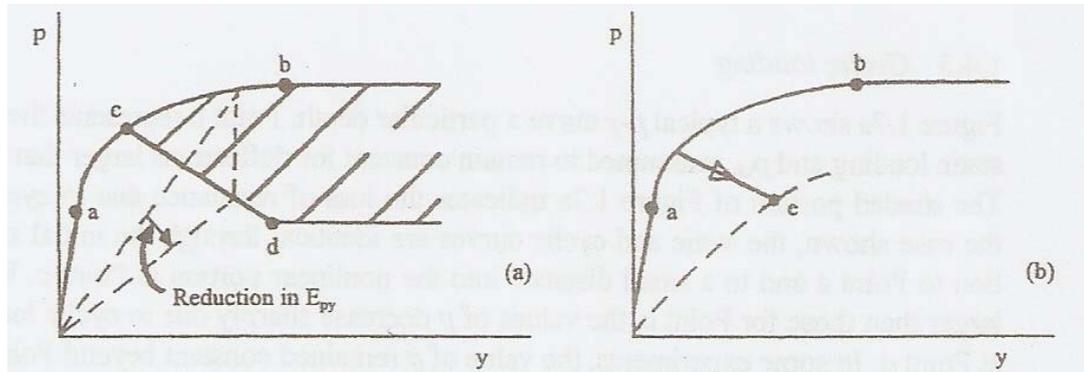


Fig 3.6 Curvas p-y típicas: (a) Carga estática y cíclica, (b) Carga estática y sostenida (Ref. 1)

Esta pérdida de resistencia, para un determinado tipo de suelo, es función del número de ciclos de carga. Como puede observarse, para una misma deflexión, el valor de E_{py} se reduce considerablemente incluso a niveles relativamente bajos de deformación, debido a la carga cíclica.

Una comparación de las curvas en la Figuras 3.4 y 3.5 demuestra de forma dramática la influencia de la carga cíclica, al menos en ese sitio. Se trata de una arcilla rígida con un conjunto dado de características. Para bajas magnitudes de deflexión, los valores p muestran disminuciones de gran magnitud, incluyendo el valor de p_{ult} . Mientras los resultados de la carga estática de un pilote pueden ser correlacionados con las propiedades del suelo, los resultados de la carga cíclica no podrán ser fácilmente analizados debido a la influencia del número de ciclos de aplicación de la carga.

La carga cíclica lateral en pilotes ocurre en estructuras fuera de costa, puentes, vallas, duques de alba de amarre y atraque y otras estructuras. Para arcillas rígidas sobre del nivel freático y para arenas, el efecto de la carga cíclica es



importante. En arcillas saturadas bajo N.F., que incluye arcillas blandas, la pérdida de resistencia en comparación con la carga estática puede o no ser importante. Experimentos realizados aplicando cargas cíclicas en dos direcciones, como aquellos en la Figura 3.7, han demostrado que las arcillas rígidas se separan del pilote en los primeros metros cuando éste se deflecta. La re-aplicación de la carga causa que se expulse agua por la apertura formada a una velocidad que depende de la frecuencia de la carga. La consecuencia común es la socavación de la arcilla, produciendo una pérdida adicional de la resistencia lateral.

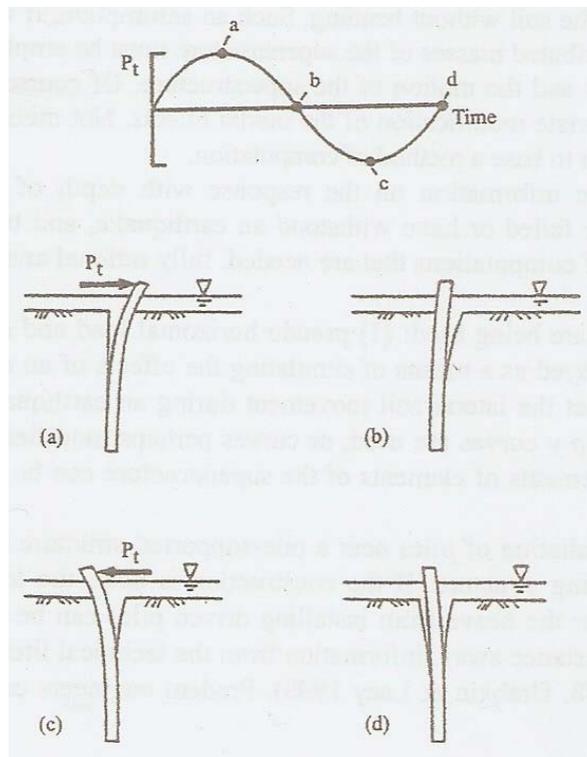


Fig 3.7 Respuesta simplificada de los pilotes en arcilla por carga cíclica (Ref. 1)

En un experimento a escala real en arcilla rígida se notó fácilmente la socavación, debido a las nubes en suspensión cerca de la cara frontal y posterior del pilote (Reese et al. 1975). Las nubes en suspensión no fueron observadas durante la pruebas del pilote en arcilla media y blanda, pero la carga cíclica ocasionó una pérdida sustancial en la resistencia lateral (Matlock 1970).



3.3.3. CARGA SOSTENIDA

La Figura 3.6b muestra un incremento de la deflexión bajo carga sostenida en comparación con la carga estática o de corto plazo. La diferencia entre carga estática y sostenida es básicamente el tipo de respuesta obtenida del suelo: a corto plazo o a largo plazo, respectivamente. La respuesta a corto plazo y largo plazo en arenas es la misma. Sin embargo, la arcilla a corto plazo presenta una resistencia sin la expulsión de agua intersticial incrementando la presión de poros. A largo plazo, el agua es expulsada, consolidando la arcilla e incrementando su deformación.

Según la diferencia de comportamiento a corto o a largo plazo, es de esperarse que el efecto de la carga sostenida sea normalmente insignificante para arcillas sobreconsolidadas y para suelos granulares.

La carga sostenida aplicada en un pilote en arcilla blanda, generalmente resulta en una cantidad significativa de deflexión que depende del tiempo de aplicación de la carga. Soluciones analíticas se pueden hacer, usando la teoría tridimensional de consolidación, pero la formulación de las ecuaciones dependen de un gran número de parámetros que no están bien definidos. La generalización de dicho procedimiento no está aun disponible en la literatura.

La influencia de la carga sostenida, en algunos casos, puede ser solucionada con precisión razonable mediante experimentos. En base a los resultados obtenidos, es posible ajustar las curvas de respuesta del suelo estáticas, aumentando las deflexiones en un porcentaje determinado y con ellos predecir el comportamiento del pilote bajo la carga sostenida.



3.3.4. CARGA DINÁMICA

Las estructuras soportadas en pilotes pueden estar sujetas a cargas dinámicas debido a vibraciones de maquinaria, tráfico, oleajes y terremotos. La frecuencia de la carga de tráfico y olas es usualmente lo suficientemente pequeña para que las curvas p-y para carga estática o cíclica puedan ser utilizadas.

Carga por vibración de maquinaria: La deflexión usualmente es pequeña y un valor de módulo de suelo puede ser usado para el análisis. Se han desarrollado técnicas experimentales para obtener los parámetros de suelo que son necesarios.

Carga como resultado de un evento sísmico: El análisis es muy complejo. No existen muchos datos experimentales en qué basar un método de cálculo, esto conlleva a que no estén disponibles métodos completamente racionales. Varias simplificaciones se usan: cargas horizontales pseudo-dinámicas y las curvas p-y disponibles (o modificadas para considerar efectos de inercia) se emplean por lo general de forma que se simulen los efectos de un terremoto. Si se asume que el movimiento lateral del suelo durante un terremoto es constante con la profundidad, los movimientos de los elementos de la superestructura pueden ser calculados por ecuaciones de mecánica.

Una de las mayores preocupaciones en cuanto a cargas dinámicas es que algún evento cause licuefacción en el suelo de la estructura soportada en pilotes.



3.4. MODELOS PARA SOLUCIÓN PARA PILOTES INDIVIDUALES

Hasta la actualidad han existido algunos procedimientos que se han utilizado para estimar el comportamiento de pilotes bajo carga lateral:

1. Análisis simples de carga última, basados en el desarrollo de toda la presión pasiva alrededor de los pilotes. En éstos no se calcula las deflexiones del pilote para cargas de trabajo, variable que normalmente es un factor que controla el diseño.
2. Análisis lineales simples de deflexiones, rotaciones y esfuerzos en el pilote. El suelo puede tratarse como una subrasante tipo Winkler (cama de resortes) o como un continuo elástico. En cualquier caso, evaluar la rigidez del suelo es de gran dificultad, debido a que el suelo alrededor de los pilotes cargados lateralmente exhibe comportamientos no lineales, incluso bajo cargas de trabajo relativamente bajas.
3. Procedimientos utilizando cuadros no dimensionales basados en resultados de análisis no lineales en computadora y pruebas de carga a escala real, que pueden aplicarse a una gran variedad de condiciones para estimar la deformación no lineal y el momento flector en los pilotes individuales y pilotes en grupo bajo carga lateral.
4. Análisis iterativos usando resortes no lineales (curvas p-y) para representar el comportamiento no lineal del suelo. Esos análisis han demostrado que tienen la capacidad de representar el comportamiento de los pilotes bajo carga lateral de modo muy cercano a la realidad, y los parámetros de suelo requerido en estos análisis se puede obtener usando procedimientos convencionales de campo y laboratorio. Hace algunos años, un inconveniente que tenía el uso de este método era el tiempo que tomaba realizar sus cálculos, incluso utilizando computadoras. Actualmente, la disponibilidad de computadoras de gran capacidad permite la aplicación de estos análisis a través de programas más amigables y a un costo de tiempo muy bajo.



De estas diferentes aproximaciones al problema, se destacan los métodos por Broms (1964), Evans y Duncan (1982) y los métodos de curvas p-y para modelar el comportamiento del suelo. Estos métodos se describen a continuación.

3.4.1 MÉTODO DE BROMS: PILOTE RÍGIDO Y SUELO PLÁSTICO ³

Broms desarrolló su metodología para estimar la resistencia última del suelo, realizando unas simplificaciones a la distribución de la presiones de reacción del suelo a lo largo del pilote para diferentes condiciones de la cabeza del pilote: pilotes restringidos (fijos en la cabeza) y pilotes no restringidos (libres en la cabeza). Además trató de modo separado a los suelos puramente cohesivos y puramente friccionantes.

Pilotes en suelos cohesivos

La resistencia última para pilotes en suelo puramente cohesivos, incrementa con la profundidad desde $2su$ en la superficie (donde su es la resistencia no drenada) hasta 8 a $12su$ a la profundidad de tres diámetros de pilote ($3d$) bajo la superficie. Broms sugirió una distribución simplificada de resistencia del suelo siendo 0 desde la superficie del suelo hasta una profundidad de $1.5d$ y un valor constante de $9su$ debajo de esta profundidad. Esto asume que los movimientos del pilote serán suficientes para generar esta reacción en secciones críticas.

Pilotes No Restringidos en la cabeza: En la figura 3.8, se muestran los posibles mecanismos de falla y la distribución de presiones de reacción del suelo para pilotes no restringidos “cortos” y “largos”. Pilotes “cortos” son también llamados pilotes rígidos y son aquéllos en los que la capacidad lateral depende totalmente

³ Tomado de Poulos y Davis, 1980 (Ref. 5)



de la resistencia del suelo. Pilotes “largos” son aquéllos en los que la capacidad lateral principalmente depende en el momento de fluencia del pilote.

$$(3.6) \quad M_{\max} = H_u (e + 1,5d + 0,5f)$$

Ecuaciones (3.7) $M_{\max} = 2,25 dg^2 su$

$$(3.8) \quad L = 1,5d + f + g$$

Procedimiento para obtener carga última

1. Obtener H_u de la Figura 3.10a
2. Cálculo de M_{\max} utilizando simultáneamente ec. 3.6, 3.7 y 3.8
3. Cálculo de M_y de la sección del pilote
4. Comparar M_y con M_{\max} :
 - Si $M_y > M_{\max}$, H_u es la carga última lateral
 - Si $M_{\max} > M_y$, obtener H_u a partir de M_y de la Fig. 3.10b

Pilotes Restringidos en la cabeza: En la figura 3.9, se muestran posibles mecanismos de falla y distribución de presiones de reacción del suelo para esta condición. Nuevamente los diferentes mecanismos de falla dependen del momento de fluencia del pilote. Se asume que la restricción de momento es igual al momento del pilote justo debajo del cabezal. Se observa que el desarrollo de momento de fluencia en el pilote según su rigidez es la siguiente: pilotes cortos, no se desarrolla; pilotes intermedios, momento de fluencia en la cabeza del pilote; pilotes largos, momento de fluencia en la cabeza y una cierta profundidad desde la superficie del suelo.

$$(3.9) \quad H_u = 9 su d(L - 1,5d)$$

Ecuaciones (3.10) $M_{\max} = H_u (0,5L + 07,5d)$

$$(3.11) \quad f = \frac{H_u}{9sud}$$

$$(3.12) \quad M_y = 2,25 su dg^2 - 9 su d f(1,5d + 0,5f)$$



$$(3.13) \quad H_u = \frac{2My}{(1,5d+0,5f)}$$

Procedimiento para obtener carga última

1. Obtener H_u de la Ec. 3.9
2. Calcular $M_{\text{máx}}$ utilizando Ec 3.10
3. Calcular M_y de la sección del pilote
4. Comparar M_y con $M_{\text{máx}}$
 - Si $M_y > M_{\text{máx}}$, H_u es la carga última lateral
 - Si $M_{\text{máx}} > M_y$, obtener H_u a partir de las Ec. 3.8, 3.11 y 3.12
5. Si H_u se calculó en Paso 4, obtener máximo monto positivo ($M_{\text{máx}2}$) a la profundidad $z = f + 1,5 d$
6. Comparar M_y con $M_{\text{máx}2}$
 - Si $M_y > M_{\text{máx}2}$, H_u es la carga lateral última
 - Si $M_{\text{máx}2} > M_y$, obtener H_u a partir de la Ec. 3.13

Las curvas de solución para las dos condiciones de los pilotes se presentan en la figura 3.10, donde H_u es la carga última lateral y M_y es el momento de fluencia del pilote, su es la resistencia no drenada del suelo, d es el diámetro del pilote, L es la longitud del pilote y e es la distancia de aplicación de la carga con respecto a la superficie el suelo.

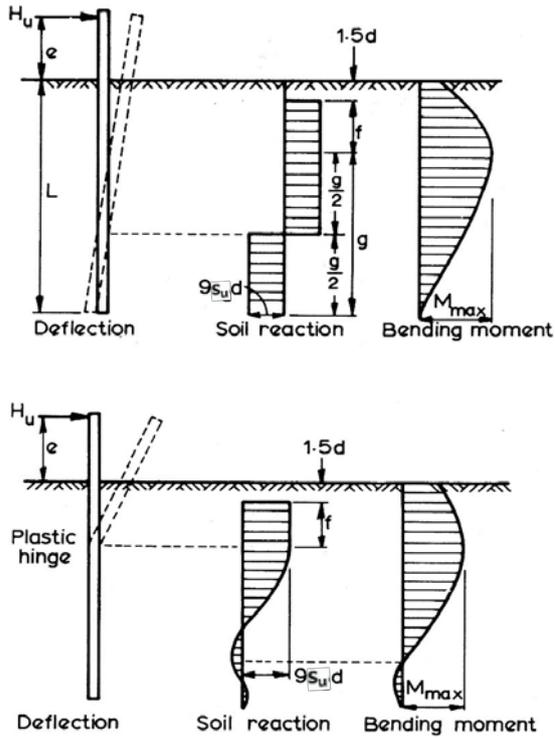


Fig 3.8 Mecanismos de falla para pilotes cohesivo no restringidos en la cabeza (Ref. 5) en suelo

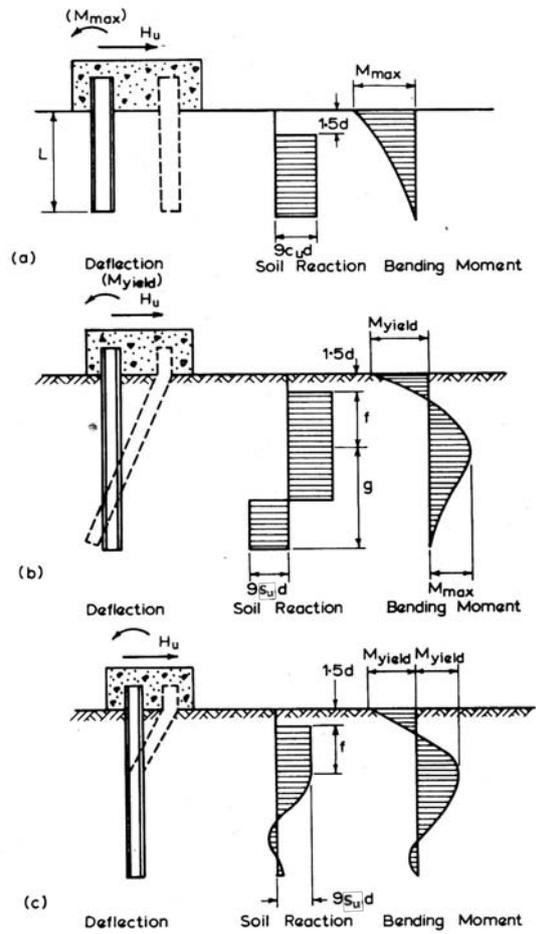


Fig 3.9 Mecanismos de falla para pilotes cohesivo restringidos en la cabeza (Ref. 5) en suelo

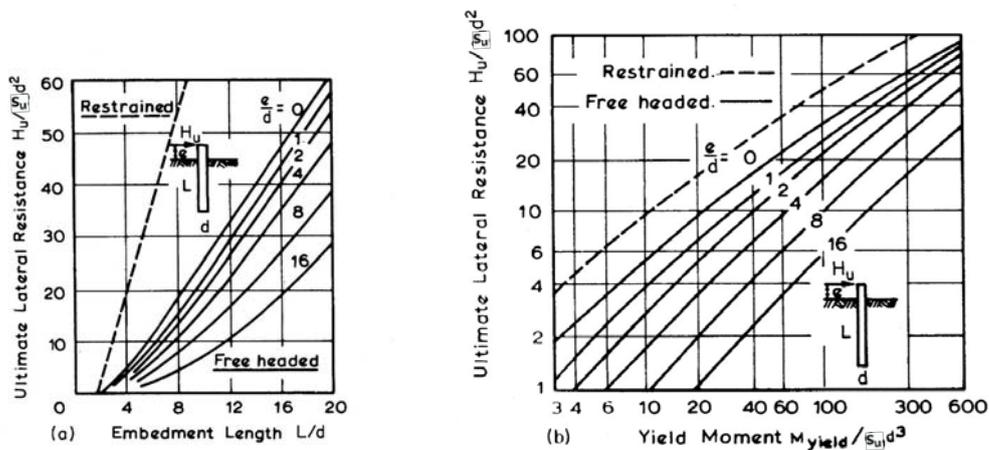


Fig 3.10 Resistencia última lateral en suelos cohesivos: (a) pilotes cortos, (b) pilotes largos (Ref. 5)

Pilotes en suelos no cohesivos

Broms realizó las siguientes asunciones:

1. Se desprecia la presión activa del suelo que actúa en la parte posterior del pilote.
2. La distribución de presiones pasivas a lo largo de la parte frontal del pilote es igual a tres veces la presión pasiva de Rankine.
3. La forma de la sección del pilote no tiene influencia en la distribución de la presiones última del suelo.
4. Se moviliza toda la resistencia lateral en la deformación considerada.

Pilotes No Restringidos en la cabeza: En la figura 3.11, se muestran los posibles mecanismos de falla y la distribución de presiones de reacción del suelo para pilotes no restringidos “cortos” y “largos”. Para pilotes cortos, la rotación se asume en un punto muy cercano a la punta del pilote y la distribución de presiones se reemplaza por una carga concentrada en ese punto. Las soluciones para pilotes largos, se dan cuando el M_{max} de pilotes cortos es igual al momento de fluencia del pilote.



Ecuaciones (3.14) $Hu = \frac{0,5\gamma dL^3 k_p}{e+L}$

(3.15) $M_{\text{máx}} = Hu \left(e + 0,54 \sqrt{\frac{Hu}{dk_p\gamma}} \right)$

Procedimiento para obtener carga última

1. Obtener Hu usando Ec. 3.14
2. Calcula $M_{\text{máx}}$ usando Ec. 3.15
3. Obtener M_y de la sección del pilote
4. Comparar M_y con $M_{\text{máx}}$:
 - Si $M_y > M_{\text{máx}}$, Hu es la carga última lateral
 - Si $M_{\text{máx}} > M_y$, obtener Hu de Ec. 3.10 reemplazando M_y

Pilotes Restringidos en la cabeza: En la figura 3.12, se muestran posibles mecanismos de falla y distribución de presiones de reacción del suelo para esta condición. Se asume nuevamente que la restricción de momento en el cabezal es igual al momento máximo en el pilote. El desarrollo de momento de fluencia en el pilote según su rigidez ocurre de igual manera que en suelos cohesivos para esta condición de pilote.

(3.16) $Hu = 1,5 \gamma L^2 d k_p$

(3.17) $M_{\text{max}} = 2/3 Hu L$

Ecuaciones: (3.18) $M_y = (0,5 \gamma d L^3 k_p) - Hu L$

(3.19) $f = 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{dk_p\gamma}}$

(3.20) $Hu \left(e + 0,54 \sqrt{\frac{Hu}{dk_p\gamma}} \right) = 2 My$



Procedimiento para obtener carga última

1. Obtener H_u usando Ec. 3.16
2. Calcular $M_{máx}$ usando Ec. 3.17
3. Calcular M_y de la sección del pilote
4. Comparar M_y con $M_{máx}$:
 - Si $M_y > M_{máx}$, H_u es la capacidad última lateral
 - Si $M_{máx} > M_y$, obtener H_u de Ec. 3.18 continuar pasos
5. Si H_u se calculó en Paso 4, calcular la profundidad f mediante Ec. 3.19. En esta profundidad obtener el momento, que será el Máximo momento positivo ($M_{máx2}$).
6. Comparar M_y con $M_{máx2}$:
 - Si $M_y > M_{máx2}$, H_u obtenida en paso 4 es la capacidad última lateral.
 - Si $M_{máx2} > M_y$, H_u se obtiene de Ec. 3.19

Las curvas de solución no dimensionales para las dos condiciones de los pilotes se presentan en la figura 3.13, donde H_u es la carga última lateral, M_y es el momento de fluencia del pilote, K_p es el coeficiente de presión pasiva horizontal del suelo, γ es el peso unitario del suelo, d es el diámetro del pilote, L es la longitud del pilote y e es la distancia de aplicación de la carga con respecto a la superficie el suelo

El método de Broms resulta de mucha utilidad para la selección inicial del pilote, siempre que las dimensiones del pilote sean constantes y el suelo posea características relativamente uniformes.

Aplicando las ecuaciones desarrolladas en el método, el tamaño y longitud del pilote se podrán obtener para las cargas esperadas. El pilote así definido, puede ser empleado como base para los análisis por el método p-y.

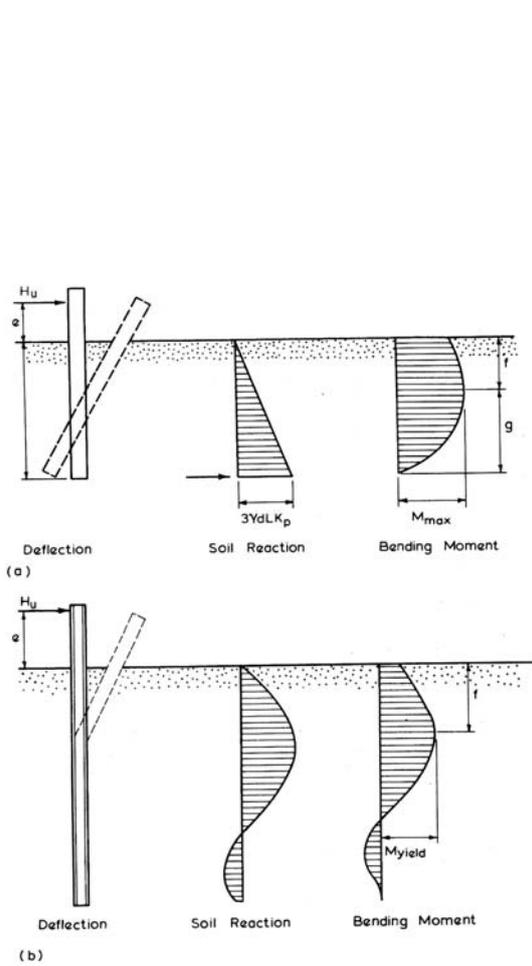


Fig 3.11 Mecanismos de falla para pilotes en suelo no cohesivo no restringidos en la cabeza (Ref. 5)

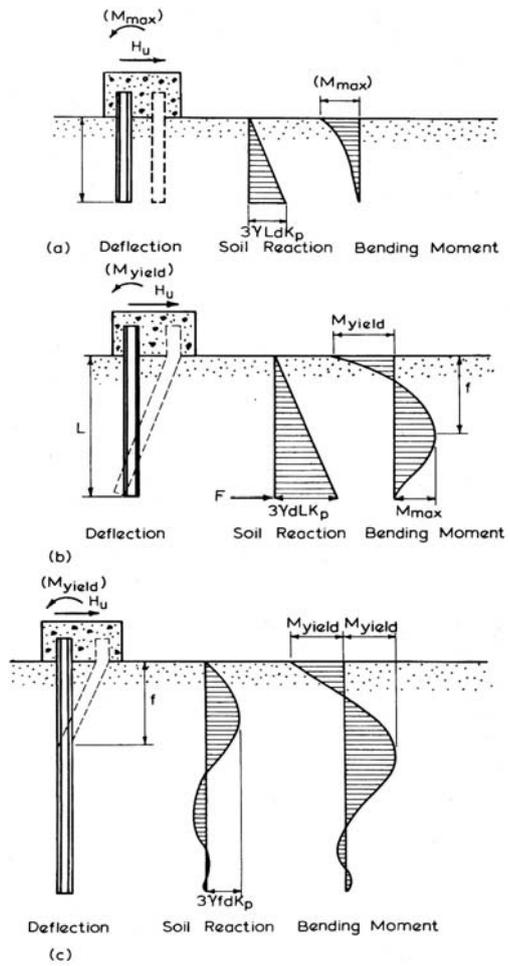


Fig 3.12 Mecanismos de falla para pilotes en suelo no cohesivo restringidos en la cabeza (Ref. 5)

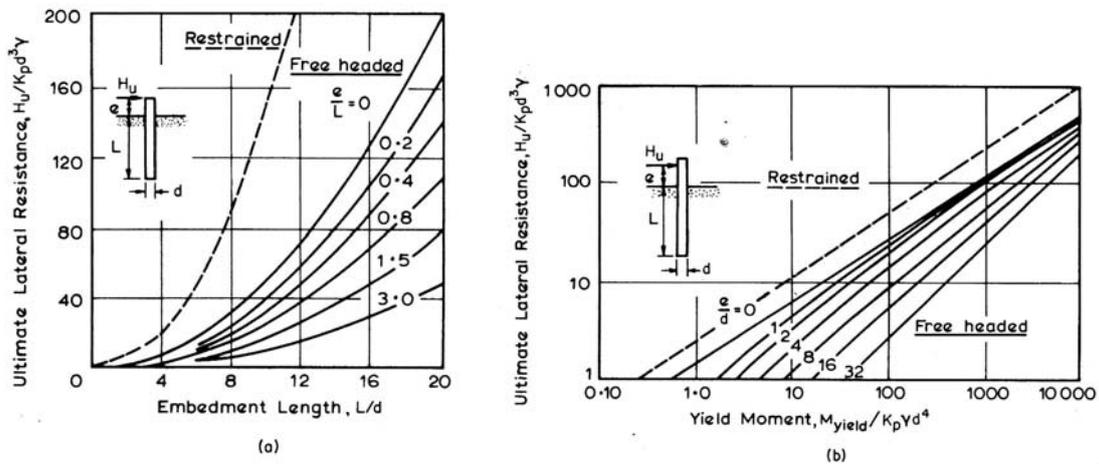


Fig 3.13 Resistencia última lateral en suelos cohesivos: (a) pilotes cortos, (b) pilotes largos (Ref. 5)

Otros beneficios que tiene este método de Broms:

1. La mecánica del problema de carga lateral se comprende en gran medida
2. El método puede ser usado para revisar algunos resultados que provienen de análisis por el método p-y.

3.4.2 MÉTODO DE LA CARGA CARACTERÍSTICA ⁴

Duncan y colaboradores (1994) presentaron el método de la carga característica (CLM, por sus siglas en inglés), siguiendo el trabajo de Evans y Duncan (1982). Se desarrollaron una serie de soluciones con curvas p-y no lineales para un rango de suelos y para un rango de condiciones en la cabeza el pilote. Estos resultados fueron analizados con el objeto de obtener ecuaciones simples que pudieran ser usadas para una rápida predicción de la respuesta de los pilotes bajo carga lateral. Variables adimensionales se emplearon en la predicción de las ecuaciones.

⁴ Tomado de Reese y Van Impe, 2001 (Ref. 1) y de Coduto, 2001 (Ref. 4)



Este método puede ser usado para resolver:

1. Deflexiones en la superficie del suelo debido a carga lateral bajo condiciones no restringidas, restringidas y parcialmente restringidas de la cabeza del pilote.
2. Deflexiones en la superficie del suelo debido a la aplicación de momentos en la superficie
3. Momentos máximos para las tres condiciones en el punto 1.
4. Localización del punto de máximo momento a lo largo del pilote.

El suelo puede ser arcilla o arena, ambos limitados a tener una resistencia uniforme con la profundidad, que la rigidez EI del pilote sea constante y la cimentación sea lo suficientemente larga para considerarse empotrada en la punta. Se puede idealizar las cimentaciones profundas que no cumplan a cabalidad con todos estos criterios, promediando EI , su , Φ' , y desde la superficie hasta 8 diámetros del pilote.

Para realizar las predicciones, es necesario hallar la *fuerza lateral característica* P_c o el momento característico M_c :

$$P_c = \lambda B^2 E R_I \left(\frac{\sigma_p}{E R_I} \right)^m (\varepsilon_{50})^n \quad (3.20)$$

$$M_c = \lambda B^3 E R_I \left(\frac{\sigma_p}{E R_I} \right)^m (\varepsilon_{50})^n \quad (3.21)$$

Donde B es el diámetro del pilote, E es el módulo de elasticidad del pilote, R_I es la razón de momento de inercia entre la sección del pilote con uno de sección circular de igual diámetro, ε_{50} es la deformación axial en la que el 50% de la resistencia del suelo es movilizada, λ es un parámetro adimensional que depende del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo y σ_p es la presión



representativa del suelo. Los valores de λ y σ_p se obtienen de la Tabla 3.1, mientras que los exponentes m y n se obtienen de la Tabla 3.2.

Tabla 3.1 Fórmulas para la obtención de λ y σ_p (Evans y Duncan, 1982)

Tipo de Suelo		λ	σ_p
Arcilla	<i>Comportamiento Plástico</i>	1	4.2 su
	<i>Comportamiento Frágil</i>	0.14 ⁿ	
Arena		1	2 $C_{p\phi}$ y $B \tan^2 (45+\phi/2)$

Donde su es la resistencia al corte no drenada del suelo, $C_{p\phi}$ es el factor de presión pasiva = $\phi/10$, ϕ es el ángulo de fricción, y γ es el peso unitario efectivo del suelo.

Tabla 3.2 Valores de los exponentes m y n (Evans y Duncan, 1982)

Tipo de suelo	Para P_c		Para M_c	
	m	n	m	n
Arcilla	0.683	-0.22	0.46	-0.15
Arena	0.57	-0.22	0.4	-0.15

Para un problema determinado donde se aplica una carga lateral P_t sobre un pilote en arcilla con una resistencia al corte constante, es posible calcular el valor de P_c de la ecuación 3.20. La razón P_t/P_c resultante se convierte en el argumento para entrar en una curva no lineal para obtener el valor y_t/b para casos restringidos (ver Fig. 3.14) y no restringidos en la cabeza del pilote.

Del mismo modo se desarrollaron curvas no lineales para calcular el valor de momento máximo y el punto donde ocurre en el pilote, en arcillas y arenas

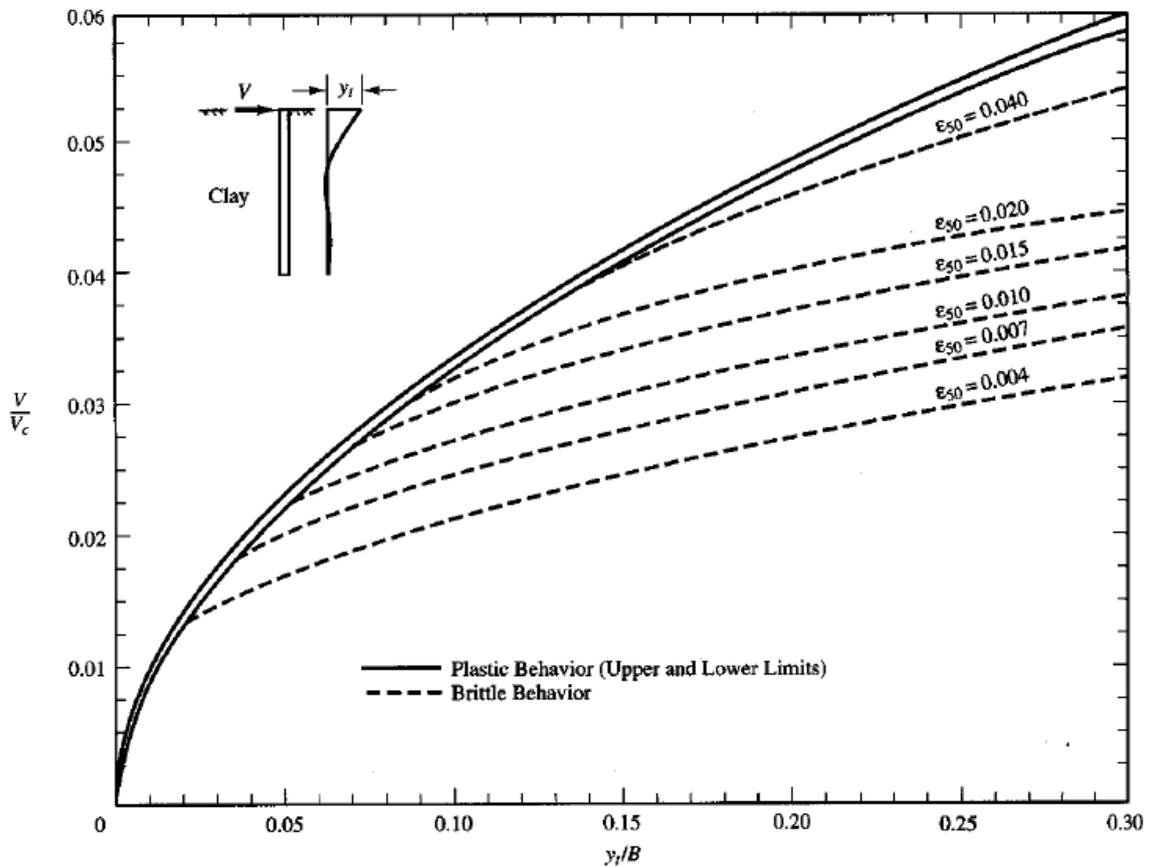


Fig 3.14 Curvas de fuerza vs. deflexión lateral para pilote en arcilla restringido en la cabeza (Evans y Duncan, 1982)

3.4.3 MÉTODO DE PILOTE NO LINEAL Y CURVAS p-y PARA MODELAR RESPUESTA DEL SUELO ⁵

El modelo que se presenta en la figura 3.15 fue desarrollado a finales de 1940, debido al interés de las compañías energéticas de construir estructuras fuera de costa, que debían ser diseñadas para soportar cargas relativamente elevadas

⁵ Resumido a partir de Reese y Van Impe, 2001 (Ref. 1)



producto de las olas, viento y sismos. Las ecuaciones diferenciales relevantes fueron desarrolladas por Timoshenko (1941) y por otros escritores, de un modo análogo al modelo de Winkler (1867) para cimentaciones superficiales. En 1948 Palmer y Thompson presentaron una solución numérica a las ecuaciones diferencial no lineal.

Afortunadamente, la computadora digital estuvo disponible para cerca de esa misma época. Pruebas a escala real y la computadora digital hicieron posible el desarrollo de este método.

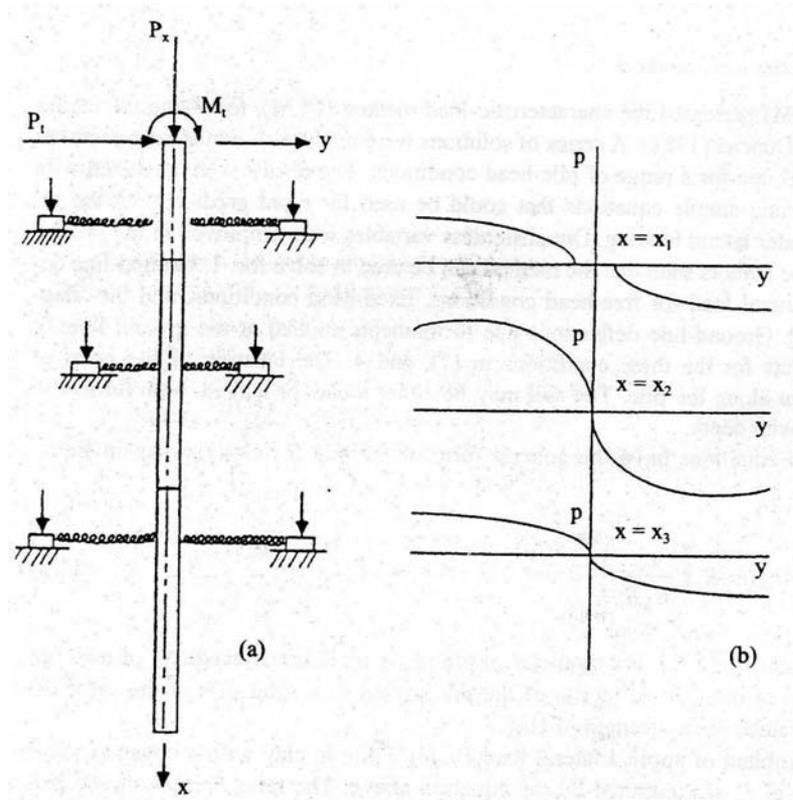


Fig 3.15 Modelo para un pilote bajo carga lateral con curvas p-y (Ref. 1)

En la figura 3.15, se muestra un esquema bidimensional de un pilote cargado. Las líneas horizontales que cruzan el pilote indican que puede estar hecho de



diferentes secciones; por ejemplo, un pilote tubular puede ser usado variando su espesor a lo largo de la profundidad.

La ecuación diferencial no lineal del problema es la siguiente:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^2} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_{py} y = 0$$

Donde y es la deflexión del pilote, x es la profundidad medida desde cabeza del pilote, $E_p I_p$ = rigidez a la flexión y E_{py} es el módulo de reacción del pilote bajo carga lateral. La derivación de la ecuación se presenta en el Anexo A.

Se trata de una ecuación diferencial no lineal, ya que en la realidad el valor de E_{py} es una función tanto de la profundidad x , como de la deflexión del pilote y , es decir:

$$E_{py} = f(x, y)$$

Esto hace que la solución más precisa del problema, se logre resolviendo la ecuación mostrada por métodos numéricos.

Como se observa en la ecuación general, este método de solución permite que $E_p I_p$ sea no lineal. Para muchas soluciones es innecesario variar la rigidez a la flexión aunque la carga cause el desarrollo de la rótula plástica.

La carga axial se considera en la ecuación general solamente con propósitos de flexión, pero bajo ningún concepto se intenta calcular la longitud requerida para soportar una carga axial dada a través de este método. Es posible también determinar el raro caso de carga axial al cual el pilote se pandea.



El suelo alrededor del pilote se reemplaza por una serie de mecanismos que representan la resistencia del suelo p como una función no lineal de la deflexión y . Los mecanismos y las curvas correspondientes que representan su comportamiento, se presentan bastante separados en el gráfico pero se considera que varían continuamente con la profundidad. Como puede verse, las curvas p - y varían totalmente con la distancia x a lo largo del pilote y la deflexión del pilote y .

La curva para $x = x_1$ se dibuja para indicar que el pilote puede deflectarse una distancia finita sin presentar resistencia del suelo. La curva en $x = x_2$ se dibuja para mostrar que el suelo se suaviza con la deflexión. No hay límite razonable con las variaciones que pueden ser empleadas en representar la respuesta del suelo a las deflexiones laterales del pilote.

El método ha sido usado con éxito para el diseño de pilotes, sin embargo, la investigación continúa y se espera la caracterización en una variedad de suelos especiales.



CAPÍTULO 4

MODELOS DE CURVAS P-Y PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELO



CAPÍTULO 4

MODELOS DE CURVAS P-Y PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELO

En las siguientes secciones, se presentarán las expresiones para curvas p-y en arcillas y arenas bajo carga estática y cíclica, las mismas que al utilizarse en programas de computadora, dan como resultado curvas de deflexión y momento flector contra la profundidad que concuerdan en gran medida con los valores experimentales.

Tales expresiones han sido obtenidas tras el análisis de resultados de pruebas de carga lateral de pilotes instrumentados. Su desarrollo incluyó una investigación integral del suelo del sitio, realizando la mejor estimación de sus parámetros de resistencia y rigidez. De igual manera, en cada investigación las dimensiones y rigideces de los pilotes se determinaron con precisión.



Los programas de computación L-Pile y FB-Multipier, contienen en su memoria los modelos o expresiones de curvas p-y. Basta con ingresar los parámetros relevantes en estos programas, para obtener las curvas p-y particulares del sitio en estudio.

Más que en cualquier otro tipo de problema de cimentación, la solución del pilote bajo carga lateral es ardua, porque un análisis exitoso es muy sensible a las características de esfuerzo-deformación unitaria del suelo alrededor del pilote.

Recomendaciones para seleccionar los parámetros de resistencia y rigidez y el modelo de curva p-y, se presentan a continuación.

4.1 CURVAS p-y PARA ARCILLAS

Para representar el comportamiento de arcillas de diferente consistencia y ubicación con respecto al nivel freático, se presentan tres modelos para obtener las curvas p-y. Para la obtención de las curvas modelo, se aplicaron cargas a corto plazo (estática) y cíclica.

4.1.1 ARCILLA BLANDA BAJO EL NIVEL FREÁTICO (MATLOCK 1970)

Las Figuras 4.1a, 4.1b, y 4.1c muestran las curvas modelos adimensionales que definen el comportamiento de una arcilla blanda bajo el nivel freático para carga estática, cíclica y después de haberse aplicado cargas cíclicas. Fue propuesto por Matlock en 1970.

La curva estática se trata de una sola curva, dada por la expresión:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (4.1)$$

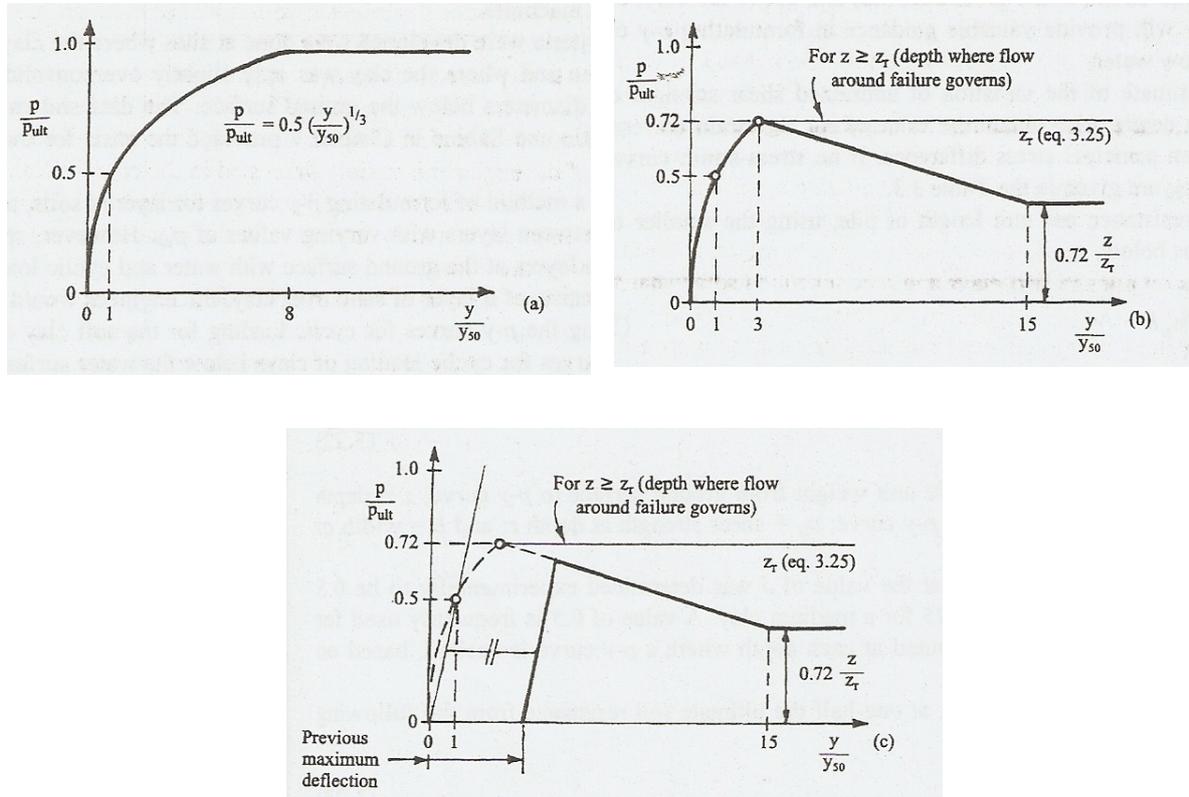


Figura 4.1 Formas características de las curvas p-y para arcillas blandas bajo el nivel freático, (a) carga estática; (b) carga cíclica; (c) después de la carga cíclica (Matlock 1970, Ref. 1).

En donde p_{ult} es la resistencia última del suelo a una profundidad determinada, que está en función de la resistencia al corte no drenada s_u de la arcilla (ver Anexo C.1); y_{50} es la deflexión al 50% de la resistencia última p_{ult} y depende de la deformación característica ϵ_{50} , según la relación $y_{50} = 2.50 \epsilon_{50} b$. El concepto de ϵ_{50} se amplía en la sección 4.1.4.

La curva para carga cíclica presenta tres porciones: 1. Dada por la ecuación 4.1 hasta una deformación $3y_{50}$; 2. Una línea recta inclinada que desciende hasta una resistencia de $0.72 \frac{z}{z_r}$ a una deformación $15y_{50}$; 3. Una línea recta horizontal de resistencia $0.72 \frac{z}{z_r}$.



Donde z es la profundidad correspondiente a la curva $p-y$ y z_r es un valor que depende de la resistencia no drenada s_u .

El comportamiento después de la ocurrencia de carga cíclica se muestra en la Figura 3.12c. El valor de p es cero desde el origen hasta el punto anterior de la deflexión máxima y después el segundo tramo de la curva asciende para interceptar con la curva de carga cíclica. Como se muestra en la Figura, la pendiente del segundo tramo es paralela a la secante de la primera parte de la curva estática. El hecho de formular las curvas $p-y$ para después de la carga cíclica es importante para una estructura, como la plataforma fuera de costa, que ha sufrido una tormenta. La rigidez de la cimentación sería reducida y la estructura sería más probable que vibre bajo cargas de viento o por algunas maquinarias.

En resumen para este modelo, los parámetros de la arcilla que definen el comportamiento son s_u y ϵ_{50} . El procedimiento detallado a seguir para la obtención de la curva, se describe en el Anexo C.1.

Recomendaciones para la determinación de s_u y ϵ_{50}

Para determinar la resistencia al corte s_u del suelo, Matlock (1970) recomendó las siguientes pruebas en orden de preferencia:

1. Pruebas de corte de veleta in-situ con muestreo paralelo para la identificación del suelo.
2. Pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU), aplicando un esfuerzo de confinamiento igual a la presión efectiva en el sitio. El valor s_u será la mitad de la diferencia del esfuerzo principal máximo.
3. Pruebas miniatura de veleta de muestras en tubos.
4. Pruebas de compresión no confinada.

La deformación característica ϵ_{50} , deberá obtenerse en pruebas triaxiales UU de igual manera que en el punto 2.



4.1.2 ARCILLA DURA BAJO EL NIVEL FREÁTICO (REESE et al. 1975)

El procedimiento para obtención de curvas p-y para cargas estáticas de corto plazo se ilustra en la Figura 4.2. La Figura 4.3 ilustra la curva p-y modelo para el caso de carga cíclica en arcillas rígidas bajo el nivel freático. Los valores A_s y A_c , son coeficientes que se determinan a través de la Figura 4.4.

La respuesta de arcilla dura bajo el nivel freático, muestra una forma similar tanto para carga estática como para carga cíclica.

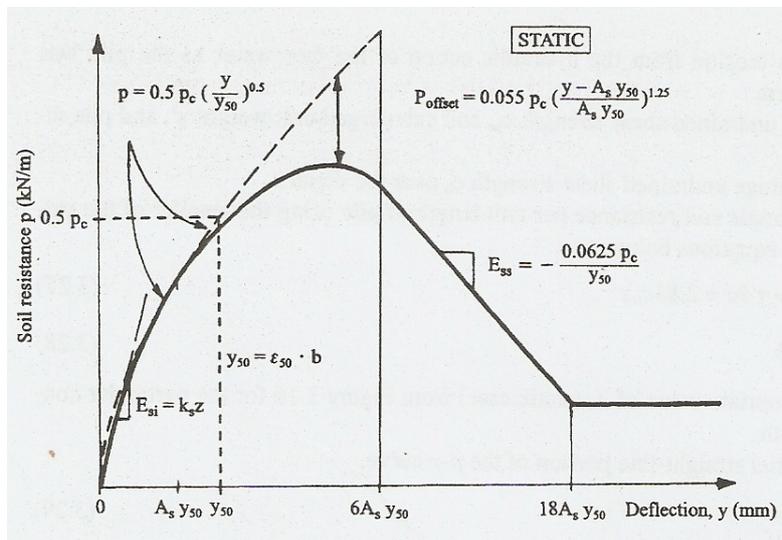


Figura 4.2 Formas características de las curvas p-y para carga estática en arcilla dura bajo el nivel freático (Ref. 1)

La curva estática presenta 5 porciones: 1. Una línea recta inclinada inicial de valor $p = (k_s z) y$; 2. Una primera parábola que está en función de p_c y y_{50} , desde la intersección con la recta anterior hasta una deformación $A_s \cdot y_{50}$; 3. Una segunda parábola, entre las deformaciones $A_s \cdot y_{50} - 6 A_s \cdot y_{50}$, cuya ecuación depende p_c y y_{50} ; 4. Una línea recta inclinada entre $6 A_s \cdot y_{50} - 18 A_s \cdot y_{50}$, en la que desciende la resistencia hasta un valor residual que depende de p_c ; 5. Una recta horizontal con la resistencia residual para mayores deformaciones de $18 A_s \cdot y_{50}$.



Donde p_c y y_{50} dependen a su vez de s_u y ε_{50} , respectivamente (ver Anexo C.2). El valor k_s es la rigidez inicial lateral del suelo para carga estática.

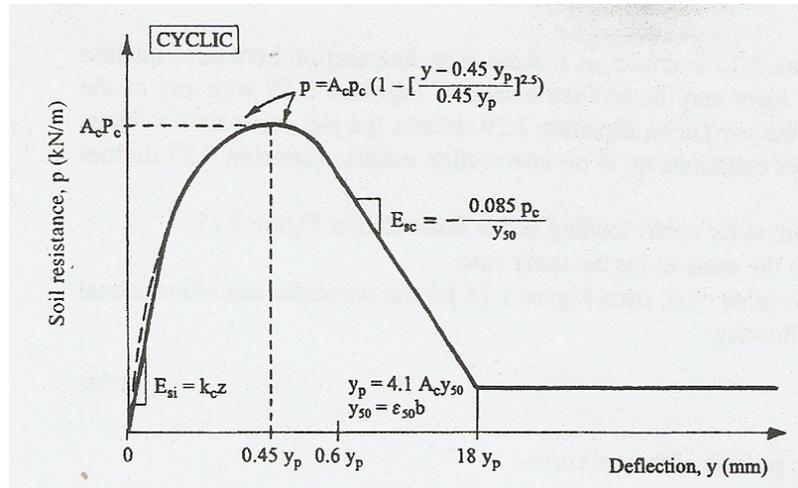


Figura 4.3 Forma característica de las curva p-y en carga cíclica en arcilla dura bajo el nivel freático (Ref. 1)

La curva cíclica, en cambio, presenta 4 porciones de curva: 1. Una línea recta inclinada inicial de valor $p = (k_c z) y$; 2. Una parábola que está en función de p_c y y_{50} , desde la intersección con la recta anterior hasta una deformación $0.6 y_p$; 3. Una línea recta inclinada entre $0.6 A_c y_{50}$ - $1.8 y_p$, en la que descende la resistencia hasta un valor residual que depende de p_c y y_p ; 4. Una recta horizontal con la resistencia residual para mayores deformaciones de $1.8 y_p$.

El valor de y_p está en función de y_{50} y por tanto, de la deformación característica ε_{50} . El valor k_c es la rigidez inicial lateral del suelo para carga cíclica.

La diferencia entre los dos casos de carga, que no puede apreciarse en las curvas modelo pero que se da en la práctica, son los valores de p_{ult} que son mayores para el caso estático.

A más de s_u y ε_{50} , un parámetro de gran importancia es la rigidez lateral inicial k , ya que marca la respuesta inicial de la arcilla rígida. Se pueden estimar valores de k a partir de la Tabla 4.3, tanto para carga estática como para carga cíclica.



El procedimiento detallado para la obtención de las curvas p-y de este modelo, se describe en el Anexo C.2.

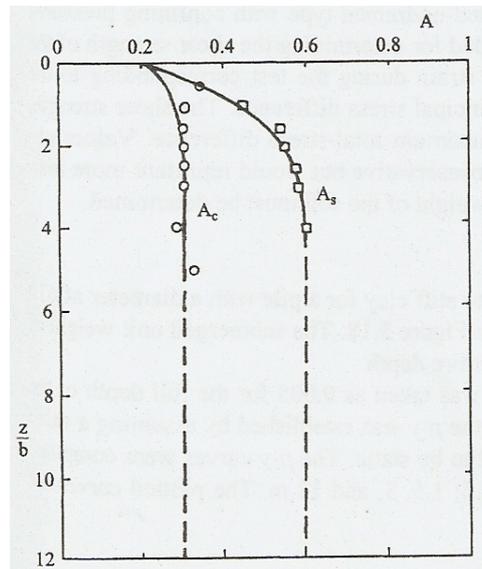


Figura 4.4 Valores constantes A_s y A_c (Ref.1)

Recomendaciones para la determinación de s_u , ϵ_{50} y k

Se recomiendan pruebas de compresión triaxial del tipo UU con presión de confinamiento igual al esfuerzo efectivo in-situ, para determinar la resistencia al corte s_u y ϵ_{50} del suelo. Los valores obtenidos de la prueba triaxial pueden ser conservadores, pero representaran valores de esfuerzo más realistas que las otras pruebas.

El valor de k , tanto para carga estática o cíclica se obtiene de la Tabla 4.3.

4.1.3 ARCILLA DURA SOBRE EL NIVEL FREÁTICO (WELCH Y REESE 1972)

Las Figuras 4.5 y 4.6 ilustran el comportamiento de la arcilla rígida sobre el nivel freático, bajo sollicitaciones de carga lateral estática y cíclica (Welch & Reese



1972). Se observa que en ambos casos forma de la curva es muy parecida que la del modelo de arcilla blanda bajo carga estática propuesto por Matlock.

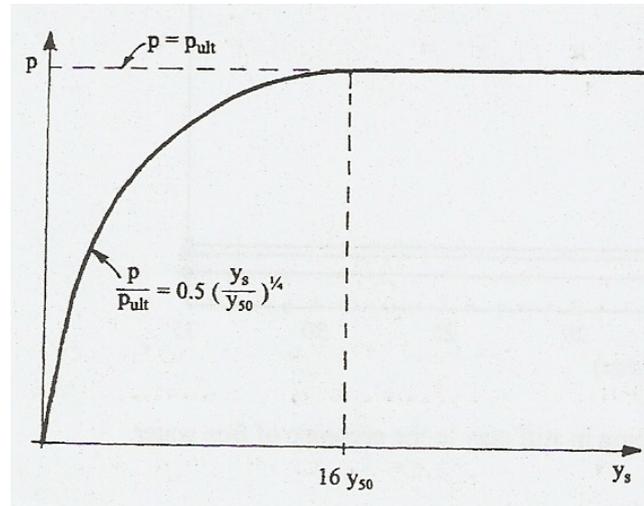


Figura 4.5 Forma característica de las curvas p - y para cargas estáticas en arcilla dura sobre el nivel freático (Ref.1)

La curva estática se trata de una sola curva, dada por la expresión:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y_s}{y_{50}} \right)^{1/4} \quad (4.2)$$

En donde p_{ult} y y_{50} se encuentran en función de s_u y ϵ_{50} , respectivamente bajo las mismas ecuaciones que en el modelo de Matlock (ver Anexo C.3).

La curva cíclica también se trata de una sola curva y se rige por la ecuación:

$$y_c = y_s + y_{50} C \log N \quad (4.3)$$

En donde N , es el número de ciclos de carga y C es un parámetro que describe el efecto de carga repetitiva en la deformación y se puede desarrollar a partir de ensayos de laboratorio. En ausencia de estos ensayos, se puede utilizar la ecuación:



$$C = 9.6 \left(\frac{p}{p_{ult}} \right)^4 \quad (4.4)$$

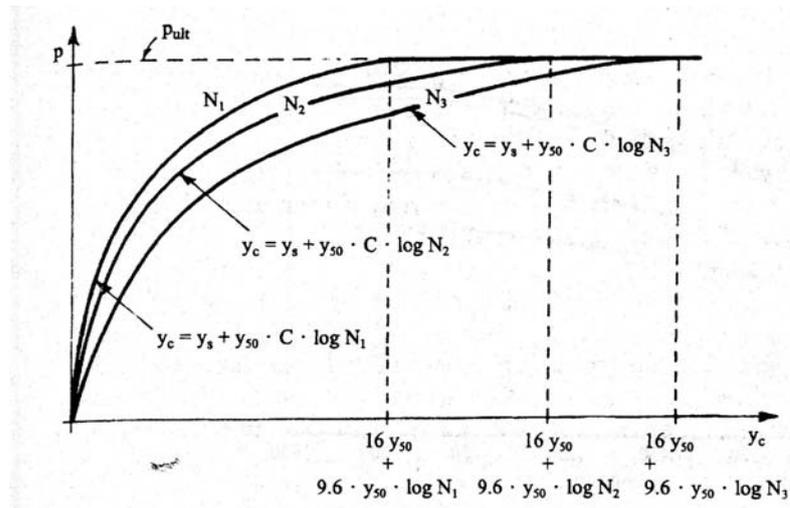


Figura 4.6 Forma característica de las curvas p-y para cargas cíclicas en arcilla dura sobre el nivel freático (Ref. 1)

Se observa la influencia del número de ciclos de carga en la pérdida de respuesta del suelo.

Los parámetros relevantes son s_u y ϵ_{50} . El procedimiento detallado para la obtención de las curvas p-y de este modelo, se describe en el Anexo C.3.

Recomendaciones para la determinación de s_u y ϵ_{50}

Se recomiendan pruebas de compresión triaxial del tipo UU con presión de confinamiento igual al esfuerzo efectivo in-situ, para determinar la resistencia al corte s_u y ϵ_{50} del suelo.



4.1.4 SELECCIÓN DE RIGIDEZ PARA ARCILLA

En los tres modelos de curvas p-y para arcilla presentados, se observa que los parámetros de rigidez que influyen en el comportamiento son ϵ_{50} (todas las arcillas) y k (arcilla rígida sobre nivel freático). El valor de k se puede estimar de la Tabla 4.3.

El valor de ϵ_{50} se define como la deformación unitaria correspondiente a la mitad de la resistencia a la compresión de la arcilla. La prueba de compresión, como se señaló en las recomendaciones de cada modelo, preferiblemente debe tratarse un ensayo triaxial. Por lo general, es suficiente la realización de triaxiales UU (no consolidado-no drenado).

En la Figura 4.7 ilustra la obtención de ϵ_{50} en curvas típicas de una prueba triaxial UU, para una arcilla sobre-consolidada (O.C) y una arcilla normalmente consolidada (N.C).

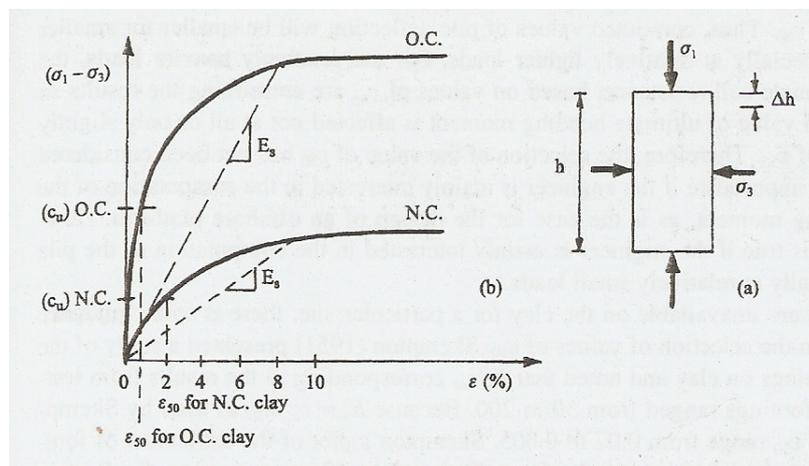


Figura 4.7 Ejemplo de rigidez no drenada en relación esfuerzo cortante no drenado para arcillas de baja plasticidad.

Se observa la mayor rigidez de la arcilla a menores valores de ϵ_{50} .



Es importante notar que para las cargas relativamente grandes, los valores de la resistencia última del suelo dependerán solamente de s_u y por tanto, controlan los resultados de momento flector último. En este caso, el valor de ϵ_{50} no tiene relevancia alguna. Sin embargo, si las cargas aplicadas son relativamente pequeñas o si la deflexión del pilote controla el diseño, es importante la selección de este parámetro.

En resumen, la rigidez de la arcilla es un parámetro importante y debe ser determinado específicamente por pruebas en laboratorio o por pruebas in situ para cada lugar. En caso de no tener algún dato específico, se pueden tomar los valores recomendados de las siguientes tablas:

Tabla 4.1 Valores representativos de ϵ_{50} para arcillas normalmente consolidadas (Ref. 1)

Consistencia de la arcilla	Promedio de s_u en Kpa*	ϵ_{50}
Blanda	<48	0.020
Media	48-96	0.010
Dura	96-192	0.005

* Peck et al. 1974

Tabla 4.2 Valores representativos de ϵ_{50} para arcillas sobre-consolidadas (Ref. 1)

Resistencia al corte no drenada promedio kPa			
	50-100	100-200	300-400
ϵ_{50}	0.007	0.005	0.004



Tabla 4.3 Valores representativos de k para arcillas sobreconsolidadas (Ref. 1)

	Resistencia al corte no drenada promedio		
	kPa		
	50-100	100-200	300-400
k_s (estática) MN/m ³	135	270	540
k_c (cíclica) MN/m ³	55	110	540

*Los promedios de los esfuerzos cortantes deben de ser calculados del esfuerzo cortante del suelo a una profundidad de 5 diámetros del pilote.

4.2 CURVAS p-y PARA ARENAS

4.2.1 ARENA BAJO Y SOBRE EL NIVEL FREÁTICO (REESE et. al 1974)

La Figura 4.8 ilustra la curva típica para arena aplicable para carga lateral tanto estática como cíclica, independientemente si se encuentra sumergida o sobre el nivel freático. Fue desarrollada por Reese, Cox y Koop en 1974.

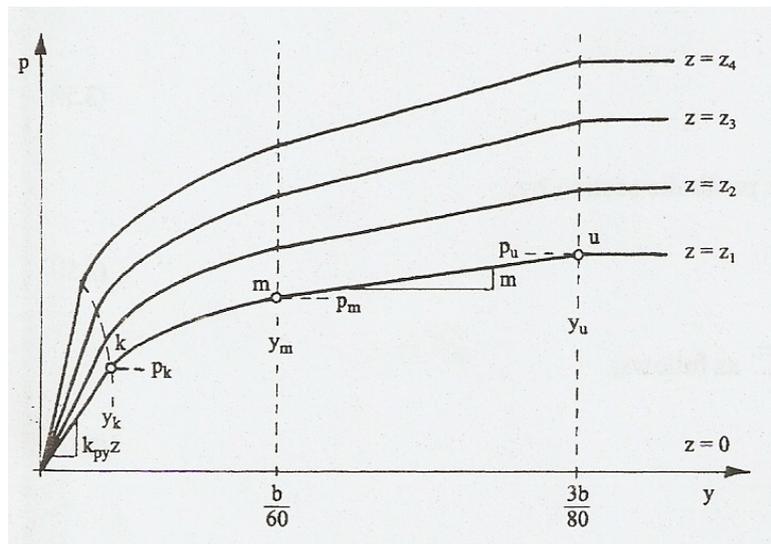


Figura 4.8 Forma característica de las curvas p-y para carga estática y cíclica en arena



Se observa la influencia del esfuerzo efectivo en la respuesta del suelo, ya que el valor de $pult$ se incrementa con la profundidad, por tanto, el peso unitario del suelo y es importante.

La curva estática 4 porciones: 1. Una línea recta inclinada inicial de valor $p = (k_{py} z)$ y ; 2. Una parábola que está en función de pm , desde la intersección con la recta anterior hasta una deformación $b/60$; 3. Una línea recta inclinada entre $b/60 - 3b/80$, en la que aumenta la resistencia el valor de $pult$; 4. Una recta horizontal con la resistencia $pult$ para mayores deformaciones de $3b/80$.

Donde pm y $pult$ dependen a su vez de un valor ps que se basa básicamente en el ángulo de fricción de la arena ϕ , a más del peso unitario (ver Anexo C.4). El valor k_{py} es la rigidez inicial lateral de la arena y se puede obtener de la Tabla 4.4 y 4.5. Nótese que k_{py} es mayor si la arena se encuentra sobre el nivel freático que si está sumergida y, que su valor no depende si se aplica carga estática o carga cíclica.

Tabla 4.4 Valores representativos de k_{py} para arena sumergida (Ref. 1)

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
$k_{s_{py}}$ Recomendado (MN/m ³)	5.4	16.3	34

Tabla 4.5 Valores representativos de k_{py} para arena sobre del nivel freático (Carga Cíclica y Estática, Ref. 1)

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
$k_{c_{py}}$ Recomendado (MN/m ³)	6.8	24.4	61



El tipo de carga estática o cíclica, se considera en el cálculo de p_{ult} y p_m , ya que es necesario considerar unos coeficientes A y B, respectivamente, a partir de las Figuras 4.9 y 4.10.

En resumen, los parámetros de la arena que definen el comportamiento son γ , ϕ y k_{py} , el peso unitario, ángulo de fricción y la rigidez inicial de la arena. El procedimiento completo para la determinación de la curva p-y mediante este modelo se presenta en el Anexo C.4.

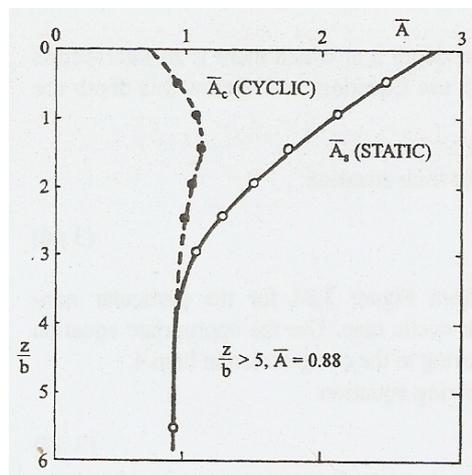


Figura 4.9 Valores de los coeficientes \bar{A}_s (carga estática) y \bar{A}_c (carga cíclica)

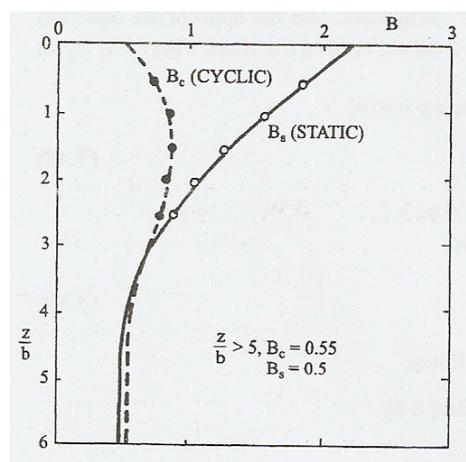


Figura 4.10 Coeficientes adimensionales B_s (carga estática) y B_c (carga cíclica)



Recomendaciones para la determinación de γ , φ y k_{py}

Para obtener el ángulo de fricción en la arena se recomienda realizar pruebas triaxiales. Se debe utilizar una presión de confinamiento correspondiente a la profundidad que se considerada en el análisis. Ante la imposibilidad de tomar muestras sin alterarlas, frecuentemente el ángulo de fricción es estimado a partir del resultado de pruebas in-situ. El valor de k_{py} , deberá obtenerse de las Tabla 4.4 y 4.5, tanto para arena sumergida y sobre el nivel freático.

4.2.2 ARENA BAJO Y SOBRE EL NIVEL FREÁTICO (O'NEILL 1984)

O'Neill en 1984 recomendó que la curva p - y para arenas, puede determinarse usando la siguiente expresión:

$$p = \eta A p_{ult} \tanh \left[\left(\frac{z k_{py}}{A \eta p_{ult}} \right) y \right] \quad (4.5)$$

Donde η es un factor de forma del pilote, A es un coeficiente de valor 0.9 para carga cíclica y $3 - 0.8 z/b \geq 0.9$ para carga estática. Los valores p_{ult} y k_{py} se obtienen de igual manera que para el modelo de arena de Reese, es decir, aplicando los procedimientos del Anexo C.1 (Pág. 171) y las Tablas 4.4 y 4.5.

Los parámetros de la arena que definen el comportamiento también son γ , φ y k_{py} , el peso unitario, ángulo de fricción y la rigidez inicial de la arena. Las recomendaciones para determinarlos, son las mismas que en el modelo de Reese.

En la figura 4.11 se presenta una comparación entre las curvas p - y para arena de los modelos de O'Neill y Reese, para un caso particular. Se observa que los resultados se aproximan bastante, sin embargo, los resultados del modelo de O'Neill son numéricamente más adecuado, al ser una sola curva.

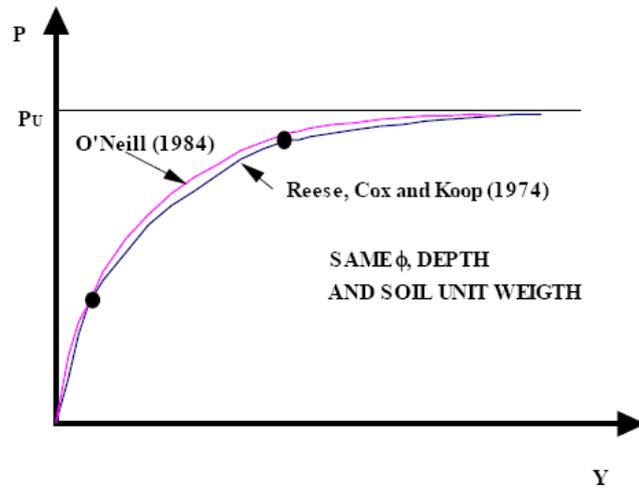


Figura 4.11 Comparación entre curvas p-y en arena entre O'Neill (1984) y Reese (1974)

4.3 RESUMEN DE PARÁMETROS DE SUELO PARA GENERAR CURVAS P-Y

La Tabla 4.6 resume los parámetros de suelo requeridos para definir la curva p-y, es decir, su comportamiento bajo carga lateral.

Tabla 4.6 Parámetros Requeridos por Curvas p-y modelo

Curva p-y Modelo	Autor	Parámetros Relevantes
Arcilla blanda bajo el Nivel Freático	Matlock (1970)	s_u, ϵ_{50}
Arcilla dura bajo el Nivel Freático	Reese et. Al (1975)	$s_u, \epsilon_{50}, k_{py}$
Arcilla dura sobre el Nivel Freático	Welch y Reese (1972)	s_u, ϵ_{50}
Arena bajo y sobre el Nivel Freático	Reese et. Al (1974)	γ, ϕ, k_{py}
Arena bajo y sobre el Nivel Freático	O'Neill (1984)	γ, ϕ, k_{py}



CAPÍTULO 5

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO



CAPÍTULO 5

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO

De manera general, el subsuelo del sitio donde se realizaron las pruebas de carga, está constituido por sedimentos aluviales del cuaternario y sus principales características geotécnicas son la alta compresibilidad y la baja resistencia no drenada de los estratos superiores.

En las siguientes secciones se resume la investigación de campo realizada, los ensayos de laboratorio y la caracterización geotécnica de la zona.



5.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

En el sitio, se realizaron 4 perforaciones hasta 50 m de profundidad, denominadas B4, B5, B7 y B8. El tipo de perforación fue rotatoria, la toma de muestras y ensayos de campo se realizó cada 0.50m en los primeros 3m de profundidad y cada 1.50m en el resto de la perforación.

Las muestras tomadas fueron inalteradas y alteradas, dependiendo del tipo de suelo.

- En los *suelos cohesivos blandos* se obtuvo muestras inalteradas con tubos Shelby de 3" de diámetro según la norma ASTM-D-1587.
- En los *suelos granulares y cohesivos rígidos* previo a la obtención de las muestras se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) utilizando un martillo tipo dona, acorde los procedimientos recomendados por la norma ASTM-D-1586. Posteriormente, se realizó la toma de muestras alteradas con la cuchara partida.

El manipuleo, guardado y transporte de las muestras fue realizado según las especificaciones técnicas de la ASTM, para reducir al máximo la alteración de las mismas.

5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos que se realizaron y la correspondiente norma ASTM, que detalla el procedimiento que fue seguido para su ejecución son los siguientes

- Granulometría, ASTM-D-1140
- Contenido de Humedad, ASTM-D-2216; ASTM-D-2974
- Gravedad Específica, ASTM-D-854
- Límites de Atterberg, ASTM-D-4318



- Compresión Simple, ASTM-D-2216
- Penetrómetro de Mano

Los primeros dos ensayos de la tabla se los realizaron tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos. Los límites de Atterberg, compresión simple y penetrómetro de mano, solamente se efectuó a suelos cohesivos.

Para la clasificación de suelos se empleó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM-D-2487.

En el Anexo B, se encuentra el perfil estratigráfico y los resultados de ensayos de campo y laboratorio.

5.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

Las comparaciones entre las estratigrafías de las perforaciones B4, B5, B7 y B8 (Tablas 5.1 a la 5.4) indican que hay pequeñas variaciones en el perfil de suelo del sitio. Gran concordancia en la distribución estratigráfica presentaron las perforaciones B4 y B7, al igual que las perforaciones B5 y B8.

Sin embargo, en términos generales, en todas las perforaciones se encontró suelo cohesivo sobreconsolidado de consistencia dura hasta 1.0m de profundidad; seguido por suelo cohesivo normalmente consolidado de consistencia blanda hasta aproximadamente 24.0m de profundidad, con presencia de una o dos estratificaciones de arena suelta a medianamente compacta con espesor de tres metros cada una; y, en adelante un estrato de suelo cohesivo sobreconsolidado de consistencia rígida que se extiende al menos hasta el final de la perforación (50.0m de profundidad).

El nivel freático se localizó entre 0.90m a 1.50m de profundidad, en las perforaciones realizadas.



Las perforaciones B4 y B7 presentaron un perfil más estratificado, que se acentúa en los primeros metros. Hasta el 10m de profundidad ambas contienen 4 tipos de estratos: suelo cohesivo duro, arena muy suelta, suelo cohesivo blando y arena de compacidad media. Entre 10m y 26m de profundidad se tienen 2 estratos más: suelo cohesivo blando y arena de compacidad media. A partir de los 26m se tiene un suelo cohesivo rígido sobreconsolidado.

Las perforaciones B5 y B8, hasta los 8.5m de profundidad ambas tienen 3 tipos de estratos: suelo cohesivo duro, suelo cohesivo blando y arena de compacidad media. Entre 8.5m y 22m de profundidad presentan un suelo cohesivo blando. A partir de los 22m se tiene un suelo cohesivo rígido sobreconsolidado.

La historia de esfuerzos del sitio permite determinar si un suelo es normalmente consolidado o sobreconsolidado. Los criterios seguidos en este caso particular se detallan el Anexo B.2



Tabla 5.1. Resumen Estratigráfico de la Perforación B4

Profundidad del Nivel Freático: 1.40m

Estrato	Descripción	SUCS	Profundidades		Espesor de Estrato (m)	γ total ** (T/m3)	Wn* (%)	LL* (%)	IP* (%)	qu* (kg/cm2)	N* (SPT)
			Desde (m)	Hasta (m)							
1	Arcilla de consistencia media a dura	CL	0.0	1.5	1.5	1.80	15	31	10	1.50	-
2	Arena gruesa de compacidad muy suelta	SM	1.5	4.0	2.5	1.68	23	-	-	-	5
3	Arcilla de consistencia blanda	CL	4.0	7.0	3.0	1.60	72	41	18	<0.25	-
4	Arena de compacidad media	SM	7.0	10.0	3.0	1.74	30	-	-	-	15
5	Limo arcilloso de consistencia muy blanda	ML	10.0	14.5	4.5	1.58	76	43	15	<0.25	-
6	Limo de consistencia blanda a media	MH	14.5	20.5	6.0	1.63	66	70	33	0.56	-
7	Arcilla de consistencia blanda a media	CL	20.5	23.5	3.0	1.70	52	48	24	0.50	-
8	Arena de compacidad media	SM	23.5	24.5	1.0	1.70	27	-	-	-	13
9	Arcilla de consistencia semidura a rígida	CL	24.5	32.0	7.5	1.69	56	50	24	3.13	30
10	Limo de consistencia rígida	MH	32.0	36.5	4.5	1.73	51	52	22	-	75
11	Arcilla de consistencia rígida	CH	36.5	42.5	6.0	1.74	49	55	27	-	79
12	Arcilla de consistencia rígida	CL	42.5	50.0	7.5	1.85	36	45	20	-	90

Tabla 5.2. Resumen Estratigráfico de la Perforación B7

Profundidad del Nivel Freático: 1.10m

Estrato	Descripción	SUCS	Profundidades		Espesor de Estrato (m)	γ total ** (T/m3)	Wn* (%)	LL* (%)	IP* (%)	qu* (kg/cm2)	N* (SPT)
			Desde (m)	Hasta (m)							
1	Arcilla rígida	CL	0.0	0.5	0.5	1.77	-	-	-	>4.50	-
2	Limo arcilloso de consistencia blanda	ML	0.5	1.0	0.5	1.77	-	45	-	0.50	-
3	Arena gruesa, compacidad muy suelta	SM	1.0	1.8	0.8	1.60	31	41	17	-	1
4	Arcilla de consistencia muy blanda	CL	1.6	5.5	3.9	1.65	63	38	16	<0.25	-
5	Arena gruesa compacidad media a densa	SM	5.5	8.5	3.0	1.85	33	-	-	-	29
6	Limo arenoso de consistencia blanda	ML	8.5	10.0	1.5	1.74	50	29	2	0.50	-
7	Arcilla de consistencia blanda	CH	10.0	14.5	4.5	1.51	95	87	50	0.42	-
8	Arcilla de consistencia blanda	CL	14.5	24.5	10.0	1.60	73	45	18	0.45	-
9	Arena arcillosa, compacidad media	SM	24.5	26.0	1.5	1.69	-	-	-	-	24
10	Arcilla de consistencia semidura a dura	CH	26.0	33.5	7.5	1.78	45	69	45	2.10	-
11	Limo elástico, consistencia rígida	MH	33.5	40.5	7.0	1.71	54	63	30	-	65
12	Arcilla de consistencia rígida	CH	40.5	44.0	3.5	1.74	49	52	28	-	>60
13	Limo elástico, consistencia rígida	MH	44.0	50.0	6.0	1.83	39	60	28	-	82

	Suelo cohesivo
	Suelo no cohesivo

* Valores promedio del estrato, obtenidos en ensayos
 ** Valores estimados mediante correlaciones

γ total peso unitario
 Wn humedad natural
 LL límite líquido
 IP índice plástico

qu resistencia a la compresión simple
 N (SPT) número de golpes/30 cm



Tabla 5.3. Resumen Estratigráfico de la Perforación B5

Profundidad del Nivel Freático: 1.50m

Estrato	Descripción	SUCS	Profundidades		Espesor de Estrato (m)	γ total ** (T/m3)	Wn* (%)	LL* (%)	IP* (%)	qu* (kg/cm2)	N* (SPT)
			Desde (m)	Hasta (m)							
1	Arcilla limosa, consistencia firme a dura	CL	0.0	0.5	0.5	1.65	-	-	-	2.25	-
2	Arcilla limosa, consistencia blanda	CL	0.5	1.5	1.0	1.65	64	44	17	<0.25	-
3	Arcilla de consistencia muy blanda	CL	1.5	5.5	4.0	1.60	52	41	13	0.38	-
4	Arena gruesa, compacidad media	SM	5.5	8.5	3.0	1.73	26	-	-	-	-
5	Limo de consistencia blanda	ML	8.5	13.0	4.5	1.63	42	38	12	0.33	-
6	Arcilla de consistencia blanda	CH	13.0	22.0	9.0	1.63	62	54	29	0.33	-
7	Arcilla de consistencia dura a rígida	CL	22.0	29.0	7.0	1.79	29	43	21	3.5	-
8	Limo arcilloso de consistencia rígida	MH	29.0	36.5	7.5	1.79	43	68	29	-	>50
9	Arcilla limosa de consistencia rígida	CH	36.5	45.5	9.0	1.81	40	55	27	-	101
10	Limo elástico de consistencia rígida	MH	45.5	50.0	4.5	1.77	45	87	32	-	91

Tabla 5.4. Resumen Estratigráfico de la Perforación B8

Profundidad del Nivel Freático: 0.90m

Estrato	Descripción	SUCS	Profundidades		Espesor de Estrato (m)	γ total ** (T/m3)	Wn* (%)	LL* (%)	IP* (%)	qu* (kg/cm2)	N* (SPT)
			Desde (m)	Hasta (m)							
1	Limo de consistencia semidura	MH	0.0	0.5	0.5	1.80	42	53	18	1.50	-
2	Arcilla de consistencia muy blanda	CL	0.5	5.5	5.0	1.67	60	38	15	<0.25	-
3	Arena gruesa de compacidad media	SM	5.5	8.5	3.0	1.76	46	-	-	-	18
4	Arcilla, consistencia muy blanda a blanda	CL	8.5	20.5	12.0	1.59	76	49	23	0.42	-
5	Arcilla de consistencia semidura a rígida	CL	20.5	41.0	20.5	1.80	35	66	36	3.20	78
6	Limo elástico de consistencia rígida	MH	41.0	50.0	9.0	1.75	48	71	30	-	95

	Suelo cohesivo
	Suelo no cohesivo

* Valores promedio del estrato, obtenidos en ensayos

** Valores estimados mediante correlaciones

γ total	peso unitario
Wn	humedad natural
LL	límite líquido
IP	índice plástico

qu	resistencia a la compresión simple
N (SPT)	número de golpes/30 cm



5.4 PERFILES IDEALIZADOS Y PARÁMETROS PARA OBTENCIÓN DE CURVAS P-Y

Debido a la gran similitud en la estratigrafía de las perforaciones, como se señaló anteriormente, se concluyó conveniente resumir las cuatro perforaciones en dos perfiles idealizados, como se describe a continuación:

- **Perfil 1:** Idealización entre las perforaciones B4 y B7
- **Perfil 2:** Idealización entre las perforaciones B5 y B8

Los criterios para obtener estos perfiles idealizados, tienen que ver con aspectos de comportamiento del suelo, es decir, por los parámetros: tipo (suelo cohesivo o no cohesivo) y su historia de esfuerzos.

Los límites de cada estrato y la localización del nivel freático se obtienen promediando los valores correspondientes entre las dos perforaciones de cada perfil idealizado.

La obtención de los parámetros de resistencia para estos estratos idealizados se realizó básicamente realizando el promedio de los parámetros de resistencia de los estratos de las perforaciones. Una excepción del caso del cálculo de s_u de los estratos normalmente consolidados, el cual se obtuvo según la fórmula de Skempton, presentada en el Anexo B.2.

Otra excepción son los parámetros del primer estrato de los Perfiles 1 y 2, que se trata de una arcilla sobreconsolidada en la que los resultados de la resistencia al corte no drenada en los ensayos de laboratorio son datos dispersos. Por tanto, los perfiles se modelaron variando la resistencia del estrato superior. Se utilizaron dos valores de s_u :

1. S_u promedio de los ensayos de campo y laboratorio
2. S_u sobreconsolidado, utilizando la relación de Ladd (ver Anexo B.3)



Los parámetros de rigidez ϵ_{50} y k , se obtuvieron de las tablas 4.1 a 4.5.

Mayor detalle en la idealización y la obtención de los parámetros para el comportamiento de carga lateral, se presenta en el Anexo B.3.

Las tablas 5.5 y 5.6 resumen los parámetros a utilizarse en los programas computacionales, para la obtención de las curvas p - y y, con ello, la modelación de la interacción suelo-estructura de las pruebas de carga lateral.



Tabla 5.5 Parámetros para Obtención Curvas p-y del Perfil 1

Profundidad del Nivel Freático: 1.25 m

Estrato	Tipo de Suelo	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor Estrato (m)	Curva p-y Modelo	γ total (kN/m ³)	PARÁMETROS				
							ARCILLA-LIMO			ARENA	
							Su (kPa)	ϵ_{50}	K (kN/m ³)	ϕ°	K (kN/m ³)
1	Arcilla Consistencia Media	0.00	1.25	1.25	ARCILLA DURA SOBRE N.F. (WELCH y REESE 1972)	17.46	94.42 *	0.007 *	-	-	-
2	Arena muy suelta	1.25	2.90	1.65	ARENA (O'NEILL 1984)	16.09	-	-	-	28.3	2400
3	Arcilla Consistencia muy blanda	2.90	6.25	3.35	ARCILLA BLANDA BAJO N.F. (MATLOCK 1970)	15.94	7.40	0.02	-	-	-
4	Arena compacidad media a densa	6.25	9.25	3.00	ARENA (O'NEILL 1984)	17.61	-	-	-	33.4	16600
5	Arcilla consistencia blanda	9.25	24.00	14.75	ARCILLA BLANDA BAJO N.F. (MATLOCK 1970)	15.96	24.75	0.02	-	-	-
6	Arena compacidad media	24.00	25.00	1.00	ARENA (O'NEILL 1984)	16.63	-	-	-	30.4	8700
7	Arcilla consistencia semidura a dura	25.00	32.75	7.75	ARCILLA DURA BAJO N.F. (REESE 1975)	17.02	127.86	0.006	246000	-	-
8	Arcilla consistencia rígida	32.75	50.00	17.25	ARCILLA DURA BAJO N.F. (REESE 1975)	17.33	230.39	0.005	356000	-	-

* Parámetro se varió durante las modelaciones. Otro conjunto utilizado fue $s_u = 40$ kPa con $\epsilon_{50} = 0.009$



Tabla 5.6 Parámetros para Obtención Curvas p-y del Perfil 2

Profundidad del Nivel Freático: 1.20 m

Estrato	Tipo de Suelo	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor Estrato (m)	Curva p-y Modelo	γ total (kN/m ³)	PARÁMETROS				
							ARCILLA-LIMO			ARENA	
							Su (kPa)	ϵ_{50}	K (kN/m ³)	ϕ°	K (kN/m ³)
1	Arcilla consistencia semidura a dura	0.00	0.50	0.50	ARCILLA DURA SOBRE N.F. (WELCH y REESE 1972)	16.92	83.39 *	0.007 *	-	-	-
2	Arcilla consistencia muy blanda a blanda	0.50	5.50	5.00	ARCILLA BLANDA BAJO N.F. (MATLOCK 1970)	16.09	5.30	0.02	-	-	-
3	Arena compacidad media	5.50	8.50	3.00	ARENA (O'NEILL 1984)	16.68	-	-	-	31.3	11300
4	Arcilla consistencia blanda	8.50	21.25	12.75	ARCILLA BLANDA BAJO N.F. (MATLOCK 1970)	15.86	20.74	0.02	-	-	-
5	Arcilla consistencia dura a rígida	21.25	30.00	8.75	ARCILLA DURA BAJO N.F. (REESE 1975)	17.59	148.69	0.005	275600	-	-
6	Arcilla consistencia rígida	30.00	50.00	20.00	ARCILLA DURA BAJO N.F. (REESE 1975)	17.49	265.00	0.004	405000	-	-

* Parámetro se varió durante las modelaciones. Otro conjunto utilizado fue $s_u = 30$ kPa con $\epsilon_{50} = 0.01$



CAPÍTULO 6

DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA LATERAL Y RESULTADOS REALES OBTENIDOS



CAPÍTULO 6

DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA LATERAL Y RESULTADOS REALES OBTENIDOS

El comportamiento del sistema suelo-pilote y su capacidad real se determinan mediante pruebas de carga lateral. Estas pruebas miden la respuesta del sistema suelo-pilote, proveyendo datos útiles para la investigación de las propiedades del suelo que gobiernan el comportamiento y su relación con los resultados reales.

El método de análisis iterativo elástico, que considera la respuesta no lineal del suelo, y las pruebas de carga lateral con instrumentación apropiada han permitido el desarrollo del método de curvas p-y para pilotes bajo carga lateral, presentado en el Capítulo 3.



Adicionalmente, los resultados de las pruebas de carga lateral permiten la revisión del diseño del pilote o grupo de pilotes y, en consecuencia, su aprobación o rechazo en obra según las especificaciones.

Para garantizar la confiabilidad los resultados de las pruebas de carga lateral, deben realizarse acorde a una norma establecida. Las pruebas analizadas en el presente trabajo se basaron en los procedimientos de la norma ASTM D3966-90 (Re-aprobada en 1995), denominada “Método de Prueba Estándar para Pilotes bajo Carga Lateral” (Standard Test Method for Piles Under Lateral Loads, en inglés). Esta norma ha sido reemplazada por una nueva versión desde el 2003

6.1 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PILOTES

Los pilotes que fueron ensayados son pilotes tipo H. Las longitudes de los pilotes variaron entre 30 y 47 metros.

El material que los constituye es acero estructural ASTM A588 y la sección es la misma en todos los pilotes, un perfil HP 14X89, cuyas propiedades se detallan en la Tabla 6.1 y Figura 6.1.

Se observa que la sección presenta una inercia diferente con respecto al eje “x” que con respecto al eje “y”. Asimismo, esto implica un comportamiento diferente del pilote para una misma magnitud de carga aplicada, dependiendo si se aplica en sentido “x” o en sentido “y”.

Esta observación permitió la planificación de las pruebas de modo que no se cargue el mismo eje en todas, sino que se alterne entre el eje “x” y el eje “y”. Se denominó *eje débil* al eje principal de la sección del pilote, que cargado, presenta una menor inercia y *eje fuerte* al eje principal, que cargado, presenta una mayor inercia.



Tabla 6.1 Dimensiones y Propiedades de la Sección HP14x89

Dimensiones			Propiedades	
Área, A		168.39 cm ²	Peso Nominal, Wt 132.69 kg/m	
Altura, d		35.05 cm	Respecto al Eje X-X	Inercia, I _y 37627 cm ⁴
Alma	Espesor, t _w	1.5621 cm		Módulo Sección, S _y 2147 cm ³
Alas	Ancho, b _f	37.34 cm		Radio de giro, r _y 14.94 cm
	Espesor, b _w	1.5621 cm		Módulo Plástico, Z _y 2393 cm ³
Distancias	k	3.33 cm	Respecto al Eje Y-Y	Inercia, I _x 13569 cm ⁴
	k ₁	2.38 cm		Módulo Sección, S _x 726 cm ³
	T	28.58 cm		Radio de giro, r _x 8.97 cm

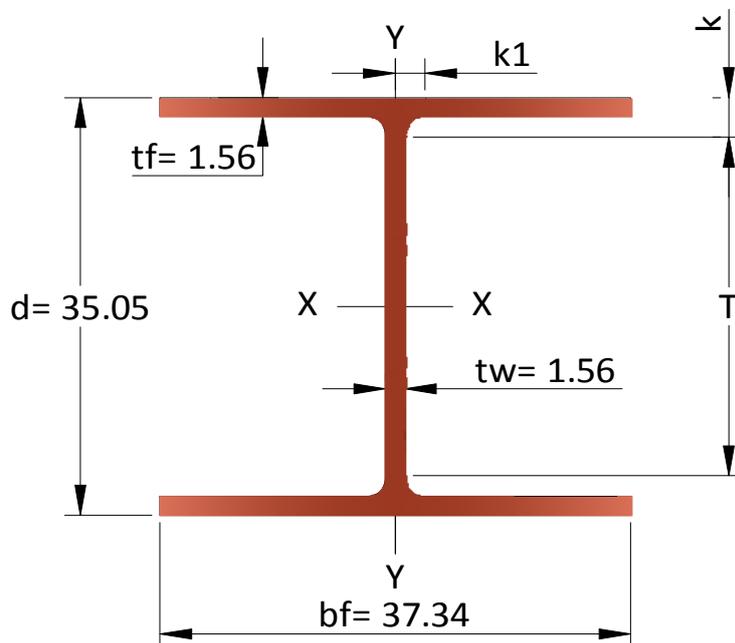


Fig. 6.1 Dimensiones y Propiedades de la Sección HP14x89, sección de los pilotes



6.2 RESUMEN DE LAS PRUEBAS DE CARGA REALIZADAS

En total se realizaron 6 pruebas de cargas en el sitio, que correspondieron a 4 pilotes identificados como PB87, PD18, PD37 y PA41. La Tabla 6.2 resume las características y observaciones de cada prueba.

Tabla 6.2 Resumen de las Pruebas de Carga Lateral

Prueba No.	Pilote No.	Perforaciones Cercanas	Sección	Longitud (m)	Eje Cargado	Observación
1	PB87	B4, B7	HP14X89	45.7	Débil	Oquedades en periferia del pilote
2	PB87	B4, B7	HP14X89	45.7	Débil	Oquedades rellenas con arena
3	PB87	B4, B7	HP14X89	45.7	Fuerte	
4	PD18	B4, B7	HP14X89	30.5	Fuerte	
5	PD37	B5, B8	HP14X89	47.0	Débil	
6	PA41	B5, B8	HP14X89	34.1	Débil	

Se observa que se realizaron 3 pruebas de carga sobre el pilote PB87. Esto se debe a que en la Prueba No. 1 (en que se cargó al eje débil) se tuvieron oquedades en la periferia del pilote, que afectaron la respuesta del suelo. Por tanto, hubo la necesidad de repetir la prueba con las oquedades rellenas con arena, identificándose como Prueba No. 2. La última prueba sobre el pilote PB87 se realizó cargando el eje fuerte y se identificó como Prueba No. 3.

Otro aspecto relevante es que los pilotes PB87 y PD18 se ubicaron cerca de las perforaciones B4 y B7; mientras que los pilotes PD37 y PA41, cerca de las perforaciones B5 y B8. Esto se considera realizar las modelaciones para los programas de computación.

La metodología de las pruebas de carga se presenta en la siguiente sección.



6.3 DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS DE CARGA LATERAL

6.3.1 TIPOS DE PRUEBA DE CARGA LATERAL

En la norma ASTM D 3966-90 (Ref. 8) muestra en términos generales, 4 tipos de prueba de carga lateral, que se diferencian por las condiciones de aplicación de la carga. Estos tipos de prueba son:

- Prueba de Carga Aplicada por Gatos Hidráulicos actuando contra un Sistema de Reacción
- Prueba de Carga Aplicada por Gatos Hidráulicos entre Dos Pilotes de Prueba o Dos Grupos de Pilotes.
- Prueba de Carga Aplicada por “halado”
- Prueba de Carga con Cabeza de Pilote Fija

En la norma mencionada, se presentan más subtipos de pruebas de carga que varían simplemente en el sistema de reacción o equipo de halado utilizado.

Las pruebas analizadas en este trabajo son pruebas estáticas y se clasifican como una *Prueba de Carga aplicada con Gato Hidráulico actuando contra un Sistema de Reacción*.

6.3.2 ELEMENTOS PARA APLICACIÓN DE CARGA

Los aparatos para la aplicación de las cargas siempre deben construirse de modo que las cargas resultantes se apliquen horizontalmente y en línea con el eje central vertical del pilote o grupo de pilotes con el fin de minimizar cargas excéntricas y evitar componente de carga vertical.

Cada pilote se instaló de forma que su cabeza se ubicara entre 0.85 a 1.0m sobre la superficie de terreno natural, distancia suficiente para permitir la colocación de



los elementos de aplicación de carga, la instrumentación necesaria y permitir la observación de la misma.

Los elementos que se utilizaron para la aplicación de la carga en el sitio fueron los siguientes:

- Gato Hidráulico Manual
- Celda de Carga Eléctrica
- Placa de Prueba
- Placa de Reacción
- Bloque de Hormigón (Sistema de Reacción)

El *gato hidráulico* es el elemento principal de la prueba, a través de él se aplica la carga al pilote a ensayarse mediante el incremento de presión operada por una manivela.

Las cargas aplicadas se obtienen con la *Celda de Carga Eléctrica*, para lo cual se conecta en serie con el gato hidráulico, como se observa en la Figura 6.2. Se correlaciona el voltaje medido por la celda de carga (producto de su deformación) con la fuerza aplicada por el gato hidráulico, a través de una curva de calibración.

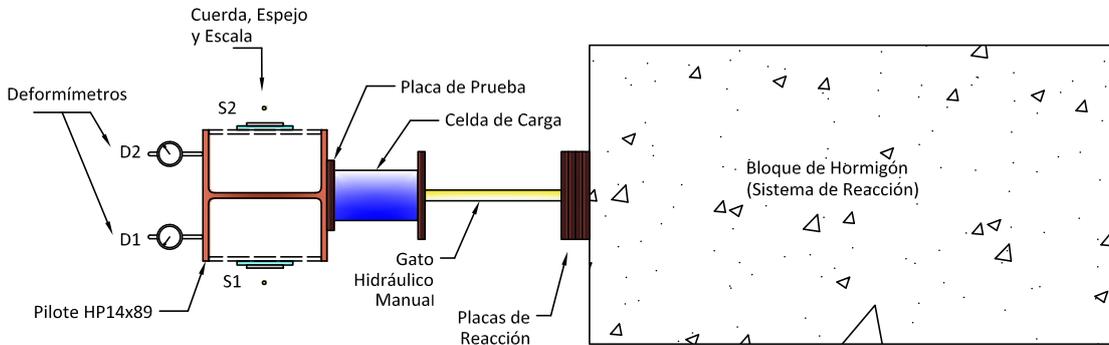
La placa de prueba es una placa de acero colocada verticalmente contra el costado del pilote en el punto de aplicación de la carga y en dirección perpendicular a la misma. Su objetivo es uniformizar la aplicación de cargas, evitando las cargas excéntricas. Esta placa debe tener la rigidez suficiente para prevenir la deflexión bajo las cargas de la prueba. La longitud de su lado debe estar entre 0.5 y 1 diámetro del pilote de la prueba.

La placa de reacción es también una placa de acero que sirve para acomodar rótulas, celdas de carga, gatos hidráulicos y puntales, de modo que se transmitan las cargas laterales aplicadas sin perjuicio de las presiones utilizadas.

Ambas placas deben tener un espesor de al menos 50 mm.



VISTA EN PLANTA



VISTA EN ELEVACIÓN

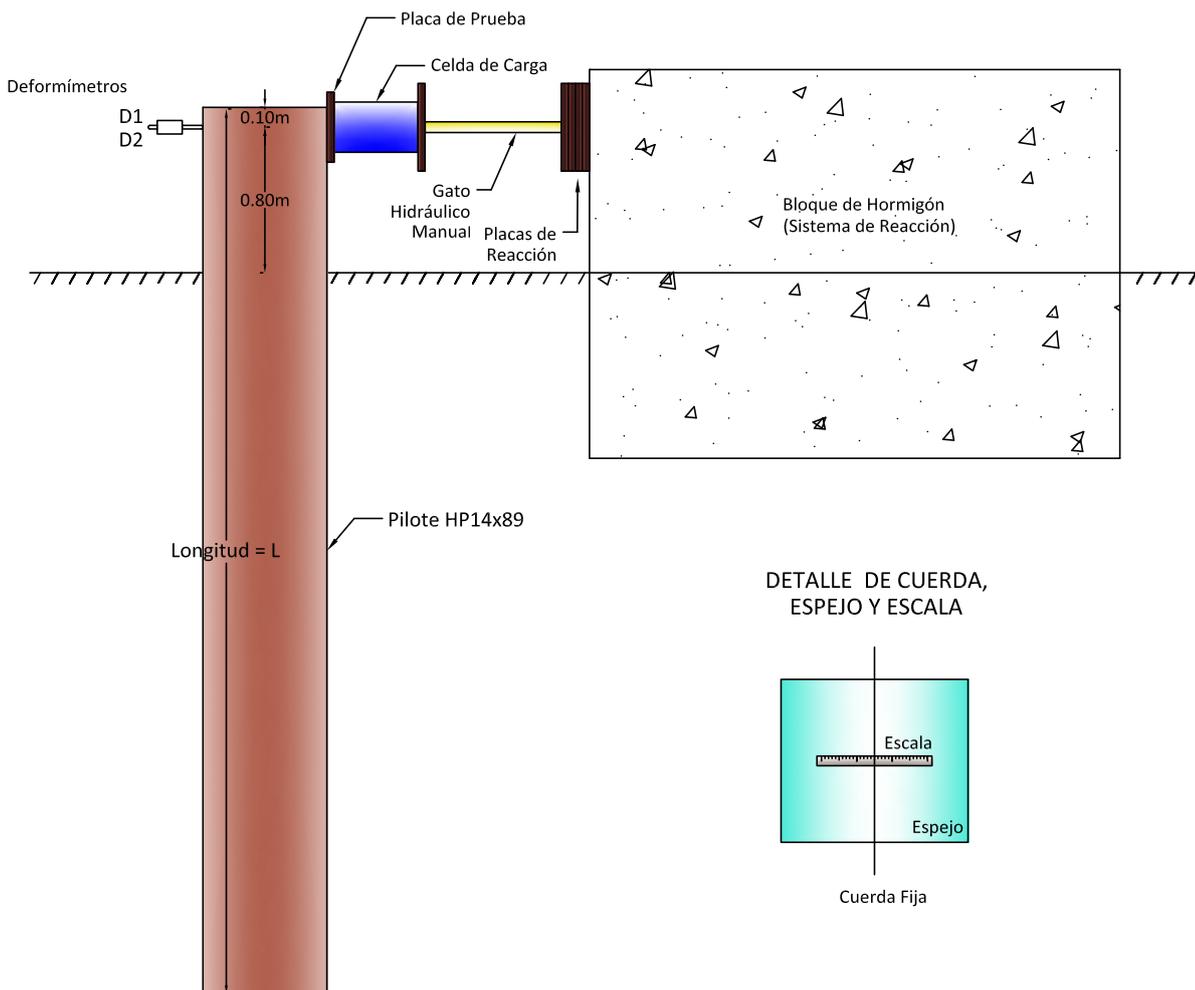


Fig. 6.2 Esquema de la Prueba de Carga Lateral



El sistema de reacción de esta prueba, se trata de un peso muerto de hormigón capaz de proveer una resistencia mayor que la máxima carga lateral aplicada en la prueba, fundido a una distancia conveniente del pilote de prueba.

6.3.3 INSTRUMENTACIÓN PARA LA MEDICIÓN DE MOVIMIENTOS

Para medir los movimientos o deflexiones en el punto de aplicación de la carga (cabeza del pilote) se instalaron dos sistemas de medición independientes tal como recomienda la norma.

Estos dos sistemas son:

1. **Deformímetros:** Tienen una precisión de 0.001 pulgadas y se ubicaron sobre una viga de referencia con su vástago contra el costado del pilote de prueba. En total se colocaron 2 deformímetros, ambos a la elevación del punto de aplicación de la carga, pero en distinta proyección horizontal: el deformímetro *D1* a la izquierda de la línea de aplicación de la carga observando desde el bloque de hormigón y el deformímetro *D2*, a la derecha.

La viga de referencia mencionada se orientó en sentido perpendicular a la línea de aplicación de la carga y en el lado opuesto al gato hidráulico, a una separación del pilote que permitió su libre movimiento. Los apoyos de esta viga se encontraban a una distancia mayor a 2 metros del pilote y firmemente empotrados en el terreno.

2. **Cuerda, Espejo y Escala:** Se colocó un espejo en cada costado del pilote paralelo a la línea de aplicación de la carga. Sobre cada espejo se ubicó además una regla o escala cuya precisión fue de 0.1 cm. Se tensaron dos cuerdas de piano (una por cada espejo), orientadas verticalmente y



separadas 25 mm de su espejo correspondiente. Las cuerdas se soportaron en vigas de referencia, de modo de permanecer estáticas durante la prueba, mientras la escala avanza. Las lecturas se tomaron alineando la visión de la cuerda con su imagen en el espejo.

Las cuerdas se denominaron S1 y S2, según su ubicación a la izquierda o derecha de la línea de aplicación de la carga observando desde el bloque de hormigón, respectivamente.

La precisión de las escalas está por debajo de lo recomendado en la norma (0.025cm) y solamente se presenta como referencia en este trabajo. Para efectos de comparación entre resultados teóricos y reales, se tomaron los datos medidos con los deformímetros.

6.3.4 PROCEDIMIENTOS DE APLICACIÓN DE CARGA Y MEDICIÓN DE MOVIMIENTOS

En el caso de pruebas de carga estática y a menos que ocurra una falla del suelo primero, se debe aplicar y remover una carga total del 200% de la carga de diseño o carga de trabajo del pilote o grupo de pilotes, como se muestra en la Tabla 6.3.:

**Tabla 6.3. Programación de Carga Estándar**

Porcentaje de Carga de Trabajo	Duración de la Carga en minutos
0
25	10
50	10
75	15
100	20
125	20
150	20
170	20
180	20
190	20
200	60
150	10
100	10
50	10
0

El término “falla” se usa para indicar un rápido y progresivo movimiento lateral del pilote bajo una carga constante o decreciente.

La carga de trabajo o carga de diseño de estos pilotes se estimó en 6 kips, por lo que la máxima carga aplicada en las pruebas fue de 12 kips.

Se tomaron medidas en cada deformímetro y regla o escala lo más simultáneamente posible. Se registró hora, carga y movimiento en intervalos de 5 minutos entre los incrementos y decrementos de carga. Adicionalmente, se anotó las medidas de presión en el gato hidráulico.

6.4 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados de las 6 pruebas de carga se presentan a continuación de modo gráfico y resumido en las figuras 6.3 a 6.9. El gráfico de la prueba se trata de una curva carga vs. deformación lateral en la cabeza del pilote. El valor de la



Fig. 6.3 Resumen de Resultados de Prueba de Carga Lateral No.1

CARGA			D1 (pulg ⁻³)	D2 (pulg ⁻³)	D Prom (pulg ⁻³)	D Prom (mm)
(Kips)	(Tons)	(kN)				
0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
1.5	0.7	7	127	103	115	2.9
3.0	1.4	13	351	321	336	8.5
4.5	2.0	20	622	591	607	15.4
6.0	2.7	27	882	864	873	22.2
7.5	3.4	33	1176	1140	1158	29.4
9.0	4.1	40	1463	1418	1441	36.6
10.2	4.6	46	1715	1660	1688	42.9
10.8	4.9	48	1854	1799	1827	46.4
11.4	5.2	51	1991	1935	1963	49.9
12.0	5.5	54	2181	2128	2155	54.7
9.0	4.1	40	2043	2001	2022	51.4
6.0	2.7	27	1881	1850	1866	47.4
3.0	1.4	13	1557	1530	1544	39.2
0.0	0.0	0	1010	985	998	25.3

DIRECCIÓN DE LA CARGA
(VISTA EN PLANTA)

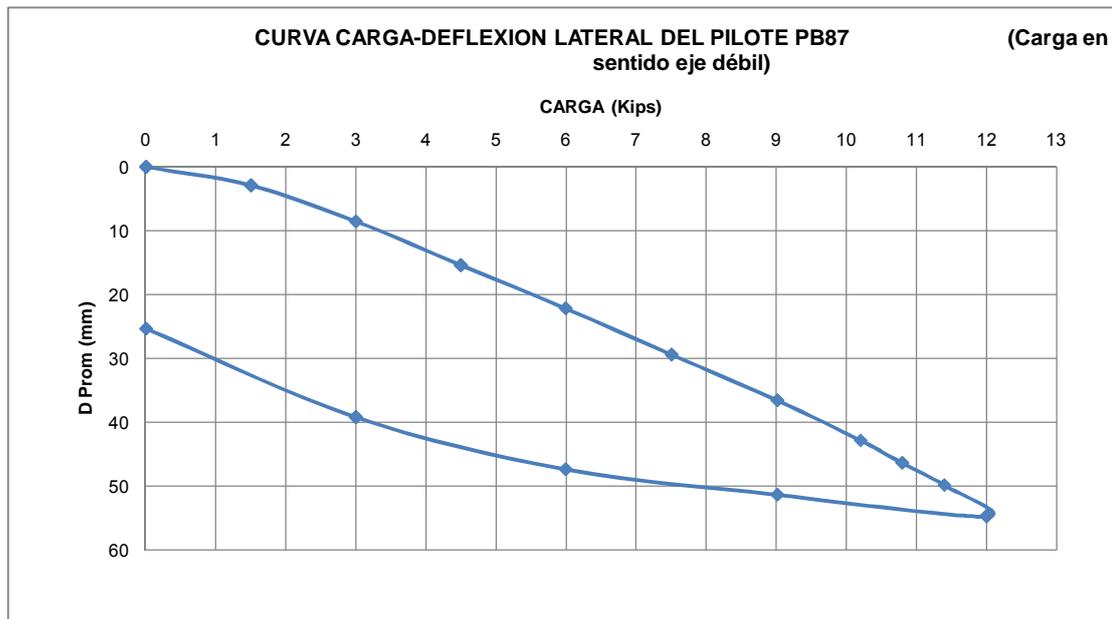
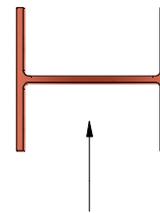




Fig. 6.4 Resumen de Resultados de Prueba de Carga Lateral No.2

CARGA			D1 (pulg ⁻³)	D2 (pulg ⁻³)	D Prom (pulg ⁻³)	D Prom (mm)
(Kips)	(Tons)	(kN)				
0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
1.5	0.7	7	46	42	44	1.1
3.0	1.4	13	122	109	116	2.9
4.3	2.0	19	214	193	204	5.2
6.0	2.7	27	352	324	338	8.6
7.5	3.4	33	503	469	486	12.3
9.0	4.1	40	650	617	634	16.1
10.2	4.6	46	771	742	757	19.2
10.8	4.9	48	840	815	828	21.0
11.4	5.2	51	901	876	889	22.6
12.0	5.5	54	1002	976	989	25.1
9.0	4.1	40	909	889	899	22.8
6.0	2.7	27	840	822	831	21.1
3.0	1.4	13	679	669	674	17.1
0.0	0.0	0	455	448	452	11.5

**DIRECCIÓN DE LA CARGA
(VISTA EN PLANTA)**

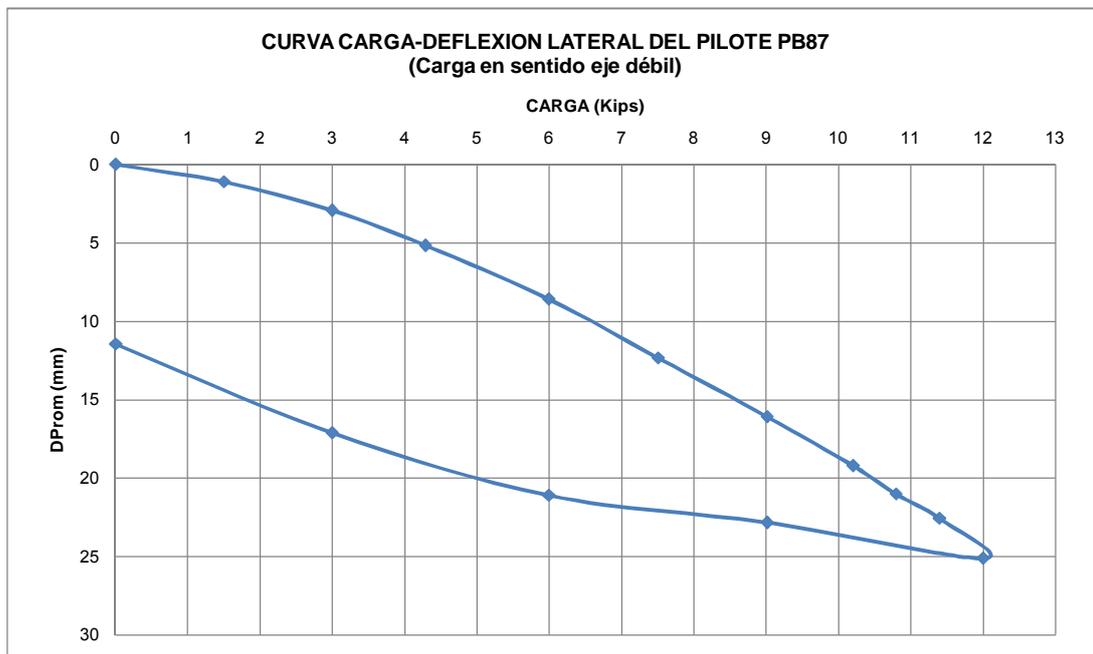
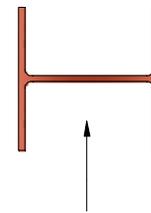




Fig. 6.5 Resumen de Resultados de Prueba de Carga Lateral No.3

CARGA			D1 (pulg ⁻³)	D2 (pulg ⁻³)	D Prom (pulg ⁻³)	D Prom (mm)
(Kips)	(Tons)	(kN)				
0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
1.5	0.7	7	31	23	27	0.7
3.0	1.4	13	78	51	65	1.6
4.4	2.0	20	136	85	111	2.8
6.0	2.7	27	208	129	169	4.3
7.5	3.4	33	290	181	236	6.0
9.0	4.1	40	382	244	313	8.0
10.2	4.6	46	459	300	380	9.6
10.8	4.9	48	505	332	419	10.6
11.4	5.2	51	551	366	459	11.6
12.0	5.5	54	618	420	519	13.2
9.0	4.1	40	559	385	472	12.0
6.0	2.7	27	489	342	416	10.6
3.0	1.4	13	384	280	332	8.4
0.0	0.0	0	246	205	226	5.7

**DIRECCIÓN DE LA CARGA
(VISTA EN PLANTA)**

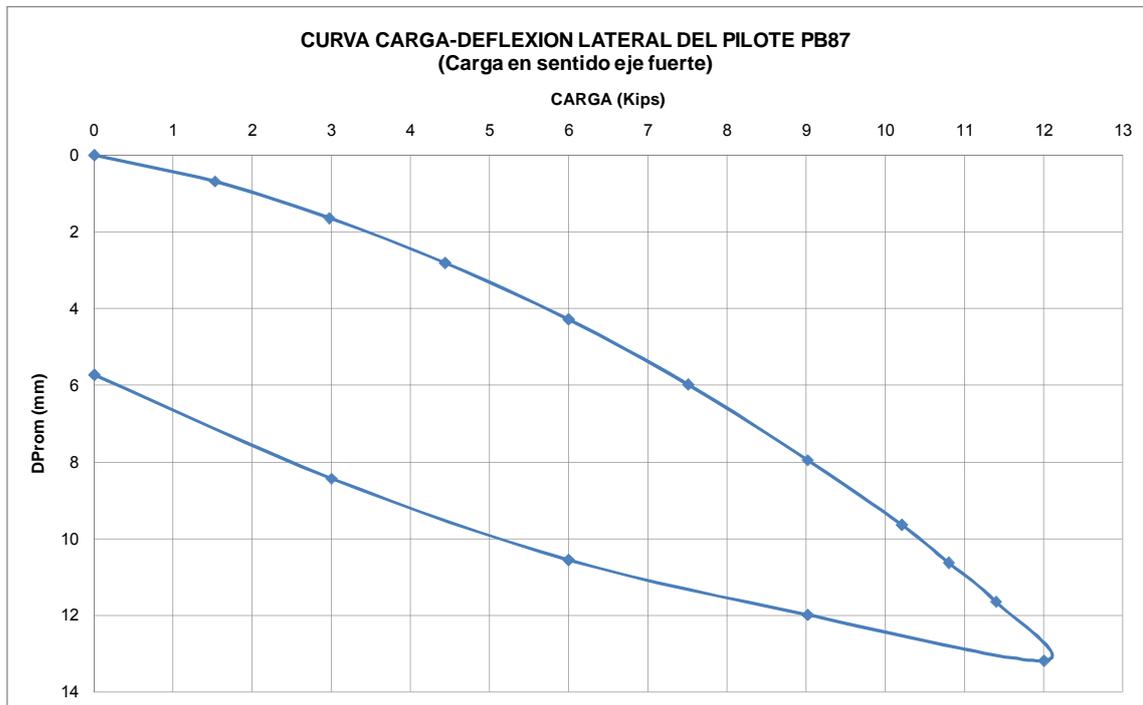
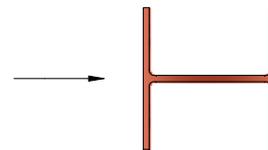




Fig. 6.6 Resumen de Resultados de Prueba de Carga Lateral No.4

CARGA			D1	D2	D Prom	D Prom
(Kips)	(Tons)	(kN)	(pulg ⁻³)	(pulg ⁻³)	(pulg ⁻³)	(mm)
0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
1.5	0.7	7	24	27	25.5	0.6
3.0	1.4	13	74	77	75.5	1.9
4.5	2.0	20	144	146	145	3.7
6.0	2.7	27	221	225	223	5.7
7.5	3.4	33	321	309	315	8.0
9.0	4.1	40	405	392	398.5	10.1
10.2	4.6	46	472	458	465	11.8
10.8	4.9	48	508	492	500	12.7
11.4	5.2	51	538	531	534.5	13.6
12.0	5.5	54	617	584	600.5	15.3
9.0	4.1	40	555	528	541.5	13.8
6.0	2.7	27	453	431	442	11.2
3.0	1.4	13	361	340	350.5	8.9
0.0	0.0	0	209	197	203	5.2

DIRECCIÓN DE LA CARGA
(VISTA EN PLANTA)

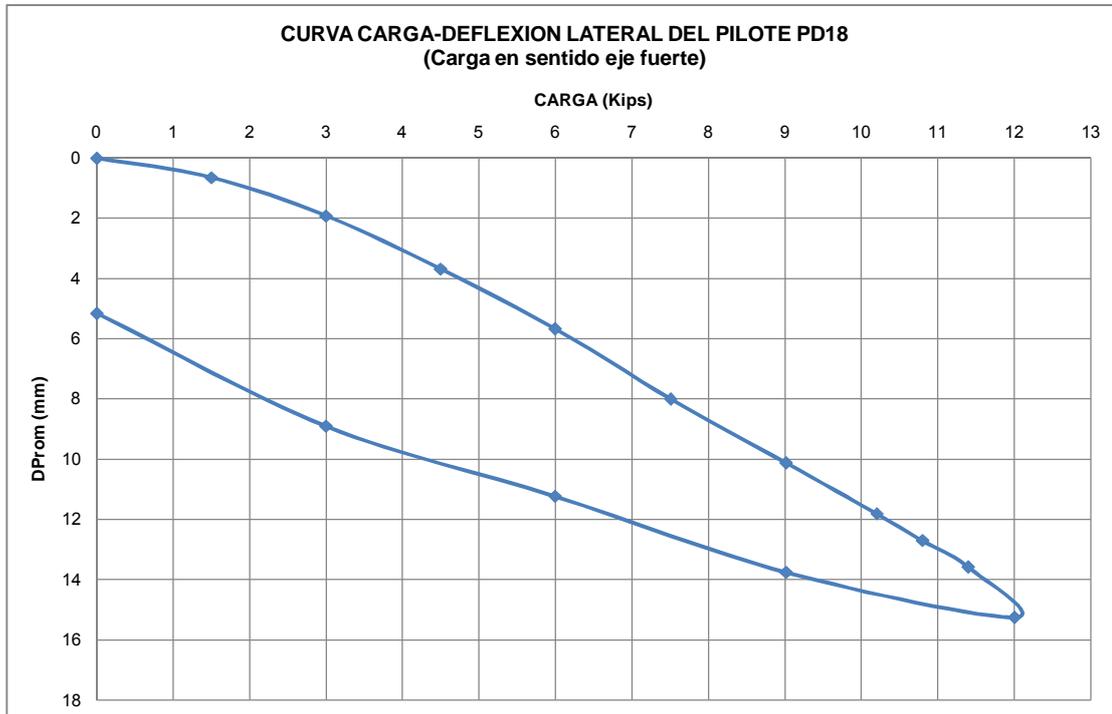
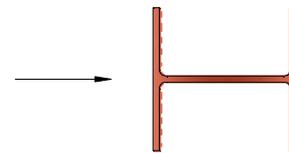




Fig. 6.7 Resumen de Resultados de Prueba de Carga Lateral No.5

CARGA			D1	D2	D Prom	D Prom
(Kips)	(Tons)	(kN)	(pulg ⁻³)	(pulg ⁻³)	(pulg ⁻³)	(mm)
0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
1.4	0.7	6	91	102	97	2.5
2.9	1.3	13	236	257	247	6.3
4.4	2.0	20	411	449	430	10.9
6.0	2.7	27	612	666	639	16.2
7.5	3.4	33	815	896	856	21.7
9.0	4.1	40	1038	1145	1092	27.7
10.2	4.6	46	1244	1364	1304	33.1
10.8	4.9	48	1384	1499	1442	36.6
11.4	5.2	51	1509	1635	1572	39.9
12.0	5.5	54	1701	1841	1771	45.0
9.0	4.1	40	1606	1739	1673	42.5
6.0	2.7	27	1455	1581	1518	38.6
3.0	1.4	13	1213	1343	1278	32.5
0.0	0.0	0	823	889	856	21.7

DIRECCIÓN DE LA CARGA
(VISTA EN PLANTA)

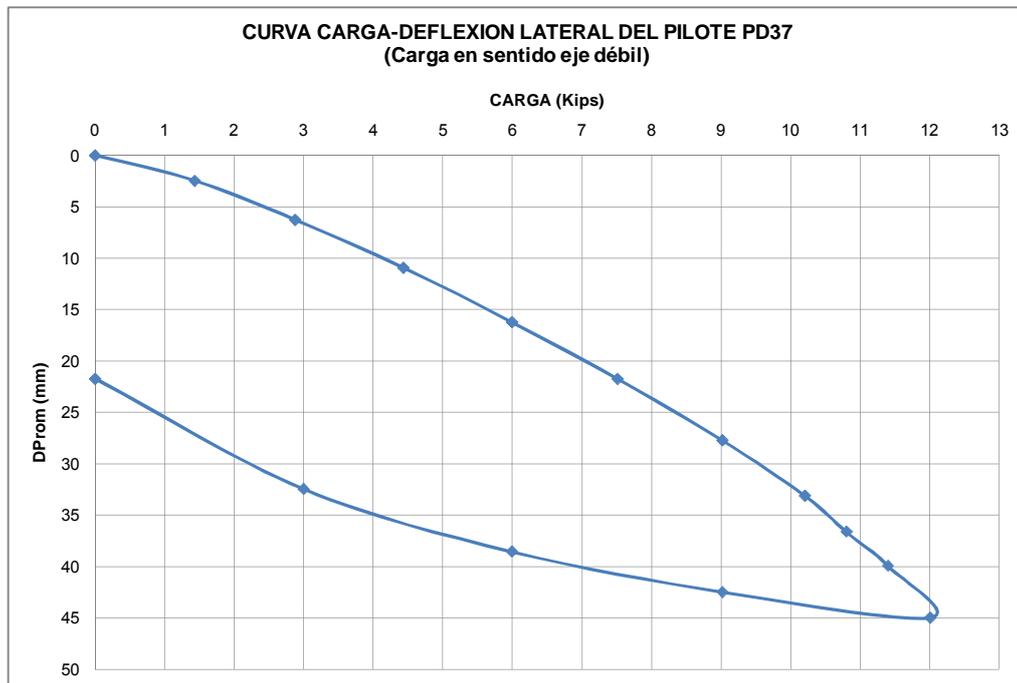
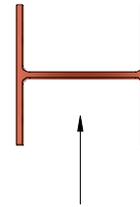
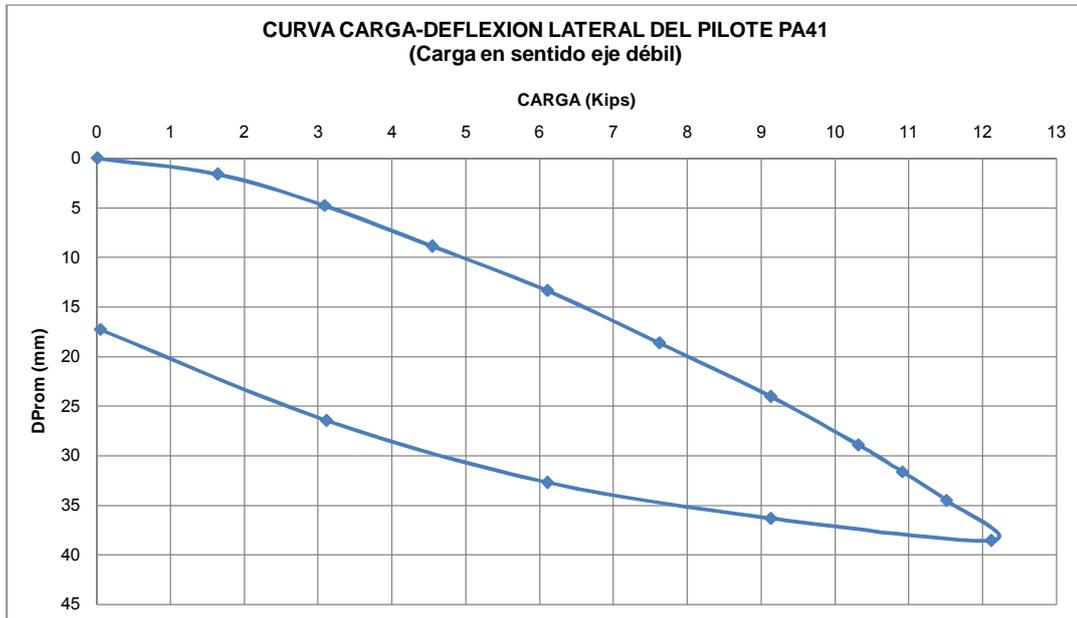
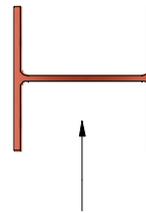




Fig. 6.8 Resumen de Resultados de Prueba de Carga Lateral No.6

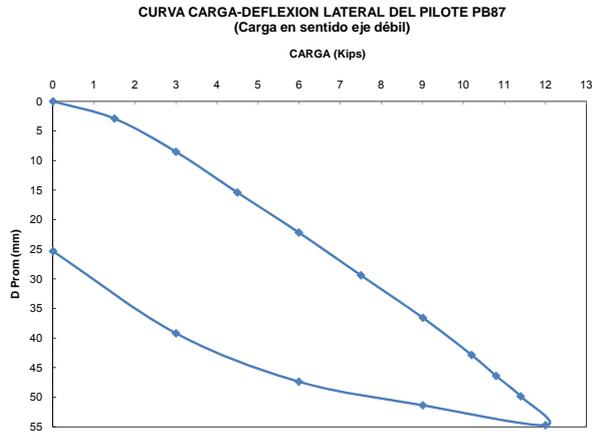
CARGA			D1	D2	D Prom	D Prom
(Kips)	(Tons)	(kN)	(pulg ⁻³)	(pulg ⁻³)	(pulg ⁻³)	(mm)
0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
1.6	0.7	7	61	66	64	1.6
3.1	1.4	14	176	201	189	4.8
4.5	2.1	20	328	372	350	8.9
6.1	2.8	27	499	553	526	13.4
7.6	3.5	34	697	771	734	18.6
9.1	4.1	41	905	988	947	24.0
10.3	4.7	46	1096	1182	1139	28.9
10.9	5.0	49	1200	1293	1247	31.7
11.5	5.2	51	1312	1407	1360	34.5
12.1	5.5	54	1459	1578	1519	38.6
9.1	4.1	41	1377	1484	1431	36.3
6.1	2.8	27	1234	1342	1288	32.7
3.1	1.4	14	997	1087	1042	26.5
0.0	0.0	0	655	707	681	17.3

DIRECCIÓN DE LA CARGA
(VISTA EN PLANTA)

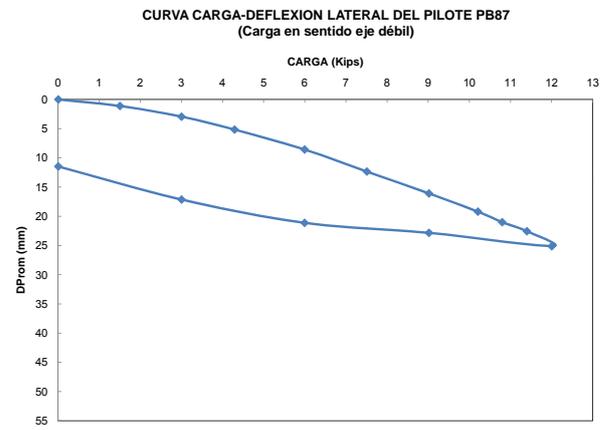




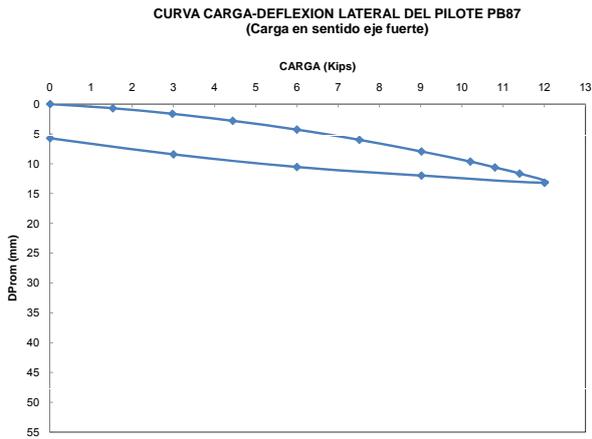
PRUEBA NO. 1



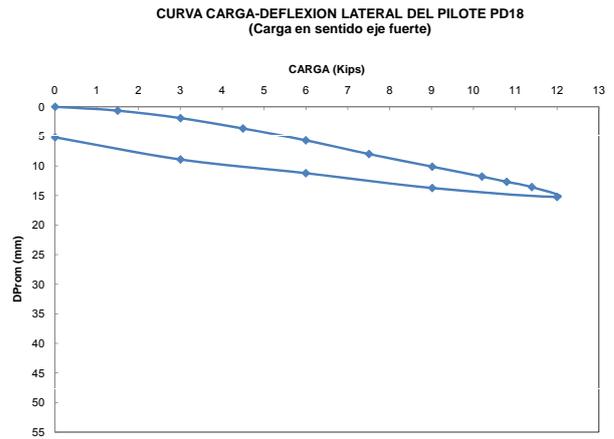
PRUEBA NO. 2



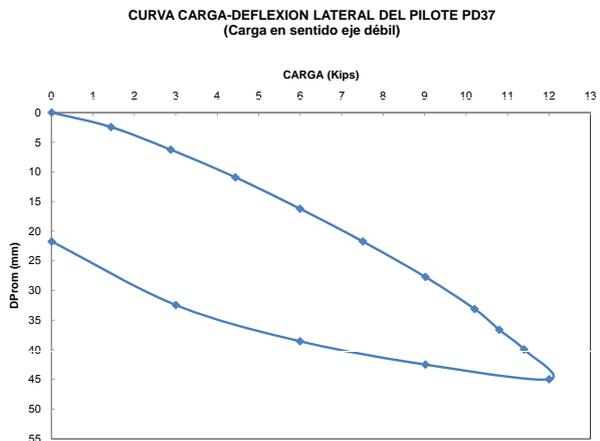
PRUEBA NO. 3



PRUEBA NO. 4



PRUEBA NO. 5



PRUEBA NO. 6

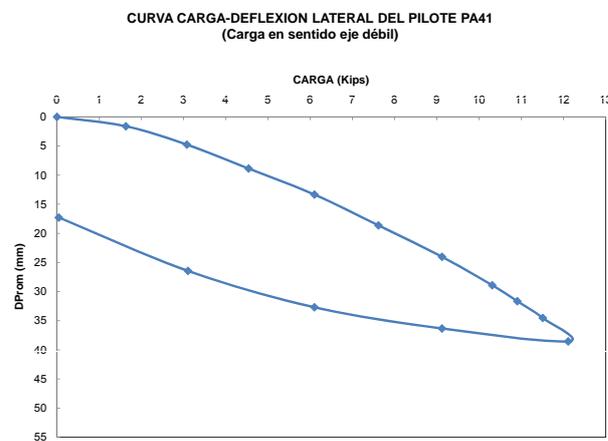


Fig. 6.9 Resumen de los Resultados de Todas las Pruebas



deformación lateral D_{prom} , corresponde al promedio de las mediciones en los deformímetros $D1$ y $D2$. Los datos completos medidos en el momento de las pruebas se muestran en el Anexo D.

Se puede observar que los resultados de las deflexiones en la cabeza del pilote PB87 en la Prueba No.1, son aproximadamente el doble que las deflexiones medidas en la Prueba No. 2: 54.7mm y 25.1mm. Como se señaló en la sección 6.2, ambas son básicamente la misma prueba, con la única diferencia que en la Prueba No.1 se tenían oquedades en el suelo alrededor de la cabeza del pilote.

Los resultados de las deformaciones máximas en las Pruebas No. 3 y 4, que se realizaron cargando el eje fuerte, fueron muy cercanas: 13.2 mm y 15.3 mm, respectivamente. Corresponden a los pilotes PB87 y PD18, ubicados en una estratigrafía muy parecida, pero de distinta longitud de pilote: 45.7m y 30.5m, respectivamente.

De manera similar, los resultados de las deformaciones máximas en las Pruebas No. 5 y 6, se aproximan: 45.0mm y 38.6mm, respectivamente. Estas pruebas corresponden a los pilotes PD37 y PA41, que también se ubican en una estratigrafía parecida y su diferencia es la longitud de pilote: 47.0m y 34.1m, respectivamente.

La comparación de estos resultados con las predicciones obtenidas en los programas de computación, se presentan en el Capítulo 7.



CAPÍTULO 7

MODELACIÓN EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS



CAPÍTULO 7

MODELACIÓN EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

El método por medio de curvas p - y para predecir la respuesta de un pilote cargado lateralmente, requiere la solución iterativa de un sistema de numerosas ecuaciones. Cada ecuación tiene dos incógnitas: el módulo de reacción del suelo E_{py} y la deflexión y . Para que el sistema de ecuaciones tenga solución, se asumen valores de E_{py} y se procede a hallar las deflexiones y . La iteración termina cuando los valores E_{py} , obtenidos con las deflexiones y que dan solución al sistema, son iguales a los valores E_{py} asumidos.



Esta iteración involucra la realización de gran cantidad de cálculos y la herramienta adecuada para esto es la computadora. En la actualidad, existen programas que en su memoria tienen las curvas p-y modelo presentadas en el Capítulo 4 y otras adicionales. Solamente basta el ingreso de los parámetros del suelo, pilote y las cargas aplicadas para que el programa genere las curvas p-y del perfil estratigráfico y a su vez calcule las deflexiones.

Sin embargo, es necesario tener en consideración que los programas de computadora, si bien permiten la aplicación de modelos de comportamiento más aproximados a la realidad, no garantizan que los resultados que mediante ellos se obtienen sean precisos y que deban tomarse como una verdad absoluta.

Los programas de computadora son solamente herramientas de cálculo que parten de los datos ingresados por el diseñador. Este último es quien debe definir apropiadamente las condiciones de la modelación del problema, la caracterización del sitio y la naturaleza y magnitud de las cargas a aplicarse. La certeza en la predicción de un resultado depende de algunos factores como una suficiente investigación del suelo, habilidad del analista en la caracterización, criterio ingenieril.

Adicionalmente a estas actividades, el diseñador deberá estar familiarizado con el programa y estar consciente de todo el proceso que realiza el software para la obtención de los resultados. Éstos deberán ser validados por el diseñador usando métodos que impliquen cálculos manuales, como los presentados en la sección 3.4.

En el presente capítulo se presentan las observaciones encontradas durante la modelación de las pruebas de carga descritas en el Capítulo 6 y la comparación entre los resultados obtenidos en los programas con los resultados reales.



7.1 PROGRAMAS DE COMPUTACIÓN UTILIZADOS

Existen numerosos programas o códigos desarrollados por instituciones universitarias y empresas comerciales. En este trabajo, la modelación de las pruebas de carga se realizó en 2 programas de computadora: L-PILE y FB-Multiplier. Ambos programas son de uso muy generalizado por los ingenieros geotécnicos y estructurales a nivel mundial.

L-PILE es de un programa desarrollado en Texas (EE.UU.) por la compañía Ensoft, Incorporated. Sirve para analizar esfuerzo y deformación de pilotes individuales, hincados o barrenados, bajo cargas laterales estáticas o cíclicas.

FB-Multiplier, anteriormente llamado FB-Pier, fue creado por la Universidad de Florida (EE.UU.). Este programa combina el análisis estructural no lineal de pilas de puentes con modelos estáticos no lineales del comportamiento axial, lateral y torsional del suelo que las soporta. Cada pila se compone de cabezal de vigas, columnas y un cabezal de pilotes hincados o barrenados en el suelo. La estructura completa puede ser sujeta a una serie de cargas tipo AASHTO en un análisis estático o funciones variables en el tiempo en un análisis dinámico.

De las descripciones anteriores se infiere que L-PILE se desarrolló con el objetivo de analizar el comportamiento de pilotes individuales, mientras que el objetivo del FB-Multiplier es el comportamiento de pilas de puentes. Sin embargo, este último utiliza las curvas p - y presentadas en el Capítulo 4 para modelar la respuesta no lineal del suelo y permite ejecutar problemas de pilotes individuales.

Ambos programas, a más de cargas laterales, permiten el ingreso de desplazamientos y restricciones de rotación en la cabeza del pilote. Se pueden además realizar análisis considerando una rigidez a flexión no lineal del pilote, que el programa genera automáticamente a partir de las dimensiones del pilote y el material que lo constituye.



7.2 INGRESO DE DATOS

Se modelaron 5 pruebas de carga en cada programa, que corresponden a las pruebas de la No. 2 a la No. 6. La prueba No. 1 no fue considerada en las modelaciones debido a las oquedades que presentó el suelo alrededor de la cabeza del pilote cuando se realizó la prueba (ver Anexo D).

Como se explica en el Anexo C.3, las resistencias al corte obtenidas en el penetrómetro para el primer estrato de los Perfiles 1 y 2 se encuentran muy dispersas. Por tanto, se aplicó la metodología propuesta por Ladd para estimar un valor de la resistencia sobreconsolidada del primer estrato. Se realizó el análisis asumiendo dos criterios de resistencia del primer estrato para las 5 pruebas de carga.

Se generó un archivo por cada análisis, obteniéndose un total de 10 archivos para cada programa.

Los datos requeridos para modelar las pruebas, provienen de las Tablas 5.5, 5.6, 6.1, 6.2, los resúmenes de las pruebas de carga de la sección 6.4 y el Anexo D.

La cronología y datos de entrada se presentan en las Tablas 7.1 y 7.2, según el software L-PILE y FB-MultiPier, respectivamente.

Aclaraciones en el Ingreso de Datos

L-PILE

En la Tabla 7.1 tema 3, se seleccionó Análisis Tipo 1. El programa L-PILE permite realizar 5 tipos de análisis diferentes. Estos son:

1. Cálculo de Respuesta del Pilote usando la Rigidez elástica del Pilote (Modelo Básico)
2. Cálculo de Relaciones Momento-Curvatura y Capacidad a Momento Nominal de la Sección Transversal (Diseño de Sección)



3. Cálculo de Relaciones Momento-Curvatura, Capacidad a Momento Nominal y respuesta del Pilote usando EI no lineal
4. Cálculo de Relaciones Momento-Curvatura, Capacidad a Momento Nominal y respuesta del Pilote usando Rigidez Elástica del Pilote.
5. Cálculo de Respuesta del Pilote usando Relaciones Momento-Curvatura No lineales especificadas por el usuario

Los análisis Tipo 1 y 5 son los únicos disponibles para pilotes H en el L-PILE y, por tanto, si se quiere obtener la Capacidad a Momento Nominal, el usuario debe ingresar las Relaciones Momento-Curvatura. Se está asumiendo que las cargas aplicadas no son lo suficientemente elevadas para llevar al material más allá de la fluencia del pilote.

En el tema 4 de la Tabla 7.1, el número de incrementos se refiere al número de secciones en que se discretiza el sistema suelo-pilote, para cada una el programa calculará una curva p - y y obtendrá una deflexión y .

El “diámetro” ingresado corresponde a la dimensión del pilote ubicada en sentido perpendicular a la carga aplicada. Este diámetro es el que utiliza L-PILE para calcular las curvas p - y . De igual manera, el momento de inercia es el calculado con respecto al eje de la sección perpendicular a la dirección de la carga. El programa L-PILE como puede notarse solamente trabaja en dos dimensiones: profundidad y la dirección de la carga y .

En los temas 5 y 6 se ingresan aspectos relativos a la carga. El tipo de carga aplicado en las pruebas es estática de corto plazo. También se permite ingresar carga cíclica. Sobre las condiciones en la cabeza, se puede seleccionar entre cinco:



Tabla 7.1 Datos Ingresados en el Programa L-PILE

Tema	Dato Ingresado
1. Título del Proyecto	Trabajo de Grado Pablo Vásconez
2. Sistema de Unidades	SI (kN,m)
3. Tipo de Análisis	No. 1
4. Propiedades del Pilote	
Longitud	Tabla 6.2
Número de Incrementos	100
Distancia de la cabeza del pilote a la superficie del terreno	0.85 a 1.0 m, ver Anexo D
Ángulo de inclinación del pilote	0
Diámetro (m)	Tabla 6.1: d (carga en eje débil), bf (eje fuerte)
Momento de Inercia (m ⁴)	Tabla 6.1: Ix (carga en eje débil), Iy (eje fuerte)
Área (m ²)	0.016839
Módulo de elasticidad (kN/m ²)	206,010,000
5. Tipo de Carga	Estática
6. Carga y Condiciones de Frontera*	
Condición de la Cabeza del Pilote	Fuerza Cortante y Momento
Fuerzas Cortantes	Cargas aplicadas en las pruebas, Fig. 6.3 a 6.8
Momentos	0 en todos los casos
7. Estratos de Suelo**	
Tipo de Suelo (Curva p-y modelo)	Tablas 5.5 y 5.6
Inicio del Estrato (m)	Tablas 5.5 y 5.6 + Distancia de cabeza del pilote a la superficie del terreno
Fin del Estrato (m)	
Peso Unitario Efectivo (kN/m ³)	Tablas 5.5 y 5.6 menos 9.81 si estrato debajo N.F.
Cohesión No Drenada, c (kN/m ²)	Tablas 5.5 y 5.6
Factor de Deformación Unitaria ϵ_{50}	Tablas 5.5 y 5.6
Ángulo de Fricción, ϕ (°)	Tablas 5.5 y 5.6
Módulo p-y, k (kN/m ³)	Tablas 5.5 y 5.6
8. Profundidades de Impresión de Curvas p-y	En el inicio de cada estrato
9. Opciones de Control	
Número Máximo de Iteraciones	100
Tolerancia de convergencia (m)	2.54 E-07
Deflexión Excesiva (m)	2.54
10. Correr Análisis	

* Información ingresada para cada carga

** Información ingresada para cada estrato



- Fuerza Cortante y Momento
- Fuerza Cortante y Rotación
- Fuerza Cortante y Rigidez a la Rotación
- Desplazamiento y Momento
- Desplazamiento y Pendiente

Esta condición debe definirse para cada caso de carga. En la prueba se aplicaron “Fuerzas Cortantes” o cargas laterales con un Momento igual a 0 (cero) en la cabeza del pilote, la misma que no tenía restricción alguna a la rotación.

En el tema 7 de la Tabla 7.1, es importante aclarar que el programa considera siempre que la cabeza del pilote es la profundidad 0.0m. Esto hace que a las profundidades de los límites de cada estrato de las Tablas 5.5 y 5.6, sea necesario sumarle la distancia entre la cabeza del pilote y la superficie del terreno, es decir, entre 0.85 a 1.0m adicionales.

En el tema 9, el número máximo de iteraciones corresponde al número de veces que el programa va a intentar llegar a una solución que tenga un error menor o igual al definido en la Tolerancia de Convergencia.

FB-MultiPier

En la Tabla 7.2 tema 2, se seleccionó un comportamiento lineal del pilote, lo que significa que el programa utilizará solamente la rigidez elástica del pilote. El número máximo de iteraciones tiene el mismo concepto que en el L-PILE, sin embargo, la tolerancia de convergencia se mide en términos de fuerza.

En el tema 3, la longitud libre se refiere a la parte del pilote que se encuentra sobre la superficie del terreno. Se utilizaron 5 nodos en la longitud libre y 45 en el resto del pilote (tema 6). El número máximo de nodos que permite el FB-MultiPier son 50 por pilote.



Tabla 7.2 Datos Ingresados en el Programa FB-MultiPier

Tema	Dato Ingresado
1. Problema	
Información del Proyecto	Trabajo de Grado Pablo Vásconez
Tipo del Problema	Pilote Individual
2. Análisis	
Comportamiento del Pilote	Lineal
Número Máximo de Iteraciones	1000
Tolerancia (kN)	0.01
Tipo de Análisis	Estático
3. Propiedades del Pilote	
Nodos en la longitud libre	5
Elevación de la Cabeza del Pilote	0.85 a 1.0 m, ver Anexo D
Tipo de Sección Transversal del Pilote	Propiedades lineales
Tipo de Sección	Pilote H
Longitud	Tabla 6.2
Área (m ²)	0.016839
Ancho de la Sección (m)	0.3734
Altura de la Sección (m)	0.3505
Momento de Inercia alrededor eje 2 (m ⁴)	0.00037627
Momento de Inercia alrededor eje 3 (m ⁴)	0.00013569
Módulo de elasticidad (kN/m ²)	206,010,000
4. Estratos de Suelo**	
Elevación del Nivel Freático	Tablas 5.5 y 5.6
Tipo de Suelo (Curva p-y modelo)	Tablas 5.5 y 5.6
Inicio del Estrato (m)	Tablas 5.5 y 5.6
Fin del Estrato (m)	Tablas 5.5 y 5.6
Peso Unitario Total (kN/m ³)	Tablas 5.5 y 5.6
Cohesión No Drenada, c (kN/m ²)	Tablas 5.5 y 5.6
Deformación Unitaria Característica, ϵ_{50}	Tablas 5.5 y 5.6
Ángulo de Fricción, ϕ (°)	Tablas 5.5 y 5.6
Módulo de reacción, k (kN/m ³)	Tablas 5.5 y 5.6
5. Cargas*	
Nodo (Ubicación de la Carga)	1
Fuerza en X	Cargas en eje fuerte, Fig. 6.3 a 6.8
Fuerza en Y	Cargas en eje débil, Fig. 6.3 a 6.8
Fuerza en Z	0 en todos los casos
Momentos alrededor de ejes X, Y, Z	0 en todos los casos
6. Configuraciones del Programa	
Número de Nodos en el Suelo por Pilote	45 (valor máximo permitido)
7. Correr Análisis	

* Información ingresada para cada carga, ** Información ingresada para cada estrato, excepto N.F.



FB-MultiPier, a diferencia del L-PILE, es un programa diseñado en 3 dimensiones: dos direcciones horizontales y la elevación o profundidad. Dependiendo del sistemas de coordenadas que se manejen, estas direcciones se denotan como x,y,z ó $1,2,3$. Por tanto, en el tema 3 de la Tabla 7.2, se ingresan las dos dimensiones de la sección del pilote y los momentos de inercia alrededor de los dos ejes.

En el FB-MultiPier, los límites de los estratos, la ubicación de la cabeza de pilote y del nivel freático se define con cotas o elevaciones, a diferencia del L-PILE que lo hace en profundidades considerando la profundidad 0.0m como la cabeza del pilote. Así, en el tema 3, se ingresan directamente las cotas de elevación de las Tablas 5.5 y 5.6. Se consideró 0.0m a la cota del terreno natural. En FB-MultiPier se ingresa directamente la cota del nivel freático. En L-PILE no se lo ingresa de manera explícita, sino que ingresa el peso unitario efectivo para cada estrato.

El tema 5 corresponde a la entrada de las cargas en el programa. Primero se define su ubicación, seleccionando el nodo sobre el que se aplica la carga. En las pruebas, la carga se aplicó en Nodo 1: cabeza del pilote. Posteriormente, se ingresa la magnitud de la carga y su dirección: sentido x si es paralela al eje fuerte, sentido y si es paralela al eje débil.

Predicción por método de Evans y Duncan

Adicionalmente se realizaron cálculos de deflexión en la cabeza por el método de Evans y Duncan (ver Sección 3.4.2). Se idealizó la estratigrafía hasta 8 diámetros de pilote, tomando como diámetro la distancia perpendicular a la dirección de la carga: $8b = 2.99$ m (carga en eje fuerte) y $8b = 2.80$ m (carga en eje débil).

Se consideró a la estratigrafía como un solo estrato arcilla, por tanto los parámetros a introducirse en la ecuaciones del método de la carga característica son su y ε_{50} . El valor de su resulta del promedio ponderado de los su de los



estratos hasta la profundidad 8b y se denomina *su pond*. En el Perfil 1 (Pruebas 2, 3 y 4) se tiene un estrato de arena para el que se consideró que $su = \sigma'v \tan \phi$.

En la Tabla 7.3 se presentan los datos utilizados en el método de Evans y Duncan, que variaban con la estratigrafía y la dirección de la carga. Los valores que fueron iguales para todas las pruebas son: $\lambda = 1.00$, $E = 21000000 \text{ T/m}^2$, $m = 0.683$, $n = -0.22$.

Tabla 7.3 Datos utilizados en método de Evans y Duncan

Variable	Prueba No. 2		Pruebas No. 3 y 4		Pruebas No. 5 y 6	
	Modelación		Modelación		Modelación	
	1	2	1	2	1	2
I (m4)	0.0001357	0.0001357	0.0003763	0.0003763	0.0001357	0.0001357
RI	0.1832	0.1832	0.3943	0.3943	0.1832	0.1832
B (m)	0.3505	0.3505	0.3734	0.3734	0.3505	0.3505
su pond (T/m2)	5.11	2.63	4.86	2.55	1.96	0.99
ϵ_{50}	0.008	0.011	0.009	0.011	0.02	4.155
σ_p (T/m2)	21.46	11.05	20.43	10.69	8.23	0.02
Pc obtenido (Ton)	352.93	209.11	481.24	295.84	149.92	93.99

Se realizó la razón P_t/P_c para cada una de las cargas aplicadas P_t en las Pruebas (Fig. 6.3 a 6.9). Esta variable adimensional se introdujo en la Fig. 3.15 y se obtuvo la razón y_t/B y en consecuencia la deflexión y_t en la cabeza del pilote. Los resultados se encuentran en el Anexo E y las Figuras 7.2 y 7.3.

El significado de las modelaciones 1 y 2, se explica en la sección 7.4.



7.3 OBSERVACIONES Y LIMITACIONES DE LOS PROGRAMAS

Las principales observaciones y limitaciones sobre los programas son:

- a. Diferencia en ingreso del diámetro del pilote para generación de curvas p-y
- b. Diferencia en el manejo de la tolerancia de convergencia
- c. Obtención de la solución mediante rigideces secantes, Epy.
- d. Número máximo de nodos o incrementos

Estas diferencias y limitaciones en el manejo de datos conlleva a que no se obtengan exactamente los mismos resultados en ambos programas, a pesar de tratarse de un mismo problema.

- a. FB-MultiPier calcula un *diámetro de pilote equivalente para el suelo*, en base a las dimensiones de la sección del pilote ingresadas. Para la sección HP14x89 (Perfil H), el diámetro equivalente es 0.46 m. En L-PILE, el diámetro se ingresa directamente por el usuario (si se utiliza Análisis Tipo 1). Se ingresó como diámetro a la dimensión perpendicular a la dirección de la carga, es decir, 0.34 ó 0.35 m. En cualquier caso, el diámetro ingresado en el L-PILE fue menor que el considerado por el FB-MultiPier.

Esta diferencia significa que:

- La respuesta del suelo, reflejada en las curvas p-y, será inferior en el L-PILE que en el FB-MultiPier.
- Las deformaciones obtenidas generalmente serán mayores en el L-PILE que en el FB-MultiPier.

Esto se refleja en la Figura 7.1, en la que se comparan las curvas p-y generadas en los dos programas para los estratos de arcilla hasta los 24.90m de profundidad del Perfil 1. Se observa que para el primer estrato la



el valor de pult de la arcilla es aproximadamente 99 kN/m en el L-PILE y 133 KN/m en FB-MultiPier.

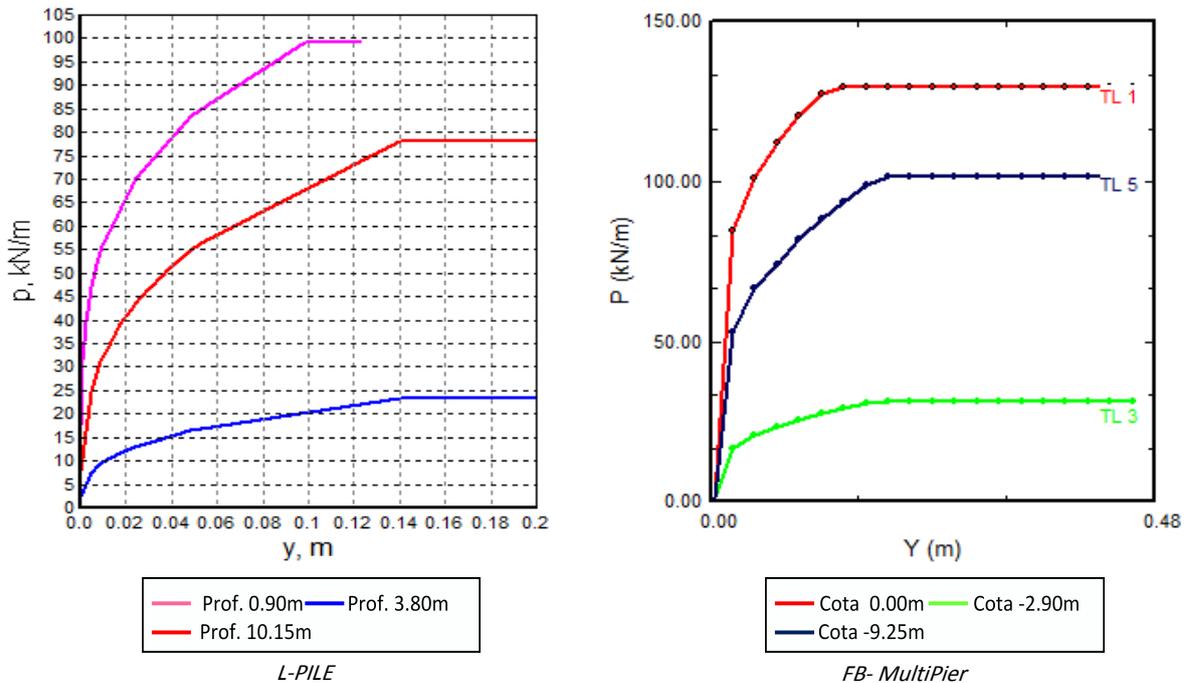


Fig. 7.1 Curvas p-y generadas por LPILE y FB-MultiPier al inicio de estratos de arcilla hasta los 24.90m de profundidad (Prof. = Cota + 0.90, ver Tablas 7.1 y 7.2)

- b. La tolerancia de convergencia en L-PILE se define en términos de deflexión, es decir, en unidades de longitud. En FB-MultiPier, la tolerancia se define en unidades de fuerza.
- c. Como limitación se los programas, se tiene la obtención de la solución de un problema mediante rigideces secantes E_{py} de las curvas p-y. Tal rigidez secante se calcula como la pendiente de la recta resultante de unir el origen (0,0) con el punto de la curva p-y a la deformación y correspondiente. En las pruebas realizadas las cargas se aplicaron por incrementos, tomándose un tiempo entre 10 a 20 minutos entre cada incremento. Por tanto, una modelación más cercana a la realidad sería a través de rectas



secantes E_{py} calculadas como las pendiente de la recta que una el punto de la curva $p-y$ correspondiente a la deformación producto de la carga anterior aplicada con el punto de la curva $p-y$ correspondiente a la deformación de la carga actual aplicada.

- d. El FB-MultiPier permite máximo el uso de 50 nodos por pilote, lo que significa el uso de nodos cada metro en un pilote de 50 metros. A mayor cantidad de nodos, el resultado se aproxima más al modelo de comportamiento empleado. L-PILE permite el uso de hasta 1000 incrementos.

7.4 RESULTADOS OBTENIDOS Y COMPARACIÓN CON RESULTADOS REALES

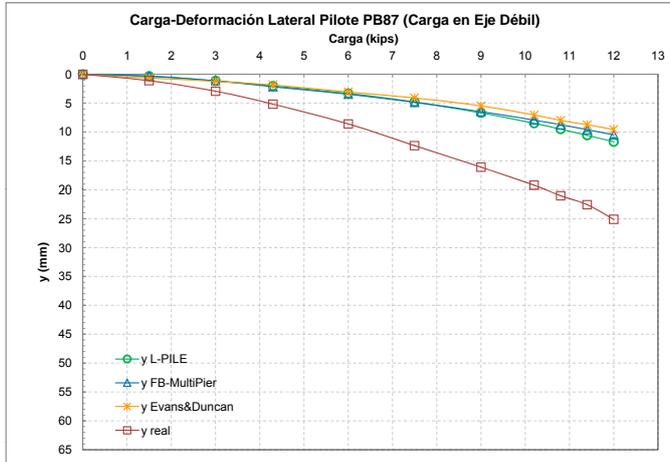
Las curvas carga vs. deformación lateral resultantes de la modelación de los programas se presentan en forma resumida en Figuras 7.2, 7.3, y de modo más detallado en el Anexo E. Los gráficos incluyen los resultados de análisis en L-PILE y FB-MultiPier. Adicionalmente se realizaron cálculos por el método de Evans y Duncan (sección 3.4.2) que se incluyen en las gráficas.

Se consideraron dos modelaciones, según el valor de s_u y ϵ_{50} ingresado en el primer estrato:

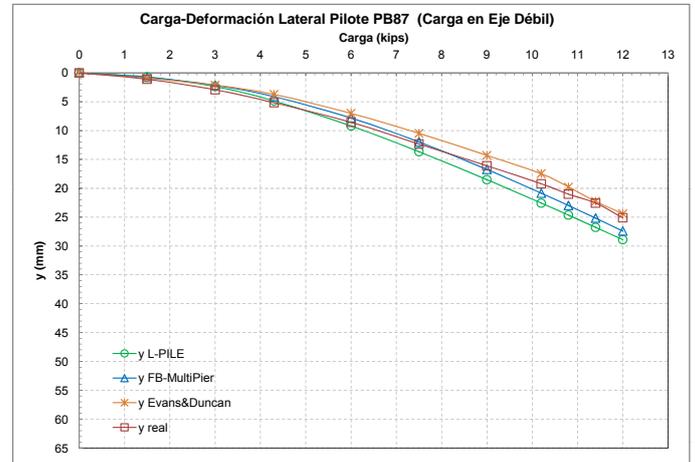
- **Modelación 1 (s_u de promedio de ensayos):** $s_u = 94\text{kPa}$ y $\epsilon_{50} = 0.007$, Perfil 1; $s_u = 83\text{kPa}$ y $\epsilon_{50} = 0.007$, Perfil 2
- **Modelación 2 (s_u de relación de Ladd):** $s_u = 40\text{kPa}$ y $\epsilon_{50} = 0.009$, Perfil 1; $s_u = 30\text{kPa}$ y $\epsilon_{50} = 0.010$, Perfil 2



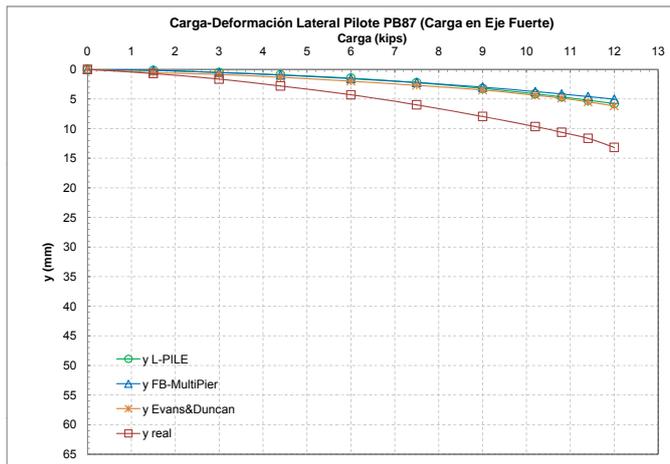
PRUEBA NO. 2 - MODELACIÓN 1



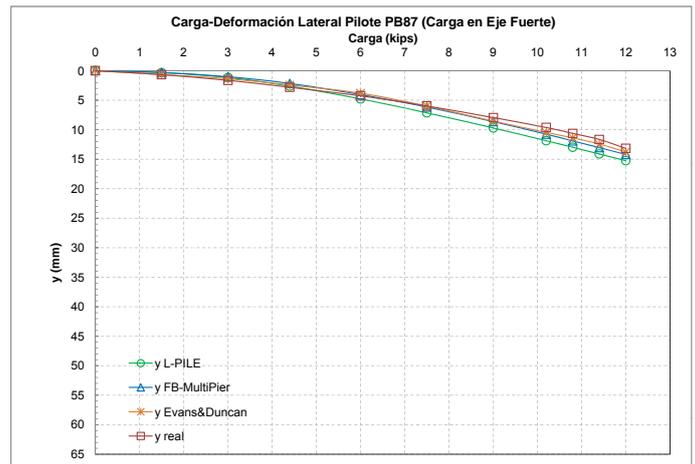
PRUEBA NO. 2 - MODELACIÓN 2



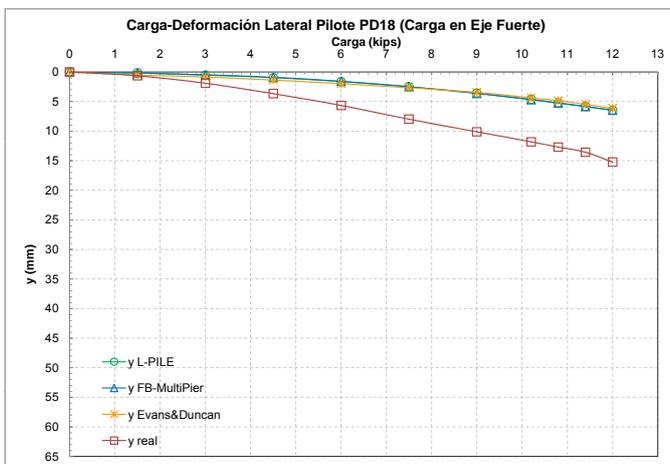
PRUEBA NO. 3 - MODELACIÓN 1



PRUEBA NO. 3 - MODELACIÓN 2



PRUEBA NO. 4 - MODELACIÓN 1



PRUEBA NO. 4 - MODELACIÓN 2

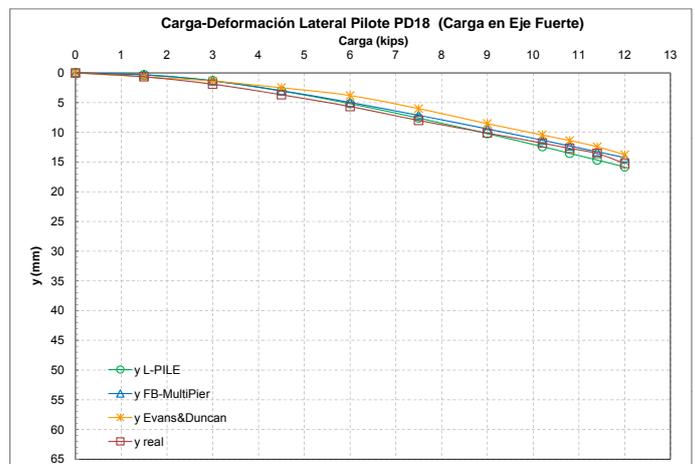
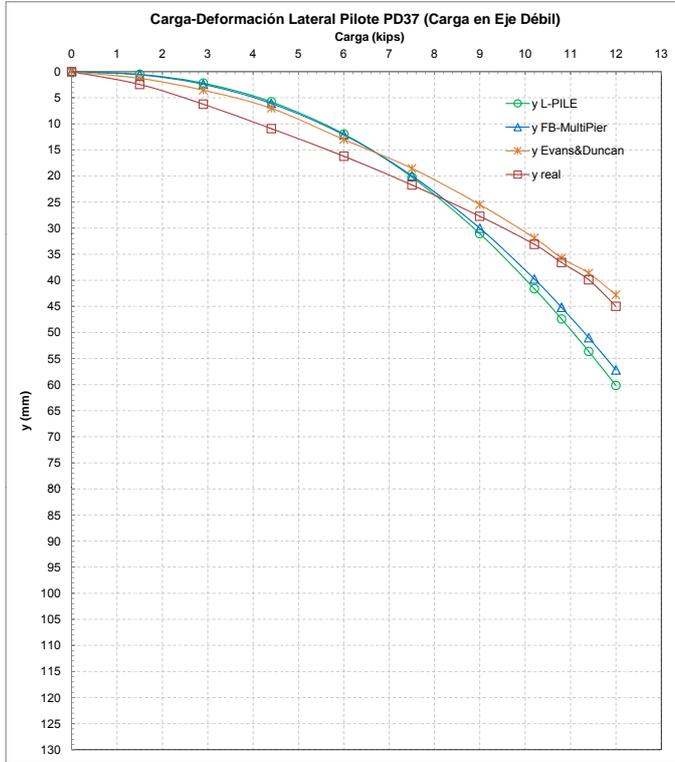


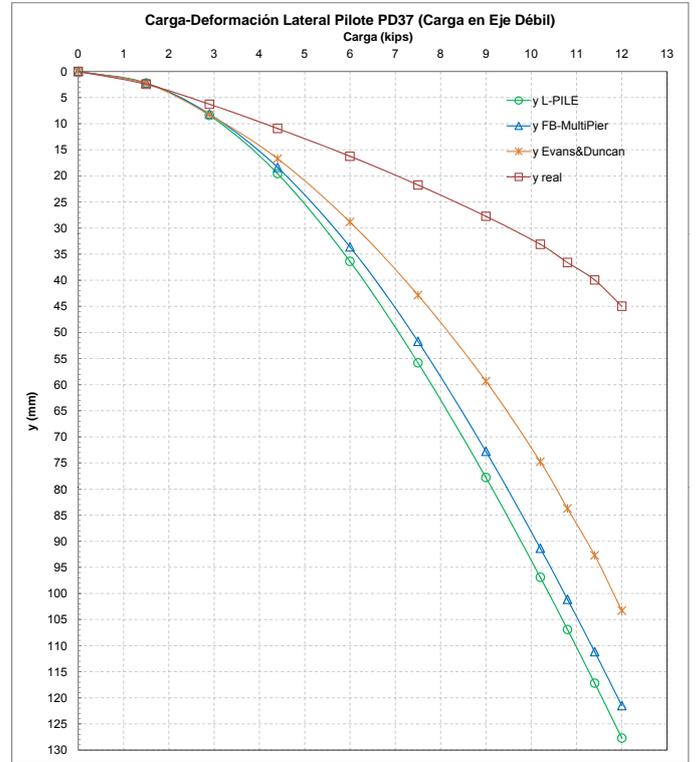
Fig. 7.2 Resumen Comparativo de Predicciones y Resultados reales para Pruebas 2, 3 y 4



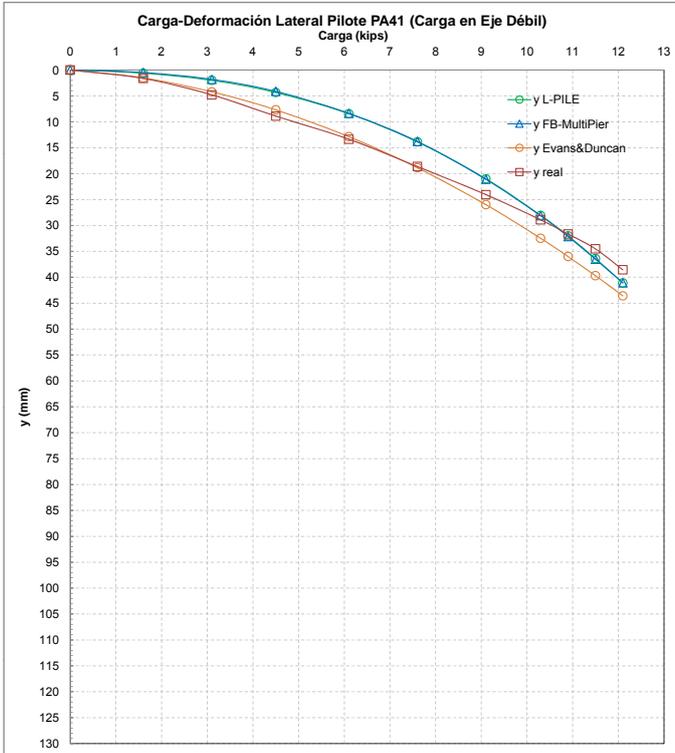
PRUEBA NO. 5 - MODELACIÓN 1



PRUEBA NO. 5 - MODELACIÓN 2



PRUEBA NO. 6 - MODELACIÓN 1



PRUEBA NO. 6 - MODELACIÓN 2

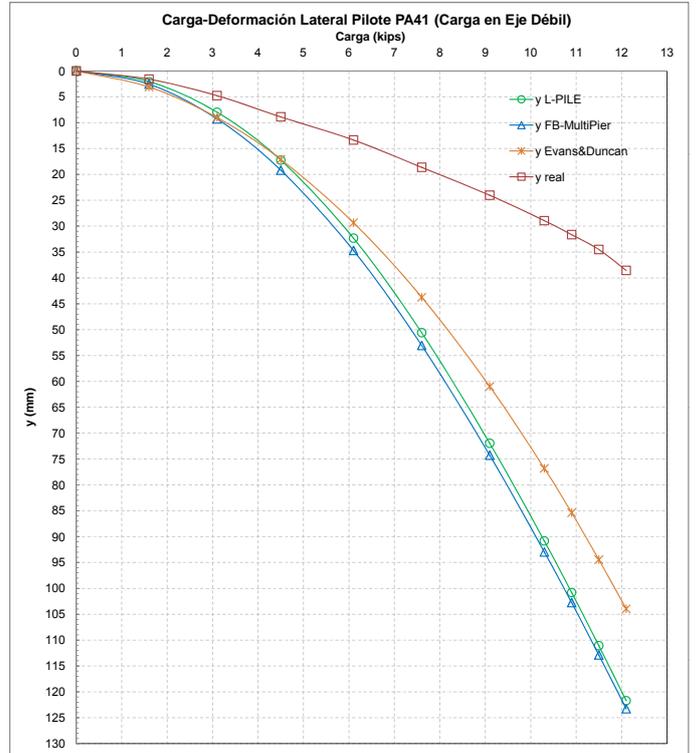


Fig. 7.3 Resumen Comparativo de Predicciones y Resultados reales para Pruebas 5 y 6



Para evaluar la precisión de las predicciones se propone el uso de un valor R definido como la relación entre la deflexión medida y la deflexión de la predicción:

$$R = \frac{\text{Deflexión Medida}}{\text{Deflexión de la Predicción}} \times 100\%$$

Se agruparon los valores de R en niveles de carga del 25%, 50%, 75% y 100% con respecto de la carga máxima aplicada (12 kips) y se promedió para cada perfil estratigráfico idealizado. Los resultados se muestran en las Tablas 7.4 y 7.5. Un valor de R de 0 a 100% es conservador, mientras que un valor de R mayor al 100% es no conservador.

Tabla 7.4 Valores R para Pruebas en Perfil 1 (Pruebas 2,3 y 4)

Método de Predicción	Modelación No.	R				
		Nivel de Carga Aplicada				General
		25%	50%	75%	100%	
L-PILE	1	344%	307%	270%	229%	287%
	2	161%	104%	91%	88%	111%
FB-MultiPier	1	349%	302%	272%	246%	292%
	2	166%	118%	101%	96%	120%
Evans&Duncan	1	181%	257%	273%	245%	239%
	2	119%	131%	112%	103%	116%

Tabla 7.5 Valores R para Pruebas en Perfil 2 (Pruebas 5 y 6)

Método de Predicción	Modelación No.	R				
		Nivel de Carga Aplicada				General
		25%	50%	75%	100%	
L-PILE	1	313%	172%	111%	86%	171%
	2	81%	48%	36%	33%	50%
FB-MultiPier	1	313%	172%	113%	88%	171%
	2	75%	48%	37%	34%	48%
Evans&Duncan	1	146%	125%	104%	96%	118%
	2	72%	55%	45%	40%	53%



En primer lugar, se observa la gran diferencia de los resultados obtenidos entre la Modelación 1 y la Modelación 2, una diferencia de dos a tres veces. Esto denota la sensibilidad del valor de la deflexión y a los parámetros de los estratos superiores del perfil. Se recuerda que el primer estrato del Perfil 1 tiene un espesor de 1.50m; el Perfil 2, un espesor de 0.50m.

Las filas sombreadas en las Tablas 7.4 y 7.5, señalan las modelaciones que más se aproximaron para cada método. Para el Perfil 1, se obtuvieron resultados más satisfactorios con la Modelación 2, mientras que para el Perfil 2 se logró con la Modelación 1.

En los resultados de las modelaciones más satisfactorias, se observa que las diferencias entre las predicciones y los resultados reales, por lo general, disminuyen a medida que aumenta el nivel de carga.

Sobre las predicciones de los programas se observa que:

- Para niveles de carga 25% y 50% (bajas deflexiones del pilote) no fueron satisfactorias (R promedio = 238%) y siempre fueron no conservadoras, es decir, las predicciones fueron menores que las deflexiones medidas.
- Para el nivel de carga del 75% fueron muy satisfactorias (R promedio = 104%) y no conservadoras para la mayoría de los casos.
- Para el nivel de carga del 100% fueron muy cercanas a las medidas (R promedio = 90%) y siempre fueron conservadoras, es decir, las predicciones fueron mayores que las deflexiones medidas.
- Se obtuvieron mejores resultados generales en las modelaciones realizadas en el Perfil 1 (R general promedio = 116%), que en el Perfil 2 (R general promedio = 171%)



- Los resultados obtenidos en L-PILE y FB-MultiPier son bastante aproximados entre sí. En términos generales, mejores predicciones se consiguieron en L-PILE (R general promedio = 141%) que en el FB-MultiPier (R general promedio = 146%). Sin embargo, para la máxima carga aplicada FB- MultiPier logró resultados más satisfactorios que el L-PILE (R promedio = 92% y 87%, respectivamente).

Las predicciones obtenidas por el método de Evans y Duncan fueron muy aproximadas a la realidad (R general promedio = 117%), lo que presenta a este método como una alternativa muy buena para validar los resultados obtenidos en análisis de computadora.



CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- El diseño de pilotes bajo cargas laterales es un problema que demanda la predicción de deformaciones y el análisis interacción suelo-estructura debe realizarse. Los resultados dependen de las características elásticas del pilote, de los parámetros del suelo y de la naturaleza de las cargas aplicadas.
- El método de curvas p-y es una propuesta que considera esta interacción y su aplicación requiere el uso de programas computacionales.



- Los parámetros de suelo fundamentales que el método de curvas p-y requiere son: el peso unitario γ , la resistencia al corte no drenada su , la deformación característica ε_{50} , ángulo de fricción ϕ y el módulo de reacción inicial lateral k .
- La estimación de las deflexiones es muy sensible a los parámetros del suelo en los estratos superiores. En las modelaciones realizadas se produjeron grandes diferencias variando los parámetros solamente del primer estrato.
- La dispersión de las resistencias no drenadas en la arcilla, estimadas mediante el penetrómetro de mano, dificultaron la estimación de los parámetros del primer estrato. El uso de relaciones normalizadas de la resistencia con respecto al esfuerzo efectivo se presenta como una alternativa para la caracterización. En estas pruebas de carga, los parámetros obtenidos de la relación de Ladd resultó en aproximaciones satisfactorias para el Perfil 1 y conservadoras para el Perfil 2.
- Las predicciones de la deflexión en la cabeza del pilote para bajas deformaciones (niveles de carga 25 y 50%) resultaron bastante menores que las deformaciones reales medidas. Se puede atribuir esta diferencia a las oquedades presentadas en los estratos superiores del suelo, producidas por el hincado de los pilotes tipo H que fueron rellenas con arena.
- Para deformaciones mayores (niveles de carga 75 y 100%), las predicciones se aproximan en gran medida a los resultados reales.



- Las deflexiones obtenidas en FB-MultiPier fueron ligeramente menores que las del programa L-PILE. Esto se debe a que FB-MultiPier calcula un diámetro efectivo para generar las curvas p-y, de acuerdo a la geometría de la sección del pilote. Este programa logró una mejor predicción de la deflexión bajo la carga máxima aplicada.
- El método de la Carga Característica de Evans y Duncan, se puede utilizar para validar los resultados obtenidos de los análisis de computadora. Las predicciones de este método resultaron muy satisfactorias.

8.2 RECOMENDACIONES

Cuando se vaya a realizar una evaluación del comportamiento de pilote bajo carga lateral se deberá:

- Realizar una investigación geotécnica con muestreos y/o ensayos continuos del sitio, por lo menos hasta una profundidad de 20 diámetros de pilote, si la deflexión lateral predomina el diseño. Investigación continua quiere decir tomar muestras cada 0.50m.
- En estratos de suelo cohesivo, se recomienda ensayos triaxiales UU (no consolidado no drenado) con un esfuerzo de confinamiento igual al del esfuerzo efectivo in situ. Si la magnitud de la obra no permite la ejecución de estos ensayos, realizar compresiones simples.
- Para estratos de suelo no cohesivo, realizar ensayos triaxiales con el esfuerzo de confinamiento acorde al esfuerzo efectivo in situ. En caso de no



ser posible, estimar mediante ensayos in situ, como la penetración del cono (CPT) o el ensayo de penetración estándar (SPT).

- En la caracterización geotécnica del sitio, estimar la resistencia de las arcillas sobreconsolidadas usando de la relación de Ladd si no se cuenta con resultados confiables la resistencia no drenada su y si datos de ensayos de consolidación están disponibles.
- Una vez identificados los tipos de suelo de los diferentes estratos, su consistencia o compacidad y la ubicación del nivel freático, analizar si el tipo de carga lateral produce efectos negativos en su comportamiento. Tomar las medidas necesarias para mitigar estos efectos.
- Conocer el manejo de los datos que realizan los programas de computación y estar consciente de sus limitaciones.
- Verificar los datos ingresados en los programas, después de cada análisis realizado. Los programas generan por lo general archivos de salida que permiten revisar los datos que produjeron las predicciones obtenidas.
- Validar los resultados obtenidos en un programa de computadora, ya sea mediante la modelación en otro programa o el uso de método manuales, como el método de Evans y Duncan.



ANEXO A

ECUACIÓN GENERAL DE LA INTERACCIÓN SUELO-PILOTE

A.1. MODELO MATEMÁTICO DEL COMPORTAMIENTO
DEL PILOTE BAJO CARGA LATERAL

A.2. DERIVACIÓN DE LA ECUACIÓN DE
COMPORTAMIENTO VIGA-COLUMNA

A.3. SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL POR
MÉTODOS NUMÉRICOS



ANEXO A

ECUACIÓN GENERAL LA INTERACCIÓN SUELO SUELO- ESTRUCTURA

A.1 MODELO MATEMÁTICO DEL COMPORTAMIENTO DEL PILOTE BAJO CARGA LATERAL

Un esquema general del problema interacción suelo-pilote se presenta en la Figura A.1. Sobre el pilote actúan las cargas en sentido axial y perpendicular a su eje principal, produciendo una reacción del suelo distribuida a lo largo de la longitud del elemento. El modelo físico aplicable al comportamiento de un pilote bajo carga lateral es una **viga-columna**.

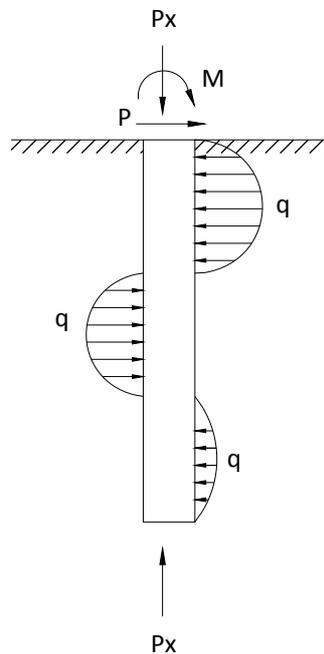


Figura A.1 Esquema del Pilote que muestra su comportamiento como viga-columna



El modelo matemático que representa el comportamiento de una viga-columna se trata de una ecuación diferencial de cuarto orden y fue desarrollada por Hetenyi (1946).

Bajo ciertas simplificaciones del modelo físico, es posible obtener una solución analítica de la ecuación diferencial. Las soluciones resultantes no son satisfactorias en problemas prácticos, sin embargo, son útiles para conocer la naturaleza del problema y los factores comunes que se encontrarán en la práctica. Mediante métodos numéricos se pueden obtener soluciones de la ecuación diferencial que sean aplicables en la práctica. Estas soluciones requieren la aparición de las curvas p - y para modelar la respuesta del suelo.

A.2 DERIVACIÓN DE LA ECUACIÓN DE COMPORTAMIENTO VIGA-COLUMNA

Se asume que barra en una cimentación elástica está sujeta a carga horizontal y a un par de fuerzas de compresión P_x que actúan en el centro de gravedad de las secciones transversales de la barra.

Si un elemento infinitesimal, limitado por dos horizontales separadas a una distancia dx , se corta de esta barra (ver Fig. A.2), el equilibrio de momentos (ignorando a los términos de segundo orden) conduce a la ecuación:

$$(M + dM) - M + P_x dy - V_v dx = 0 \quad (\text{A.1})$$

Diferenciando la ecuación A.1 con respecto a x , se tiene:

$$\frac{dM}{dx} + P_x \frac{dy}{dx} - V_v = 0 \quad (\text{A.2})$$

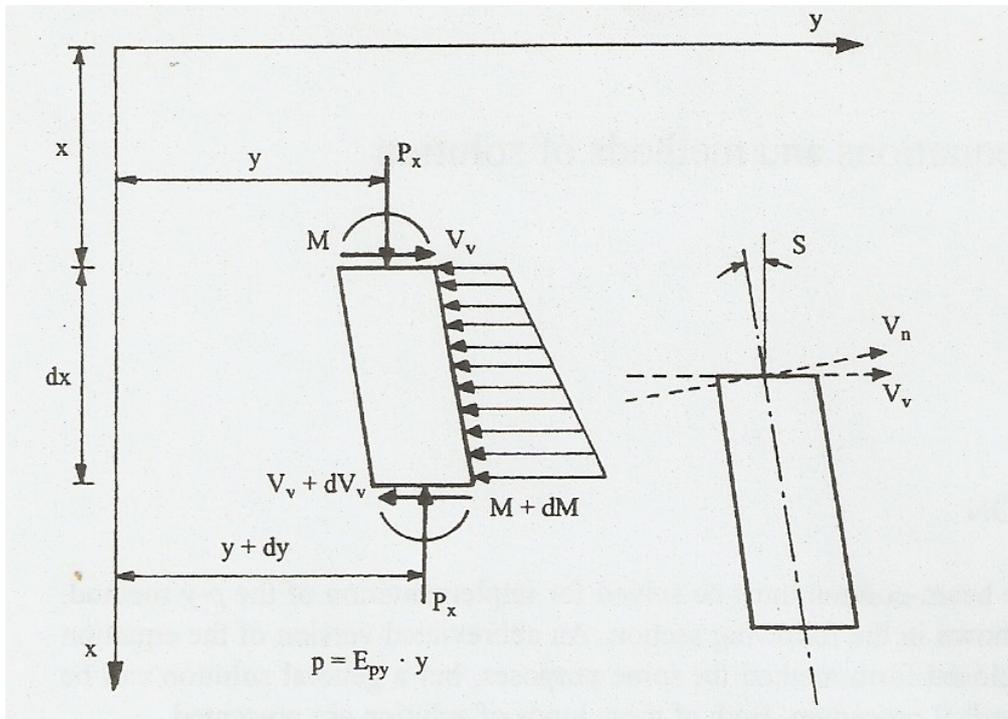


Figura A.2 Elemento de Viga-Columna

Diferenciando nuevamente con respecto a x , se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} - \frac{dV_v}{dx} = 0 \quad (\text{A.3})$$

De la mecánica de sólidos se tienen las siguientes identidades:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = E_p I_P \frac{d^4 y}{dx^4}$$

$$\frac{dV_v}{dx} = -p$$

$$p = E_{py} y$$

Haciendo las sustituciones indicadas, la ecuación A.3 se convierte en:

$$E_p I_P \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_{py} y = 0 \quad (\text{A.4})$$

La dirección de la fuerza cortante V_v se muestra en la Figura A.1. La fuerza cortante en el plano perpendicular a la línea de desviación puede obtenerse



$$V_n = V_v \cos S - P_x \text{Sen } S \quad (\text{A.5})$$

Debido a que S es usualmente pequeño, $\cos S = 1$ y $\text{sen } S = \tan S = dy/dx$. Por lo tanto:

$$V_n = V_v - P_x \frac{dy}{dx} \quad (\text{A.6})$$

Es conveniente en la solución de una serie de problemas prácticos, permitir la distribución de la fuerza W por unidad de longitud a lo largo de la parte superior del pilote. La ecuación diferencial entonces viene dada por la ecuación A.7:

$$E_p I_P \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + p + W = 0 \quad (\text{A.7})$$

Donde P_x = carga axial en el pilote; y = deflexión lateral del pilote en el punto x a lo largo de la longitud del pilote; p = reacción del suelo por unidad de longitud; $E_p I_P$ = rigidez a la flexión; y W = carga distribuida a lo largo del pilote.

Otras identidades necesarias para el análisis del pilote bajo cargas laterales son:

$$E_p I_P \frac{d^3 y}{dx^3} + P_x \frac{dy}{dx} = V \quad (\text{A.8})$$

$$E_p I_P \frac{d^2 y}{dx^2} = M \quad \text{y} \quad (\text{A.9})$$

$$\frac{dy}{dx} = S \quad (\text{A.10})$$

Donde V = Cortante en el pilote; M = momento en el pilote; y S = la pendiente de la curva elástica definida por los ejes del pilote.

Excepto por la carga axial P_x , las convenciones de los signos son los mismos a los generalmente empleados en la mecánica para vigas, con el eje del pilote rotado 90 grados en dirección a las agujas del reloj desde el eje de la viga. La convención de los signos se presentan gráficamente en la Figura A.3.



Una solución para las ecuaciones diferenciales, considerando que no actúa carga axial, produce un conjunto de curvas como se muestra en la Figura A.4.

Las asunciones consideradas en la derivación de las ecuaciones diferenciales son las siguientes:

1. El pilote es recto y tiene un corte transversal uniforme,
2. El pilote como plano longitudinal de simetría; cargas y reacciones caen en ese plano,
3. El material de los pilotes es homogéneo e isotrópico,
4. No sobrepasa el límite proporcional del material de los pilotes
5. El módulo de elasticidad de los materiales del pilote es igual en tensión y compresión,
6. Desviaciones transversales de un pilote son pequeñas,
7. El pilote no está sujeto a cargas dinámicas, y
8. Las desviaciones debido a esfuerzos de corte son pequeñas.

Los métodos numéricos que se presentan en la siguiente sección hacen posible modelar un comportamiento del pilotes cuyas propiedades de esfuerzo-deformación no lineales.

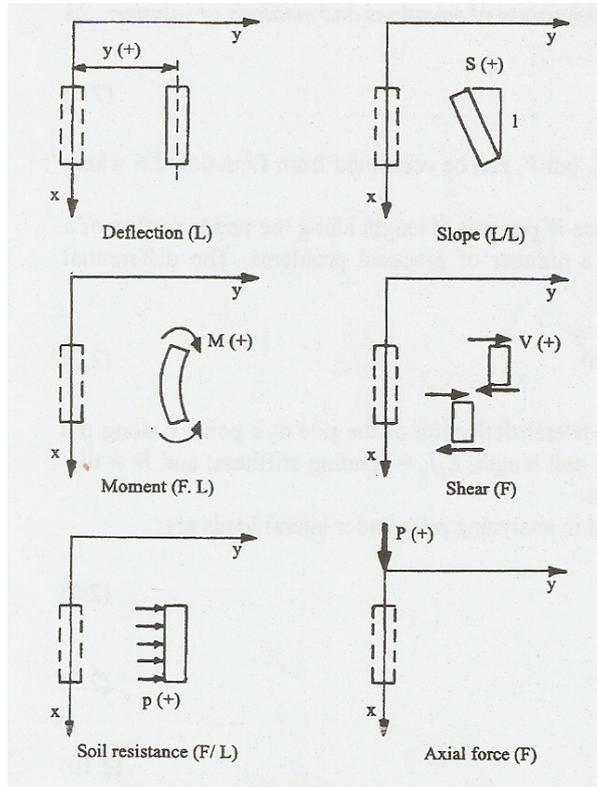


Figura A.3 Convenciones de signos de los diferentes tipos de cargas

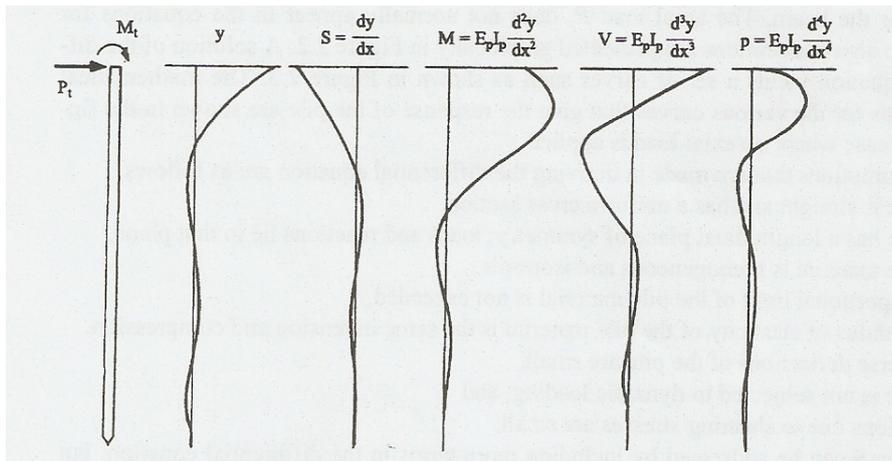


Figura A.4 Formas de los resultados obtenidos de una solución completa.



A.3 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL POR MÉTODOS NUMÉRICOS

La herramienta matemática para resolver la ecuación diferencial modelo del problema sin la introducción de muchas simplificaciones, son los métodos numéricos que a su vez implican el uso de un computador para la obtención de la solución mediante iteración de la ecuaciones.

Las bondades de la ecuación diferencial por Métodos Numéricos son las siguientes:

1. Se puede incluir efecto de la carga axial en deflexión y momento flector.
2. Se puede obtener carga de pandeo del pilote.
3. La rigidez a la flexión $E_p I_p$ del pilote puede variarse con la profundidad.
4. La reacción del suelo $E_p y$ puede variar con la deflexión del pilote y la profundidad.

Procedimiento de solución de Ecuación Diferencial en Métodos numéricos

El pilote en N elementos de longitud h como en la Figura A.5. La Ecuación A.7 se presenta en la forma diferencial:

$$\begin{aligned} Y_{m-2}R_{m-1} + Y_{m-1}(-2 R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2) \\ + Y_m (R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2P_x h^2 - E_p y_m h^4) \\ + Y_{m+1}(-2 R_m - 2R_{m+1} + P_x h^2) + Y_{m+2}R_{m+1} + W_m h^4 = 0 \end{aligned}$$

Donde $R_m = (E_p I_p)_m$ (A.11)

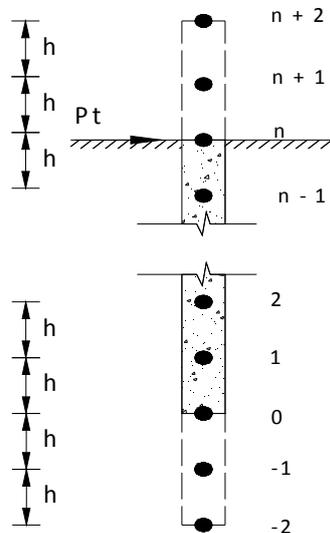


Figura A.5 División del pilote en incrementos

Si el pilote se divide en n incrementos, por tanto se tendrán $n+1$ puntos o nodos, cada uno con una ecuación de la forma de la ecuación A.11. Sin embargo, para que las $n+1$ ecuaciones puedan existir, es necesario la colocación de 2 puntos imaginarios en la cabeza (y_{n+1} , y_{n+2}) y dos puntos imaginarios en la punta del pilote (y_{-2} , y_{-1}).

Esto implica la existencia de $n+5$ incógnitas y apenas $n+1$ ecuaciones. El sistema se hace homogéneo incorporando 2 ecuaciones en la cabeza y 2 ecuaciones en la punta, representan las condiciones de frontera del problema. Esto quiere decir que se tienen $n+5$ ecuaciones y $n+5$ incógnitas y por tanto el problema puede resolverse.

Condiciones de Frontera en la Punta del Pilote ($x = L$)

En la punta del pilote, se considera que el momento flector es cero, lo cual no produce error excepto para pilotes cortos y rígidos que transfieren su carga a la



punta. Ese caso no se considera. La otra condición de frontera se trata del cortante. En pilotes cortos, se desarrolla cortante en la punta.

Las ecuaciones son las siguientes:

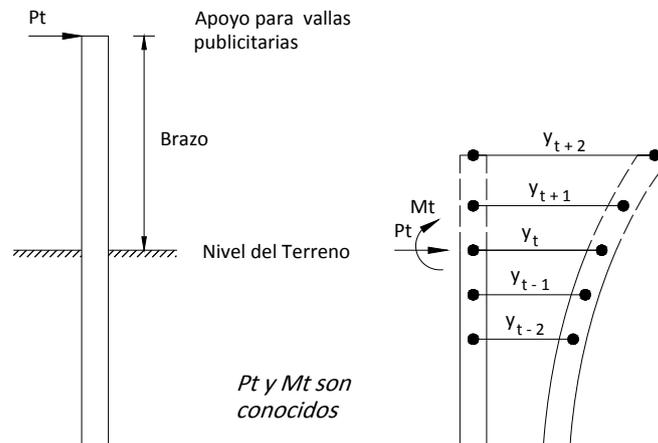
$$\text{Condiciones de punta pilote} \left\{ \begin{array}{l} y - 2y_0 + y_1 = 0 \\ \frac{(E_p I_p)_0}{2h^3} (y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_1 - y_2) + \frac{Px}{2h} (y_{-1} - y_1) = V_0 \end{array} \right.$$

V_0 se debe asumir de antemano como una función de y_0 .

Condiciones de Frontera en la Cabeza del Pilote ($x = 0$)

En la cabeza del pilote, dependiendo la estructura que soporte y las cargas a las que será sometido, puede presentar restricciones de desplazamiento o rotación. A continuación se presentan 4 casos que pueden darse en la práctica, pero no son los únicos

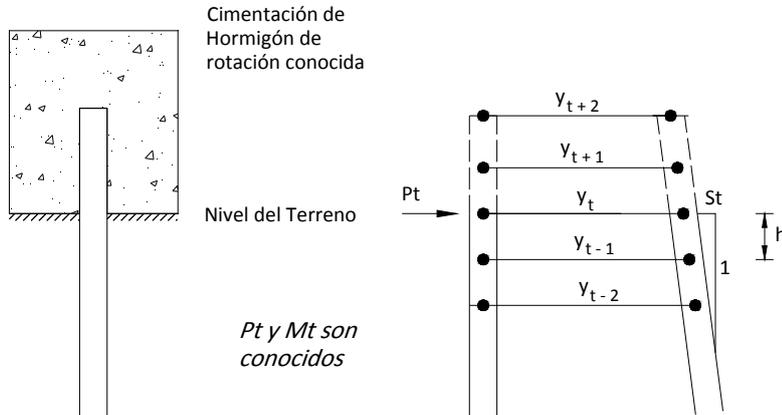
Caso 1: Momento y Cortante en la cabeza



$$\text{Condiciones en la cabeza} \left\{ \begin{array}{l} \frac{Rt}{2h^3} (y_{t-2} - 2y_{t-1} + 2y_{t+1} - y_{t+2}) + \frac{Px}{2h} (y_{t-1} - y_{t+1}) = Pt \\ \frac{Rt}{h^2} (y_{t-1} - 2y_t + y_{t+1}) = Mt \end{array} \right.$$



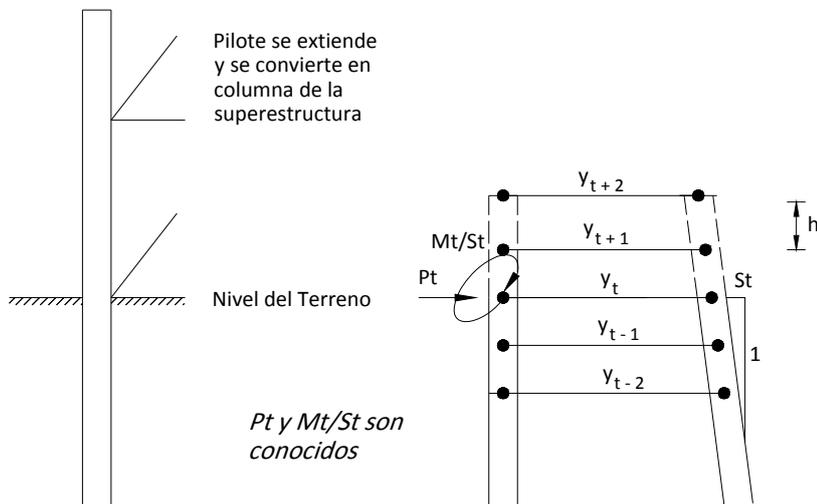
Caso 2: Rotación y Cortante en la cabeza del pilote



Condiciones en la cabeza

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Rt}{2h^3} (y_{t-2} - 2y_{t-1} + 2y_{t+1} - y_{t+2}) + \frac{Px}{2h} (y_{t-1} - y_{t+1}) = P_t \\ \frac{y_{t-1} - y_{t+1}}{2h} = S_t \end{array} \right.$$

Caso 3: Cortante y Restricción en la cabeza del pilote

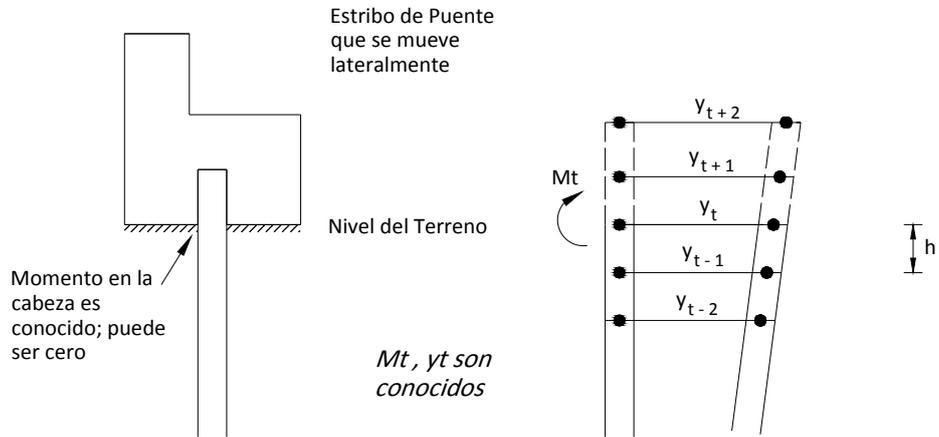


Condiciones en la cabeza

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Rt}{2h^3} (y_{t-2} - 2y_{t-1} + 2y_{t+1} - y_{t+2}) + \frac{Px}{2h} (y_{t-1} - y_{t+1}) = P_t \\ \frac{\frac{Rt}{y^2} (y_{t-1} - 2y_t + y_{t+1})}{\frac{y_{t-1} - y_{t+1}}{2h}} = \frac{M_t}{S_t} \end{array} \right.$$



Caso 4: Momento y deflexión en la cabeza del pilote



Condiciones en la cabeza

$$\left\{ \begin{array}{l} y_t = y_T \\ \frac{R_t}{h^2} (y_{t-1} - 2y_t + y_{t+1}) = M_t \end{array} \right.$$



ANEXO B

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS Y OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

**B.1. ESTRATIGRAFÍAS Y RESUMEN DE RESULTADOS DE
CAMPO Y LABORATORIO**

B.2. HISTORIAS DE ESFUERZOS DEL SITIO

B.3. PERFILES GEOTÉCNICOS IDEALIZADOS

B.1.1 ESTRATIGRAFIA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO



PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez
LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro
COTA DEL TERRENO: N/A
PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.40m
PERFORACIÓN No.: B4
HOJA No.: 1/ 3

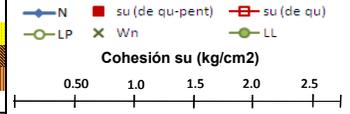
NOMENCLATURA

Wn Humedad Natural **qu** Compresión Simple
LL Límite Líquido **ε** Deformación Unitaria
IP Índice Plástico **qu-pent** Penetrómetro de Mano
g Densidad Húmeda **S-3** Tubo Shelby
N Golpes/30cm - Ensayo SPT **CP** Cuchara Partida

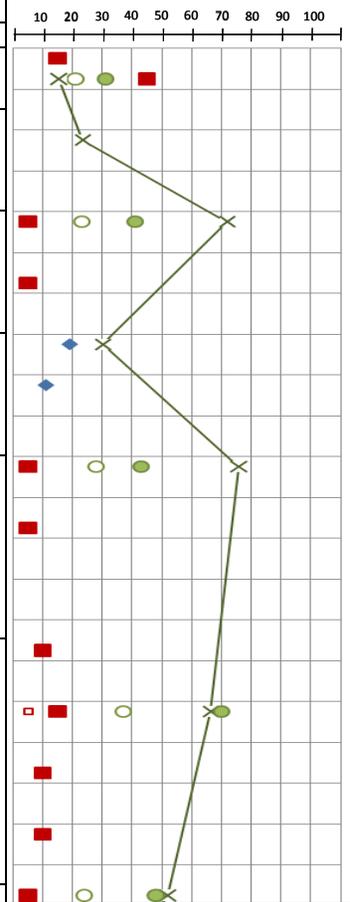
SIMBOLOGÍA

ARENA 
 ARCILLA 
 LIMO 

GRÁFICA



Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm)



PROF. m	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm²	qu kg/cm²	e%	g kg/m³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA				
														No.	TIPO			
1.0		Arcilla limosa, color café - consistencia media hasta 1.0m - arenosa y de consistencia dura a partir de 1.0m	CL		0.75				15.38	31	10	100.0	63.3	1	S-3			
2.0					2.25											2	S-3	
3.0		Arena gruesa, compacidad muy suelta, color gris	SM	4 8 3					23.44			100.0	6.5	3	CP			
4.0															4	CP		
5.0																	5	CP
6.0		Arcilla de consistencia blanda, color gris verdoso, presencia de conchilla	CL		<0.25	0.23	3.2	1680	71.87	41	18			6	S-3			
7.0					<0.25											7	S-3	
8.0		Arena, compacidad media - de grano grueso y gris hasta 8.5m - de grano fino, con capas de arcilla, gris verdosa a partir de 8.50m	SM	19 11					30.16			100.0	25.7	8	CP			
9.0																9	CP	
10.0																		
11.0		Limo arcilloso, consistencia muy blanda, color gris verdoso	ML		<0.25	0.24	3.50	1768	75.78	43	15			10	S-3			
12.0					0.25											11	S-3	
13.0																	12	S-3
14.0																		
15.0		Limo de consistencia blanda a media, color verde	MH		0.50									13	S-3			
16.0					0.75	0.26	3.50	1762	66.32	70	33					14	S-3	
17.0					0.50												15	S-3
18.0					0.50												16	S-3
19.0																		
20.0																		
21.0		Arcilla de consistencia blanda a media			0.25				51.94	48	24			17	S-3			

B.1.1 ESTRATIGRAFIA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

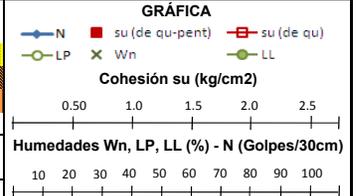
PROF. m		SIMBOLOGIA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA		Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm)	
															No.	TIPO		
22.0			- verde y de consistencia blanda hasta 22.0m	CL														
23.0			- gris verdosa y de consistencia blanda a partir de 22.0m			0.75										18	S-3	
24.0			Arena limosa, compacidad media, color blanco	SP	13					26.98			100.0	40.2	19	CP		
25.0			Arcilla, consistencia semidura a rígida - rígida y color verde hasta 26.0m		37										20	CP		
26.0															21	S-3		
27.0			- semidura y color amarillo verdoso entre 26.0 a 27.5m			1.75												
28.0			- rígida y color amarillo entre 27.5 a 29.0m	CL		4.50				54.39					22	S-3		
29.0																		
30.0			- magra, semidura y color amarillo verdoso a partir de 29.0m		22					56.89	50	24	100.0	97.0	23	CP		
31.0			- con pintas de oxidación a partir de 30.5m		30										24	CP		
32.0																		
33.0			Limo de consistencia rígida - amarillo hasta 33.5m y con pintas de oxidación hasta 35.0m		80										25	CP		
34.0			- amarillo verdoso entre 33.5 a 35.0m	MH	82										26	CP		
35.0																		
36.0			- café a partir de 35.0m		63					50.96	52	22	100.0	95.0	27	CP		
37.0																		
38.0			Arcilla limosa de alta plasticidad, consistencia rígida, color amarillo verdoso y pintas de oxidación hasta 42.50m		64										28	CP		
39.0					94										29	CP		
40.0				CH	100/20cm										30	CP		
41.0																		
42.0					50/3cm					48.90	55	27	100.0	96.0	31	CP		



PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez
LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro
COTA DEL TERRENO: N/A
PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.40m
PERFORACIÓN No.: B4
HOJA No.: 2/ 3

NOMENCLATURA
 Wn Humedad Natural qu Compresión Simple
 LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria
 IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano
 g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby
 N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida

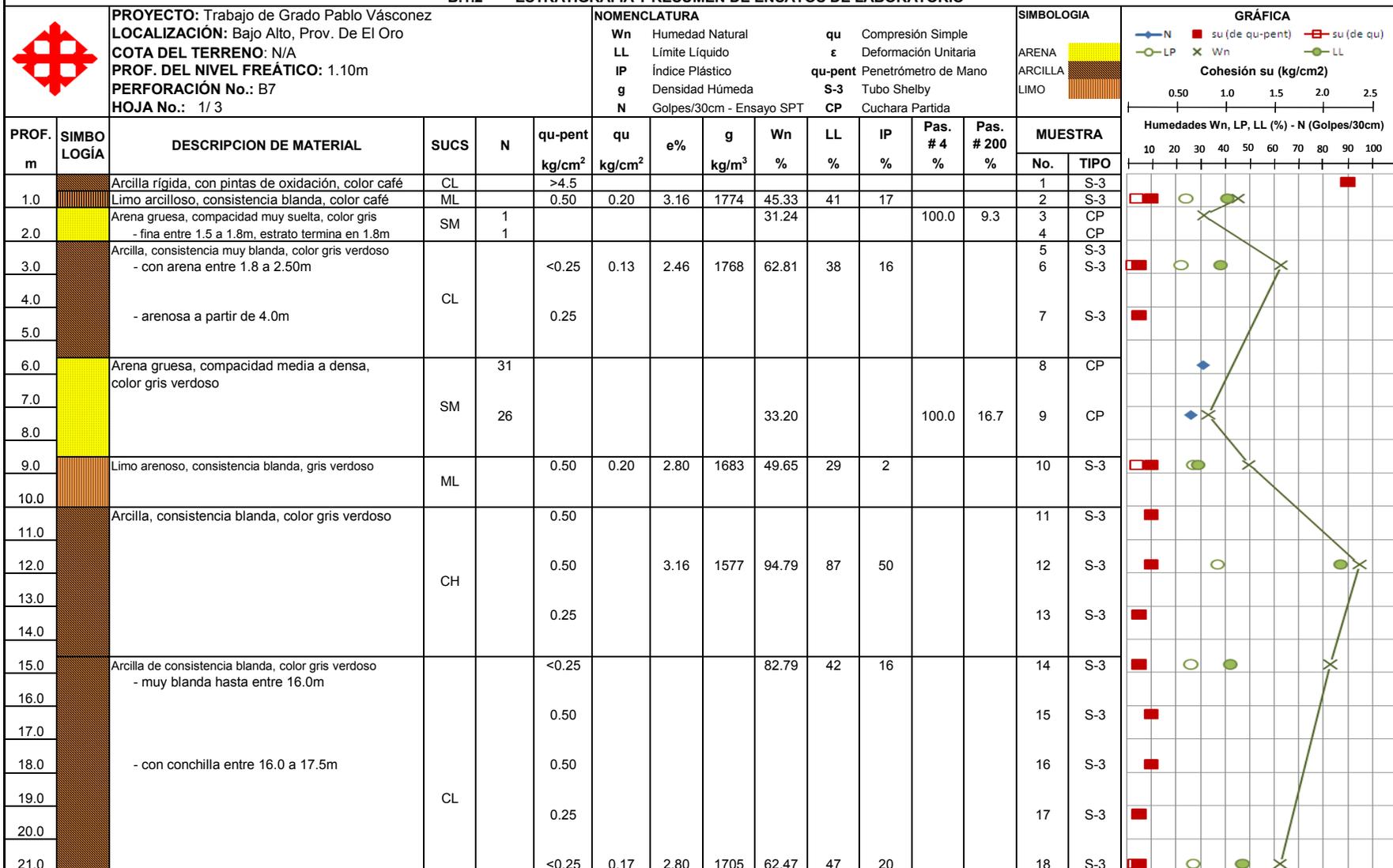
SIMBOLOGIA
 ARENA
 ARCILLA
 LIMO



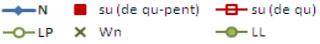
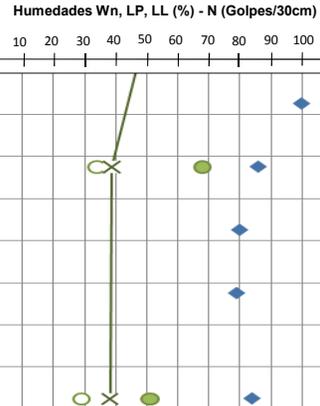
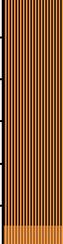
B.1.1 ESTRATIGRAFÍA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

		PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.40m PERFORACIÓN No.: B4 HOJA No.: 3/ 3				NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida						SIMBOLOGÍA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA — N ■ su (de qu-pent) ■ su (de qu) — LP × Wn ● LL Cohesión su (kg/cm2) 0.50 1.0 1.5 2.0 2.5		
		MUESTRA Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm) 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100														
PROF. m	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	No.	TIPO	
43.0		Arcilla limosa de plasticidad media, - amarilla con pintas de oxidación hasta 44.0m	CL	52/8cm										32	CP	
44.0		- color café verdoso entre 44.0 a 45.5m		50/3cm											33	CP
45.0				50/4cm											34	CP
46.0		- color amarillo verdoso con lentes de oxidación entre 45.0 a 47.0m														
47.0				90						36.23	45	20	100.0	52.0	35	CP
48.0		- arenosa y color café verdoso a partir de 47.0m														
49.0																
50.0				50/4cm										36	CP	

B.1.2 ESTRATIGRAFÍA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO



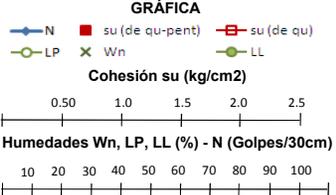
B.1.2 ESTRATIGRAFÍA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

		PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásquez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.10m PERFORACIÓN No.: B7 HOJA No.: 3/ 3				NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida								SIMBOLOGIA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA 		
		Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm) 																
PROF. m	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA				
														No.	TIPO			
43.0		- color amarillo con pintas de oxidación a partir de 42.5m	CH	50/2cm											32	CP		
44.0																		
45.0		Limo elástico, consistencia rígida - color amarillo verdoso hasta 49.5m - con pintas negras entre 44.0 a 45.5m	MH						38.78	68	34	100.0	97.0		33	CP		
46.0																		
47.0																		
48.0																		
49.0																		
50.0		- con arena y café amarillento entre 49.5 a 50.0m							38.25	51	22	100.0	74.2	36	CP			

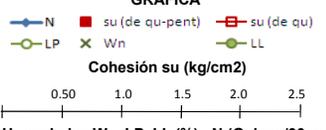
B.1.3 ESTRATIGRAFIA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

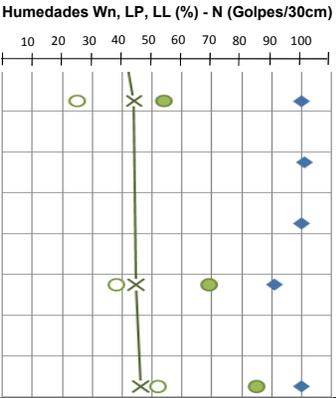
PROF. m		SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA												
															No.	TIPO											
					PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.50m PERFORACIÓN No.: B5 HOJA No.: 1/ 3				NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida					SIMBOLOGÍA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA  Cohesión su (kg/cm ²) 0.50 1.0 1.5 2.0 2.5											
		Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm) 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100																									
1.0			Arcilla limosa, consistencia firme a dura, color café	CL		2.25									1	S-3											
			Arcilla limosa, consistencia blanda, color café	CL		0.50									2	S-3											
						0.25	0.40	6.32	1751	63.52	44	17			3	S-3											
2.0			Arcilla muy blanda, color gris verdoso - color gris café entre 2.0 a 2.50m - limosa a partir de los 2.5m	CL		<0.25	0.16	5.62	1808	52.12	41	13			4	S-3											
																									5	S-3	
3.0																	<0.25									6	S-3
																	<0.25									7	S-3
4.0						0.25																					
5.0																											
6.0			Arena gruesa, compacidad media, color gris							26.38			100.0	16.2	8	CP											
7.0				SM											9	CP											
8.0																											
9.0			Limo, consistencia blanda, color verde - arenoso hasta 10.0m	ML		0.25				41.86	38	12			10	S-3											
10.0									0.25								11	S-3									
11.0									0.25																		
12.0									0.50									12	S-3								
13.0																											
14.0			Arcilla, consistencia blanda, color verde	CH		0.25									13	S-3											
15.0									0.25	0.40	2.80	1574	67.23	50	26		14	S-3									
16.0									0.25									15	S-3								
17.0									0.25									16	S-3								
18.0									0.25																		
19.0									0.50	0.50	7.00	1811	57.63	57	31		17	S-3									
20.0						0.50																					
21.0						0.50									18	S-3											

B.1.3 ESTRATIGRAFIA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROF. m	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA		GRÁFICA						
														No.	TIPO							
															PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.50m PERFORACIÓN No.: B5 HOJA No.: 2/ 3		NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida		SIMBOLOGÍA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA 	
22.0		Arcilla limosa, de consistencia dura a rígida - verde hasta 24.5m, dura hasta 23.5m - rígida entre 23.5 a 24.5m - café y dura entre 24.5 a 26.0m - rígida a partir de 26.0m, amarilla entre 26.0m a 27.5m - amarillo verdosa y con arena a partir de 27.5m	CL																			
23.0				19	S-3																	
24.0				20	S-3			>4.5														
25.0				21	S-3			3.50														
26.0				21a	S-3			4.50														
27.0																						
28.0				22	S-3			4.50	0.78	4.92	1976	32.25	44	22								
29.0		Limo arcilloso, consistencia rígida - verde hasta 32.0m - café verdoso entre 32.0 a 33.5m - amarillo verdoso entre 33.5 a 35.0m - café verdoso a partir de 35.0m	MH	48											23	CP						
30.0																						
31.0				48							45.30	74	34			24	CP					
32.0				50/8cm													25	CP				
33.0																						
34.0				60/8cm								40.53	62	24			26	CP				
35.0				50/10cm													27	CP				
36.0																						
37.0		Arcilla limosa, consistencia rígida - con pintas de oxidación hasta 39.5m, verde hasta 38.0m - café verdoso entre 38.0 a 39.50m - amarillo verdoso entre 39.5 a 41.0m - café amarillento entre 41.0 a 42.5m, con pintas de oxidación a partir de 41.0m	CH	60/12cm											28	CP						
38.0																						
39.0				50/9cm													29	CP				
40.0				50/7cm							36.70	55	24			30	CP					
41.0				50/6cm													31	CP				
42.0																						

B.1.3 ESTRATIGRAFÍA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

		PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 1.50m PERFORACIÓN No.: B5 HOJA No.: 3/ 3				NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida								SIMBOLOGÍA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA 	
		MUESTRA No. TIPO															
PROF. m	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA			
43.0		- amarillo verdoso entre 42.5 a 44.0m		50/10cm					43.96	54	29	100.0	92.0	32	CP		
44.0		- café verdoso a partir de 44.0m		101										33	CP		
45.0																	
46.0		Limo elástico, consistencia rígida - amarillo verdoso hasta 49.50m		50/7cm										34	CP		
47.0																	
48.0		MH			91					44.60	69	31	100.0	97.0	35	CP	
49.0																	
50.0			- verde oscuro entre 49.5 a 50.0m		50/8cm					46.23	85	33	100.0	95.0	36	CP	



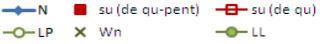
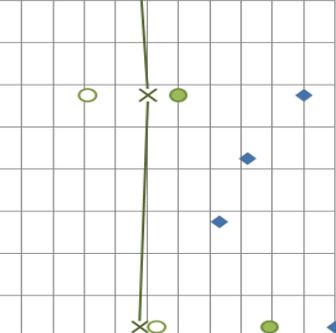
B.1.4 ESTRATIGRAFIA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROF. m	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA		GRÁFICA		
														No.	TIPO			
		PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 0.90m PERFORACIÓN No.: B8 HOJA No.: 1/ 3																
								NOMENCLATURA						SIMBOLOGIA		GRÁFICA		
								Wn Humedad Natural		qu Compresión Simple		ARENA		— N		■ su (de qu-pent) ■ su (de qu)		
								LL Límite Líquido		ε Deformación Unitaria		ARCILLA		— LP		x Wn		
								IP Índice Plástico		qu-pent Penetrómetro de Mano		LIMO		— LL		Cohesión su (kg/cm ²)		
								g Densidad Húmeda		S-3 Tubo Shelby						Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm)		
								N Golpes/30cm - Ensayo SPT		CP Cuchara Partida						10 20 30 40 50 60 70 80 90 100		
1.0		Limo semiduro café, con pintas de oxidación	MH		1.50	1.15	7.03	2005	42.21	53	18			1	S-3			
2.0		Arcilla de consistencia muy blanda - con materia orgánica hasta 1.5m, café verdoso hasta 1.0m	CL		<0.25				50.16	38	15			2	S-3			
3.0		- color café gris entre 1.0m a 1.5m			<0.25				64.55	38	16			3	S-3			
4.0		- gris verdosa entre 1.5m a 2.0m			<0.25									4	S-3			
5.0		- gris y con arena entre 2.0m a 2.5m - gris verdosa a partir de 2.5m - con algo de arena y conchilla a partir de 4.0m			<0.25									5	S-3			
6.0		Arena gruesa, compacidad media, color gris	SM	30										6	S-3			
7.0			SM	5										7	S-3			
8.0									45.58				98.5	25.0	8	CP		
9.0		Arcilla, consistencia muy blanda a blanda	CL											9	CP			
10.0		- gris verdosa hasta 13.0m, muy blanda hasta 11.0m, con lentes de arena hasta 10.0m													10	S-3		
11.0					<0.25										11	S-3		
12.0		- consistencia blanda entre 11.5m a 18.5m			0.50										12	S-3		
13.0		- verde a partir de 13.0m			0.50	0.58	4.92	1711	82.68	50	23				13	S-3		
14.0		- con algo de conchilla entre 14.5m a 16.0m			0.25										14	S-3		
15.0		- con algo de conchilla entre 14.5m a 16.0m			0.25										15	S-3		
16.0		- con arena a partir entre 16.0m a 17.5m			0.50										16	S-3		
17.0					0.50										17	S-3		
18.0				0.50										18	S-3			
19.0				0.25	0.23	7.70	1783	68.58	47	22				17	S-3			
20.0		- muy blanda y con arena a partir de 19.0m												16	S-3			
21.0		Arcilla, consistencia semidura a rígida			1.25									18	S-3			

B.1.4 ESTRATIGRAFIA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROF. m	SIMBOL OGIA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA		GRÁFICA	
														No.	TIPO		
		PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 0.90m PERFORACIÓN No.: B8 HOJA No.: 2/ 3			NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida								SIMBOLOGIA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA — N  ■ su (de qu-pent) ■ su (de qu) — LP  × Wn — LL  Cohesión su (kg/cm ²) Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm)		
22.0		- verde hasta 23.5m, semidura hasta 22.0m															
23.0		- consistencia dura, entre 22.0 a 26.0m			3.00										19	S-3	
24.0		- color café amarillento entre 23.50 a 26.0m			3.75	2.65	3.16	2158	25.86	64	30				20	S-3	
25.0			CL		3.50				30.70	62	35				21	S-3	
26.0					<0,25										21a	S-3	
27.0		- verde y de consistencia blanda entre 26.0 a 27.50m															
28.0		- amarilla verdosa entre 27.50 a 41.0m, consistencia semidura entre 27.50 a 29.0m			4.50	1.13	5.62	1716	43.50	63	32				22	S-3	
29.0																	
30.0		- consistencia rígida a partir de 29.0m		50/10cm											23	CP	
31.0				48											24	CP	
32.0																	
33.0				89					44.93	63	31				25	CP	
34.0		- con pintas de oxidación entre 33.5 a 35.0m		98											26	CP	
35.0																	
36.0		- con pintas grises entre 35.0 a 36.5m		60/12cm					31.85	79	51				27	CP	
37.0																	
38.0		- con pintas de oxidación a partir de 36.5m		70/10cm											28	CP	
39.0																	
40.0																	
41.0																	
42.0		Limo elástico de consistencia rígida - amarillo verdoso hasta 45.50m		70/9cm					47.58	65	26				31	CP	

B.1.4 ESTRATIGRAFÍA Y RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

		PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásquez LOCALIZACIÓN: Bajo Alto, Prov. De El Oro COTA DEL TERRENO: N/A PROF. DEL NIVEL FREÁTICO: 0.90m PERFORACIÓN No.: B8 HOJA No.: 3/ 3				NOMENCLATURA Wn Humedad Natural qu Compresión Simple LL Límite Líquido ε Deformación Unitaria IP Índice Plástico qu-pent Penetrómetro de Mano g Densidad Húmeda S-3 Tubo Shelby N Golpes/30cm - Ensayo SPT CP Cuchara Partida								SIMBOLOGIA ARENA  ARCILLA  LIMO 		GRÁFICA  Cohesión su (kg/cm2) 0.50 1.0 1.5 2.0 2.5		
		PROF. m	SIMBOL OGIA	DESCRIPCION DE MATERIAL	SUCS	N	qu-pent kg/cm ²	qu kg/cm ²	e%	g kg/m ³	Wn %	LL %	IP %	Pas. # 4 %	Pas. # 200 %	MUESTRA No. TIPO		Humedades Wn, LP, LL (%) - N (Golpes/30cm) 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
43.0		- con pintas de oxidación entre 42.5m a 44.0m	MN	111										32	CP			
44.0				100					50.22	60	29			33	CP			
45.0				- verde entre 45.5 a 47.0m	82										34		CP	
46.0				- verde entre 45.5 a 47.0m														
47.0				- arenoso y café verdoso entre 47.0m a 49.5m														
48.0				- arenoso y café verdoso entre 47.0m a 49.5m		73											35	CP
49.0																		
50.0		- verde entre 49.5 a 50.0m		110					47.58	89	36			36	CP			



ANEXO B.2 HISTORIA DE ESFUERZOS DEL SITIO

B.2.1 CRITERIOS RELACIONADOS CON LA HISTORIA DE ESFUERZOS

La elaboración de la historia de esfuerzos es un gráfico de las resistencias al corte medidas del suelo cohesivo, el esfuerzo efectivo y la resistencia al corte idealizada del caso de suelo cohesivo normalmente consolidado, que se representan con respecto a la profundidad de un perfil estratigráfico.

En el presente trabajo, las resistencias al corte medidas se han obtenido a partir de ensayos de penetrómetro de mano y de compresión simple. El esfuerzo efectivo se calcula en base a los pesos unitarios totales de los diferentes estratos y la localización del nivel freático.

Por otra parte, la resistencia al corte idealizada para suelo cohesivo, se obtiene en base a una relación de Skempton, quien afirma que en un arcilla normalmente consolidada:

$$s_{uNC} = (0.11 + 0.0037 IP)\sigma'_{vo}$$

La obtención del parámetro s_{uNC} (resistencia no drenada al corte de una arcilla normalmente consolidada) a diferentes profundidades, permite graficar una línea de resistencia al corte vs. profundidad, para el caso normalmente consolidado (s_{uNC} vs. profundidad).

La comparación de la recta s_{uNC} vs. profundidad con las resistencias del corte medidas por las pruebas de campo y laboratorio, permiten establecer el grado de consolidación de los estratos cohesivos. Los estratos en que la resistencia al corte medida es significativamente mayor que el valor s_{uNC} , son estratos son sobreconsolidados. Caso contrario se trata de estratos normalmente consolidados y su resistencia se puede estimar de mejor manera con la fórmula de Skempton.



Para el cálculo de la historia de esfuerzos de las perforaciones, se presenta una tabla que contienen los resultados de los ensayos de penetrómetro de mano (q_u -*penet*), compresión simple (q_u) y ensayo de penetración estándar (N-SPT). En base a ellos se calculan, los parámetros s_u , resistencia al corte no drenado de los suelos cohesivos; y ϕ , ángulo de fricción de los suelos no cohesivos.

Las fórmulas de cálculo son las siguientes:

$$s_u = \frac{q_u}{2} \quad \text{ó} \quad s_u = \frac{q_u - \text{pent}}{2}$$

$$\phi = 27.1 + 0.3 (N_1)_{60} - 0.00054 (N_1)_{60}^2$$

Tabla B.1 s_u a partir de $(N_1)_{60}$ (Ref.7)

$(N_1)_{60}$	s_u (T/m ²)
0 - 2	0 - 1
3 - 5	1 - 2.5
6 - 9	2.5 - 5
10 - 15	5 - 10
15 - 30	10 - 20
>30	>20

Los resultados de los parámetros se presentan en las siguientes secciones.



B.2.2. HISTORIA DE ESFUERZOS DE LA PERFORACIÓN B4

Parámetros de la resistencia de las muestras de arcilla y arena a partir de ensayos de campo y laboratorio

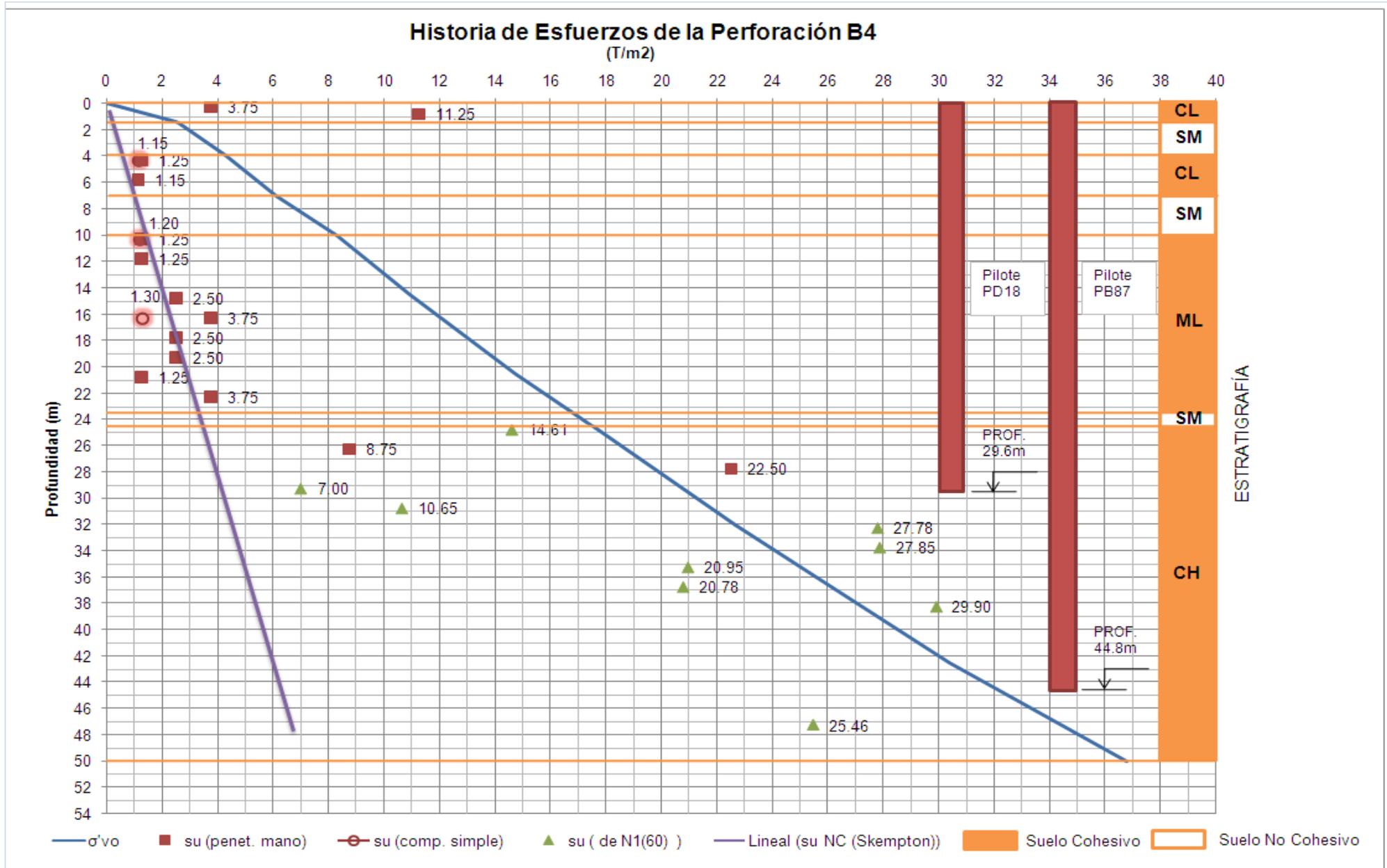
ESTRATO	Profundidad de la muestra (m)	qu-penet (kg/cm ²)	qu (kg/cm ²)	N (SPT)	σ'vo (T/m ²)	CR	N60	CN	(N1)60	su de qu-penet (T/m ²)	su de qu (T/m ²)	su de N1(60) (T/m ²)	φ(°)
1	0.25	0.75			0.45	0.75				3.75			
1	0.75	2.25			1.35	0.75				11.25			
2	1.75			4	2.80	0.75	2.4	1.89	4				28.4
2	2.25			8	3.20	0.85	5.4	1.77	9				29.9
2	2.75			3	3.60	0.85	2.0	1.67	3				28.1
3	4.25	0.25	0.23		4.47	0.95				1.25	1.15		
3	5.75	0.23			5.49	0.95				1.15			
4	7.25			19	6.25	0.95	14.2	1.26	18				32.3
4	8.75			11	7.15	1	8.7	1.18	10				30.1
5	10.25	0.25	0.24		8.51	1				1.25	1.20		
5	11.75	0.25			9.62	1				1.25			
6	14.75	0.50			11.08	1				2.50			
6	16.25	0.75	0.26		11.95	1				3.75	1.30		
6	17.75	0.50			12.82	1				2.50			
6	19.25	0.50			13.69	1				2.50			
7	20.75	0.25			14.87	1				1.25			
7	22.25	0.75			15.81	1				3.75			
8	23.75			13	16.99	1	10.2	0.77	8				29.4
9	24.75			37	17.69	1	29.1	0.75	22			14.61	
9	26.25	1.75			18.74	1				8.75			
9	27.75	4.50			19.79	1				22.50			
9	29.25			22	20.84	1	17.3	0.69	12			7.00	
9	30.75			30	21.89	1	23.6	0.68	16			10.65	
10	32.25			80	22.86	1	63.0	0.66	42			27.78	
10	33.75			82	23.89	1	64.6	0.65	42			27.85	
10	35.25			63	24.93	1	49.6	0.63	31			20.95	
11	36.75			64	26.15	1	50.4	0.62	31			20.78	
11	38.25			94	27.25	1	74.0	0.61	45			29.90	
11	39.75			>100	28.34	1							
11	41.25			>100	29.44	1							
12	42.75			>100	30.62	1							
12	44.25			>100	31.90	1							
12	45.75			>100	33.17	1							
12	47.25			90	34.45	1	70.9	0.54	38			25.46	
12	49.75			>100	36.57	1							

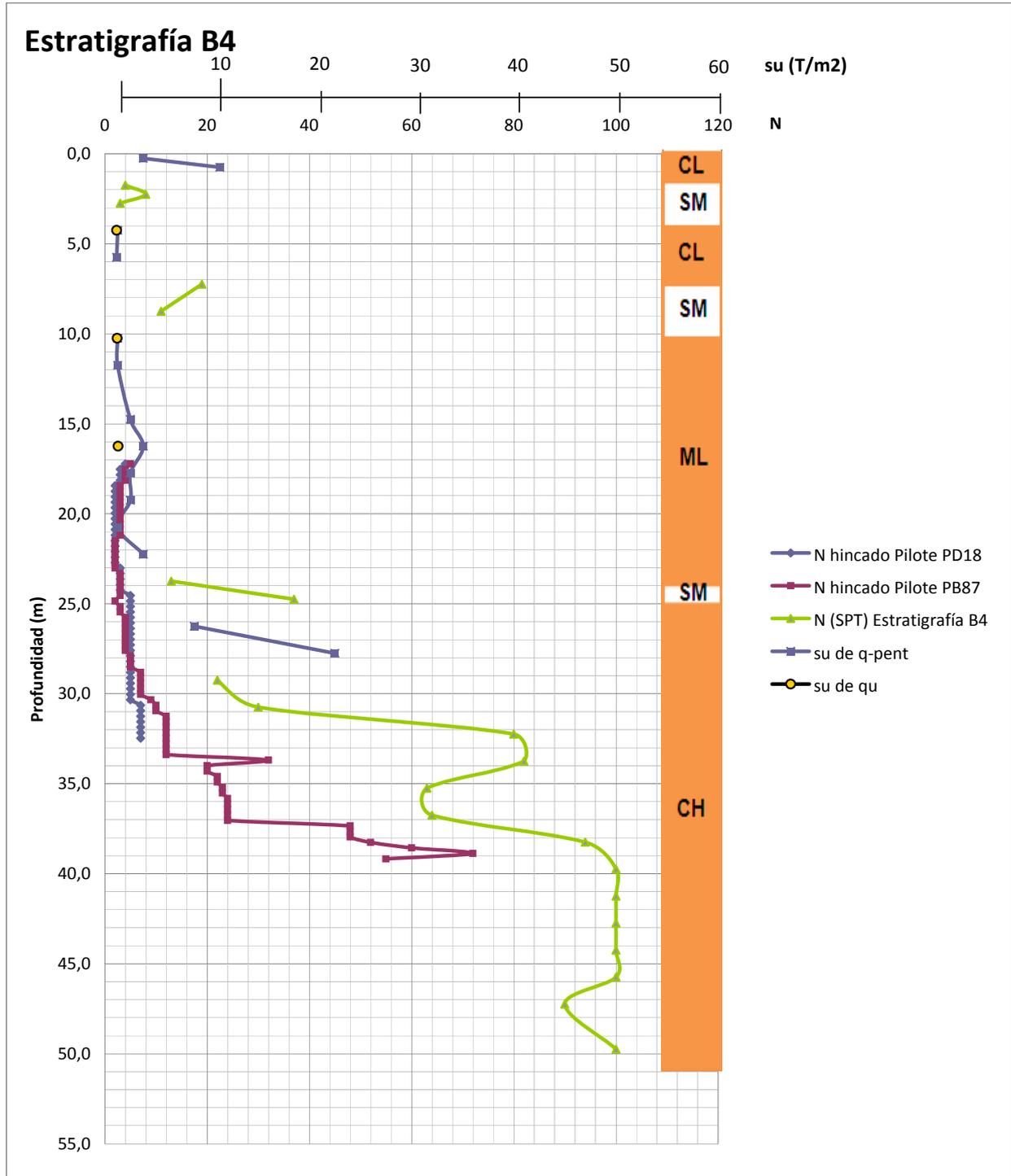
Los coeficientes de corrección por el procedimiento del ensayo SPT son los siguientes:

- CR** Coeficiente por longitud de varilla, la cual se consideró 2 metros más que la profundidad de la muestra. El valor de CR varía con la profundidad.
- CS=** 1 El muestreador no es de ningún tipo especial
- CE=** 0.75 Martillo Tipo Dona (Donut Hammer 1), se tomó promedio entre 0.5 - 1.0 para valor CE
- CB=** 1.05 Ancho del hueco de barreno utilizado fue de 150 mm

CN es el coeficiente de corrección por sobrepresión de fórmula:

$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_{vo} (T / m^2)}}$$







B.2.3. HISTORIA DE ESFUERZOS DE LA PERFORACIÓN B7

Parámetros de la resistencia de las muestras de arcilla y arena a partir de ensayos de campo y laboratorio

ESTRATO	Profundidad de la muestra (m)	qu-penet (kg/cm ²)	qu (kg/cm ²)	N (SPT)	σ'_{vo} (T/m ²)	C _R	N ₆₀	C _N	(N ₁) ₆₀	s _u de qu-penet (T/m ²)	s _u de qu (T/m ²)	s _u de N1(60) (T/m ²)	φ(°)
1	0.25	4.50			0.44	0.75				22.50			
2	0.75	0.50	0.20		1.33	0.75				2.50	1.00		
3	1.25			1	2.17	0.75	0.6	2.15	1				27.5
3	1.75			1	2.32	0.75	0.6	2.08	1				27.5
4	2.75	0.25	0.13		2.97	0.85				1.25	0.65		
4	4.25	0.25			3.94	0.85				1.25			
5	5.75			31	4.97	0.95	23.2	1.42	33				36.4
5	7.25			28	6.24	0.95	20.9	1.27	27				34.7
6	8.75	0.50			7.49	1				2.50			
7	10.25	0.50	0.20		8.54	1				2.50	1.00		
7	11.75	0.50	0.42		9.31	1				2.50	2.10		
7	13.25	0.25			10.07	1				1.25			
8	14.75	0.25			10.86	1				1.25			
8	16.25	0.50			11.76	1				2.50			
8	17.75	0.50			12.66	1				2.50			
8	19.25	0.25			13.56	1				1.25			
8	20.75	0.25	0.17		14.46	1				1.25	0.85		
8	22.25	0.50			15.36	1				2.50			
8	23.75	0.50			16.26	1				2.50			
9	24.75			24	16.88	1	18.9	0.77	15				31.3
10	26.25	1.75			17.94	1				8.75			
10	27.75	1.00	1.58		19.11	1				5.00	7.90		
10	29.25	2.00	0.76		20.28	1				10.00	3.80		
10	30.75	2.00			21.45	1				10.00			
10	32.25	3.75			22.62	1				18.75			
11	33.75			65	23.77	1	51.2	0.65	33			22.13	
11	35.25			38	24.84	1	29.9	0.63	19			12.66	
11	36.75			59	25.90	1	46.5	0.62	29			19.25	
11	38.25			78	26.97	1	61.4	0.61	37			24.94	
11	39.75			83	28.03	1	65.4	0.60	39			26.03	
12	41.25			>100	29.12	1							
12	42.75			>100	30.23	1							
13	44.25			86	31.36	1	67.7	0.56	38			25.49	
13	45.75			80	32.61	1	63.0	0.55	35			23.26	
13	47.25			79	33.85	1	62.2	0.54	34			22.54	
13	49.75			84	35.93	1	66.2	0.53	35			23.27	

Los coeficientes de corrección por el procedimiento del ensayo SPT son los siguientes:

- C_R Coeficiente por longitud de varilla, la cual se consideró 2 metros más que la profundidad de la muestra. El valor de C_R varía con la profundidad.
- C_S= 1 El muestreador no es de ningún tipo especial
- C_E= 0.75 Martillo Tipo Dona (Donut Hammer 1), se tomó promedio entre 0.5 - 1.0 para valor C_E
- C_B= 1.05 Ancho del hueco de barreno utilizado fue de 150 mm

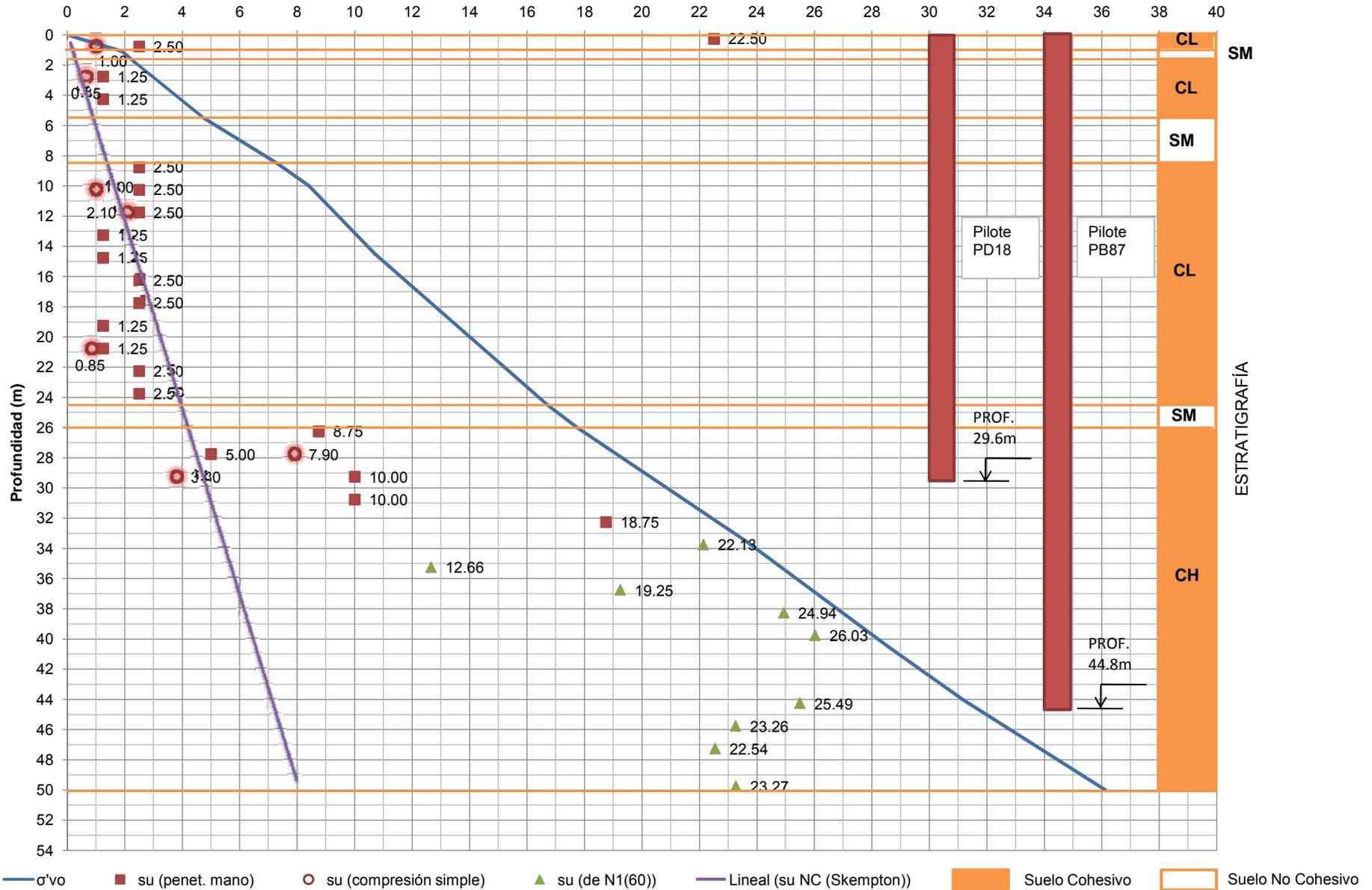
C_N es el coeficiente de corrección por sobrepresión de fórmula:

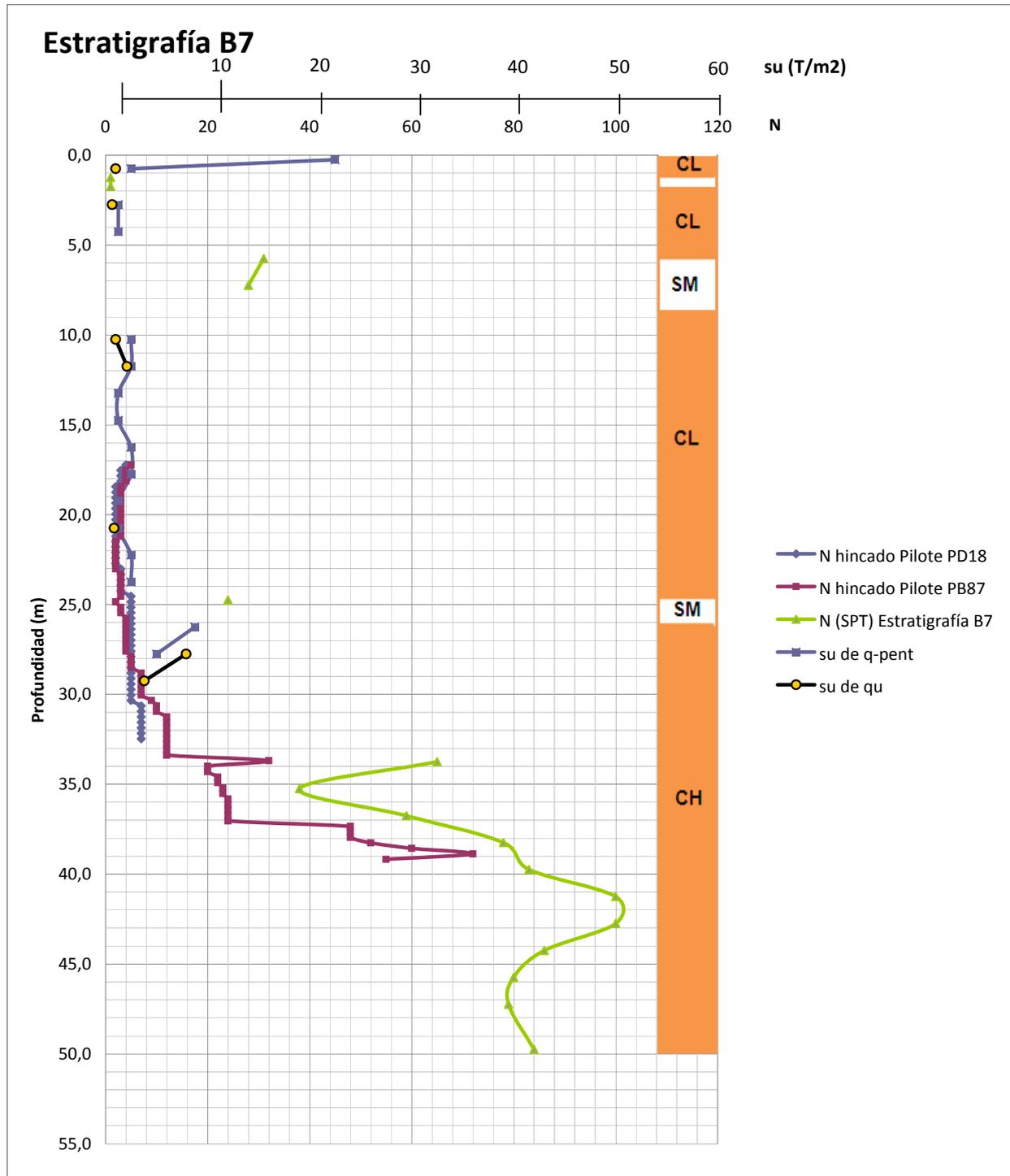
$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_{vo} (T/m^2)}}$$



Historia de Esfuerzos de la Perforación B7

(T/m²)







B.2.4. HISTORIA DE ESFUERZOS DE LA PERFORACIÓN B5

Parámetros de la resistencia de las muestras de arcilla y arena a partir de ensayos de campo y laboratorio

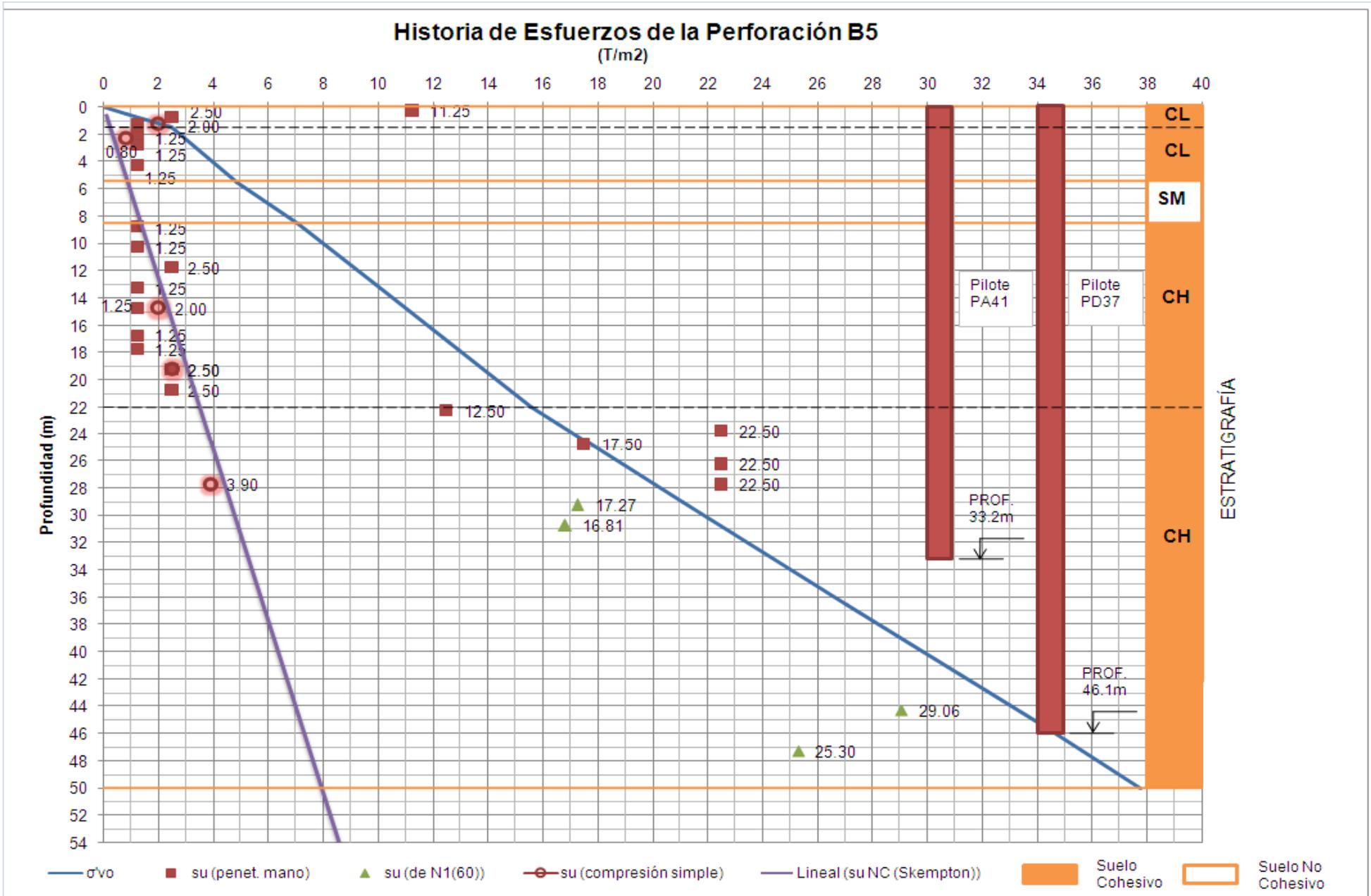
ESTRATO	Profundidad de la muestra (m)	qu-penet (kg/cm ²)	q _u (kg/cm ²)	N (SPT)	σ'vo (T/m ²)	C _R	N ₆₀	C _N	(N ₁) ₆₀	s _u de qu-penet (T/m ²)	s _u de qu (T/m ²)	s _u de N1(60) (T/m ²)	φ(°)
1	0.25	2.25			0.41	0.75				11.25			
2	0.75	0.50			1.24	0.75				2.50			
2	1.25	0.25	0.4		2.06	0.75				1.25	2.00		
3	1.75	0.25			2.63	0.75				1.25			
3	2.25	0.25	0.16		2.93	0.85				1.25	0.80		
3	2.75	0.25			3.23	0.85				1.25			
3	4.25	0.25			4.13	0.85				1.25			
4	5.75			10	5.06	0.95	7.5	1.41	11				30.2
4	7.25			11	6.15	0.95	8.2	1.27	10				30.2
5	8.75	0.25			7.22	1				1.25			
6	10.25	0.25			8.17	1				1.25			
6	11.75	0.50			9.11	1				2.50			
6	13.25	0.25			10.06	1				1.25			
6	14.75	0.25	0.4		11.00	1				1.25	2.00		
6	16.75	0.25			12.26	1				1.25			
6	17.75	0.25			12.89	1				1.25			
6	19.25	0.50	0.5		13.84	1				2.50	2.50		
6	20.75	0.50			14.78	1				2.50			
7	22.25	2.50			15.77	1				12.50			
7	23.75	4.50			16.95	1				22.50			
7	24.75	3.50			17.74	1				17.50			
7	26.25	4.50			18.93	1				22.50			
7	27.75	4.50	0.78		20.11	1				22.50	3.90		
8	29.25			48	21.30	1	37.8	0.69	26			17.27	
8	30.75			48	22.48	1	37.8	0.67	25			16.81	
8	32.25			>100	23.67	1							
8	33.75			>100	24.85	1							
8	35.25			>100	26.04	1							
9	36.75			>100	27.23	1							
9	38.25			>100	28.44	1							
9	39.75			>100	29.66	1							
9	41.25			>100	30.87	1							
9	42.75			>100	32.09	1							
9	44.25			101	33.30	1	79.5	0.55	44			29.06	
10	45.75			>100	34.51	1							
10	47.25			91	35.66	1	71.7	0.53	38			25.30	
10	49.75			>100	37.59	1							

Los coeficientes de corrección por el procedimiento del ensayo SPT son los siguientes:

- C_R = Coeficiente por longitud de varilla, la cual se consideró 2 metros más que la profundidad de la muestra. El valor de C_R varía con la profundidad.
- C_s = 1 El muestreador no es de ningún tipo especial
- C_E = 0.75 Martillo Tipo Dona (Donut Hammer 1), se tomó promedio entre 0.5 - 1.0 para valor C_E
- C_B = 1.05 Ancho del hueco de barreno utilizado fue de 150 mm

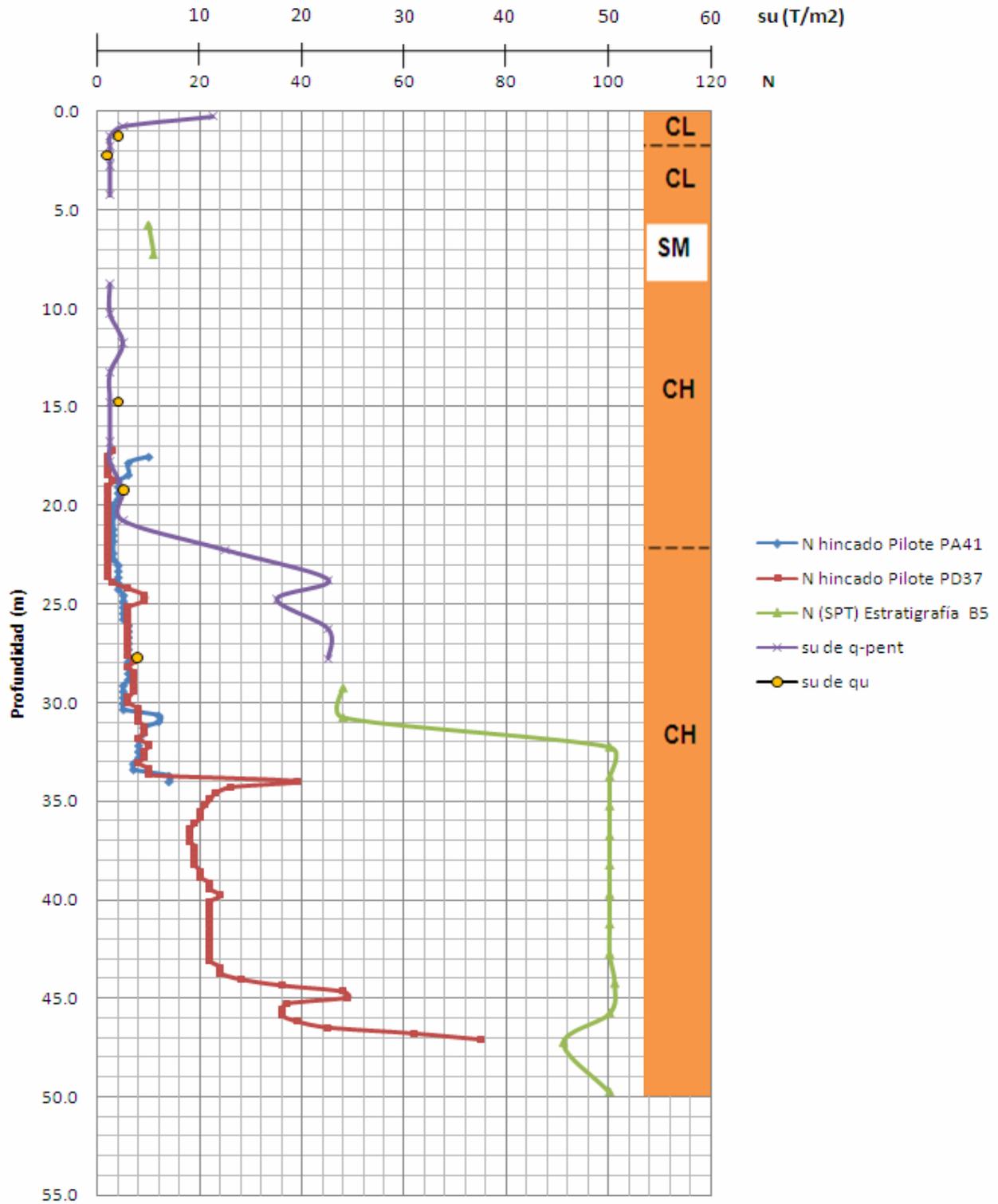
C_N es el coeficiente de corrección por sobrepresión de fórmula:

$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_{vo} (T / m^2)}}$$





Estratigrafía B5





B.2.5. HISTORIA DE ESFUERZOS DE LA PERFORACIÓN B8

Parámetros de la resistencia de las muestras de arcilla y arena a partir de ensayos de campo y laboratorio

ESTRATO	Profundidad de la muestra (m)	qu-penet (kg/cm ²)	q _u (kg/cm ²)	N (SPT)	σ'vo (T/m ²)	C _R	N ₆₀	C _N	(N ₁) ₆₀	s _u de qu-penet (T/m ²)	s _u de qu (T/m ²)	s _u de N1(60) (T/m ²)	φ(°)
1	0.25	1.50	1.15		0.45	0.75				7.50	5.75		
2	0.75	0.25			1.32	0.75				1.25			
2	1.25	0.25			1.80	0.75				1.25			
2	1.75	0.25			2.14	0.75				1.25			
2	2.25	0.25			2.47	0.75				1.25			
2	2.75	0.25			2.81	0.85				1.25			
2	4.25	0.25			3.81	0.85				1.25			
3	5.75			30	4.84	0.95	22.4	1.44	32				36.2
3	7.25			5	5.98	1	3.9	1.29	5				28.6
4	10.25	0.25			7.96	1				1.25			
4	11.75	0.50			8.85	1				2.50			
4	13.25	0.50	0.58		9.73	1				2.50	2.90		
4	14.75	0.25			10.62	1				1.25			
4	16.25	0.50			11.50	1				2.50			
4	17.75	0.50			12.39	1				2.50			
4	19.25	0.25	0.23		13.27	1				1.25	1.15		
5	20.75	1.25			14.21	1				6.25			
5	22.25	3.00			15.41	1				15.00			
5	23.75	3.75	2.65		16.61	1				18.75	13.25		
5	24.75	3.50			17.41	1				17.50			
5	26.25	0.25			18.61	1				1.25			
5	27.75	4.50	1.13		19.81	1				22.50	5.65		
5	29.25			>100	21.01	1							
5	30.75			48	22.21	1	37.8	0.67	25			16.91	
5	32.25			89	23.41	1	70.1	0.65	46			30.54	
5	33.75			98	24.61	1	77.2	0.64	49			32.80	
5	35.25			>100	25.81	1							
5	36.75			>100	27.01	1							
5	38.25			>100	28.21	1							
5	39.75			>100	29.41	1							
6	41.25			>100	30.60	1							
6	42.75			111	31.72	1	87.4	0.56	49			32.72	
6	44.25			100	32.85	1	78.8	0.55	43			28.97	
6	45.75			82	33.97	1	64.6	0.54	35			23.36	
6	47.25			73	35.10	1	57.5	0.53	31			20.46	
6	49.75			110	36.97	1	86.6	0.52	45			30.03	

Los coeficientes de corrección por el procedimiento del ensayo SPT son los siguientes:

- C_R Coeficiente por longitud de varilla, la cual se consideró 2 metros más que la profundidad de la muestra. El valor de C_R varía con la profundidad.
- C_S= 1 El muestreador no es de ningún tipo especial
- C_E= 0.75 Martillo Tipo Dona (Donut Hammer 1), se tomó promedio entre 0.5 - 1.0 para valor C_E
- C_B= 1.05 Ancho del hueco de barreno utilizado fue de 150 mm

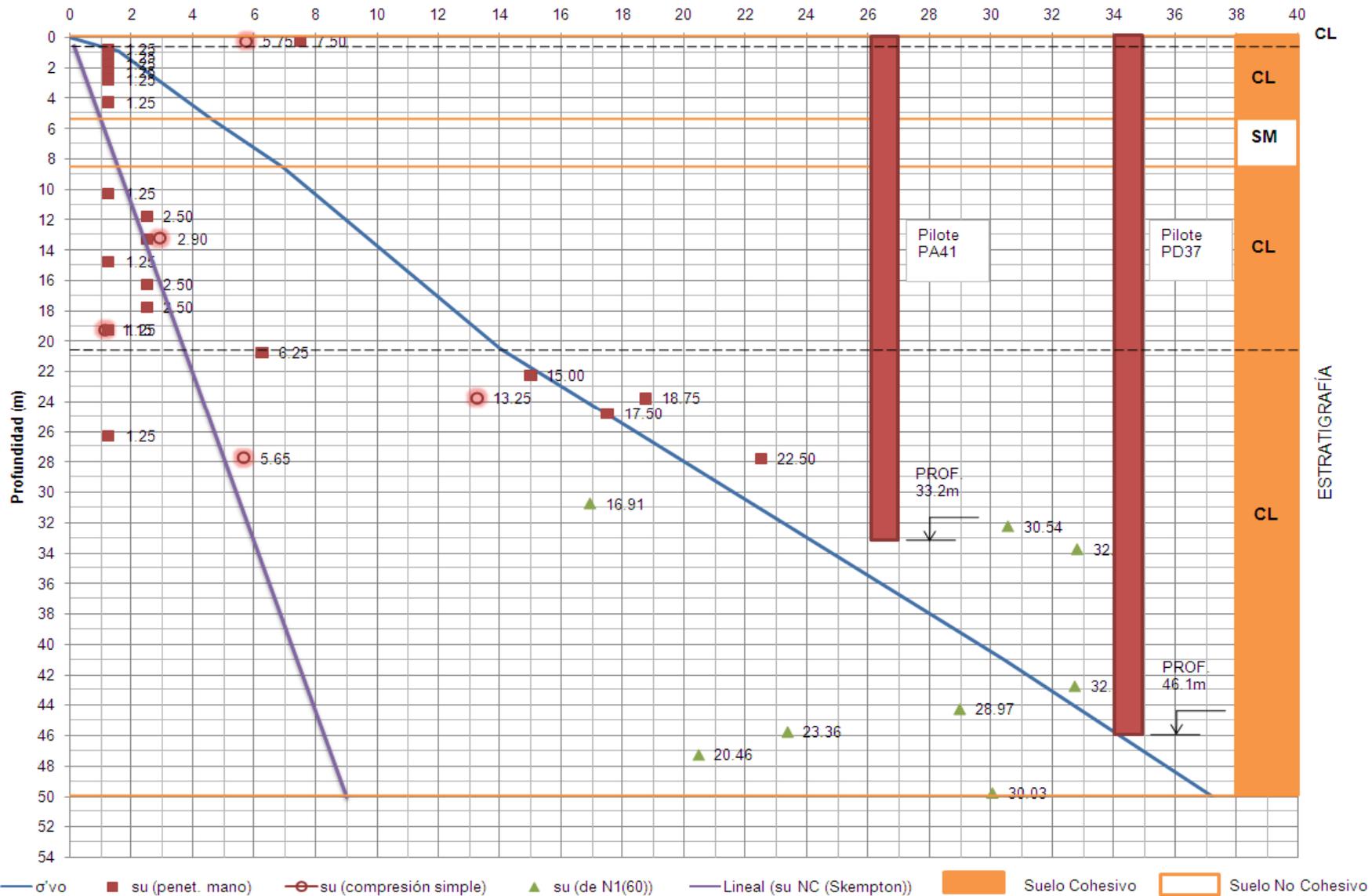
C_N es el coeficiente de corrección por sobrepresión de fórmula:

$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_{vo} (T / m^2)}}$$



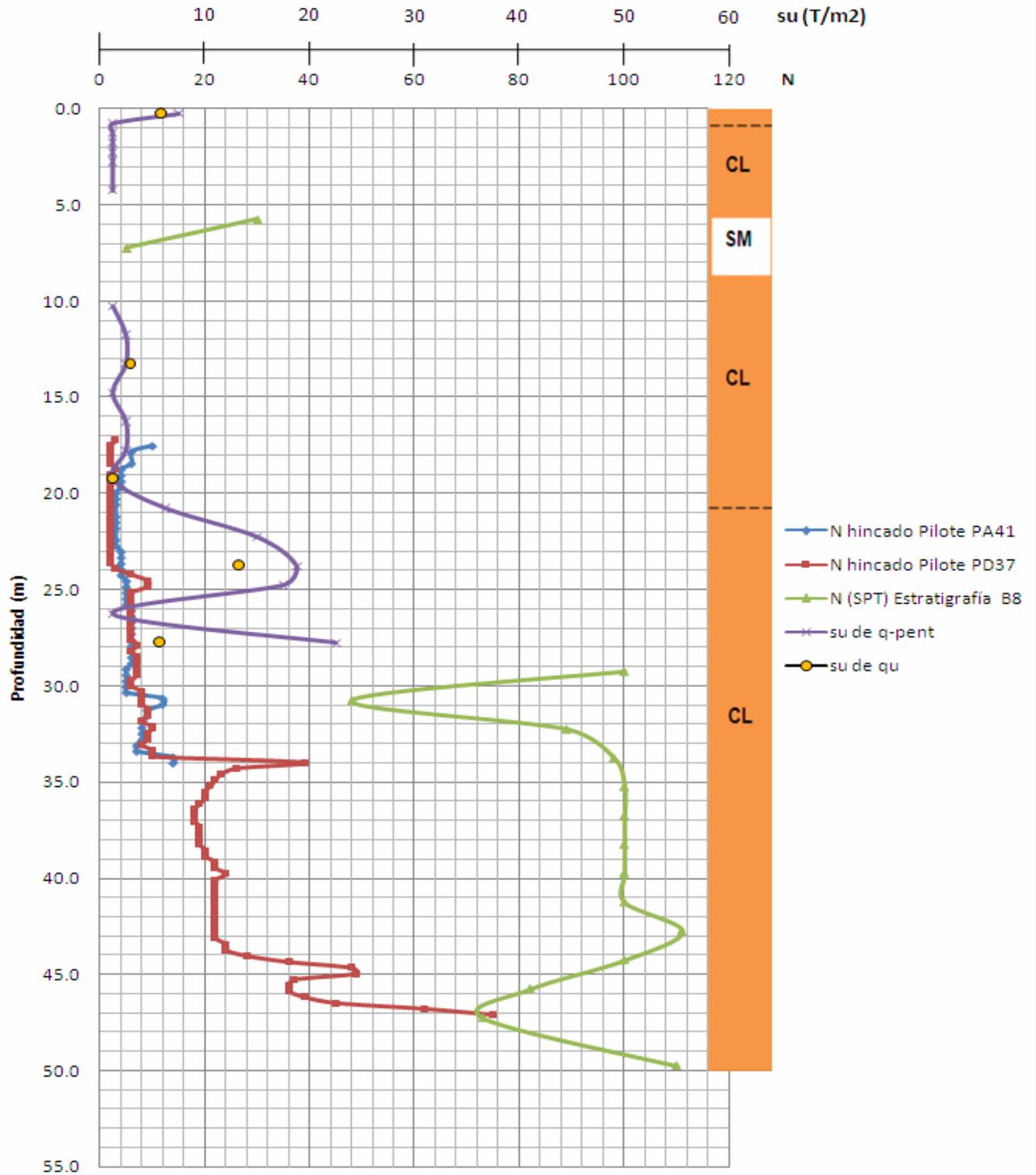
Historia de Esfuerzos de la Perforación B8

(T/m²)





Estratigrafía B8





ANEXO B.3 PERFILES GEOTÉCNICOS IDEALIZADOS

B.3.1 IDEALIZACIÓN DE PERFILES

Como se ha observado en los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, existe una gran similitud entre las estratigrafías de las perforaciones B4 y B7, y entre las estratigrafías B5 y B8.

De este modo se tienen dos perfiles idealizados:

- **Perfil 1:** Idealización entre las perforaciones B4 y B7
- **Perfil 2:** Idealización entre las perforaciones B5 y B8

Los criterios para obtener la idealización de los perfiles, en primer lugar, corresponden a determinar el número de estratos que mejor definirán el comportamiento del suelo. Los parámetros que marcan el comportamiento del suelo son: tipo (suelo cohesivo o no cohesivo), resistencia y grado de consolidación.

Según este criterio, el Perfil 1 debe tener 8 estratos y el Perfil 2 debe tener 6 estratos.

A continuación se establece cuáles estratos de las perforaciones B4 y B7 pertenecerán al Perfil 1 y cuáles estratos de las perforaciones B5 y B8 pertenecerán al Perfil 2.

Los límites de cada estrato y la localización del nivel freático se obtienen promediando los valores correspondientes entre las dos perforaciones de cada perfil idealizado.

Según lo expuesto, los perfiles idealizados 1 y 2 son:



Tabla B.6 Perfil 1

Profundidad del Nivel Freático: 1.25 m

Estrato	Tipo de Suelo	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor Estrato (m)	Estratos Perf. B4	Estratos Perf. B7
1	Arcilla Consistencia Media	0.00	1.25	1.25	1	1 y 2
2	Arena muy suelta	1.25	2.90	1.65	2	3
3	Arcilla Consistencia muy blanda	2.90	6.25	3.35	3	4
4	Arena compacidad media a densa	6.25	9.25	3.00	4	5
5	Arcilla consistencia blanda	9.25	24.00	14.75	5, 6 y 7	6, 7 y 8
6	Arena compacidad media	24.00	25.00	1.00	8	9
7	Arcilla consistencia semidura a dura	25.00	32.75	7.75	9	10
8	Arcilla consistencia rígida	32.75	50.00	17.25	10, 11 y 12	11, 12 y 13

Tabla B.7 Perfil 2

Profundidad del Nivel

Freático:

1.20 m

Estrato	Tipo de Suelo	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor Estrato (m)	Estratos Perf. B5	Estratos Perf. B8
1	Arcilla consistencia semidura a dura	0.00	0.50	0.50	1	1
2	Arcilla consistencia muy blanda a blanda	0.50	5.50	5.00	2, 3	2
3	Arena compacidad media	5.50	8.50	3.00	4	3
4	Arcilla consistencia blanda	8.50	21.25	12.75	5, 6	4
5	Arcilla consistencia dura a rígida	21.25	30.00	8.75	7, 8	5
6	Arcilla consistencia rígida	30.00	50.00	20.00	8, 9	5, 6



B.3.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS PARA OBTENCIÓN DE CURVAS P-Y

En la sección 4.3, se presentan los parámetros requeridos para obtener las curvas p-y. En resumen, éstos son:

- **Arcillas blandas y duras bajo el nivel freático:** s_u , ϵ_{50}
- **Arcillas duras sobre el nivel freático:** s_u , ϵ_{50} y k
- **Arenas:** ϕ y k

Existen correlaciones entre los parámetros de deformabilidad de ϵ_{50} y k , basados en los parámetros de resistencia s_u y ϕ . Estas correlaciones se presentan en las tablas 4.1 a 4.5.

En general, los criterios para la obtención de los parámetros de resistencia s_u y ϕ de los perfiles idealizados son los siguientes:

- Para estratos de suelo cohesivo normalmente consolidado, s_u se calcula utilizando la fórmula de Skempton presentada en el Anexo B.2.1, en el centro del estrato. Esto se realiza en cada perforación y posteriormente se promedian para obtener el s_u del estrato correspondiente en el perfil idealizado.
- Para estrato de suelo cohesivo sobreconsolidados, s_u es el promedio de todos los valores de s_u del estrato en cuestión, entre las dos perforaciones que conforman el perfil.
- Para estrato de suelo no cohesivo, ϕ se calcula el promedio de todos los valores de ϕ del estrato en cuestión, entre las dos perforaciones que conforman el perfil.

Al calcular los valores promedio, se puede notar que en el primer estrato de los Perfiles 1 y 2, se tienen valores dispersos de s_u .



En el Perfil 1, el primer estrato se extiende entre las profundidades 0.00 a 1.25m. Las resistencias medidas en ensayos en las Perforaciones B4 y B7, para estas profundidades son: 3.75, 11.25, 22.50 y 1.00 T/m².

En el Perfil 2, el primer estrato se extiende entre las profundidades 0.00 a 0.50m. Las resistencias medidas en ensayos en las Perforaciones B5 y B8, para estas profundidades son: 11.25 y 5.75 T/m².

Existe entonces una incertidumbre sobre la resistencia al corte no drenada de la arcilla en el primer estrato de cada perfil.

Para tratar este problema se propone realizaron modelaciones en los programas de computadora, variando los valores de s_u . Se utilizaron dos valores de s_u :

1. s_u promedio de los ensayos de campo y laboratorio
2. s_u sobreconsolidado, utilizando la relación de Ladd.

Para depósitos sedimentarios, el profesor Ladd halló una relación entre la resistencia no drenada de la arcilla normalmente consolidada y su resistencia sobreconsolidada. Esta relación es la siguiente:

$$\frac{\left(\frac{s_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{SC}}{\left(\frac{s_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NC}} = OCR^m$$

La relación (s_u/σ'_{vo}) normalmente consolidada (NC) se estimó a partir de la relación de Skempton. El valor de OCR (relación entre esfuerzo máximo histórico vertical y el existente), se tomó de estudios previos lugares cercanos al sitio: OCR = 27 para profundidades de 0.00 a 0.50m y OCR = 7.50 para profundidades de 1.00 a 1.50m. Se tomó para el Perfil 1 un OCR = 17 y para el Perfil un OCR = 27.



La única incógnita restante es el exponente m , para el cual Ladd obtuvo variaciones entre 0.80 a 1.25. Se realizó el cálculo de su sobreconsolidado para los dos valores de m y se los promedió para obtener el segundo su a utilizarse en el programa.

En el Perfil 1, este valor fue $su = 40$ kPa y en el Perfil 2, $su = 30$ kPa, con sus correspondientes parámetros de deformabilidad según la Tabla 4.1.

Los parámetros a ingresarse a los programas de computación se resumen en las Tablas 5.5 y 5.6



ANEXO C

PROCEDIMIENTO DETALLADO PARA CÁLCULO DE CURVAS P-Y MODELO

C.1. ARCILLA BLANDA BAJO NIVEL FREÁTICO
(MATLOCK 1970)

C.2. ARCILLA DURA BAJO NIVEL FREÁTICO
(REESE et. al 1975)

C.3 ARCILLA DURA SOBRE NIVEL FREÁTICO
(WELCH y REESE 1972)

C.4 ARENA SOBRE Y BAJO EL NIVEL FREÁTICO
(REESE et. al 1974)



ANEXO C

PROCEDIMIENTO DETALLADO PARA EL CÁLCULO DE CURVAS P-Y MODELO

C.1 ARCILLA BLANDA BAJO NIVEL FREÁTICO (MATLOCK,1970)

Carga Estática

El siguiente procedimiento es para calcular una curva p-y para carga estática, como se ilustra en la Figura 4.1a:

1. Obtener la mejor estimación posible de la variación del esfuerzo de corte no drenado y el peso unitario sumergido con respecto a la profundidad. También obtener el valor de ϵ_{50} , la deformación correspondiente a la mitad de la diferencia máxima de esfuerzo principal. Si ninguna curva de esfuerzo-deformación está disponible, valores típicos de ϵ_{50} están dados en la Tabla 4.1.
2. La resistencia última calculada por longitud efectiva del pilote es la menor valores dados por las siguientes ecuaciones:

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma'}{s_u} z + \frac{J}{b} z \right] s_u b \quad (C.1)$$

$$p_{ult} = 9s_u b \quad (C.2)$$

Donde γ' = peso unitario efectivo promedio desde la superficie de la tierra a la curva p-y; z = profundidad medida desde la superficie de la tierra a la curva p-y; s_u = esfuerzo de corte en profundidad z; y b= ancho del pilote.



Matlock (1970) declaró que el valor de J fue determinado experimentalmente para ser 0.5 para arcilla blanda y 0.25 para arcilla media. Frecuentemente se usa un valor de 0.5 para J .

3. Calcular, y_{50} , que es la deformación a la mitad de la resistencia última del suelo mediante la ecuación:

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}b \quad (C.3)$$

4. Los puntos que describen la curva p - y se calculan mediante la siguiente expresión:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (C.4)$$

El valor de p se mantiene constante más allá de $y = 8y_{50}$.

Carga Cíclica

El siguiente procedimiento es para carga cíclica y se ilustra en la Figura 4.1b.

1. Construir la curva p - y en la misma manera como para la carga estática a corto plazo para valores de p menores que $0.72p_{ult}$.
2. Resolver las Ecuaciones C.1 y C.2 simultáneamente para encontrar la profundidad z_r , donde la transición ocurre. Si el peso unitario y el esfuerzo cortante son constantes en la zona superior, se tiene que

$$Z_r = \frac{6s_u b}{(\gamma' b + J s_u)} \quad (C.5)$$

Si el peso unitario y el esfuerzo cortante varía con la profundidad, el valor de z_r debe ser calculado con las propiedades del suelo a la profundidad donde se desea la curva p - y .



3. Si la profundidad a la curva p-y es mayor o igual a z_r , entonces p es igual a $0.72p_{ult}$ para todos los valores de y mayores a $3y_{50}$.
4. Si la profundidad de la curva p-y es menor que z_r , entonces el valor de p disminuye desde $0.72p_{ult}$ en $y = 3y_{50}$ al valor dado por la siguiente expresión en $y = 15y_{50}$:

$$p = 0.72p_{ult} \left(\frac{z}{z_r} \right) \quad (C.6)$$

El valor de p permanece constante y = $15y_{50}$.

C.2 ARCILLA DURA BAJO NIVEL FREÁTICO (REESE et al. 1975)

Carga Estática

El siguiente procedimiento es para una arcilla dura bajo el nivel freático y con carga cíclica. Se presenta un esquema de la curva típica en la Figura 4.3.

1. Obtener los valores de esfuerzo de corte s_u no drenado, peso específico del suelo sumergido γ' , y el diámetro del pilote b.
2. Calcular el promedio del esfuerzo de corte no drenado s_u sobre la profundidad z.
3. Calcular la resistencia última del suelo por longitud efectiva del pilote usando el menor valores dadas por las ecuaciones siguientes:

$$p_c = 2s_{u_{prom}}b + \gamma'bz + 2.83s_{u_{prom}}z \quad (C.7)$$

$$p_c = 11s_u b \quad (C.8)$$



4. Escoger el valor apropiado de A_s (caso estático) de la Figura 4.5 para una profundidad no dimensional en particular.

5. Establecer la parte inicial de la línea recta de la curva p-y,

$$p = (k_s z)y \quad (C.9)$$

Usar el valor apropiado de k_s de la Tabla 4.3.

6. Calcular y_{50} :

$$y_{50} = \varepsilon_{50} b \quad (C.10)$$

Usar un valor apropiado de ε_{50} de los resultados de laboratorio o, en ausencia de pruebas de laboratorio, usar la Tabla 4.2.

7. Establecer la primera parte parabólica de la curva p-y, usando la siguiente ecuación y obteniendo p_c de las ecuaciones C.7 y C.8.

$$p = 0.5p_c \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} \quad (C.11)$$

La Ecuación C.11 debe definir la parte de la curva p-y desde el punto de intersección con la Ecuación C.9 a un punto donde y es igual a $A_5 y_{50}$ (ver nota del paso 10).

8. Establecer la segunda parte parabólica de la curva p-y,

$$p = 0.5p_c \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055p_c \left(\frac{y - A_5 y_{50}}{A_5 y_{50}} \right)^{1.25} \quad (C.12)$$

La Ecuación C.12 debe definir la parte de la curva p-y desde el punto que y es igual a $A_5 y_{50}$ a un punto donde y es igual a $6A_5 y_{50}$ (ver nota del paso 10).



9. Establecer la siguiente tramo de línea recta de la curva p-y,

$$p = 0.5p_c(6A_s)^{0.5} - 0.411p_c - \frac{0.0625}{y_{50}}p_c(y - 6A_sy_{50}) \quad (C.13)$$

La Ecuación C.13 debe de definir la parte de la curva p-y desde el punto que y es igual a $6A_sy_{50}$ a un punto donde y es igual a $18A_sy_{50}$ (ver nota del paso 10).

10. Establecer la parte final de la línea recta de la curva p-y,

$$p = 0.5p_c(6A_s)^{0.5} - 0.411p_c - 0.75p_cA_s \quad (C.14)$$

ó

$$p = p_c(1.225\sqrt{A_s} - 0.75A_s - 0.411) \quad (C.15)$$

La Ecuación C.14 debe de definir la parte de la curva p-y desde el punto que y es igual a $18A_sy_{50}$ y valores mayores de y (ver la siguiente nota).

Nota: El procedimiento paso a paso debe seguirse, y se dibuja la Figura 4.3, siempre que haya intersección entre la Ecuación C.9 y C.11. Sin embargo, puede que no haya una intersección de la Ecuación C.9 con ninguna de las otras ecuaciones. La Ecuación C.9 define la curva p-y hasta la intersección con una de las otras ecuaciones o, si no se interceptan, la Ecuación C.9 define la curva p-y completa.

Carga Cíclica

El siguiente procedimiento debe seguirse para una arcilla rígida bajo carga cíclica la cual se ilustra en la Figura 4.4.

1. Pasos 1, 2, 3, 5 y 6 son los mismos para la carga estática.



4. Escoger el valor apropiado de A_c de la Figura 4.5 para una profundidad no dimensional en particular. Calcular y_p :

$$y_p = 4.1A_s y_{50} \quad (C.16)$$

7. Establecer la parte parabólica de la curva p-y,

$$p = A_c p_c \left[1 - \left(\frac{y - 0.45y_p}{0.45y_p} \right)^{2.5} \right] \quad (C.17)$$

Ecuación C.17 debe de definir la parte de la curva p-y desde el punto de intersección con la Ecuación C.9 a donde hasta y es igual a $0.6y_p$ (ver nota del paso 9)

8. Establecer el siguiente tramo de línea recta de la curva p-y,

$$p = 0.936A_c p_c - \frac{0.085}{y_{50}} p_c (y - 0.6y_p) \quad (C.18)$$

Ecuación C.18 debe de definir la parte de la curva p-y donde y es igual a $0.6y_p$ hasta donde y es igual a $1.8y_p$ (ver nota del paso 9).

9. Establecer el tramo final de línea recta de la curva y-p. La Ecuación C.19 debe de definir la parte de la curva p-y donde y es igual a $1.8y_p$ o valores mayores de y (ver la siguiente nota).

$$p = 0.936A_c p_c - \frac{0.102}{y_{50}} p_c y_p \quad (C.19)$$

Nota: El procedimiento paso a paso debe seguirse, y se dibuja la Figura 4.4, siempre que haya intersección entre la Ecuación C.9 y C.17. Sin embargo, puede que no haya una intersección de la Ecuación C.9 con ninguna de las otras ecuaciones que definen la curva p-y. Si no hay ninguna intersección, la ecuación



que debería ser empleada es la que dé el valor menor de p para cualquier valor de y .

C.3 ARCILLA DURA SOBRE EL NIVEL FREÁTICO (WELCH Y REESE 1972)

Carga Estática

El siguiente procedimiento es para carga estática en una arcilla dura sobre el nivel freático y se ilustra en la Figura 4.6.

1. Obtener los valores de resistencia cortante no drenado s_u , peso específico del suelo γ , y el diámetro del pilote b . También obtener los valores de ϵ_{50} para las curvas de esfuerzo deformación. Si la curvas de esfuerzo-deformación no están disponibles, utilizar un valor de ϵ_{50} de 0.010 - 0.005 como se muestra en la Tabla 4.2, siendo más conservadores los valores más grandes.
2. Calcular la resistencia última del suelo por longitud efectiva del pilote, p_{ult} , usando el valor más pequeño dado por las Ecuaciones C.1 o C.2 (En el uso de la Ecuación C.1 la resistencia al corte es tomada como un promedio desde la superficie hasta la profundidad considerada y J se toma como 0.5. El peso específico del suelo debe reflejar la posición del nivel freático).
3. Calcular la deflexión, y_{50} , en la mitad de la resistencia última de la Ecuación C.3.
4. Los puntos que describen las curvas p - y se calculan de la siguiente relación:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.25} \quad (C.20)$$



5. A partir de la deformación $y = 16y_{50}$, p es igual a p_{ult} para todos los valores de y .

Carga Cíclica

El siguiente procedimiento es para carga cíclica y se ilustra en la curva típica de la Figura 4.7.

1. Determinar la curva p - y para carga estática a corto plazo para el procedimiento previamente dado.
2. Determinar el número de veces que la carga lateral de diseño será aplicada en el pilote.
3. Para varios valores de p/p_{ult} obtenemos el valor de C , el parámetro describiendo el efecto de la carga repetitiva de deformación, de una relación desarrollada en una prueba de laboratorio (Welch & Reese 1972), En ausencia de la prueba, de la ecuación a continuación.

$$C = 9.6 \left(\frac{p}{p_{ult}} \right)^4 \quad (C.21)$$

4. Al valor de p correspondiente a los valores de p/p_{ult} seleccionado en el Paso 3, calcular nuevos valores de y para carga cíclica para la ecuación a continuación.

$$y_c = y_s + y_{50} C \log N \quad (C.22)$$

Donde y_c = deflexiones bajo N -ciclos de carga; y_s = deflexión bajo carga estática de corto plazo; y y_{50} = deflexión bajo carga estática a corto plazo a la mitad de la resistencia última.

5. La curva p - y define la respuesta de suelo después de N -ciclos de carga.



C.4 ARENA SOBRE Y BAJO EL NIVEL FREÁTICO (REESE et. al 1974)

Carga Estática

El siguiente procedimiento es para carga estática de corto plazo y para carga cíclica y se ilustrado en la Figura 4.8.

1. Obtener los valores del ángulo de fricción Φ , el peso específico del suelo γ , y el diámetro del pilote b .
2. Hacer los siguientes cálculos preliminares.

$$\alpha = \frac{\phi}{2}; \beta = 45 + \frac{\phi}{2}; K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right); K_0 = 0.4$$

3. Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud del pilote usando el menor de los valores dados por las siguientes ecuaciones:

$$p_{st} = \gamma z \left[\frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (C.23)$$

$$p_{sd} = K_a b \gamma (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (C.24)$$

4. Haciendo los cálculos en el Paso 3, hallar la profundidad z , donde hay una intersección en las Ecuaciones C.23 y C.24. Por encima de esta profundidad usar la Ecuación C.23. A continuación de esta profundidad usar la Ecuación C.24.
5. Seleccionar la profundidad a la cual se desea la curva p-y.



6. Establecer y_u como $3b/80$. Calcular p_{ult} con la siguiente ecuación:

$$p_{ult} = \bar{A}_s p_s \quad \text{o} \quad p_{ult} = \bar{A}_c p_s \quad (C.25)$$

Usar el valor apropiado de \bar{A}_s o \bar{A}_c de la Figura 4.9 para una profundidad no dimensional en particular, y para cualquier caso de carga estática o cíclica. Usar la ecuación apropiada de p_s , Ecuación C.23 o Ecuación C.24, refiriéndose en el Paso 4.

7. Establecer y_m como $b/60$. Calcular la siguiente ecuación:

$$p_m = B_s p_s \quad \text{o} \quad p_m = B_c p_s \quad (C.26)$$

Usar el valor apropiado de B_s o B_c de la Figura 4.10 para una profundidad no dimensional en particular, y para cualquier caso de carga estática o cíclica. Usar la ecuación apropiada de p_s . Los dos tramos de línea recta en la curva p - y , más allá del punto donde y es igual a $b/60$, ahora se puede establecer.

8. Establecer el tramo inicial de línea recta en la curva p - y ,

$$p = (k_{pyz})y \quad (C.27)$$

Usar el valor apropiado de k_{py} de la Tabla 4.4 ó 4.5.

9. Establecer la sección parabólica en la curva p - y ,

$$p = \bar{C} y^{1/n} \quad (C.28)$$

Ajustar la parábola entre los puntos k y m como sigue:

- a. Obtener la pendiente de las líneas entre los puntos m y u mediante,

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (C.29)$$

Obtener n de la sección parabólica mediante la expresión:



$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (C.30)$$

- b. Obtener el coeficiente \bar{C} como sigue:

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad (C.31)$$

- c. Determinar el punto k,

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{k_{pyz}} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (C.32)$$

- d. Calcular el número apropiado de puntos en la parábola usando la Ecuación C.28

Nota: Se debe seguir paso por paso el procedimiento, y se dibuja la Figura 4.8, siempre que haya una intersección entre el tramo de línea recta al inicio de la curva p-y y la parte parabólica de la curva a su punto k. Sin embargo, puede que no haya una intersección con la parábola. La Ecuación C.27 define la curva p-y hasta que haya una intersección en otro tramo de la curva p-y y si no se interceptan, la Ecuación C.27 define la curva p-y completa. Esto completa el desarrollo de la curva p-y para una profundidad deseada. Cualquier número de curvas puede desarrollarse repitiendo los pasos anteriores para cada profundidad deseada.



ANEXO D

DATOS TOMADOS EN PRUEBAS DE CARGA

DATOS DE PRUEBA DE CARGA LATERAL NO. 2



PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez
 NORMA: ASTM D 3966-90
 GATO HIDRAULICO: ENERPAC RC-156

PILOTE DE PRUEBA: PB87
 FECHA DE PRUEBA: 4-Mar-01
 HORA DE COMIENZO: 21:55

AREA DEL PISTON EF.: 3.14 pulg²
 CARGA DE DISEÑO: 6.0 Kips
 CARGA ULTIMA ESTIMADA: 20 Kips

UBICACION:
 D1 & S1 a la izquierda viendo desde el bloque de hormigón
 D2 & S2 a la derecha viendo desde el bloque de hormigón

No. de golpes final durante hincado/pie: 55 LONGITUD DEL PILOTE: 150 pies (45.72m)

Día de Instalación: 1-Mar-01

PROFUNDIDAD DE CARGA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO: 2.70 pies (0.82m)

COMENTARIOS ESPECIALES: Huecos alrededor del pilote fueron rellenados con arena.

											LECTURAS DE LAS PRUEBAS DEL PILOTE							
HORA		Δt (horas:min)		CARGA (Kips)		LECTURAS (mV)		PRESION (psi)		ABSOLUTAS				DIFERENCIAS				
Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	pulg -3		cms		pulg -3		pulg -3		
21:55				0	0.0	1225	1225	0	0	D1	D2	S1	S2	D1	D2	S1	S2	
										569	0	90.7	49.3	0	0	0	0	
21:56	22:01	00:00	00:00	1.5	1.5	1514	1515	478	478	604	34	90.8	49.5	35	34	39	79	
22:01	22:06	00:05	00:05		1.5					613	40	90.9	49.5	44	40	59	79	
22:06	22:11	00:10	00:10		1.5					615	42	90.9	49.6	46	42	59	118	
22:07	22:12	00:00	00:00	3	3.0	1805	1805	955	955	670	92	91.0	49.7	101	92	118	157	
22:12	22:17	00:05	00:05		3.0					685	104	91.0	49.7	116	104	118	157	
22:17	22:22	00:10	00:10		3.0					691	109	91.1	49.7	122	109	138	157	
22:18	22:23	00:00	00:00	4.5	4.3	2095	2055	1433	1434	753	168	91.2	49.8	184	168	197	197	
22:23	22:28	00:05	00:05		4.3					770	182	91.3	49.8	201	182	236	197	
22:28	22:33	00:10	00:10		4.3					779	189	91.3	49.9	210	189	236	236	
22:33	22:38	00:15	00:15		4.3					783	193	91.3	49.9	214	193	236	236	
22:34	22:39	00:00	00:00	6	6.0	2386	2385	1911	1911	858	268	91.5	50.0	289	268	315	276	
22:39	22:44	00:05	00:05		6.0					890	295	91.6	50.0	321	295	354	276	
22:44	22:49	00:10	00:10		6.0					904	310	91.6	50.0	335	310	354	276	
22:49	22:54	00:15	00:15		6.0					914	318	91.6	50.0	345	318	354	276	
22:54	22:59	00:20	00:20		6.0					921	324	91.7	50.0	352	324	394	276	
22:55	23:00	00:00	00:00	7.5	7.5	2676	2678	2389	2388	983	388	91.9	50.4	414	388	472	433	
23:00	23:05	00:05	00:05		7.5					1025	424	92.0	50.5	456	424	512	472	
23:05	23:10	00:10	00:10		7.5					1054	453	92.0	50.5	485	453	512	472	
23:10	23:15	00:15	00:15		7.5					1064	462	92.1	50.5	495	462	551	472	
23:15	23:20	00:20	00:20		7.5					1072	469	92.1	50.5	503	469	551	472	
23:16	23:21	00:00	00:00	9	9.0	2967	2970	2866	2647	1143	546	92.3	50.7	574	546	630	551	
23:21	23:26	00:05	00:05		9.0					1184	583	92.4	50.8	615	583	669	591	
23:26	23:31	00:10	00:10		9.0					1198	597	92.4	50.9	629	597	669	630	
23:31	23:36	00:15	00:15		9.0					1210	680	92.5	51.0	641	680	709	669	
23:36	23:41	00:20	00:20		9.0					1219	617	92.5	51.0	650	617	709	669	
23:37	23:42	00:00	00:00	10.2	10.2	3199	3200	3248	3248	1265	666	92.6	51.1	696	666	748	709	
23:42	23:47	00:05	00:05		10.2					1305	706	92.7	51.1	736	706	787	709	
23:47	23:52	00:10	00:10		10.2					1319	721	92.8	51.2	750	721	827	748	
23:52	23:57	00:15	00:15		10.2					1332	734	92.7	51.2	763	734	787	748	
23:57	00:02	00:20	00:20		10.2					1340	742	92.7	51.3	771	742	787	787	
00:03	00:08	00:05	00:05	10.8	10.8	3315	3315	3439	3440	1363	768	92.8	51.4	794	768	827	827	
00:08	00:13	00:10	00:10		10.8					1382	787	92.8	51.4	813	787	827	827	
00:13	00:18	00:15	00:15		10.8					1395	801	92.8	51.5	826	801	827	866	
00:18	00:23	00:20	00:20		10.8					1401	806	92.9	51.5	832	806	866	866	
00:19	00:25	00:00	00:00	11.4	11.4	3431	3431	3631	3630	1409	815	93.0	51.5	840	815	906	866	
00:24	00:30	00:05	00:05		11.4					1426	833	93.1	51.6	857	833	945	906	
00:29	00:35	00:10	00:10		11.4					1443	850	93.1	51.6	874	850	945	906	
00:34	00:40	00:15	00:15		11.4					1454	860	93.2	51.6	885	860	984	906	
00:39	00:45	00:20	00:20		11.4					1462	868	93.2	51.6	893	868	984	906	
00:39	00:46	00:00	00:00	12	12.0	3548	3548	3822	3821	1470	876	93.2	51.6	901	876	984	906	
00:44	00:51	00:05	00:05		12.0					1487	895	93.3	51.7	918	895	1024	945	
00:49	00:56	00:10	00:10		12.0					1510	917	93.3	51.8	941	917	1024	984	
00:54	01:01	00:15	00:15		12.0					1518	925	93.3	51.8	949	925	1024	984	
00:59	01:06	00:20	00:20		12.0					1525	933	93.4	51.8	956	933	1063	984	
01:04	01:11	00:25	00:25		12.0					1532	939	93.4	51.8	963	939	1063	984	
01:09	01:16	00:30	00:30		12.0					1538	945	93.3	51.8	969	945	1024	984	
01:14	01:21	00:35	00:35		12.0					1543	950	93.3	51.8	974	950	1024	984	
01:19	01:26	00:40	00:40		12.0					1549	956	93.3	51.8	980	956	1024	984	
01:24	01:31	00:45	00:45		12.0					1553	961	93.3	51.9	984	961	1024	1024	
01:29	01:36	00:50	00:50		12.0					1558	965	93.4	51.9	989	965	1063	1024	
01:34	01:41	00:55	00:55		12.0					1561	969	93.4	51.9	992	969	1063	1024	
01:39	01:46	01:00	01:00		12.0					1566	973	93.4	52.0	997	973	1063	1063	
01:40	01:48	00:00	00:00	9	9.0	2967	2970	2866	2647	1571	976	93.5	52.0	1002	976	1102	1063	
01:45	01:53	00:05	00:05		9.0					1475	887	93.2	51.6	906	887	984	906	
01:50	01:58	00:10	00:10		9.0					1477	888	93.1	51.6	908	888	945	906	
01:51	02:00	00:00	00:00	6	6.0	2386	2385	1911	1910	1478	889	93.0	51.6	909	889	906	906	
01:56	02:05	00:05	00:05		6.0					1410	824	92.9	51.5	841	824	866	866	
02:01	02:10	00:10	00:10		6.0					1409	823	92.8	51.5	840	823	827	866	
02:02	02:11	00:00	00:00	3	3.0	1805	1805	955	954	1409	822	92.8	51.5	840	822	827	866	
02:07	02:16	00:05	00:05		3.0					1255	674	92.5	51.0	686	674	709	669	
02:12	02:21	00:10	00:10		3.0					1250	670	92.3	51.0	681	670	630	669	
02:13	02:22	00:00	00:00	0	0.0	1224	1225	0	0	1248	669	92.3	51.0	679	669	630	669	
02:18	02:27	00:05	00:05		0.0					1085	510	91.6	50.3	516	510	354	394	
02:23	02:32	00:10	00:10		0.0					1035	456	91.5	50.2	466	456	315	354	
					0.0					1024	448	91.5	50.2	455	448	315	354	

DATOS DE PRUEBA DE CARGA LATERAL NO. 3



PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásquez
NORMA: ASTM D 3966-90
GATO HIDRAULICO: ENERPAC RC-156

PILOTE DE PRUEBA: PB87
FECHA DE PRUEBA: 6-Mar-01
HORA DE COMIENZO: 10:00

AREA DEL PISTON EF.: 3.14 pulg²
CARGA DE DISEÑO: 6.0 Kips
CARGA ULTIMA ESTIMADA: 15 Kips

UBICACION:
 D1 a la izquierda viendo desde el bloque de hormigón
 D2 & S2 a la derecha viendo desde el bloque de hormigón

No. de golpes final durante hincado/pie: 55 **LONGITUD DEL PILOTE:** 150 pies (45.72m)

Día de Instalación: 1-Mar-01

PROFUNDIDAD DE CARGA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO: 2.80 pies (0.85m)

COMENTARIOS ESPECIALES: Prueba en el eje fuerte. Huecos alrededor del pilote, rellenados con arena. Las lecturas S1 no han sido tomadas.

										LECTURAS DE LAS PRUEBAS DEL PILOTE							
HORA		Δt (horas:min)		CARGA (Kips)		LECTURAS (mV)		PRESION (psi)		ABSOLUTAS				DIFERENCIAS			
Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	pulg -3		cms		pulg -3		pulg -3	
										D1	D2	S1	S2	D1	D2	S1	S2
10:00	10:00			0	0.0	1215	1225	0	0	117	469		89	0	0		0
10:01	10:01	00:00	00:00	1.5	1.5	1504	1520	478	478	145	489		89.1	28	20		39
10:06	10:06	00:05	00:05		1.5					147	491		89.1	30	22		39
10:11	10:11	00:10	00:10		1.5					148	492		89.1	31	23		39
10:12	10:12	00:00	00:00	3	3.0	1795	1800	955	955	182	511		89.2	65	42		79
10:17	10:17	00:05	00:05		3.0					193	519		89.2	76	50		79
10:22	10:22	00:10	00:10		3.0					195	520		89.2	78	51		79
10:23	10:23	00:00	00:00	4.5	4.4	2085	2083	1433	1434	226	539		89.3	109	70		118
10:28	10:28	00:05	00:05		4.4					241	549		89.3	124	80		118
10:33	10:33	00:10	00:10		4.4					249	552		89.3	132	83		118
10:38	10:38	00:15	00:15		4.4					253	554		89.3	136	85		118
10:39	10:39	00:00	00:00	6.0	6.0	2376	2385	1911	1911	289	575		89.4	172	106		157
10:44	10:44	00:05	00:05		6.0					312	588		89.4	195	119		157
10:49	10:49	00:10	00:10		6.0					317	592		89.4	200	123		157
10:54	10:54	00:15	00:15		6.0					322	596		89.4	205	127		157
10:59	10:59	00:20	00:20		6.0					325	598		89.4	208	129		157
11:00	11:00	00:00	00:00	7.5	7.5	2666	2678	2389	2388	365	624		89.5	248	155		197
11:05	11:05	00:05	00:05		7.5					388	637		89.5	271	168		197
11:10	11:10	00:10	00:10		7.5					397	643		89.5	280	174		197
11:15	11:15	00:15	00:15		7.5					402	647		89.5	285	178		197
11:20	11:20	00:20	00:20		7.5					407	650		89.5	290	181		197
11:21	11:21	00:00	00:00	9	9.0	2957	2970	2866	2647	447	677		89.6	330	208		236
11:26	11:26	00:05	00:05		9.0					476	696		89.6	359	227		236
11:31	11:31	00:10	00:10		9.0					486	703		89.6	369	234		236
11:36	11:36	00:15	00:15		9.0					494	709		89.6	377	240		236
11:41	11:41	00:20	00:20		9.0					499	713		89.7	382	244		276
11:42	11:42	00:00	00:00	10.2	10.2	3189	3200	3248	3248	529	734		89.8	412	265		315
11:47	11:47	00:05	00:05		10.2					554	751		89.8	437	282		315
11:52	11:52	00:10	00:10		10.2					564	759		89.8	447	290		315
11:57	11:57	00:15	00:15		10.2					571	764		89.8	454	295		315
12:02	12:02	00:20	00:20		10.2					576	769		89.9	459	300		354
12:03	12:03	00:00	00:00	10.8	10.8	3305	3315	3439	3440	591	776		90	474	307		394
12:08	12:08	00:05	00:05		10.8					605	789		90	488	320		394
12:13	12:13	00:10	00:10		10.8					612	794		90	495	325		394
12:18	12:18	00:15	00:15		10.8					612	797		90	495	328		394
12:23	12:23	00:20	00:20		10.8					622	801		90	505	332		394
12:24	12:24	00:00	00:00	11.4	11.4	3421	3431	3631	3630	633	809		90	516	340		394
12:29	12:29	00:05	00:05		11.4					649	820		90	532	351		394
12:34	12:34	00:10	00:10		11.4					656	825		90	539	356		394
12:39	12:39	00:15	00:15		11.4					663	831		90.1	546	362		433
12:44	12:44	00:20	00:20		11.4					668	835		90.1	551	366		433
12:44	12:45	00:00	00:00	12	12.0	3538	3548	3822	3821	678	842		90.1	561	373		433
12:49	12:50	00:05	00:05		12.0					695	853		90.2	578	384		472
12:54	12:55	00:10	00:10		12.0					702	860		90.2	585	391		472
12:59	13:00	00:15	00:15		12.0					707	864		90.2	590	395		472
13:04	13:05	00:20	00:20		12.0					712	868		90.2	595	399		472
13:09	13:10	00:25	00:25		12.0					716	871		90.2	599	402		472
13:14	13:15	00:30	00:30		12.0					719	874		90.2	602	405		472
13:19	13:20	00:35	00:35		12.0					722	876		90.2	605	407		472
13:24	13:25	00:40	00:40		12.0					726	880		90.2	609	411		472
13:29	13:30	00:45	00:45		12.0					728	882		90.3	611	413		512
13:34	13:35	00:50	00:50		12.0					731	884		90.3	614	415		512
13:39	13:40	00:55	00:55		12.0					733	886		90.3	616	417		512
13:44	13:45	01:00	01:00		12.0					735	889		90.3	618	420		512
13:45	13:47	00:00	00:00	9	9.0	2957	2970	2866	2647	669	849		90	552	380		394
13:50	13:52	00:05	00:05		9.0					676	854		89.9	559	385		354
13:55	13:57	00:10	00:10		9.0					676	854		89.9	559	385		354
13:56	13:58	00:00	00:00	6	6.0	2376	2385	1911	1910	618	819		89.8	501	350		315
14:01	14:03	00:05	00:05		6.0					610	814		89.7	493	345		276
14:06	14:08	00:10	00:10		6.0					606	811		89.7	489	342		276
14:07	02:11	00:00	00:00	3	3.0	1795	1805	955	954	514	758		89.6	397	289		236
14:12	02:16	00:05	00:05		3.0					506	752		89.6	389	283		236
14:17	02:21	00:10	00:10		3.0					501	749		89.6	384	280		236
14:18	02:22	00:00	00:00	0	0.0	1214	1225	0	0	389	691		89.4	272	222		157
14:23	02:27	00:05	00:05		0.0					372	680		89.4	255	211		157
14:28	02:32	00:10	00:10		0.0					363	674		89.4	246	205		157

DATOS DE PRUEBA DE CARGA LATERAL NO. 4

	PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásquez	PILOTE DE PRUEBA: PD18
	NORMA: ASTM D 3966-90	FECHA DE PRUEBA: 10-Mar-01
	GATO HIDRAULICO: ENERPAC RC-156	HORA DE COMIENZO: 17:39

AREA DEL PISTON EF.: 3.14 pulg2	UBICACION:
CARGA DE DISEÑO: 6.0 Kips	D1 & S1 a la izquierda viendo desde el bloque de hormigón
CARGA ULTIMA ESTIMADA: 22 Kips	D2 & S2 a la derecha viendo desde el bloque de hormigón

No. de golpes final durante hincado/pie: 10	LONGITUD DEL PILOTE: 100 pies (29.7m)
Día de Instalación: 8-Mar-01	
PROFUNDIDAD DE CARGA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO: 2.50 pies (0.76m)	

										LECTURAS DE LAS PRUEBAS DEL PILOTE							
HORA		Δt (horas:min)		CARGA (Kips)		LECTURAS (mV)		PRESION (psi)		ABSOLUTAS				DIFERENCIAS			
Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	pulg -3		cms		pulg -3		pulg -3	
D1	D2	S1	S2	D1	D2	S1	S2										
17:39	17:39			0	0.0	1212	1212	0	0	1	33	27.3	70.5	0	0	0	0
17:40	17:40	00:00	00:00	1.5	1.5	1501	1502	478	478	21	55	27.4	70.4	20	22	39	39
17:45	17:45	00:05	00:05		1.5					24	58	27.4	70.4	23	25	39	39
17:50	17:50	00:10	00:10		1.5					25	60	27.4	70.4	24	27	39	39
17:51	17:51	00:00	00:00	3	3.0	1792	1792	955	955	61	97	27.5	70.4	60	64	79	39
17:56	17:56	00:05	00:05		3.0					72	107	27.5	70.3	71	74	79	79
18:01	18:01	00:10	00:10		3.0					75	110	27.5	70.3	74	77	79	79
18:02	18:02	00:00	00:00	4.5	4.5	2082	2082	1433	1434	126	160	27.6	70.1	125	127	118	157
18:07	18:07	00:05	00:05		4.5					136	171	27.6	70.1	135	138	118	157
18:12	18:12	00:10	00:10		4.5					139	175	27.7	70.1	138	142	157	157
18:17	18:17	00:15	00:15		4.5					145	179	27.7	70.1	144	146	157	157
18:18	18:18	00:00	00:00	6	6.0	2373	2372	1911	1911	199	233	27.9	70	198	200	236	197
18:23	18:23	00:05	00:05		6.0					212	247	27.9	70	211	214	236	197
18:28	18:28	00:10	00:10		6.0					217	252	28	70	216	219	276	197
18:33	18:33	00:15	00:15		6.0					219	256	28	70	218	223	276	197
18:38	18:38	00:20	00:20		6.0					222	258	28	70	221	225	276	197
18:39	18:39	00:00	00:00	7.5	7.5	2663	2665	2389	2388	295	315	28.1	69.9	294	282	315	236
18:44	18:44	00:05	00:05		7.5					313	332	28.2	69.9	312	299	354	236
18:49	18:49	00:10	00:10		7.5					316	335	28.2	69.9	315	302	354	236
18:54	18:54	00:15	00:15		7.5					320	339	28.2	69.9	319	306	354	236
18:59	18:59	00:20	00:20		7.5					322	342	28.2	69.9	321	309	354	236
19:00	19:00	00:00	00:00	9	9.0	2954	2957	2866	2647	375	392	28.3	69.8	374	359	394	276
19:05	19:05	00:05	00:05		9.0					394	411	28.4	69.6	393	378	433	354
19:10	19:10	00:10	00:10		9.0					399	417	28.4	69.6	398	384	433	354
19:15	19:15	00:15	00:15		9.0					401	420	28.4	69.6	400	387	433	354
19:20	19:20	00:20	00:20		9.0					406	425	28.4	69.6	405	392	433	354
19:21	19:21	00:00	00:00	10.2	10.2	3186	3187	3248	3248	442	463	28.5	69.5	441	430	472	394
19:26	19:26	00:05	00:05		10.2					459	476	28.5	69.5	458	443	472	394
19:31	19:31	00:10	00:10		10.2					465	483	28.6	69.5	464	450	512	394
19:36	19:36	00:15	00:15		10.2					470	488	28.6	69.5	469	455	512	394
19:41	19:41	00:20	00:20		10.2					473	491	28.6	69.5	472	458	512	394
19:42	19:42	00:00	00:00	10.8	10.8	3302	3302	3439	3440	487	504	28.6	69.4	486	471	512	433
19:47	19:47	00:05	00:05		10.8					498	515	28.7	69.3	497	482	551	472
19:52	19:52	00:10	00:10		10.8					502	520	28.7	69.3	501	487	551	472
19:57	19:57	00:15	00:15		10.8					505	524	28.7	69.3	504	491	551	472
20:02	20:02	00:20	00:20		10.8					509	525	28.7	69.3	508	492	551	472
20:03	20:03	00:00	00:00	11.4	11.4	3418	3418	3631	3630	521	540	28.7	69.3	520	507	551	472
20:08	20:08	00:05	00:05		11.4					530	552	28.7	69.2	529	519	551	512
20:13	20:13	00:10	00:10		11.4					533	558	28.8	69.3	532	525	591	472
20:18	20:18	00:15	00:15		11.4					536	561	28.8	69.2	535	528	591	512
20:23	20:23	00:20	00:20		11.4					539	564	28.8	69.2	538	531	591	512
20:23	20:24	00:00	00:00	12	12.0	3535	3535	3822	3821	552	577	28.8	69.2	551	544	591	512
20:28	20:29	00:05	00:05		12.0					564	590	28.9	69.2	563	557	630	512
20:33	20:34	00:10	00:10		12.0					567	595	28.9	69.1	566	562	630	551
20:38	20:39	00:15	00:15		12.0					574	600	28.9	69.1	573	567	630	551
20:43	20:44	00:20	00:20		12.0					574	602	28.9	69.2	573	569	630	512
20:48	20:49	00:25	00:25		12.0					579	604	28.9	69.1	578	571	630	551
20:53	20:54	00:30	00:30		12.0					608	609	28.9	69.1	607	576	630	551
20:58	20:59	00:35	00:35		12.0					611	611	28.9	69.1	610	578	630	551
21:03	21:04	00:40	00:40		12.0					611	611	28.9	69.1	610	578	630	551
21:08	21:09	00:45	00:45		12.0					613	613	28.9	69.1	612	580	630	551
21:13	21:14	00:50	00:50		12.0					615	614	28.9	69.1	614	581	630	551
21:18	21:19	00:55	00:55		12.0					616	616	28.9	69	615	583	630	591
21:23	21:24	01:00	01:00		12.0					618	617	28.8	69	617	584	591	591
21:24	21:25	00:00	00:00	9	9.0	2954	2957	2866	2647	556	561	28.8	69.1	555	528	591	551
21:29	21:30	00:05	00:05		9.0					556	561	28.8	69.1	555	528	591	551
21:34	21:35	00:10	00:10		9.0					556	561	28.8	69.1	555	528	591	551
21:35	21:36	00:00	00:00	6	6.0	2373	2372	1911	1910	454	463	28.5	69.3	453	430	472	472
21:40	21:41	00:05	00:05		6.0					454	464	28.5	69.3	453	431	472	472
21:45	21:46	00:10	00:10		6.0					454	464	28.5	69.3	453	431	472	472
21:46	21:47	00:00	00:00	3	3.0	1792	1792	955	954	380	388	28.2	69.5	379	355	354	394
21:51	21:52	00:05	00:05		3.0					362	373	28.1	69.5	361	340	315	394
21:56	21:57	00:10	00:10		3.0					362	373	28.1	69.5	361	340	315	394
21:57	21:58	00:00	00:00	0	0.0	1211	1212	0	0	238	252	27.9	69.8	237	219	236	276
22:02	22:03	00:05	00:05		0.0					215	236	27.9	70	214	203	236	197
22:07	22:08	00:10	00:10		0.0					210	230	27.8	70	209	197	197	197

DATOS DE PRUEBA DE CARGA LATERAL NO. 5



PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásquez
NORMA: ASTM D 3966-90
GATO HIDRAULICO: ENERPAC RC-156

PILOTE DE PRUEBA: PD37
FECHA DE PRUEBA: 7-Mar-01
HORA DE COMIENZO: 09:38

AREA DEL PISTON EF.: 3.14 pulg2
CARGA DE DISEÑO: 6.0 Kips
CARGA ULTIMA ESTIMADA: 18 Kips

UBICACION:
 D1 & S1 a la izquierda viendo desde el bloque de hormigón
 D2 & S2 a la derecha viendo desde el bloque de hormigón

No. de golpes final durante hincado/pie: 75 **LONGITUD DEL PILOTE:** 154 pies (47.0m)

Día de Instalación: 2-Mar-01

PROFUNDIDAD DE CARGA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO: 2.70 pies (0.82m)

COMENTARIOS ESPECIALES: Prueba en el eje débil. Huecos alrededor del pilote, lleno con arena.

										LECTURAS DE LAS PRUEBAS DEL PILOTE							
HORA		Δt (horas:min)		CARGA (Kips)		LECTURAS (mV)		PRESION (psi)		ABSOLUTAS				DIFERENCIAS			
Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	pulg -3		cms		pulg -3		pulg -3	
										D1	D2	S1	S2	D1	D2	S1	S2
09:38	09:38			0	0.0	1199	1225	0	0	345	315	50.3	71.4	0	0	0	0
09:39	09:39	00:00	00:00	1.5	1.4	1488	1502	478	478	411	387	50.5	71.5	66	72	79	39
09:44	09:44	00:05	00:05		1.4					430	409	50.5	71.5	85	94	79	39
09:49	09:49	00:10	00:10		1.4					436	417	50.5	71.5	91	102	79	39
09:50	09:50	00:00	00:00	3	2.9	1779	1781	955	955	525	514	50.7	71.7	180	199	157	118
09:55	09:55	00:05	00:05		2.9					568	559	50.7	71.7	223	244	157	118
10:00	10:00	00:10	00:10		2.9					581	572	50.7	71.8	236	257	157	157
10:01	10:01	00:00	00:00	4.5	4.4	2069	2083	1433	1434	678	680	51	72.2	333	365	276	315
10:06	10:06	00:05	00:05		4.4					728	735	51.2	72.3	383	420	354	354
10:11	10:11	00:10	00:10		4.4					739	749	51.3	72.4	394	434	394	394
10:16	10:16	00:15	00:15		4.4					756	764	51.3	72.4	411	449	394	394
10:17	10:17	00:00	00:00	6	6.0	2360	2385	1911	1911	859	876	51.6	72.6	514	561	512	472
10:22	10:22	00:05	00:05		6.0					912	935	51.7	72.8	567	620	551	551
10:27	10:27	00:10	00:10		6.0					933	961	51.8	72.9	588	646	591	591
10:32	10:32	00:15	00:15		6.0					946	974	51.8	72.9	601	659	591	591
10:37	10:37	00:20	00:20		6.0					957	981	51.8	72.9	612	666	591	591
10:38	10:38	00:00	00:00	7.5	7.5	2650	2678	2389	2388	1037	1085	52.1	73.3	692	770	709	748
10:43	10:43	00:05	00:05		7.5					1112	1159	52.2	73.4	767	844	748	787
10:48	10:48	00:10	00:10		7.5					1131	1181	52.2	73.5	786	866	748	827
10:53	10:53	00:15	00:15		7.5					1147	1197	52.2	73.6	802	882	748	866
10:58	10:58	00:20	00:20		7.5					1160	1211	52.3	73.6	815	896	787	866
10:59	10:59	00:00	00:00	9	9.0	2941	2970	2866	2647	1255	1320	52.6	74	910	1005	906	1024
11:04	11:04	00:05	00:05		9.0					1324	1395	52.8	74.2	979	1080	984	1102
11:09	11:09	00:10	00:10		9.0					1349	1424	52.8	74.4	1004	1109	984	1181
11:14	11:14	00:15	00:15		9.0					1367	1441	52.8	74.4	1022	1126	984	1181
11:19	11:19	00:20	00:20		9.0					1383	1460	53	74.4	1038	1145	1063	1181
11:20	11:20	00:00	00:00	10.2	10.2	3173	3200	3248	3248	1449	1531	53.2	74.6	1104	1216	1142	1260
11:25	11:25	00:05	00:05		10.2					1524	1610	53.3	74.7	1179	1295	1181	1299
11:30	11:30	00:10	00:10		10.2					1549	1635	53.3	74.8	1204	1320	1181	1339
11:35	11:35	00:15	00:15		10.2					1570	1656	53.4	74.8	1225	1341	1220	1339
11:40	11:40	00:20	00:20		10.2					1589	1679	53.5	74.9	1244	1364	1260	1378
11:41	11:41	00:00	00:00	10.8	10.8	3289	3315	3439	3440	1615	1705	53.6	75	1270	1390	1299	1417
11:46	11:46	00:05	00:05		10.8					1661	1753	53.7	75	1316	1438	1339	1417
11:51	11:51	00:10	00:10		10.8					1687	1779	53.8	75.2	1342	1464	1378	1496
11:56	11:56	00:15	00:15		10.8					1707	1798	53.8	75.2	1362	1483	1378	1496
12:01	12:01	00:20	00:20		10.8					1729	1814	53.9	75.3	1384	1499	1417	1535
12:02	12:02	00:00	00:00	11.4	11.4	3405	3431	3631	3630	1772	1841	54	75.4	1427	1526	1457	1575
12:07	12:07	00:05	00:05		11.4					1795	1889	54.1	75.5	1450	1574	1496	1614
12:12	12:12	00:10	00:10		11.4					1817	1913	54.2	75.5	1472	1598	1535	1614
12:17	12:17	00:15	00:15		11.4					1836	1936	54.2	75.5	1491	1621	1535	1614
12:22	12:22	00:20	00:20		11.4					1854	1950	54.2	75.5	1509	1635	1535	1614
12:22	12:23	00:00	00:00	12	12.0	3522	3548	3822	3821	1880	1979	54.3	75.6	1535	1664	1575	1654
12:27	12:28	00:05	00:05		12.0					1920	2021	54.4	75.7	1575	1706	1614	1693
12:32	12:33	00:10	00:10		12.0					1935	2040	54.5	75.7	1590	1725	1654	1693
12:37	12:38	00:15	00:15		12.0					1955	2060	54.5	75.8	1610	1745	1654	1732
12:42	12:43	00:20	00:20		12.0					1970	2075	54.5	75.8	1625	1760	1654	1732
12:47	12:48	00:25	00:25		12.0					1983	2088	54.5	75.9	1638	1773	1654	1772
12:52	12:53	00:30	00:30		12.0					1994	2099	54.6	75.9	1649	1784	1693	1772
12:57	12:58	00:35	00:35		12.0					2004	2110	54.7	76	1659	1795	1732	1811
13:02	13:03	00:40	00:40		12.0					2014	2120	54.7	76	1669	1805	1732	1811
13:07	13:08	00:45	00:45		12.0					2023	2130	54.7	76	1678	1815	1732	1811
13:12	13:13	00:50	00:50		12.0					2031	2140	54.6	76.1	1686	1825	1693	1850
13:17	13:18	00:55	00:55		12.0					2037	2147	54.6	76.2	1692	1832	1693	1890
13:22	13:23	01:00	01:00		12.0					2046	2156	54.7	76.2	1701	1841	1732	1890
13:23	13:24	00:00	00:00	9	9.0	2941	2970	2866	2647	1950	2054	54.5	75.8	1605	1739	1654	1732
13:28	13:29	00:05	00:05		9.0					1951	2054	54.5	75.8	1606	1739	1654	1732
13:33	13:39	00:10	00:15		9.0					1951	2054	54.5	75.8	1606	1739	1654	1732
13:34	13:40	00:00	00:00	6	6.0	2360	2385	1911	1910	1828	1917	54.1	75.4	1483	1602	1496	1575
13:39	13:45	00:05	00:05		6.0					1800	1896	54	75.4	1455	1581	1457	1575
13:44	13:50	00:10	00:10		6.0					1800	1896	54	75.4	1455	1581	1457	1575
13:45	13:51	00:00	00:00	3	3.0	1779	1805	955	954	1590	1671	53.4	75	1245	1356	1220	1417
13:50	13:56	00:05	00:05		3.0					1571	1666	53.5	74.8	1226	1351	1260	1339
13:55	14:01	00:10	00:10		3.0					1558	1658	53.5	74.7	1213	1343	1260	1299
13:56	14:02	00:00	00:00	0	0.0	1198	1225	0	0	1245	1279	52.6	73.8	900	964	906	945
14:01	14:07	00:05	00:05		0.0					1193	1232	52.5	73.7	848	917	866	906
14:06	14:12	00:10	00:10		0.0					1168	1204	52.5	73.6	823	889	866	866

DATOS DE PRUEBA DE CARGA LATERAL NO. 6



PROYECTO: Trabajo de Grado Pablo Vásconez
NORMA: ASTM D 3966-90
GATO HIDRAULICO: ENERPAC RC-156

PILOTE DE PRUEBA: PA41
FECHA DE PRUEBA: 12-Mar-01
HORA DE COMIENZO: 10:00

AREA DEL PISTON EF.: 3.14 pulg2
CARGA DE DISEÑO: 6.0 Kips
CARGA ULTIMA ESTIMADA: 20 Kips

UBICACION:
 D1 & S1 a la izquierda viendo desde el bloque de hormigón
 D2 & S2 a la derecha viendo desde el bloque de hormigón

No. de golpes final durante hincado/pie: 14 **LONGITUD DEL PILOTE:** 112 pies (34.1m)
Día de Instalación: 9-Mar-01
PROFUNDIDAD DE CARGA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO: 2.90 pies (0.85m)

										LECTURAS DE LAS PRUEBAS DEL PILOTE							
HORA		Δt (horas:min)		CARGA (Kips)		LECTURAS (mV)		PRESION (psi)		ABSOLUTAS				DIFERENCIAS			
Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	Real	Ideal	pulg -3		cms		pulg -3		pulg -3	
										D1	D2	S1	S2	D1	D2	S1	S2
10:00	10:00			0	0.0	1204	1204	0	0	112	258	30.5	67.6	0	0	0	0
10:01	10:01	00:00	00:00	1.5	1.6	1493	1520	478	478	157	302	30.6	67.6	45	44	39	0
10:06	10:06	00:05	00:05		1.6					166	314	30.5	67.7	54	56	0	39
10:11	10:11	00:10	00:10		1.6					173	324	30.5	67.8	61	66	0	79
10:12	10:12	00:00	00:00	3	3.1	1784	1800	955	955	259	423	30.2	67.9	147	165	118	118
10:17	10:17	00:05	00:05		3.1					280	452	30.2	68	168	194	118	157
10:22	10:22	00:10	00:10		3.1					288	459	30.1	68.1	176	201	157	197
10:23	10:23	00:00	00:00	4.5	4.5	2074	2083	1433	1434	403	582	29.8	68.5	291	324	276	354
10:28	10:28	00:05	00:05		4.5					426	610	29.8	68.7	299	352	276	433
10:33	10:33	00:10	00:10		4.5					434	622	29.8	68.8	322	364	276	472
10:38	10:38	00:15	00:15		4.5					440	630	29.7	68.8	328	372	315	472
10:39	10:39	00:00	00:00	6	6.1	2365	2385	1911	1911	550	750	29.5	69	438	492	394	551
10:44	10:44	00:05	00:05		6.1					588	789	29.4	69.1	476	531	433	591
10:49	10:49	00:10	00:10		6.1					601	802	29.4	69.1	489	544	433	591
10:54	10:54	00:15	00:15		6.1					606	807	29.3	69.2	494	549	472	630
10:59	10:59	00:20	00:20		6.1					611	811	29.3	69.2	499	553	472	630
11:00	11:00	00:00	00:00	7.5	7.6	2655	2678	2389	2388	725	939	29	69.5	613	681	591	748
11:05	11:05	00:05	00:05		7.6					781	999	28.8	69.7	669	741	669	827
11:10	11:10	00:10	00:10		7.6					795	1012	28.8	69.9	683	754	669	906
11:15	11:15	00:15	00:15		7.6					801	1019	28.8	69.9	689	761	669	906
11:20	11:20	00:20	00:20		7.6					809	1029	28.8	69.9	697	771	669	906
11:21	11:21	00:00	00:00	9	9.1	2946	2970	2866	2647	937	1154	28.4	70.3	825	896	827	1063
11:26	11:26	00:05	00:05		9.1					979	1202	28.3	70.3	867	944	866	1063
11:31	11:31	00:10	00:10		9.1					991	1216	28.3	70.3	879	958	866	1063
11:36	11:36	00:15	00:15		9.1					1009	1239	28.2	70.4	897	981	906	1102
11:41	11:41	00:20	00:20		9.1					1017	1246	28.1	70.4	905	988	945	1102
11:42	11:42	00:00	00:00	10.2	10.3	3178	3200	3248	3248	1109	1340	27.9	70.7	997	1082	1024	1220
11:47	11:47	00:05	00:05		10.3					1160	1398	27.8	70.7	1048	1140	1063	1220
11:52	11:52	00:10	00:10		10.3					1175	1410	27.8	70.7	1063	1152	1063	1220
11:57	11:57	00:15	00:15		10.3					1187	1428	27.8	70.8	1075	1170	1063	1260
12:02	12:02	00:20	00:20		10.3					1208	1440	27.7	70.8	1096	1182	1102	1260
12:03	12:03	00:00	00:00	10.8	10.9	3294	3315	3439	3440	1244	1476	27.6	70.9	1132	1218	1142	1299
12:08	12:08	00:05	00:05		10.9					1278	1513	27.5	71	1166	1255	1181	1339
12:13	12:13	00:10	00:10		10.9					1294	1529	27.5	71	1182	1271	1181	1339
12:18	12:18	00:15	00:15		10.9					1303	1543	27.5	71	1191	1285	1181	1339
12:23	12:23	00:20	00:20		10.9					1312	1551	27.4	71.2	1200	1293	1220	1417
12:24	12:24	00:00	00:00	11.4	11.5	3410	3431	3631	3630	1343	1589	27.3	71.3	1231	1331	1260	1457
12:29	12:29	00:05	00:05		11.5					1389	1630	27.2	71.3	1277	1372	1299	1457
12:34	12:34	00:10	00:10		11.5					1402	1644	27.2	71.4	1290	1386	1299	1496
12:39	12:39	00:15	00:15		11.5					1414	1655	27.1	71.4	1302	1397	1339	1496
12:44	12:44	00:20	00:20		11.5					1424	1665	27.1	71.4	1312	1407	1339	1496
12:44	12:45	00:00	00:00	12	12.1	3527	3548	3822	3821	1452	1698	27	71.7	1340	1440	1378	1614
12:49	12:50	00:05	00:05		12.1					1488	1737	26.9	71.8	1376	1479	1417	1654
12:54	12:55	00:10	00:10		12.1					1501	1757	26.9	71.8	1389	1499	1417	1654
12:59	13:00	00:15	00:15		12.1					1509	1765	26.9	71.8	1397	1507	1417	1654
13:04	13:05	00:20	00:20		12.1					1521	1778	26.8	71.8	1409	1520	1457	1654
13:09	13:10	00:25	00:25		12.1					1528	1786	26.8	71.8	1416	1528	1457	1654
13:14	13:15	00:30	00:30		12.1					1535	1796	26.8	71.9	1423	1538	1457	1693
13:19	13:20	00:35	00:35		12.1					1545	1798	26.7	71.9	1433	1540	1496	1693
13:24	13:25	00:40	00:40		12.1					1551	1804	26.7	71.9	1439	1546	1496	1693
13:29	13:30	00:45	00:45		12.1					1555	1807	26.7	71.9	1443	1549	1496	1693
13:34	13:35	00:50	00:50		12.1					1565	1815	26.7	71.9	1453	1557	1496	1693
13:39	13:40	00:55	00:55		12.1					1567	1832	26.7	71.9	1455	1574	1496	1693
13:44	13:45	01:00	01:00		12.1					1571	1836	26.6	72	1459	1578	1535	1732
13:45	13:47	00:00	00:00	9	9.1	2946	2970	2866	2647	1493	1753	27	71.5	1381	1495	1378	1535
13:50	13:52	00:05	00:05		9.1					1494	1749	27	71.5	1382	1491	1378	1535
13:55	13:57	00:10	00:10		9.1					1489	1742	27	71.5	1377	1484	1378	1535
13:56	13:58	00:00	00:00	6	6.1	2365	2385	1911	1910	1376	1630	27.2	71.2	1264	1372	1299	1417
14:01	14:03	00:05	00:05		6.1					1360	1615	27.3	71.2	1248	1357	1260	1417
14:06	14:08	00:10	00:10		6.1					1346	1600	27.3	71.2	1234	1342	1260	1417
14:07	02:11	00:00	00:00	3	3.1	1784	1805	955	954	1131	1372	27.9	70.7	1019	1114	1024	1220
14:12	02:16	00:05	00:05		3.1					1113	1350	28	70.6	1001	1092	984	1181
14:17	02:21	00:10	00:10		3.1					1109	1345	28	70.5	997	1087	984	1142
14:18	02:22	00:00	00:00	0	0.0	1203	1212	0	0	830	1140	28.7	69.7	718	882	709	827
14:23	02:27	00:05	00:05		0.0					783	984	28.9	69.5	671	726	630	748
14:28	02:32	00:10	00:10		0.0					767	965	28.9	69.5	655	707	630	748



ANEXO E

RESULTADOS EN PROGRAMAS Y MÉTODOS DE PREDICCIÓN: COMPARACIÓN CON RESULTADOS REALES



Fig. E.1 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.2 - Modelación 1 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.3	0.3	0.6	1.1
3	1.1	1.1	1.2	2.9
4.3	2.0	2.2	1.9	5.2
6	3.3	3.5	3.1	8.6
7.5	4.8	4.9	4.1	12.3
9	6.7	6.5	5.5	16.1
10.2	8.5	7.9	7.0	19.2
10.8	9.5	8.7	8.0	21.0
11.4	10.6	9.6	8.7	22.6
12	11.7	10.5	9.6	25.1

* Modelación 1 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 94 \text{ kPa}$, $\epsilon_{50} = 0.007$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	324%	356%	177%	25%
3	257%	255%	239%	
4.3	256%	240%	278%	
6	259%	247%	278%	50%
7.5	258%	254%	301%	
9	241%	249%	294%	
10.2	226%	242%	273%	75%
10.8	221%	241%	263%	
11.4	214%	235%	259%	
12	215%	239%	263%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	290%	305%	208%
50%	258%	243%	278%
75%	249%	251%	298%
100%	219%	239%	264%
General *	254%	260%	262%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

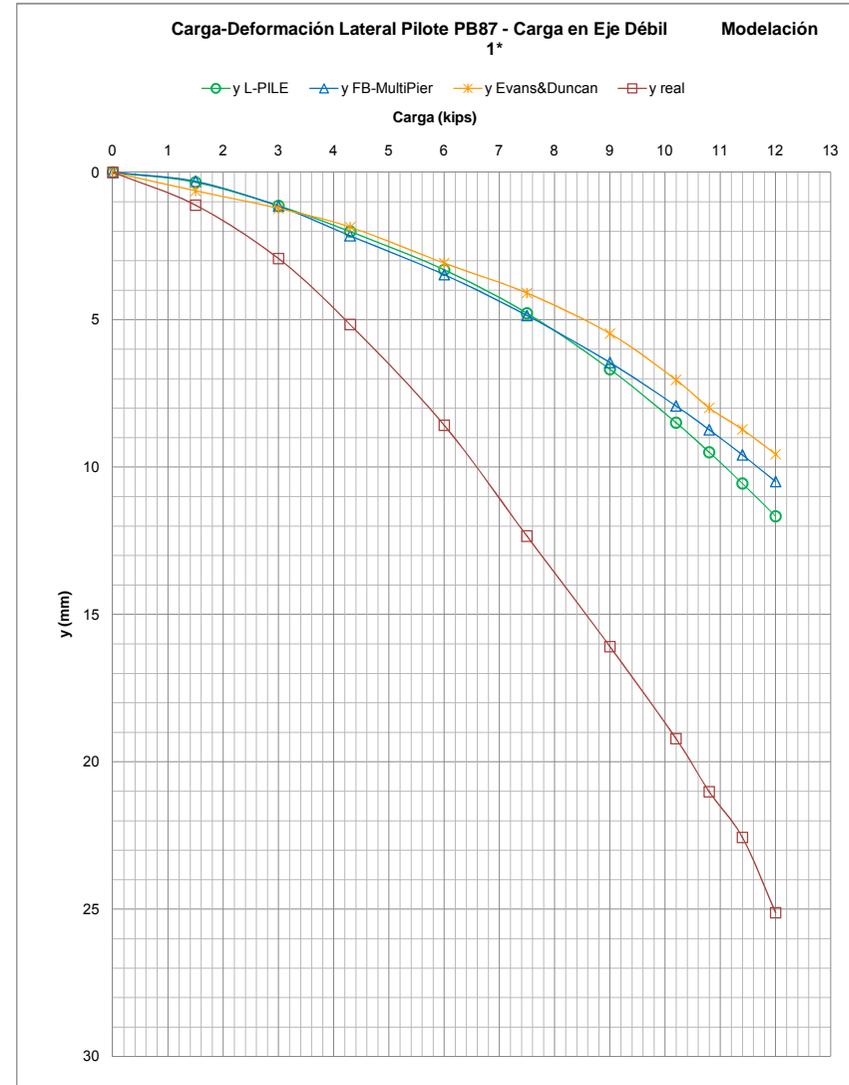




Fig. E.2 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.2 - Modelación 2 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.7	0.8	0.9	1.1
3	2.4	2.2	2.1	2.9
4.3	4.9	4.1	3.8	5.2
6	9.2	7.8	7.0	8.6
7.5	13.7	12.0	10.5	12.3
9	18.5	16.7	14.3	16.1
10.2	22.6	20.9	17.5	19.2
10.8	24.6	23.0	19.8	21.0
11.4	26.8	25.2	22.3	22.6
12	28.9	27.4	24.4	25.1

* Modelación 2 - Parámetros del Primer Estrato: $su = 40$ kPa (relación de Ladd), $\epsilon_{50} = 0.009$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	151%	148%	123%	25%
3	123%	135%	137%	
4.3	106%	125%	138%	
6	93%	110%	122%	50%
7.5	90%	103%	118%	
9	87%	96%	113%	
10.2	85%	92%	110%	100%
10.8	85%	91%	106%	
11.4	84%	90%	101%	
12	87%	92%	103%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	137%	141%	130%
50%	100%	118%	130%
75%	89%	99%	115%
100%	85%	91%	105%
General *	103%	112%	120%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

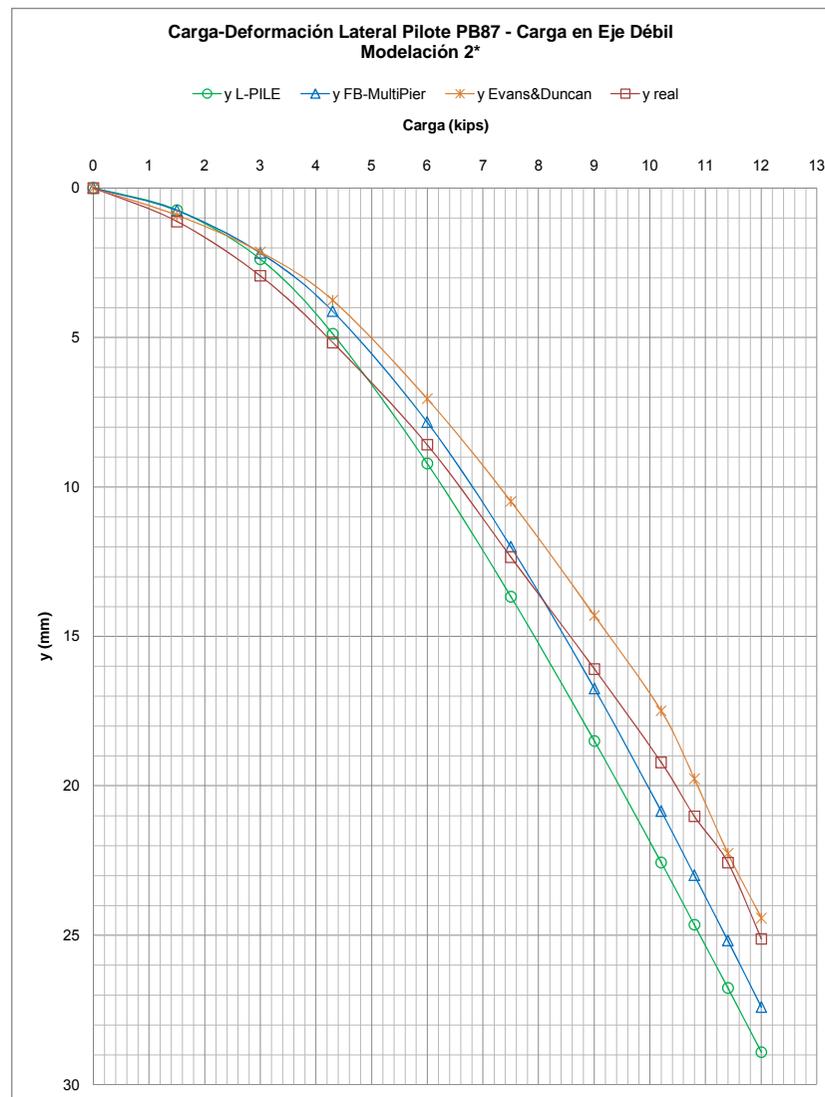




Fig. E.3 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.3 - Modelación 1 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.2	0.2	0.5	0.7
3	0.5	0.5	0.9	1.6
4.4	0.9	0.9	1.3	2.8
6	1.5	1.6	2.0	4.3
7.5	2.2	2.2	2.7	6.0
9	3.2	3.0	3.5	8.0
10.2	4.1	3.7	4.4	9.6
10.8	4.6	4.1	4.9	10.6
11.4	5.2	4.6	5.5	11.6
12	5.8	5.0	6.2	13.2

* Modelación 1 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 94 \text{ kPa}$, $\epsilon_{50} = 0.007$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	438%	434%	131%	25%
3	323%	305%	191%	
4.4	306%	297%	215%	
6	287%	273%	216%	50%
7.5	268%	270%	222%	
9	249%	265%	229%	
10.2	234%	258%	221%	100%
10.8	229%	257%	219%	
11.4	224%	255%	212%	
12	228%	262%	214%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	381%	369%	161%
50%	296%	285%	216%
75%	259%	268%	226%
100%	229%	258%	216%
General *	291%	295%	205%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

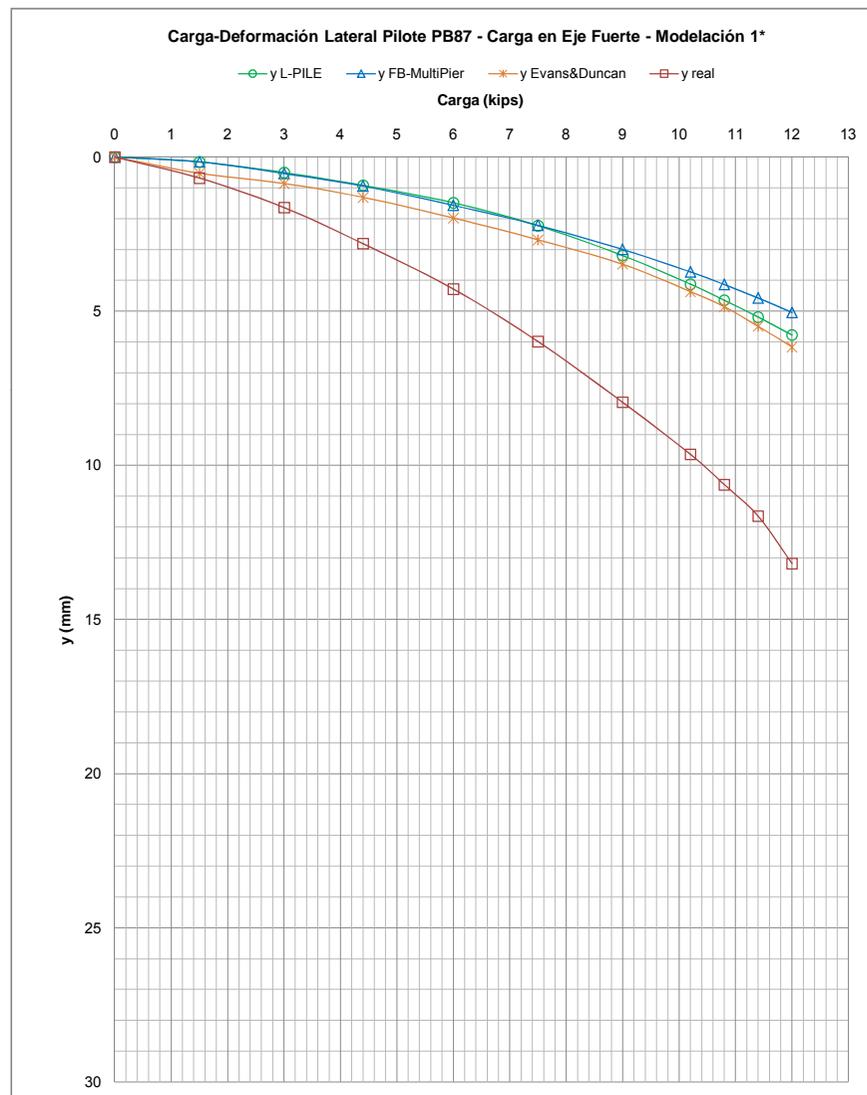




Fig. E.4 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.3 - Modelación 2 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.3	0.3	0.7	0.7
3	1.2	1.0	1.4	1.6
4.4	2.6	2.2	2.4	2.8
6	4.8	4.0	3.8	4.3
7.5	7.1	6.2	6.0	6.0
9	9.7	8.6	8.6	8.0
10.2	11.9	10.8	10.5	9.6
10.8	13.0	11.9	11.4	10.6
11.4	14.1	13.0	12.4	11.6
12	15.3	14.2	13.8	13.2

* Modelación 2 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 40$ kPa (relación de Ladd), $\epsilon_{50} = 0.009$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	215%	208%	102%	25%
3	141%	161%	119%	
4.4	107%	130%	116%	
6	89%	106%	112%	50%
7.5	84%	97%	100%	
9	82%	92%	93%	75%
10.2	81%	90%	92%	
10.8	82%	89%	93%	
11.4	82%	89%	94%	
12	86%	93%	96%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	178%	184%	110%
50%	98%	118%	114%
75%	83%	95%	96%
100%	83%	90%	94%
General *	111%	122%	104%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

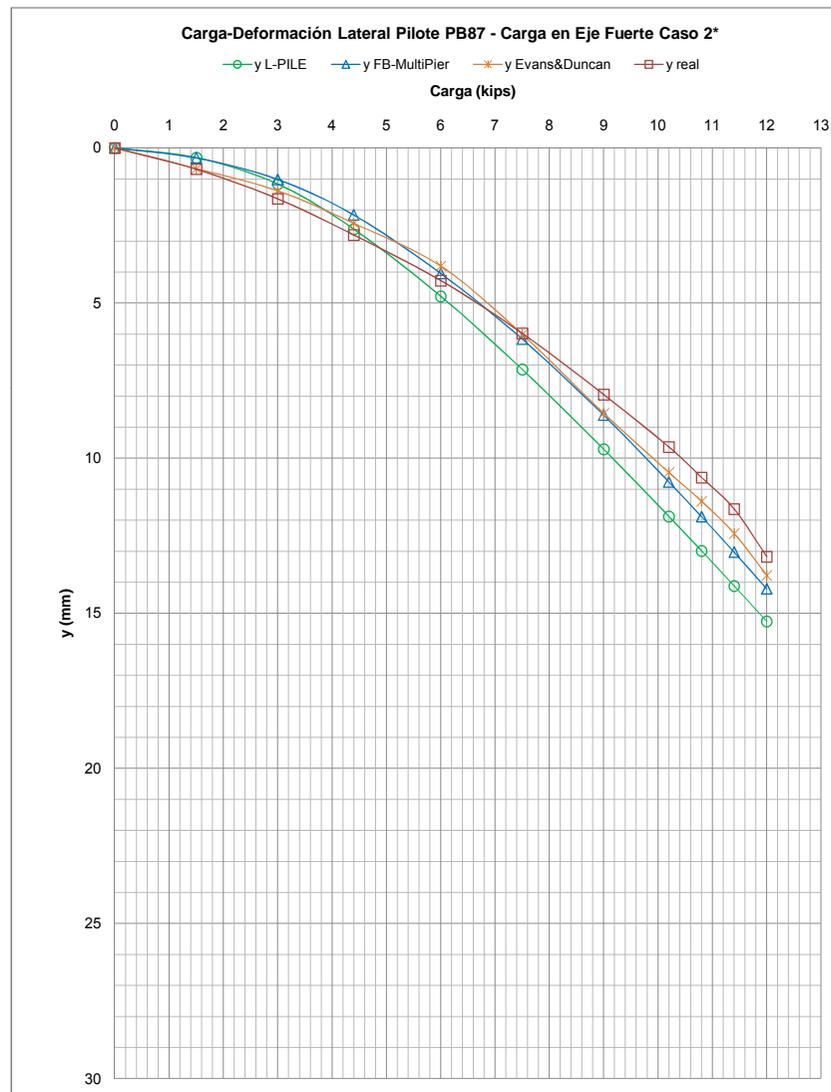




Fig. E.5 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.4 - Modelación 1 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.2	0.2	0.5	0.6
3	0.5	0.5	0.9	1.9
4.5	1.0	0.9	1.4	3.7
6	1.6	1.6	2.0	5.7
7.5	2.5	2.5	2.7	8.0
9	3.6	3.7	3.5	10.1
10.2	4.7	4.7	4.4	11.8
10.8	5.2	5.3	4.9	12.7
11.4	5.8	5.9	5.5	13.6
12	6.5	6.5	6.2	15.3

* Modelación 1 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 94 \text{ kPa}$, $\epsilon_{50} = 0.007$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	366%	351%	124%	25%
3	354%	394%	223%	
4.5	381%	399%	267%	
6	350%	357%	286%	50%
7.5	322%	320%	298%	
9	281%	277%	291%	
10.2	254%	251%	270%	75%
10.8	243%	241%	262%	
11.4	232%	231%	247%	
12	236%	235%	248%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	360%	373%	174%
50%	366%	378%	276%
75%	302%	298%	295%
100%	241%	240%	257%
General *	317%	322%	250%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

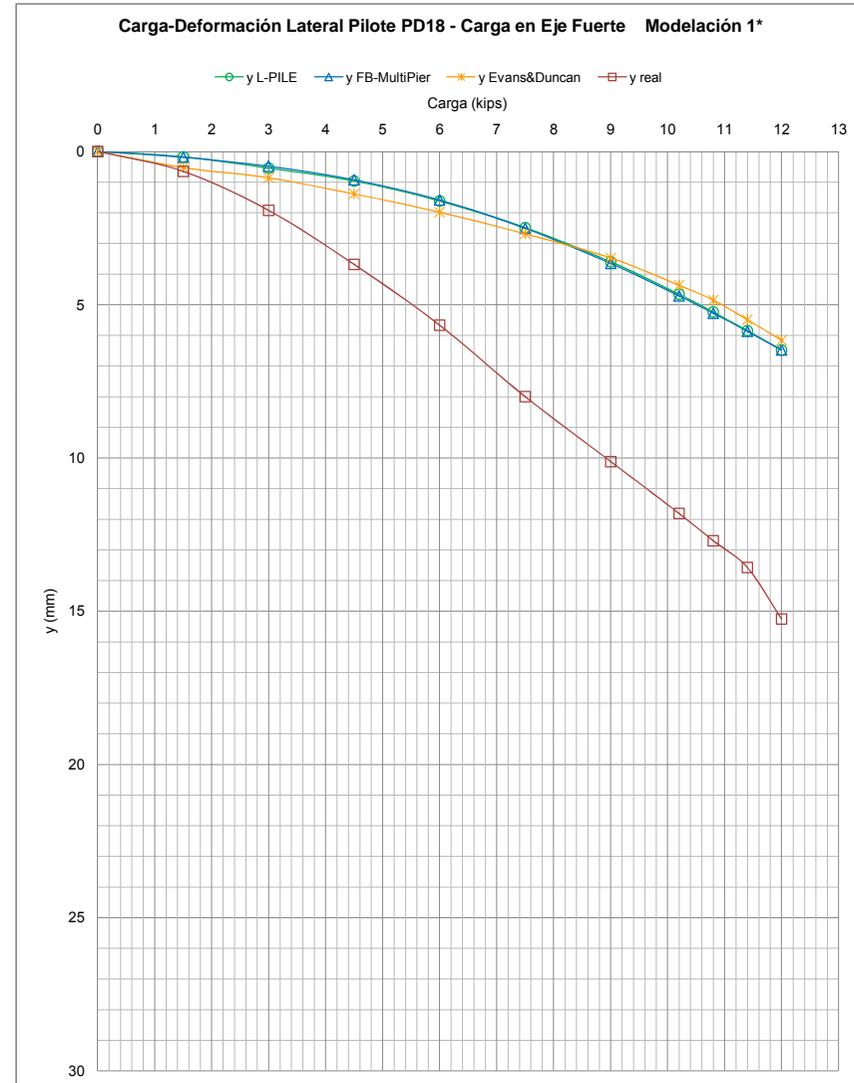




Fig. E.6 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.4 - Modelación 2 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.3	0.3	0.7	0.6
3	1.3	1.4	1.4	1.9
4.5	3.0	3.0	2.5	3.7
6	5.2	5.0	3.8	5.7
7.5	7.6	7.1	6.0	8.0
9	10.2	9.4	8.6	10.1
10.2	12.4	11.3	10.5	11.8
10.8	13.5	12.3	11.4	12.7
11.4	14.7	13.3	12.4	13.6
12	15.8	14.3	13.8	15.3

* Modelación 2 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 40$ kPa (relación de Ladd), $\epsilon_{50} = 0.009$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	193%	201%	96%	25%
3	145%	142%	139%	
4.5	121%	123%	147%	
6	109%	114%	149%	50%
7.5	105%	112%	133%	
9	99%	107%	118%	
10.2	95%	104%	113%	75%
10.8	94%	103%	112%	
11.4	93%	102%	109%	
12	96%	107%	111%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	169%	172%	118%
50%	115%	118%	148%
75%	102%	110%	126%
100%	95%	104%	111%
General *	120%	126%	126%

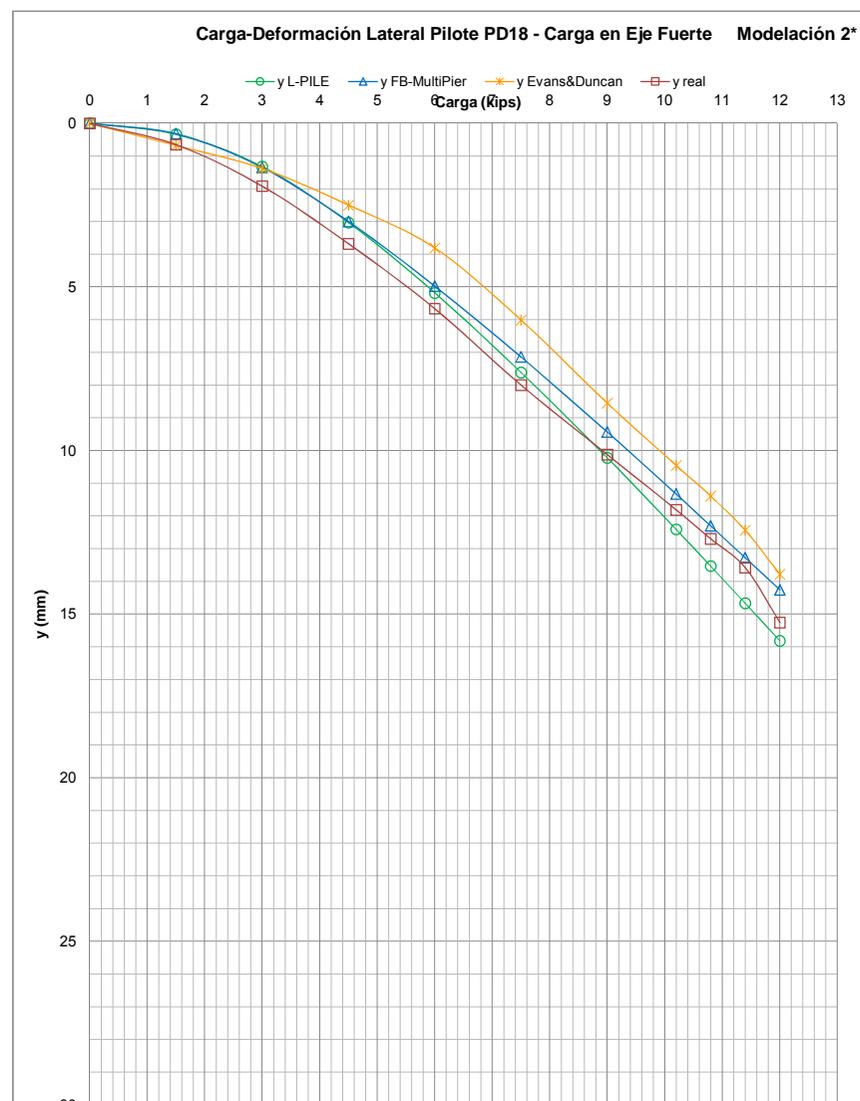




Fig. E.7 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.5 - Modelación 1 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	0.5	0.6	1.3	2.5
2.9	2.2	2.4	3.6	6.3
4.4	5.8	6.1	7.0	10.9
6	12.0	12.1	13.0	16.2
7.5	20.2	20.0	18.5	21.7
9	31.1	30.0	25.5	27.7
10.2	41.6	39.7	31.9	33.1
10.8	47.5	45.2	35.7	36.6
11.4	53.6	51.0	38.7	39.9
12	60.2	57.2	42.8	45.0

* Modelación 1 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 83 \text{ kPa}$, $\epsilon_{50} = 0.007$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	461%	405%	189%	25%
2.9	281%	257%	175%	
4.4	188%	179%	155%	
6	136%	134%	125%	50%
7.5	107%	109%	117%	
9	89%	92%	109%	
10.2	80%	83%	104%	100%
10.8	77%	81%	103%	
11.4	74%	78%	103%	
12	75%	79%	105%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	371%	331%	182%
50%	162%	157%	140%
75%	98%	101%	113%
100%	76%	80%	104%
General *	177%	167%	135%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

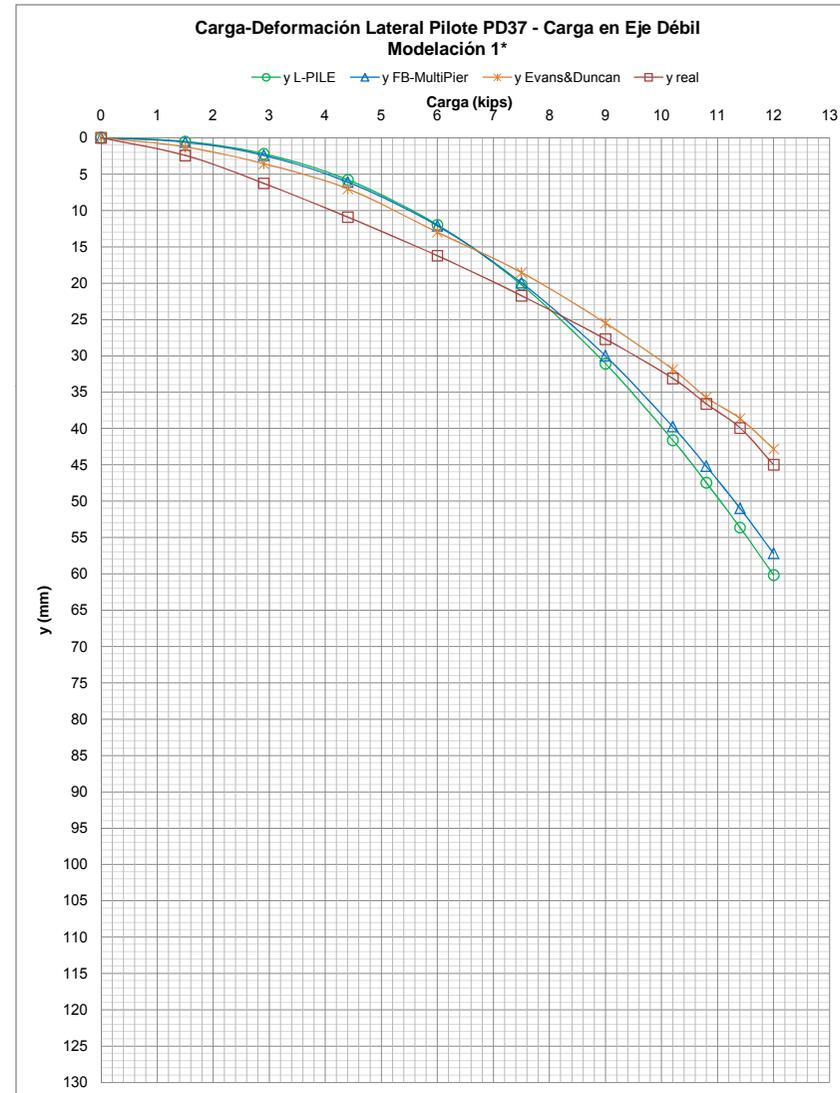




Fig. E.8 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.5 - Modelación 2 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.5	2.2	2.3	2.3	2.5
2.9	8.4	8.2	8.3	6.3
4.4	19.6	18.4	16.7	10.9
6	36.4	33.6	28.8	16.2
7.5	55.8	51.7	42.8	21.7
9	77.8	72.8	59.3	27.7
10.2	96.9	91.3	74.8	33.1
10.8	106.9	101.1	83.7	36.6
11.4	117.2	111.2	92.7	39.9
12	127.7	121.5	103.3	45.0

* Modelación 2 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 30$ kPa (relación de Ladd), $\epsilon_{50} = 0.010$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.5	112%	108%	108%	25%
2.9	74%	77%	76%	
4.4	56%	59%	65%	50%
6	45%	48%	56%	
7.5	39%	42%	51%	75%
9	36%	38%	47%	
10.2	34%	36%	44%	100%
10.8	34%	36%	44%	
11.4	34%	36%	43%	
12	35%	37%	44%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	93%	93%	92%
50%	50%	54%	61%
75%	37%	40%	49%
100%	34%	36%	44%
General *	54%	56%	61%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.2 y 11.4 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

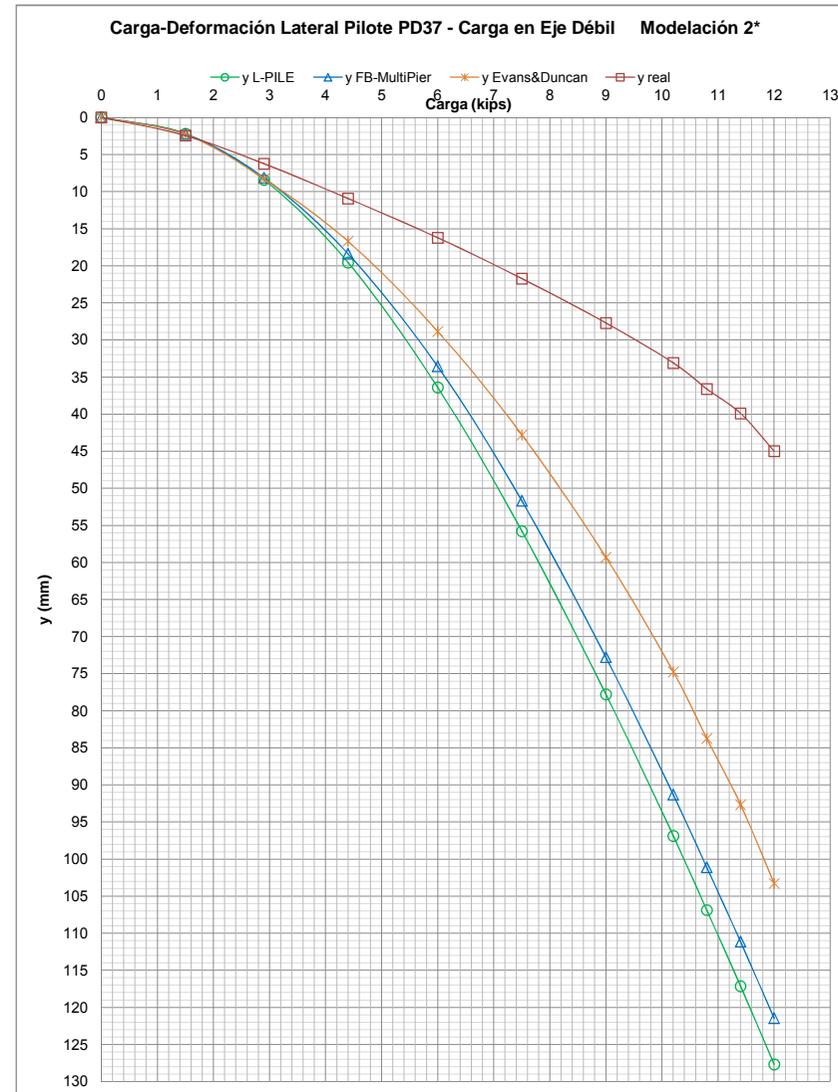




Fig. E.9 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.6 - Modelación 1 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.6	0.6	0.5	1.5	1.6
3.1	2.0	1.8	4.2	4.8
4.5	4.3	4.1	7.7	8.9
6.1	8.4	8.4	12.9	13.4
7.6	13.8	13.8	18.9	18.6
9.1	21.0	21.1	26.0	24.0
10.3	28.0	28.1	32.5	28.9
10.9	32.0	32.2	36.0	31.7
11.5	36.4	36.5	39.7	34.5
12.1	41.1	41.1	43.6	38.6

* Modelación 1 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 83 \text{ kPa}$, $\epsilon_{50} = 0.007$

Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.6	271%	324%	105%	25%
3.1	239%	266%	114%	
4.5	205%	216%	116%	
6.1	159%	160%	104%	50%
7.6	135%	135%	99%	
9.1	115%	114%	92%	75%
10.3	103%	103%	89%	
10.9	99%	98%	88%	
11.5	95%	95%	87%	
12.1	94%	94%	89%	100%

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	255%	295%	109%
50%	182%	188%	110%
75%	125%	125%	96%
100%	98%	97%	88%
General *	164%	176%	101%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.3 y 11.5 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)

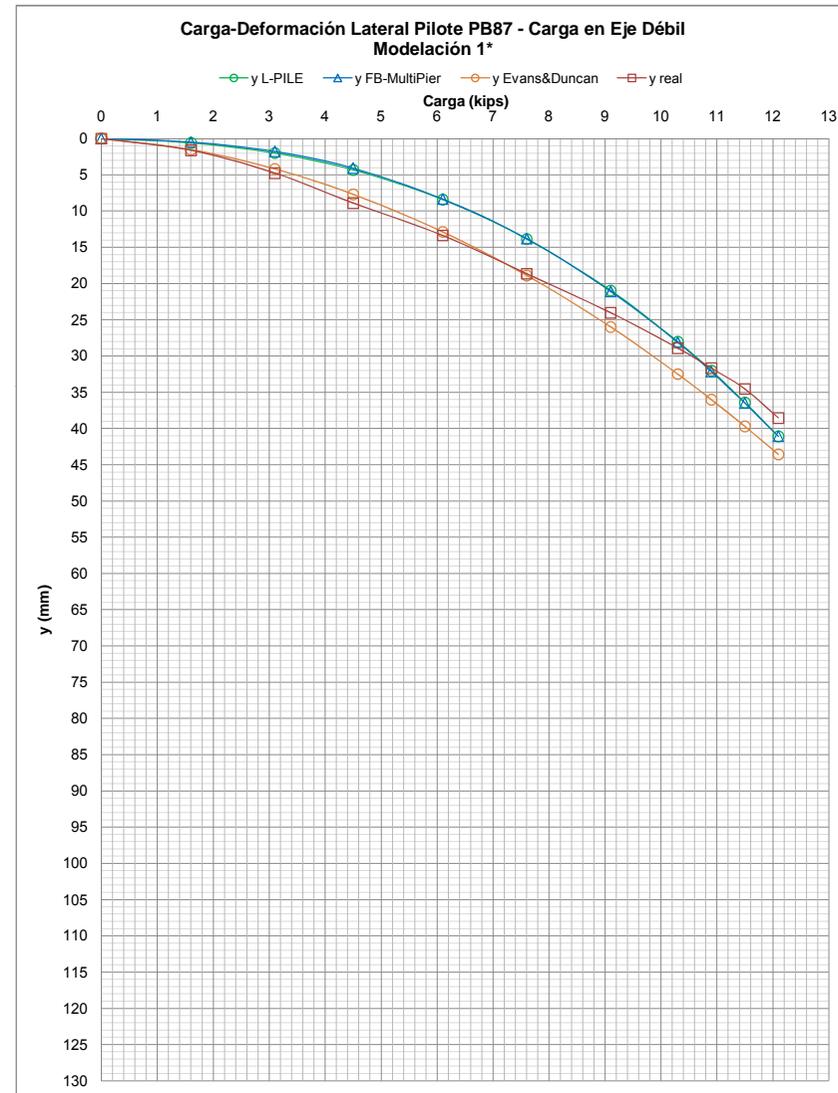




Fig. E.10 Comparación de Predicciones con Resultados Reales de Prueba No.6 - Modelación 2 *

Carga (kips)	Resultado de Predicción según Método aplicado			Resultado Real y (mm)
	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	
0	0	0	0	0
1.6	2.1	2.6	3.1	1.6
3.1	8.0	9.3	9.0	4.8
4.5	17.2	19.2	17.1	8.9
6.1	32.3	34.7	29.3	13.4
7.6	50.6	53.0	43.7	18.6
9.1	72.0	74.3	61.0	24.0
10.3	90.9	93.0	76.8	28.9
10.9	100.8	102.8	85.4	31.7
11.5	111.1	112.9	94.5	34.5
12.1	121.7	123.3	104.0	38.6

* Modelación 2 - Parámetros del Primer Estrato: $s_u = 30$ kPa (relación de Ladd), $\epsilon_{50} = 0.010$

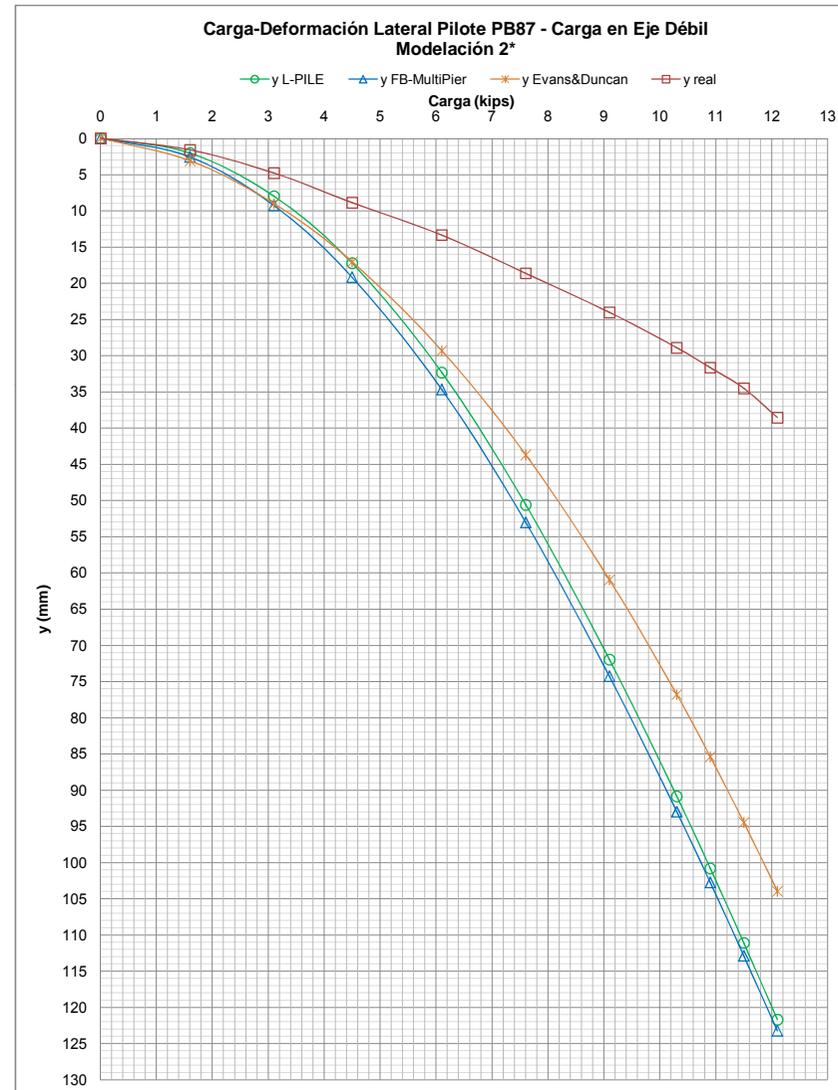
Valores de R para cada carga aplicada

Carga (kips)	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)	NIVEL DE CARGA
1.6	78%	63%	52%	25%
3.1	60%	52%	53%	
4.5	52%	46%	52%	
6.1	41%	38%	46%	50%
7.6	37%	35%	43%	
9.1	33%	32%	39%	
10.3	32%	31%	38%	75%
10.9	31%	31%	37%	
11.5	31%	31%	37%	
12.1	32%	31%	37%	

Valores de R promedio para cada Nivel de Carga

NIVEL DE CARGA	L-PILE y (mm)	FB-MultiPier y (mm)	Evans&Duncan y (mm)
25%	69%	57%	53%
50%	46%	42%	49%
75%	35%	34%	41%
100%	32%	31%	37%
General *	46%	41%	45%

* Promedio de R de todas las cargas aplicadas excepto 10.3 y 11.5 kips (se consideran sólo incrementos de 1.5 kips)





BIBLIOGRAFÍA

1. Reese, L. y Van Impe, W., 2001, "Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading", Taylor & Francis / Balkema, Inglaterra
2. Delgado M., 1998, "Introducción a la Interacción Suelo-Estructura", Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá
3. Reese, L. y O'Neill, M., 1999, "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", Auspiciado por la Federal Highway Administration (FHWA), Estados Unidos de América
4. Coduto, D., 2001, "Foundation Design: Principles and Practices", 2da. Edición, Prentice-Hall, Nueva Jersey
5. Poulos, H. y Davis, E., 1980, "Pile Foundation: Analysis and Design", Wiley, Nueva York
6. Terzaghi, K., Peck, R. y Mesri, G., 1996, "Soils Mechanics in Engineering Practice", 3era. Edición, Wiley, Nueva York
7. Budhu M., 2000, "Soil Mechanics and Foundations", Wiley, Nueva York
8. Norma "ASTM D 3966-90 (Reapproved 1995): Standard Test Method for Piles Under Lateral Loads"
9. Reese, L. y Wang S., 1997, "LPILE Plus 3.0 Technical Manual", Ensoft Inc., Austin (Texas)
10. Florida Department of Transportation y Federal Highway Administration (FHWA), 2002, "FB-Pier User's Guide Manual", Gainesville (Florida)