

**UNIVERSIDAD CATOLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**Trabajo de Grado**  
Previo a la Obtención del Título de  
**INGENIERO CIVIL**

**Tema:**

PRUEBAS DINAMICAS DE ALTA  
DEFORMACION Y SU RELACION CON  
LOS CALCULOS TEORICOS.

**Realizado por:**

Adolfo Carlos Caicedo Aspiazu

**Director:**

Ing. Claudio Luque R., MsC

Guayaquil - Ecuador

**2010**

# TRABAJO DE GRADO

Tema:

## PRUEBAS DINAMICAS DE ALTA DEFORMACION Y SU RELACION CON LOS CALCULOS TEORICOS..

Presentado a la facultad de ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil de la  
Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

Por:

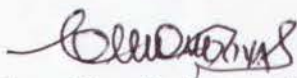
**ADOLFO CARLOS CAICEDO ASPIAZU**

Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar

Por el título de:

**INGENIERO CIVIL**

Tribunal de sustentación



Ing. Claudio Luque R. M.sC.  
Director de Trabajo de Grado.



Ing Oswaldo Ripalda N. M.sC.  
PROFESOR INVITADO



Dr. Ing. Walter Mera Ortiz.  
DECANO DE LA FACULTAD



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

## DEDICATORIA

*Este trabajo está dedicado a mis padres sin cuya ayuda nunca lo podría haber alcanzado.*

## **AGRADECIMIENTOS:**

*Quisiera agradecer a mis padres por toda su ayuda, ya todas las personas involucradas en el proyecto, al Director, el profesor invitado, y a todos los que me ayudaron con de forma directa o indirecta.*



## Tabla de contenido

Introducción.....	- 1 -
Generalidades del Proyecto .....	- 4 -
Estructura del Puente.....	- 6 -
Sistema de Hincado .....	- 7 -
Metodología Constructiva de la Hinca de Pilotes.....	- 8 -
Teorías para la evaluación de Capacidad de Carga Estática en Pilotes Individuales.....	- 9 -
Pilotes .....	- 10 -
Pilotes de Extremo Abierto.....	- 11 -
Calculo de Capacidad de Carga en Pilotes utilizando la Teoría Racional. ....	- 12 -
Capacidad por Fuste en arenas.....	- 12 -
Capacidad por Fuste en suelos cohesivos .....	- 18 -
Capacidad por punta en Pilotes .....	- 22 -
Capacidad de Carga mediante Pruebas de Carga .....	- 24 -
Estáticas .....	- 24 -
Pruebas Dinámicas.....	- 26 -
Prueba de Carga Dinámica PDA .....	- 29 -
Equipo que se utiliza para las Pruebas Dinamicas .....	- 31 -
Analizador de Hincado PDA (Pile Driving Analyzer).....	- 31 -
Mecánica de Onda: .....	- 32 -
C. Ecuación de Onda .....	- 34 -
Método Case.....	- 35 -
Transferencia de Energía. ....	- 36 -
Esfuerzos de Hincado e Integridad del Pilote.....	- 36 -
CAPWAP .....	- 37 -
Caracterización del Sitio y Selección de Parámetros .....	- 39 -
Evaluación de Capacidad de Carga en Pilotes .....	- 46 -
Formula de Gates.....	- 47 -



Fuste en Arena.....	- 48 -
Método $K_s \tan \Phi_a * \sigma_v$ (Vesic y Meyerhof) .....	- 50 -
Método Meyerhof para pilotes de desplazamiento.....	- 51 -
Método sugerido por el Manual Canadiense.....	- 52 -
Método Beta .....	- 53 -
Fuste en Suelos cohesivos .....	- 54 -
Método $\alpha$ .....	- 54 -
Método $\lambda$ .....	- 55 -
Metodo $\beta$ .....	- 56 -
Metodo $\beta$ .....	- 56 -
Capacidad por Punta.....	- 57 -
Suelo Cohesivo .....	- 57 -
Calculo en Arena.....	- 57 -
Resultados del Método CASE.....	- 58 -
Análisis CAPWAP .....	- 60 -
Comparación de Resultados.....	- 62 -
Fuste en Arena.....	- 63 -
Fuste en Arcilla.....	- 70 -
Fuste en Arcilla (SU- Teórico).....	- 76 -
Capacidad por punta en Arenas .....	- 82 -
Capacidad por punta en Arcillas.....	- 86 -
Conclusiones .....	- 88 -
Anexos A .....	- 93 -
Anexo B .....	- 96 -
Anexo C.....	- 104 -
Anexo D .....	- 112 -
Anexo E.....	- 133 -
Bibliografía .....	- 151 -



## Introducción



Como resultado de la evaluación permanente de la red vial del Ecuador, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) definió la impostergable necesidad de llevar a cabo un programa integral de construcción, rehabilitación y mantenimiento de varias vías y puentes, lo cual ha sido factible al contar con recursos económicos asignados por un decreto de emergencia emitido por el Presidente de la República.

El proyecto de "Construcción del Puente Bahía, sobre el Estuario del Río Chone, que una a las poblaciones de Bahía de Caráquez y San Vicente, ubicado en la Provincia de Manabí", se ha hecho prioritario por cuanto el flujo de tráfico que se desarrolla en esta zona es denso, y se ve agravado a determinadas horas cuando las condiciones de navegación tornan imposible realizar el cruce en las gabarras que ofrecen el servicio en la actualidad.

Todos los días se buscan maneras de encontrar resultados más confiables y a menor costo, con el avance de la tecnología muchas de las costumbres van cambiando, en las cimentaciones no es distinto. Las pruebas de carga para pilotes siempre se han practicado en la ingeniería, algunas con conceptos muy directos, como la prueba de carga estática que consiste en aplicar carga a un pilote hasta producir su falla, hasta las pruebas de rayos X que se utilizan en pilotes vaciados en sitio para comprobar su integridad.

El caso de las pruebas de Bahía-San Vicente, es un caso muy particular ya que es la primera vez que se utilizan estas pruebas en nuestro país. Las pruebas dinámicas de alta deformación tienen la importante ventaja de producir resultados rápidos a bajo costo, esto es una ventaja que va acorde con las nuevas teorías de seguridad. En los últimos años se ha aceptado que los sistemas más seguros son los sistemas redundantes, es decir, es la seguro armar una pila con 4 pilotes individuales, que con 1 solo pilón. Esto se debe a que





---

en caso de que falle alguno de los 4 elementos, la estructura quedara aun protegida por el 75%, caso que a pesar de no ser el ideal, de todas formas es mejor que imaginar el caso de tener alguna falla en el pilón, siendo este el único elemento que cimenta la estructura. Para estos casos, las pruebas dinámicas son muy útiles debido a que su bajo costo permite probar la mayor cantidad de elementos.

Es por esta razón que para este trabajo se ha decidido evaluar las pruebas de carga dinámicas y relacionarlas con los factores y coeficientes que se utilizan en los cálculos teóricos. El propósito de este trabajo es notar las diferencias y semejanzas que presentan los parámetros de diseño teóricos con los parámetros de diseño reales que son medidos en el campo y a su vez entender un poco mas de cómo funcionan las pruebas dinámicas de alta deformación.



## **Generalidades del Proyecto**



Las poblaciones de Bahía de Caráquez y San Vicente, localizadas en la provincia de Manabí, constituyen un importante destino turístico de la zona y cuentan con una población aproximada de 25.000 habitantes, equivalente al 60% del total de la provincia y 16% en relación al país.

La temperatura promedio anual es de 25°C, existiendo una marcada estación lluviosa de enero a abril, y una larga temporada seca. La precipitación anual promedio es de unos 1.500 milímetros. La zona se encuentra al nivel del mar, siendo su topografía esencialmente plana.

Las ciudades están sentadas en las dos márgenes del delta tipo estuario del río Chone, el cual atraviesa una buena parte de la provincia de Manabí, y están sujetos por tanto a la influencia de las mareas, constituyendo el principal recurso hídrico superficial de la zona.

El cruce del río Chone en esta zona, constituye un problema urbano que debe ser solucionado. Con el propósito de lograrlo, el MTOP, la fiscalización de la construcción del Puente está a cargo de la compañía C.P.R. Asociados, y se ha asignado la construcción del mismo al Cuerpo de Ingenieros del Ejército.



El proyecto a constituye la más importante obra de vialidad que se propone ejecutar el MTOP entre los proyectos del decreto de emergencia por su importancia ya que con tal proyecto se brindará servicio a una amplia zona de la provincia de Manabí y por su complejidad, pues el proyecto contempla un diseño especial, que incluye el alumbrado, el drenaje pluvial, el impacto ambiental y salvar las instalaciones existentes de alcantarillado sanitario y de agua potable.

### Estructura del Puente

Datos:

El puente Bahía – San Vicente tiene una longitud total de 1980 m. Estructuralmente está conformado por 3 tramos:

- El acceso desde Bahía de Caráquez, constituido por 6 tramos de 20 m de luz, con una longitud total de 120 m.
- El acceso desde San Vicente, constituido por 5 tramos curvos de 30 m de luz, con una longitud total de 150 m., y
- El tramo central sobre el río Chone, conformado por 38 tramos rectos de 45 m de luz, con una longitud total de 1710 m.



Figura 1. Digitalización del Puente Terminado

Los pilotes hincados en el tramo central son pilotes metálicos circulares de 123 cm de diámetro interno (127 cm de diámetro externo), de 20 mm de espesor.

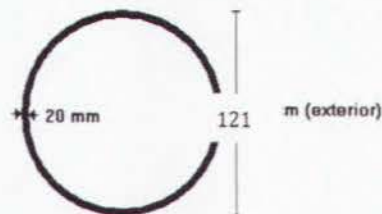


Grafico 1. Esquema de los Pilotes

Los pilotes de acero, como todos, tienen ventajas y desventajas en comparación con otros materiales, a continuación se citan algunas (Das, 2001):



Ventajas	Desventajas
a. Fácil de manipular respecto al corte y longitud deseada	1. Material Relativamente Caro
b. Alta resistencia a los esfuerzos durante el hincado	2. Alto nivel de ruido durante el Hincado
c. Capaz de penetrar estratos duros	3. Susceptible a la corrosión
d. Alta capacidad de carga	

Tabla 1. Ventajas y Desventajas de Pilotes de Acero (Das, 2001)

#### Sistema de Hincado

Es importante tomar en cuenta que la hinca de pilotes es un proceso que involucra al martillo, amortiguador, pilote y suelo y que todos estos elementos deben estar bien graduados y a su vez el pilote debe estar diseñado con la suficiente fuerza estructural para soportar los golpes al momento del hincado.

#### Velocidad de Impacto

El martillo cumple una parte esencial del hincado, su eficiencia se mide a partir de la transferencia de energía del martillo al pilote. La transferencia varia de entre el 20% al 80% (Rausche et al, 1985).

Es importante tomar en cuenta que 2 martillos que ejercen la misma energía, no necesariamente producen el mismo efecto. Un martillo liviano, que tiene una mayor velocidad de impacto genera ondas de mayor amplitud y de menor duración. Este martillo es más eficiente a mayor profundidad, cuando el hincado demanda mayor fuerza, esto se debe a que cuando la resistencia del suelo aumenta, las grandes fuerzas de las ondas con mayor amplitud pueden superar la resistencia del suelo. En contraste, un martillo de mayor peso, creara ondas de menor amplitud pero de mayor duración será mas eficiente para penetrar suelos menos densos.



---

### Importancia de la eficiencia del Martillo

Un decremento en la eficiencia del martillo de un 15% normalmente no se toma en cuenta y difícilmente es notada por una inspección rutinaria, es decir, sin medidas dinámicas. A una capacidad de 2000kN la capacidad, en un martillo de aire de 4.6 toneladas y 1.5 metros de caída, podría variar hasta en un 100%, es decir de 50 a 100 golpes/0.25 metros. (Hussein, Bixler, Rausche, 2003).

### Dureza del Amortiguador

A travez de un ejemplo se citara la importancia de la dureza del amortiguador. Según un estudio, el numero de golpes se disminuirá de 100 a 75 golpes/0.25 metros si se incrementa tres veces la dureza del amortiguador (se disminuiría el amortiguador a 1/3 de su tamaño original). En el caso de un amortiguador de plywood, esta reducción será alcanzada fácilmente con 1000 golpes. Es obvio que con esta disminución de amortiguamiento el esfuerzo en el pilote se incrementara.

### Metodología Constructiva de la Hincia de Pilotes

#### EXPLICACION DE LA METODOLOGIA

- 1) Colocación de la obra falsa flotante
- 2) Posicionamiento de las maestras y los pilotes
- 3) Hincia de los pilotes con martillo vibratorio
- 4) Acople de los pilotes por tramos
- 5) Hincia de los pilotes con martillo de impacto, según criterio de hincia establecido por PDA
- 6) Excavación, limpieza de tramo superior y colocación de tapa con armadura de refuerzo



**Teorías para la evaluación de Capacidad de  
Carga Estática en Pilotes Individuales.**



## Pilotes

Para el diseño de una obra civil existen dos opciones en lo que respecta a la cimentación, se pueden utilizar cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas. Las superficiales son menos costosas y menos problemáticas en su construcción que las profundas, pero su funcionamiento depende, analizando su fórmula, de la profundidad, las dimensiones de la base y las propiedades del suelo. La siguiente lista enumera algunas de las condiciones que se usan cimentaciones profundas:

1. Cuando los estratos superiores no son capaces de soportar la carga de la estructura o en caso de que estas cargas deriven en asentamientos por consolidación demasiado elevados.
2. Cuando el asentamiento que se produciría excede los límites tolerables
3. Cuando el asentamiento diferencial debido a la heterogeneidad del suelo excede los límites permitidos.
4. Las excavaciones para construir la cimentación superficial son muy complejas o costosas.





5. Cuando el elemento se encuentra sometido a fuerzas laterales muy altas
6. En caso de que suelos expansivos estén presentes en el sitio poniendo en riesgo la integridad de la estructura
7. Cuando una estructura liviana está sometida a presiones freáticas que arriesgan levantarla.
8. Las cimentaciones que son colocadas sobre suelo erosionable lo cual podría causarle una pérdida de capacidad a una cimentación superficial.

Comúnmente los pilotes son utilizados para cargar cargas que van de entre algunas toneladas hasta miles de ellas. Las pilas se construyen a partir de madera, acero, concreto (prefabricado y postensado) o alguna combinación de estos materiales (acero rellena de concreto). El impacto de los martillos fluctúa entre 1 a 10 toneladas y caídas de 1 a 3 metros.

En los trabajos de construcción se utilizan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga a soportarse, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático. Los pilotes pueden ser: de acero, de madera, de concreto o compuestos.

El pilote trabaja de dos maneras, obtiene su resistencia final complementando la carga por punta y la carga por fuste. La carga por punta la dan los el área de la punta y las propiedades del estrato donde se asienta el pilote. La otra parte que aporta a la capacidad del pilote es el fuste, lo cual es simple fricción entre el suelo y el pilote y se lo encuentra multiplicando el factor de fricción por el perímetro del pilote.

Una vez calculada la capacidad del pilote y dividido este valor por un factor de seguridad, se debe encontrar su peso, para así finalmente lograr la capacidad neta del pilote.

Con la capacidad neta de un pilote individual, se procede a determinar cuántos pilotes se necesitan para soportar la carga.

#### Pilotes de Extremo Abierto

En esta clasificación se incluyen a los pilotes tipo H y los tubulares huecos. Al momento de hincar los pilotes de extremo abiertp, durante los primeros estratos estas pilas tienden a cortar el suelo, de manera similar a como lo hace un cortador de galletas. Por esta razón, su área de contacto por punta es igual al área de acero en la punta. Una vez que la



profundidad del pilote aumenta, en cierto punto, el suelo que ingresa dentro del pilote se endurece y empieza a moverse hacia abajo junto con el pilote. En ese momento se convierte en un tapón de suelo. En este momento el área de punta es igual a toda el área de la punta y empieza a funcionar como un pilote de sección cerrada.

Existen infinidad de factores que afectan el tapón de suelo, entre ellos el tipo de suelo, su consistencia, el esfuerzo que produce el pilote en el suelo, el diámetro del pilote, la longitud de penetración. Para pilotes de acero con extremo abierto, se puede considerar el tapón siempre y cuando la razón entre la longitud de penetración y el diámetro ( $D/B$ ) es mayor a 10-20 en arcillas y 25-35 en arenas. (Paikowsky and Whitman, 1990).

Calculo de Capacidad de Carga en Pilotes utilizando la Teoría Racional.

Capacidad por Fuste en arenas

#### **Método Vesic y Metodo Meyerhof**

Para el cálculo de la capacidad de los pilotes por medio de la teoría racional se han utilizado las tablas de profundidad crítica y de fricción,  $z_c$  y  $k_s \tan \Phi'_a$  de Poulos H.G. y Davis E. H., 1980 que fueron proporcionados en el curso de Cimentaciones de la Universidad Católica. Para facilitar el cálculo se ha determinado la ecuación de las graficas. Las graficas son realizadas utilizando el ángulo de fricción corregido debido al efecto del hincado. Al hincar un pilote, las partículas del suelo son reubicadas y confinadas, creando así un efecto de compactación, razón por la cual se corrige el ángulo de fricción original del suelo. Esto es aplicable solo a los suelos no cohesivos.

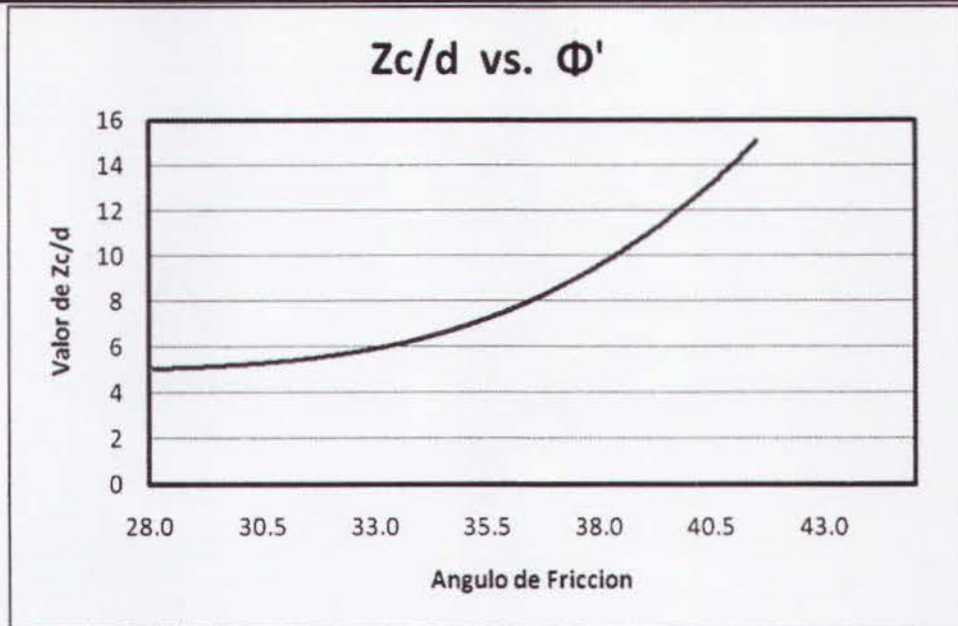


Grafico 2 Profundidad Critica sobre diametre vs Angulo de Friccion Corregido (Vesic)

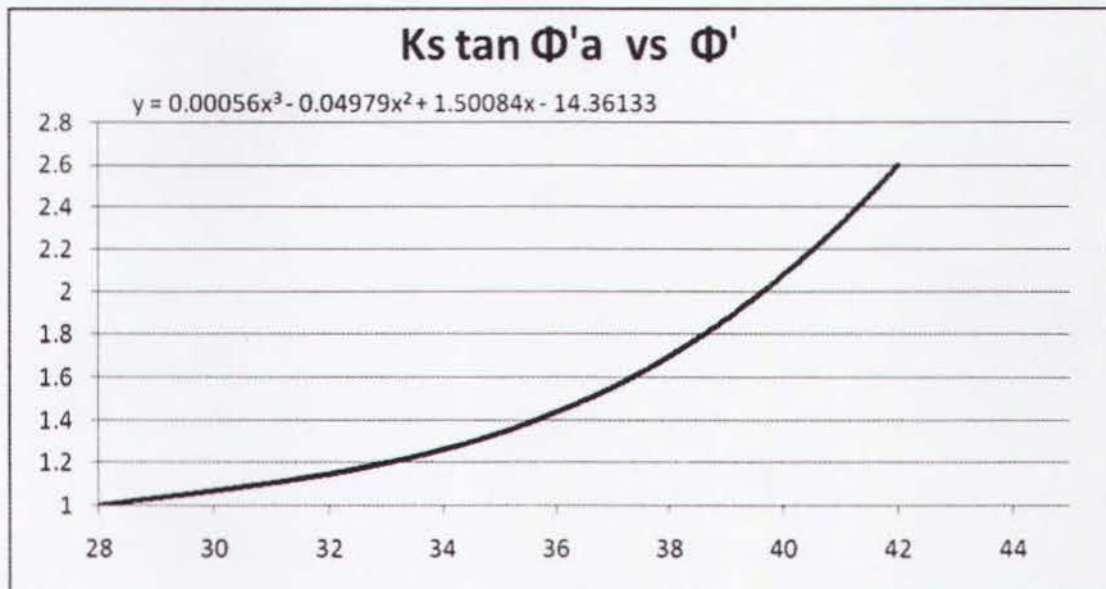


Grafico 3 Factor de Friccion vs Angulo de Friccion Corregido (Vesic)

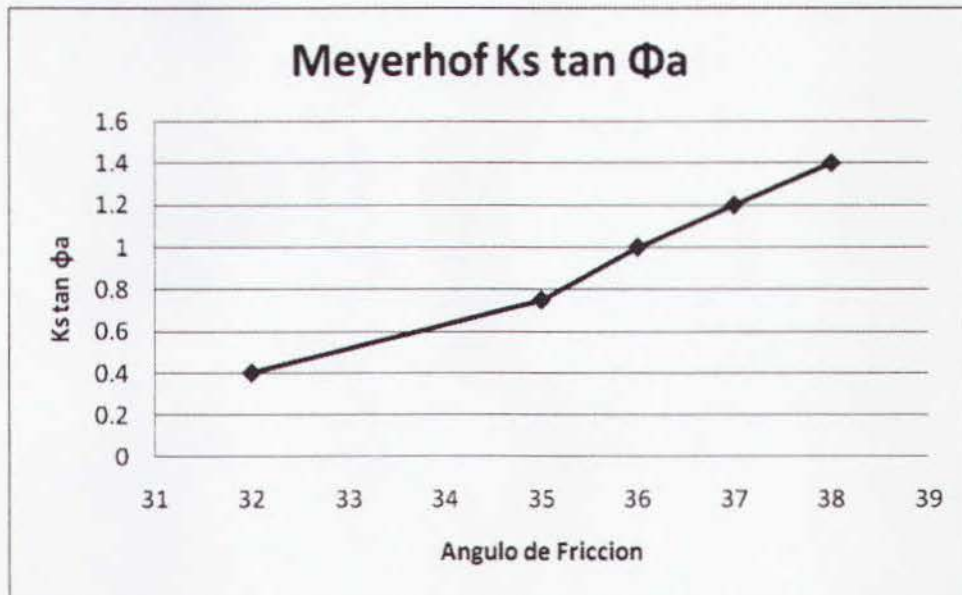


Grafico 4 Factor de Friccion vs Angulo de Friccion Corregido (Meyerhof)



El concepto de profundidad crítica se basa en los estudios realizados por Meyerhof (1964, 1976) y Vesic (1964, 1970, 1977) y en los resultados de los modelos realizados por Kerisel. Básicamente este determina que bajo esta profundidad los esfuerzos del suelo se mantienen constantes. Para el cálculo de la capacidad de carga ha sido hecho tomando en cuenta este principio.

La resistencia del pilote por fricción en arenas esta dado por la siguiente fórmula:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

Donde:

$$q_f = K_s \tan \Phi_a \cdot \sigma_v$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud (Área de Fuste)}$$

El coeficiente de rozamiento de un material se determina a partir de la tangente del ángulo de fricción del material, el valor  $K_s \tan \Phi_a$  representa el rozamiento y el esfuerzo vertical representa la carga  $N$ , el producto de los dos es la fricción que se ejerce en el pilote en términos de esfuerzo. Una vez que determinamos el esfuerzo de fricción que se ejerce en el pilote multiplicamos este valor por el área lateral para así obtener la fuerza de fricción, o fuste.

#### **Método Meyerhof para pilotes de desplazamiento.**

Según el manual de la AASHTO se puede utilizar el método ideado por Meyerhof que se basa en encontrar de forma indirecta el número de golpes corregidos del ensayo SPT para determinar la resistencia por fricción del material.

$$q_s = 0.0019 * N_{60} (MPA)$$



Método sugerido por el Manual Canadiense.

Según el manual canadiense para el diseño, se puede utilizar el método beta para estimar la capacidad por fuste del pilote. El método Beta se basa en determinar el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote para así determinar su fricción. Se sugiere que como factor beta se utilice la siguiente tabla.

Tipo de Suelo	Valor $\beta$
Limo	0.3-0.5
Arena Suelta	0.3-0.8
Arena Densa	0.6-1.0

Tabla 2. Valores de Beta según el Tipo de Suelo. (Canadian Design Manual)

Se reemplaza el valor de la tabla en la siguiente fórmula.

$$q_s = \sigma_v * K_s * \tan \delta$$

$$q_s = \sigma_v * \beta$$



---

### Método Beta

Para este método el cálculo de la fricción entre el suelo y el pilote, está basado en la Ley de fricción de Coulomb ( $f_s = \mu \cdot \sigma'_x$ ). El factor de fricción ( $\mu$ ) se encuentra determinando la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. El esfuerzo lateral sobre la pila ( $\sigma'_l$ ) se determina encontrando el esfuerzo vertical ( $\sigma'_v$ ) multiplicado por un coeficiente K. El fuste utilizando el método beta se determina de la siguiente manera:

$$q_f = \beta \cdot \sigma'_v$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$$\beta = K \cdot \tan \delta \text{ (los 2 coeficientes de la fórmula)}$$

$$\sigma'_v = \text{Esfuerzo vertical}$$

Para el caso de Pilotes de Acero tubulares de extremo Abierto (nuestro caso), un estudio dirigido por el API (1984) determino que los siguientes valores:

$$K = 0.8$$

$$\delta = 20' \text{ (Angulo de Fricción entre el suelo y el Acero)}$$



---

Capacidad por Fuste en suelos cohesivos.

Actualmente se dispone en la literatura de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes. Los suelos cohesivos tienen una propiedad característica que es la adherencia, a diferencia de los suelos granulares, que son formados partículas de suelo disgregado, las arcillas son formadas a través de procesos de hidrólisis entre los minerales silicatados de las rocas. Estos procesos químicos les da a más moléculas del suelo una fuerza de atracción.

Distintos métodos para el cálculo del fuste en suelo cohesivos serán comparados, los casos son los siguientes:

### Método $\alpha$

Este método está basado en un análisis de esfuerzo total (TSA). El esfuerzo total es el esfuerzo que se ejerce por las partículas de suelo en los vacíos.

Todos los métodos de cálculo que se basan en la resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) son considerados métodos de análisis TSA.

Este método se basa en utilizar un factor  $\alpha$  para determinar el factor de adherencia que tendrá el suelo a lo largo del área de fuste. La fórmula se escribe de la siguiente manera:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

$$q_f = \alpha \cdot S_u$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$\alpha$  = Factor de Adherencia

$S_u$  = Resistencia al corte no drenada

Existen muchos métodos distintos para determinar el valor  $\alpha$ , para el siguiente trabajo se utilizaron los estudios elaborados por Peck y por Tomlinson para pilas cuya longitud es mayor a 40 veces la base (1977), a continuación se muestran las curvas con sus respectivas ecuaciones.



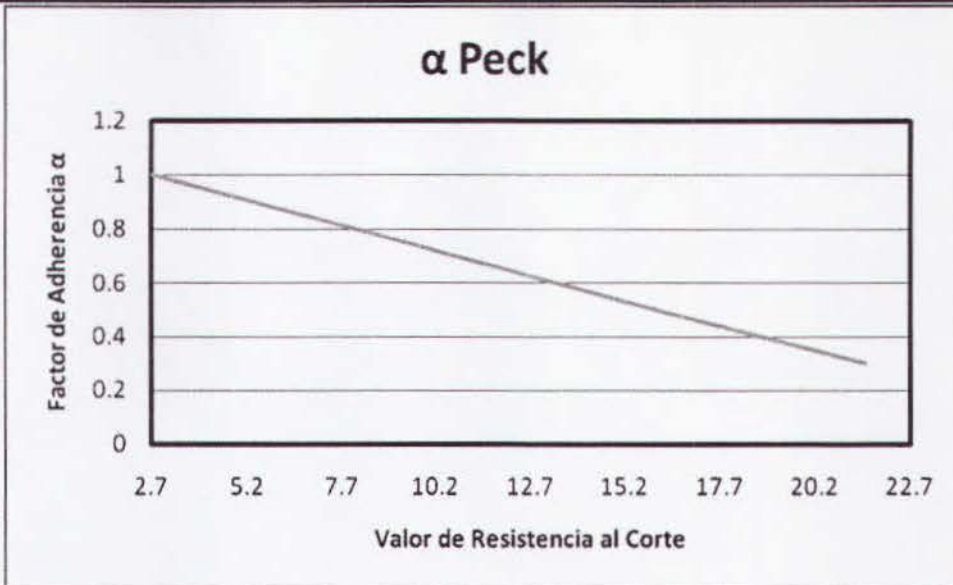


Grafico 5 Relacion entre el  $S_U$  y el factor de adherencia (Peck)

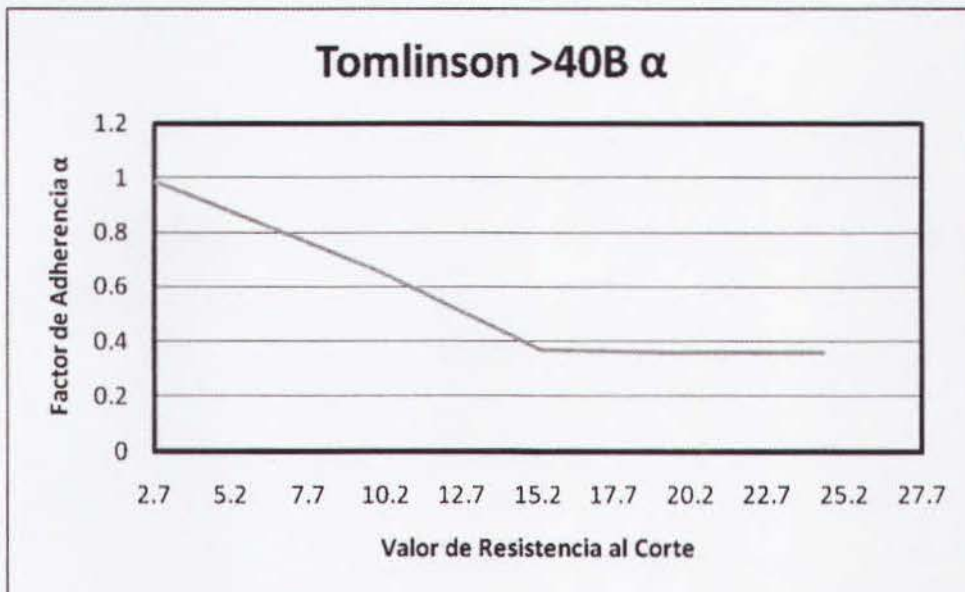


Grafico 6 Relacion entre el  $S_U$  y el factor de adherencia (Tomlinson)



**Método  $\lambda$**

Este método propuesto por Vijayvergiya & Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y  $q$  la resistencia unitaria promedio es:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

$$q_f = \lambda \cdot (\sigma_v' + 2S_u)$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$\lambda$  = Constante que varía de acuerdo a la longitud del Pilote

$\sigma_v'$  = Esfuerzo vertical

$S_u$  = Resistencia al corte no drenada

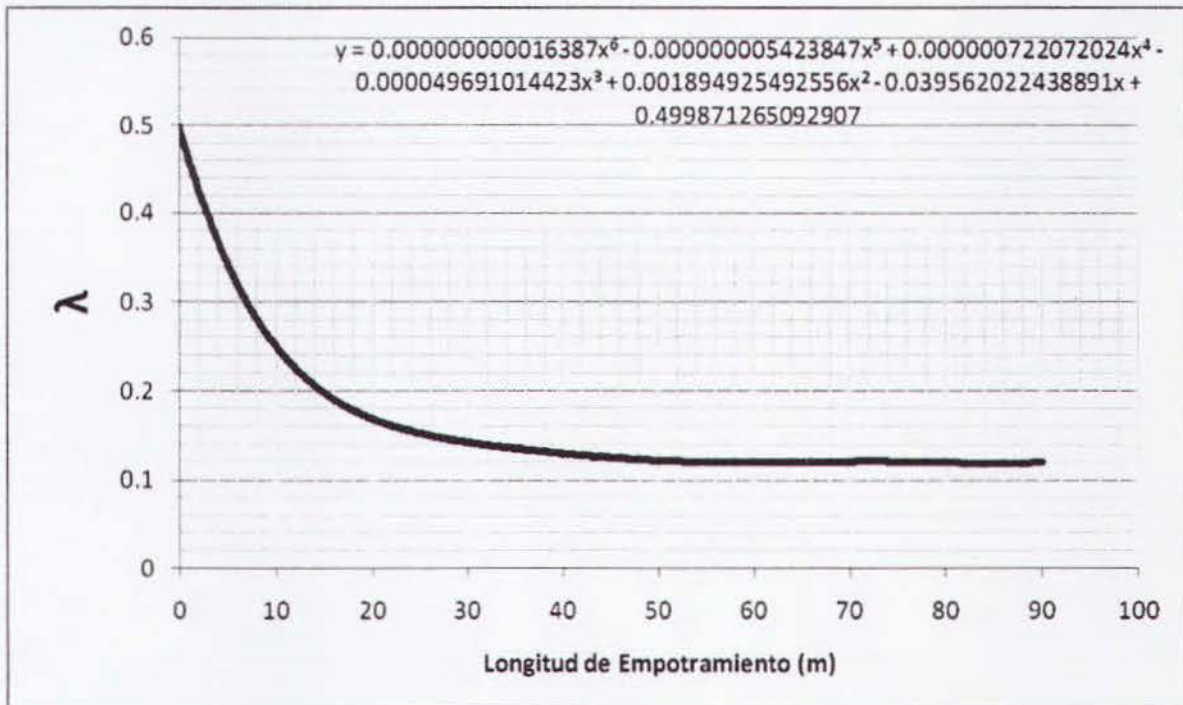


Gráfico 7. Relación entre la longitud de empotramiento y el factor  $\lambda$  (Vijayvergiya & Focht, 1972)



**Método  $\beta$**

Se utiliza como base la teoría de esfuerzos efectivos, razón por la cual se diseña utilizando el valor de ángulo de fricción para la arcilla remoldeada. Para este método el cálculo de la fricción entre el suelo y el pilote, está basado en la Ley de fricción de Coulomb ( $f_s = \mu \cdot \sigma'_x$ ). El factor de fricción ( $\mu$ ) se encuentra determinando la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. El esfuerzo sobre la pila ( $\sigma'_1$ ) se determina encontrando el esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) multiplicado por un coeficiente K. El método es teóricamente correcto debido a que con el tiempo la presión de poros se disipa y ya no está regido por su condición no drenada. El fuste utilizando el método beta se determina de la siguiente manera:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

$$q_f = \beta \cdot \sigma'_v$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$$\beta = K \cdot \tan \Phi \text{ (los 2 coeficientes de la fórmula)}$$

$$\sigma'_v = \text{Esfuerzo vertical}$$

Debido a que, en nuestro caso particular, existieron problemas con los ángulos de fricción encontrados en la arcilla por medio de ensayos. Se utilizara el criterio de Meyerhof para encontrar Beta, este se basa en que el a mayor longitud de pilote, menor será el aporte por fricción de las arcillas.

214

MARCH 1976

GT3

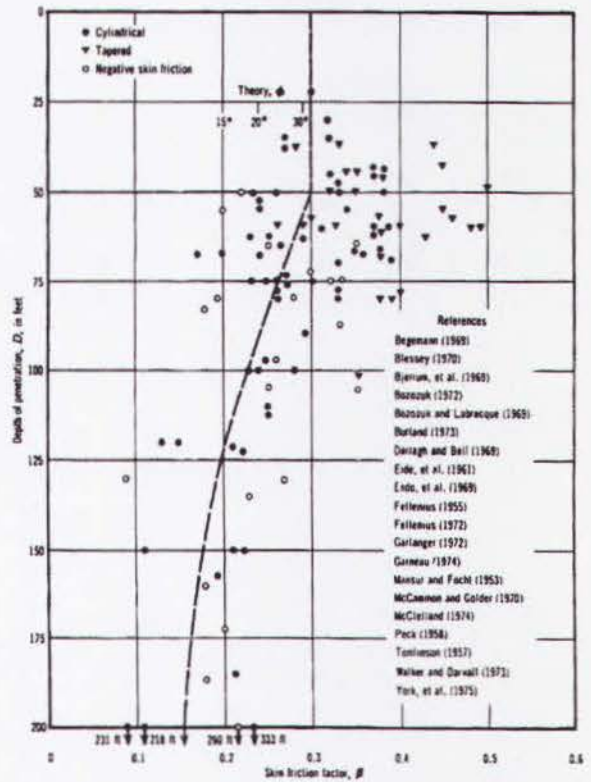


Grafico 8. Factor Beta (Meyerhof)



Capacidad por punta en Pilotes

Para el cálculo de la capacidad de carga por punta obtenemos la siguiente ecuación:

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

El término parte de la ecuación elaborada en 1943 por Karl Terzaghi de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, la cual se muestra de la siguiente forma:

$$q = cN_c + qN_q + \gamma B N_\gamma$$

Debido al ancho  $B$  en el pilote es relativamente pequeño, es despreciado, y la ecuación queda de la siguiente manera:

$$q = cN_c + qN_q$$

La ecuación que tenemos está dada en esfuerzo, así que lo multiplicamos por el área del pilote para obtener un fuerza de resistencia, dejando la ecuación de la siguiente manera:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (cN_c + \sigma_v \cdot N_q)$$

Donde:

$A_f$  = Área de la Punta

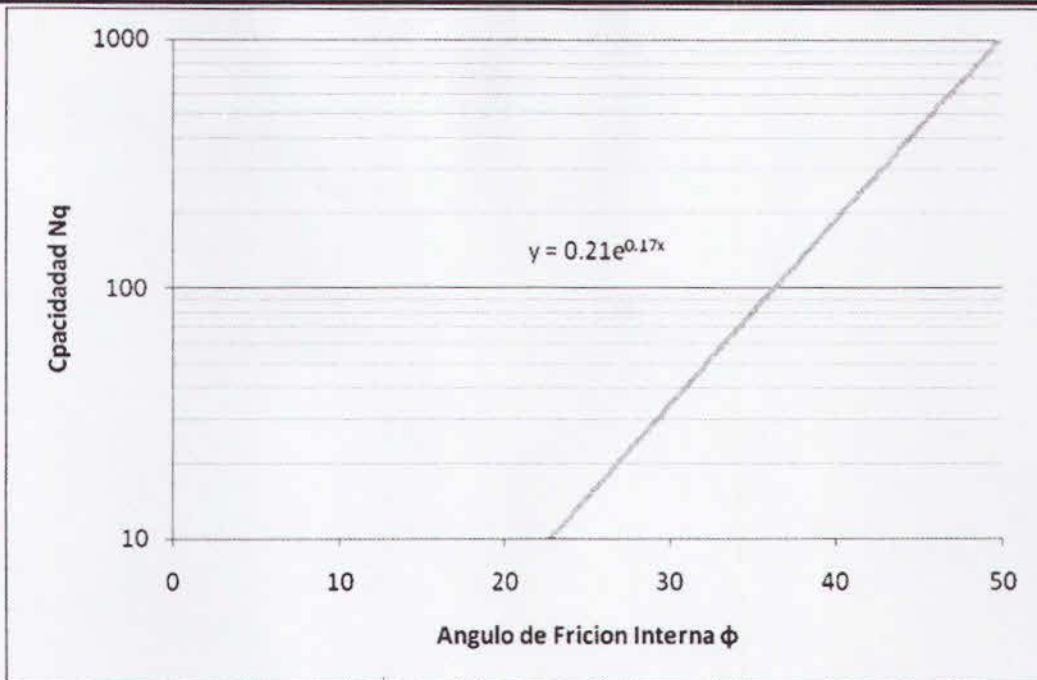


Gráfico 9. Factor de Resistencia por Punta vs Angulo de Friccion (Berezantsev, 1961)

Una vez determinada la capacidad del pilote, se procede a determinar el peso del mismo, y así encontrar su capacidad neta, a esto se le debe agregar un factor de seguridad que depende del encargado de efectuar el cálculo. Una vez terminado esto se debe comparar la capacidad efectiva del pilote para saber si logra cumplir con las solicitudes de carga.



Capacidad de Carga mediante Pruebas de Carga

Estáticas

La forma más precisas de medir la capacidad ultima de una cimentación profunda es construyendo un prototipo de tamaño real en el sitio y luego lentamente ir aumentando su carga hasta llegar a la falla, creando en el proceso una curva Carga-Asentamiento. Este método es conocido como prueba de carga estática convencional. Todos los otros métodos estiman capacidad de carga de forma indirecta y por esta razón son menos precisas. Por otro lado, las pruebas estáticas son mucho más costosas y lentas.

Para realizar una prueba de carga estática debemos tener los medios para producir cargas determinadas y así medir el asentamiento producto de esta carga. Los primeros ensayos se hacían apilando paulatinamente cargas muertas, el problema, es que estas cargas producían fuertes excentricidades que muchas veces causaron el colapso de las mismas. Razón por la cual hoy en día este métodos es menos practicado, el método más común que se utiliza es el de colocar cargas apoyadas de varios puntos y luego utilizarlas como reacción para empujar el pilote por medio de un gato hidráulico.

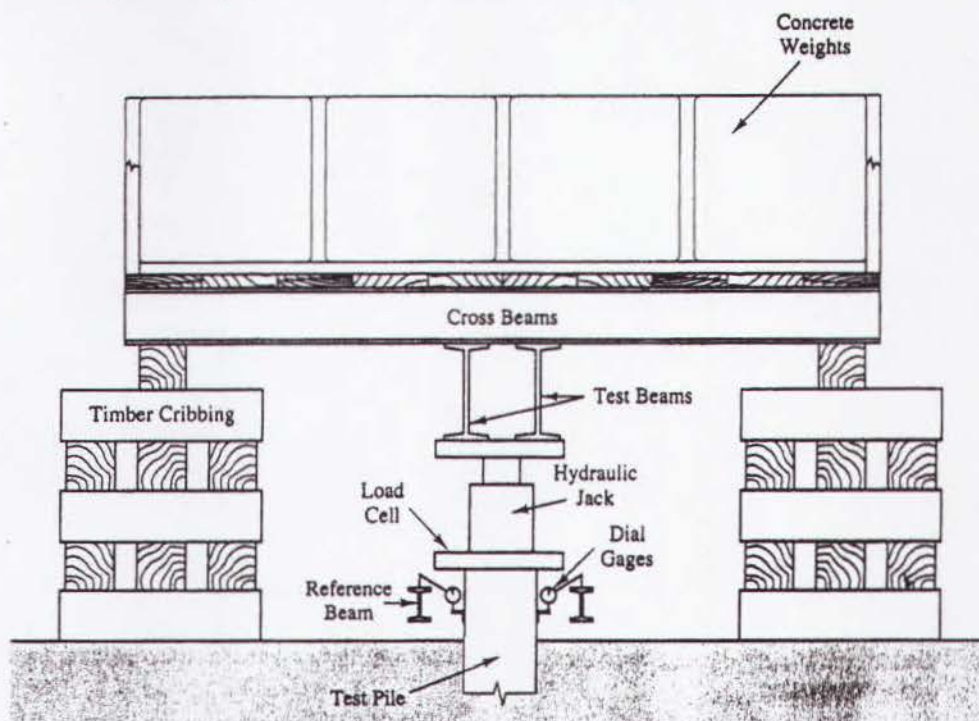


Figura 2. Esquema de Carga Estatica. (Foundation Design, Coduto)

Este sistema es más estable y menos propenso a colapsar pero a la vez es más costoso. Una de las variaciones más comunes de este sistema es usar pilotes como los elementos de reacción para usar el gato hidráulico. Tradicionalmente la forma de estimar la carga transmitida al pilote se hacía midiendo la presión que ejercía el gato hidráulico sobre el elemento, pero debido a que estudios han demostrado que esta práctica, incluso cuando



es realizada con cuidado, produce errores de hasta un 20% (Fellenius, 1980) se acostumbra colocar una celda de carga (aparato que mide la fuerza).

Una vez que obtenemos la curva Carga-Asentamiento, debemos proceder a determinar la capacidad última de resistencia del suelo. En el caso de los blandos, la curva es bastante clara, al momento de la falla notamos un cambio de pendiente bien pronunciado en la curva. Por otra parte, en los suelos arenosos, intermedios y con arcillas duras, la pendiente es más uniforme. Para determinar la carga última en este tipo de suelos existen infinidad de formas, siendo el métodos de Davisson uno de los más populares. El método de Davisson utiliza las propiedades geométricas del pilote, la longitud de empotramiento y el modulo de elasticidad del material del pilote. El método de Davisson muestra resultados más reales cuando es aplicado a métodos de carga rápidos, tiende a ser muy conservador cuando es aplicado a los ensayos estáticos de carga lenta.

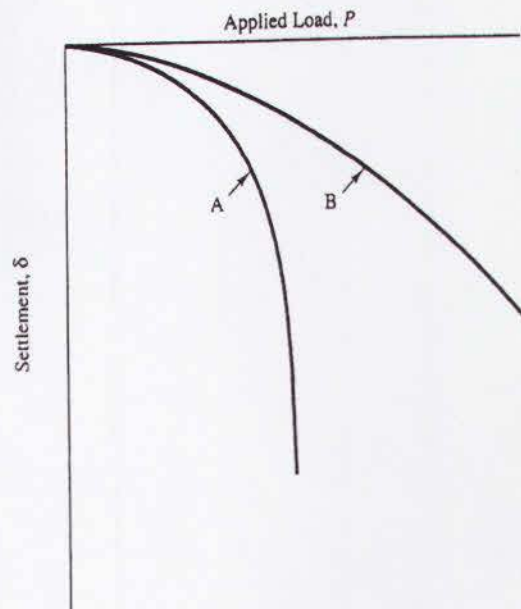


Figura 3. Ejemplos de Resultados de Carga. (Foundation Design, Coduto)

#### Osterberg:

Es una alternativa para la prueba de carga estática. Para los pilotes barrenados. Se coloca un gato hidráulico en el fondo de la camisa del pilote antes de la fundición. En los hincados se lo coloca en la punta al momento del hincado

Una vez colocado el hormigón se le inyecta fluido al gato hidráulico que al expandirse empuja al pilote hacia arriba. Un medidor registra el movimiento y así obtenemos una curva de carga-deformación para el fuste Mide también el desplazamiento en el fondo y genera una curva carga-deformación para la punta

La prueba tiene un costo de aproximadamente 1/3-2/3 del costo de una Prueba estática Convencional, esto depende de todos los factores que implican una prueba de carga estática convencional como tiempo, transporte, obra falsa, etc.



---

Pruebas Dinámicas

Otra forma de evaluar la capacidad de carga de una cimentación profunda es a través de la respuesta a cargas dinámicas, como son las de un martillo piloteador. Monitoreando la respuesta de estas cargas, los ingenieros pueden determinar la capacidad de un pilote.

Debido a que el cálculo de capacidad portante en pilotes por medio de conteo de golpes es un método poco confiable, se han desarrollado estudios que puedan dar resultados utilizando cargas dinámicas, de esto nace el método de la ecuación de onda. Este método ayuda a encontrar una relación más confiable entre el número de golpes y la capacidad, así como optimizar el equipo de hincado y los esfuerzos al momento del hincado.

Probablemente muchos imaginen que al momento del hincado la pila se mueve como un solo elemento, cuando en realidad, el intervalo entre los golpes del martillo son muy cortos en comparación con el tiempo que la onda recorre el pilote, es decir, al momento de un segundo golpe, la onda del primer golpe no habrá cumplido aun su ciclo y es por esta razón que algunas partes del pilote se mueven hacia abajo, mientras que otras están estacionarias o incluso presentan un movimiento hacia arriba debido al reflejo de la onda. Es por esta razón que la manera más correcta de abordar este problema es a través del efecto de propagación de ondas de esfuerzos.

Esta ecuación se vuelve muy difícil, cuando se introducen los complejos límites asociados con las cimentaciones profundas. Es por esta razón que virtualmente todos los problemas de esta índole se los soluciona utilizando soluciones numéricas. Smith (1951) fue el primero en experimentar con soluciones numéricas utilizando métodos computarizados. En años siguientes (1960, 1962) afinó su trabajo y marco las bases para los que hoy es la base del análisis de pilotes por ecuación de onda.

Con la mayor accesibilidad a la computadora que se dio en los siguientes años surgieron programas para ayudar al cálculo matemático de la ecuación de onda. Estos programas utilizando lecturas de aceleración y desplazamiento resuelven la ecuación para así poder determinar la capacidad del pilote. Una explicación más detallada se dará más adelante.

### **Calculo de Capacidad de Carga en Pilotes utilizando Conteo de Golpes**

Contar el número de golpes que le toma a la pila avanzar una distancia determinada ha sido usado por mucho tiempo como una medida de control de calidad del proceso constructivo. La relación entre los golpes y la capacidad es conocida comúnmente como el "Gráfico de Resistencia" o "Bearing Graph". Hoy en la práctica estos gráficos son realizados por programas de computadora. A pesar de su común uso, existen muchas razones por las cuales los gráficos de resistencia pueden llevarnos hacia resultados erróneos.





1. Los parámetros que introducimos a los programas, son generalmente colocados en base a experiencias promedio y no reflejan la realidad de la situación.
2. El conteo es muchas veces incorrecto.
3. La resistencia del suelo cambia luego de la colocación del pilote.
4. Los martillos no siempre trabajan con la eficiencia teórica.
5. Las formulas no consideran la flexibilidad de la pila
6. El pilote, martillo y el tipo de suelo, no son los mismos que en el lugar donde se genera la formula.

Formula de Gates (FHWA).

Según las recomendaciones de la AASHTO en la cuarta edición de su libro para diseño de puentes por el método LRFD (2007) el criterio que más se aproxima a la realidad es el de Gates. La formula se presenta de la siguiente manera:

$$R_{nrd} = 211 * (E_d)^{1/2} * \log_{10}(10N_b) - (4.45 \times 10^5)$$

Donde:

$R_{nrd}$  = es la resistencia nominal de la pila en Newtons

$E_d$  = la energía del martillo (mm-N)

$N_b$  = es el numero de golpes para penetrar 25 mm

A continuación se presentan las especificaciones técnicas de los martillos utilizados en la colocación de los pilotes.

### Statnamic

Fue publicada por Patrick Bermingham en Canadá en 1989. Para realizar la prueba se controla la velocidad y duración de la carga. Lo que ayuda a producir menos esfuerzos en el pilote

Al crear una carga lenta, el pilote se mantiene en compresión a lo largo de todo el periodo de la prueba y no existen ondas de reflejo.

El costo es aproximadamente  $\frac{1}{4}$ - $\frac{1}{2}$  del costo de la Prueba Estática Convencional. Utiliza un dispositivo que contiene un explosivo de quemado lento que se coloca en una cámara de presión sobre el pilote. El dispositivo coloca entre el pilote y una masa. La fuerza de la explosión genera una carga al pilote. La carga es de larga duración, así que el pilote se



---

mueve casi como un solo elemento rígido Del ensayo obtenemos una curva de carga-deformación similar a las pruebas estáticas.

El pilote se asienta aproximadamente 5mm en la prueba por lo que es suficiente para alcanzar toda la capacidad por fuste más no por punta. La respuesta dinámica del suelo difiere de la respuesta estática así que puede no concordar con una prueba estática

La teoría de que se desplaza como cuerpo rígido puede no ser válida para pilotes muy esbeltos. Se puede utilizar para analizar cargas horizontales, y puesto que las cargas horizontales son usualmente dinámicas, son una excelente representación de la realidad



## **Prueba de Carga Dinámica PDA**



Los métodos de carga dinámicos utilizan medidas de deformación y aceleración medidas cerca de la cabeza del pilote al momento de la hinca o re-hinca.

Cheney and Chassie (1993) hicieron notar que la ventaja más clara de la prueba de carga dinámica sobre la estática es que ahorran mucho tiempo y costo. Además, mencionó muchas ventajas de evaluación que presentan las pruebas dinámicas, entre las que se mencionan las siguientes:

#### Capacidad de Carga Estática:

- Evaluación de la Capacidad del Pilote al momento de la prueba.
- Cálculos de Capacidad del Pilote contra la profundidad de empotramiento (cuando la prueba se realiza desde el principio al fin de la hinca, sirve para diseño)
- Programa de análisis CAPWAP proporciona distribución de resistencias del suelo.

#### Desempeño del Martillo y el sistema de Hinca.

- Calcula la energía que se transmite al pilote



- Desempeño del sistema de hincado a diferentes presiones o inclinaciones.
- Ayuda a determinar si el causante de un cambio en la resistencia al hincado es el suelo o el martillo.

#### Esfuerzos de Hincado e Integridad del Pilote

- Cálculo de esfuerzos de compresión y tensión
- Determinación de la extensión y localización de una falla estructural en el pilote.
- Distribución de los esfuerzos a lo largo del pilote utilizando el CAPWAP.

#### Equipo que se utiliza para las Pruebas Dinámicas.

El equipo mínimo para pruebas dinámicas consta de 2 deformímetros y 2 acelerómetros colocados en posiciones opuestas de la pila, para así poder medir cualquier tipo de golpe que no sean rectos o en caso de tener algo de curvatura en el pilote. Los elementos son colocados 2-3 diámetros bajo la cabeza del pilote.

De las lecturas del deformímetro, obtenemos la fuerza, que es calculada en base a la deformación  $\epsilon$  multiplicado por el módulo de elasticidad,  $E$ , y el área. La velocidad se obtiene integrando la aceleración.

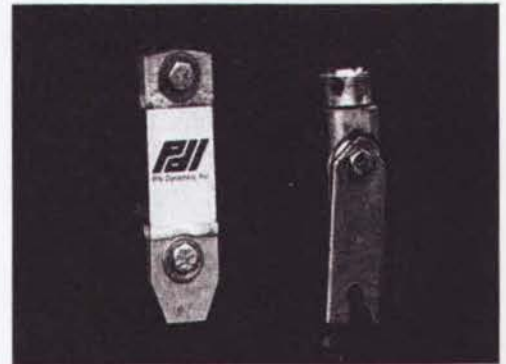


Foto 1. Sensores Instalados

#### Analizador de Hincado PDA (Pile Driving Analyzer)

El Analizador de Hincado de Pilotes (PDA) verifica la capacidad de carga de todos los tipos de cimentaciones profundas, coladas in-situ o hincadas. Las pruebas son rápidas y no destructivas. El PDA adquiere los datos a través de sensores de aceleración y deformación que se adhieren al pilote y procesan estas señales a medida que el elemento de fundación es impactado por el martillo de hincado u otro sistema de gravedad apropiado. Este proceso es referido como Prueba Dinámica de Alta Deformación, y puede tomar forma de Monitoreo de Hincado de Pilotes o Prueba de Carga Dinámica. Las Pruebas de Carga Dinámicas determinan la capacidad de carga hasta el punto de ruptura y pueden ejecutarse en fustes taladrados, pilotes barrenados, pilotes colados in-situ o pilotes hincados. La prueba consiste en la adquisición de los datos con el PDA y el análisis con el programa CAPWAP. Los resultados de la Prueba de Carga Dinámica se correlacionan muy bien con las capacidades de carga de la fundación obtenidas por medio de pruebas de carga estática convencionales. Esta prueba también confirma la integridad estructural del elemento de cimentación.

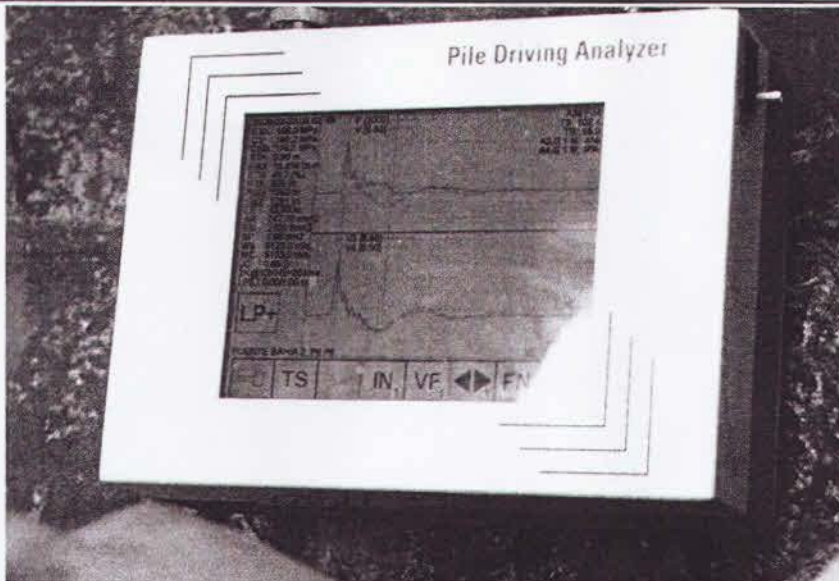


Foto 2. PDA

#### Mecánica de Onda:

Si analizamos al pilote como un elemento uniforme de sección  $A$ , módulo  $E$  y velocidad de onda  $C$  que es golpeado por una fuerza  $F$ . El material se comprime y adquiere una aceleración y logra una velocidad  $V$ . Si no existen fuerzas resistentes, las partículas  $F$  y  $V$  viajarían hasta el final del elemento en un tiempo  $L/C$ .

#### Condición de Suelo Blando en la Punta:

- Actúa como extremo libre
- Lectura al tiempo  $2L/C$  (tiempo de respuesta):
- La fuerza se vuelve cero  $F=0$
- La velocidad se duplica  $V=2V$

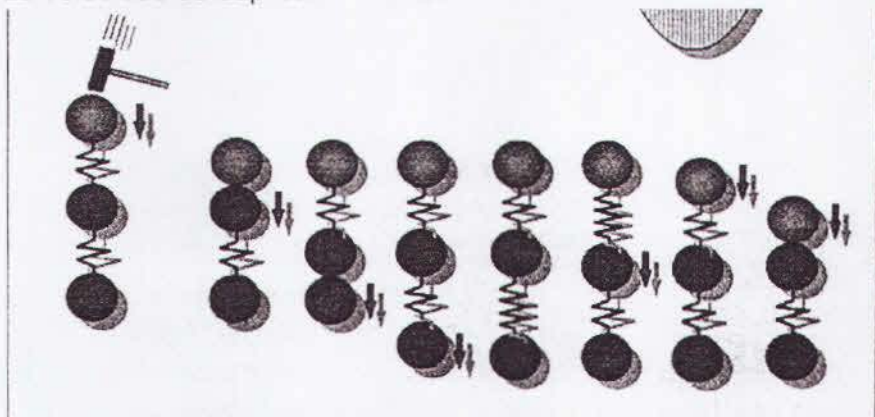


Figura 4: Esquema de Suelo Blando (Nondestructive Testing of Deep Foundations, Hertlein & Davis)



Condición de Suelo Duro en la Punta:

- Actúa como extremo restringido.
- Lectura al tiempo  $2L/C$  (tiempo de respuesta):
- La fuerza se duplica  $F=2F$
- La velocidad se vuelve cero  $V=0$

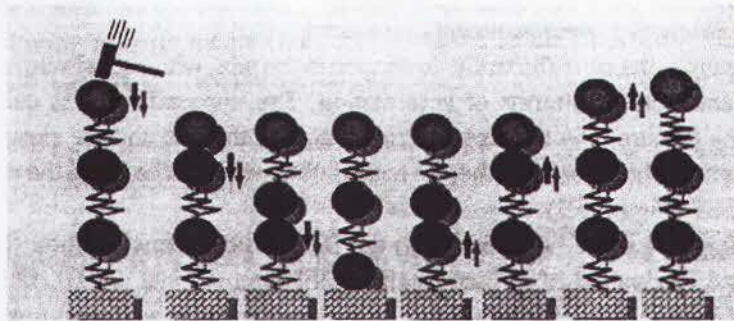
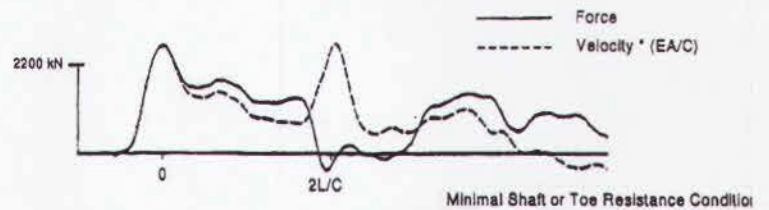


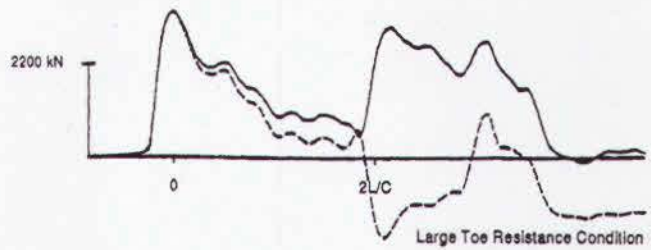
Figura 5. Esquema de Suelo Duro (Nondestructive Testing of Deep Foundations, Hertlein & Davis)

Lecturas de Fuerza y Velocidad:

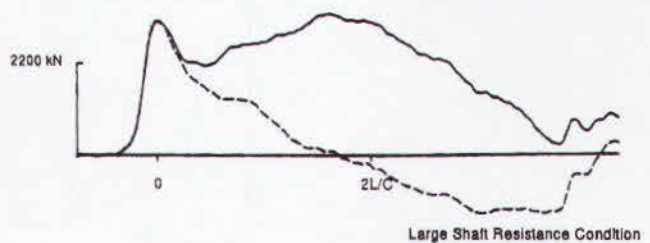
- A. Poca Resistencia en Punta y fuste
- B. Alta Resistencia en Punta
- C. Alta Resistencia por Fuste



(a)



(b)



(c)

Figura 6. Lecturas de PDA en distintos suelos (FHWA Bridge Design)



Ecuación de Onda

El modelo matemático de Smith divide el pilote, el martillo y todos sus accesorios en elementos finitos. Cada elemento tiene una masa correspondiente a la porción que ocupa en el sistema real. Todos los elementos están conectados por resortes que tienen la misma dureza del material en la realidad. Por ejemplo si el pilote es dividido en elementos de 1 metro, los resortes y masas corresponderían a 1 metro de pilote.

El modelo de Smith también incluye una interface entre el suelo y el pilote por medio de resortes y amortiguadores colocados en las zonas laterales y en la punta (parte final del último elemento) para así modelar las resistencias por fuste y punta.

Los resortes modelan la resistencia al hincado en función del desplazamiento y los amortiguadores modelan la resistencia en función de la velocidad.

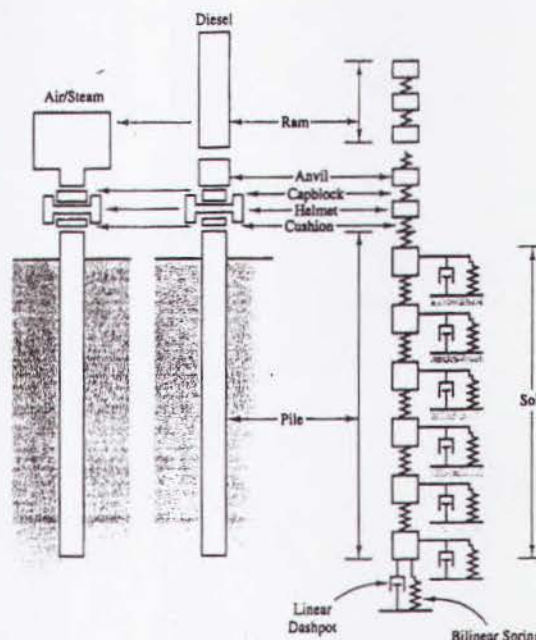
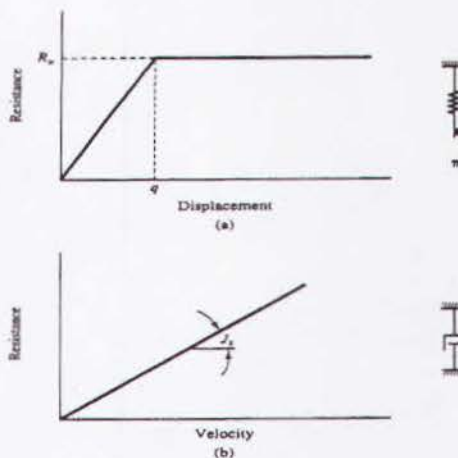


Figura 7. Esquema de Asumido para la ecuación de Onda. (FHWA Bridge Design)

Según el Modelo de Smith, el resorte incrementa su resistencia hasta llegar a un punto de desplazamiento "q", llamado "quake". En este punto alcanza su máxima resistencia "Ru" y se vuelve completamente plástico. La resistencia del amortiguador es una función lineal de la velocidad y está definida por el "Smith Damping Factor", "Js".

El modelo se inicia al momento en que el martillo cae y adquiere una velocidad al momento del impacto. Al comenzar el análisis, una capacidad calculada o estimada Ru debe ser colocada en los resortes a lo largo de la pila, también se especifican los valores de Js.







Método Case

La investigación que se llevo a cabo en el Case Western University en Cleveland, Ohio resulto en un programa que usa medidas electrónicas medidas la momento del hincado para predecir la capacidad del pilote.

Asumiendo una elasticidad lineal de la pila y un área constante a lo largo de la pila, a través de la teoría de propagación de onda obtenemos que la resistencia estática y dinámica en el pilote se pueda expresar con la siguiente ecuación:

$$RTL = \frac{1}{2}[F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2}[(V(t_1) - V(t_2))\frac{EA}{C}]$$

Donde:

F = Fuerza medida en el sensor

V = Velocidad medida en el sensor

t<sub>1</sub> = Tiempo del impacto inicial

t<sub>2</sub> = Tiempo de reflexión del impacto inicial (t<sub>1</sub> + 2L/C)

E = Modulo de Elasticidad del Pilote

C = Velocidad de Onda del material del Pilote

A = Área del Pilote

L = Longitud de la Pila bajo los sensores

Para obtener la capacidad estática del pilote, la resistencia dinámica (damping) debe sustraerse de la ecuación. Goble et al. (1975) determino que la resistencia dinámica puede aproximarse como una función lineal de un factor de "damping" multiplicando por la velocidad en la punta de la pila. Esta velocidad en la punta se puede estimar a partir de lecturas de los sensores. La ecuación quedaría de la siguiente forma:

$$RSP = RTL - J \left[ V(t_1) \frac{EA}{C} + F(t_1) - RTL \right]$$

Valores típicos del factor J dependiendo del tipo de suelo han sido determinados a través de una correlación con el método estático utilizando el método Davisson para el cálculo de la capacidad última. El estudio original entre los valores de "damping" fueron



presentados en el estudio de Goble et al. (1975) y se han hecho ajustes en Pile Dynamics, Inc. (1996). Es importante notar que el valor de Case Damping es un valor adimensional y no es el mismo que el presentado por Smith en su análisis de la ecuación de onda.

Soil Type at Pile Toe	Original Case Damping Correlation Range Goble et al. (1975)	Updated Case Damping Ranges Pile Dynamics (1996)
Clean Sand	0.05 to 0.20	0.10 to 0.15
Silty Sand, Sand Silt	0.15 to 0.30	0.15 to 0.25
Silt	0.20 to 0.45	0.25 to 0.40
Silty Clay, Clayey Silt	0.40 to 0.70	0.40 to 0.70
Clay	0.60 to 1.10	0.70 or higher

Tabla 3. Valores de Damping según el tipo de suelo en la Punta (FHWA Bridge Design Manual, 1999)

Transferencia de Energía.

La energía transmitida al pilote puede ser calculada en base a la deformación y la velocidad medidas por los sensores. La deformación puede ser transformada en fuerza y al integrar la fuerza y la velocidad con respecto al tiempo obtenemos la energía.

Esfuerzos de Hincado e Integridad del Pilote.

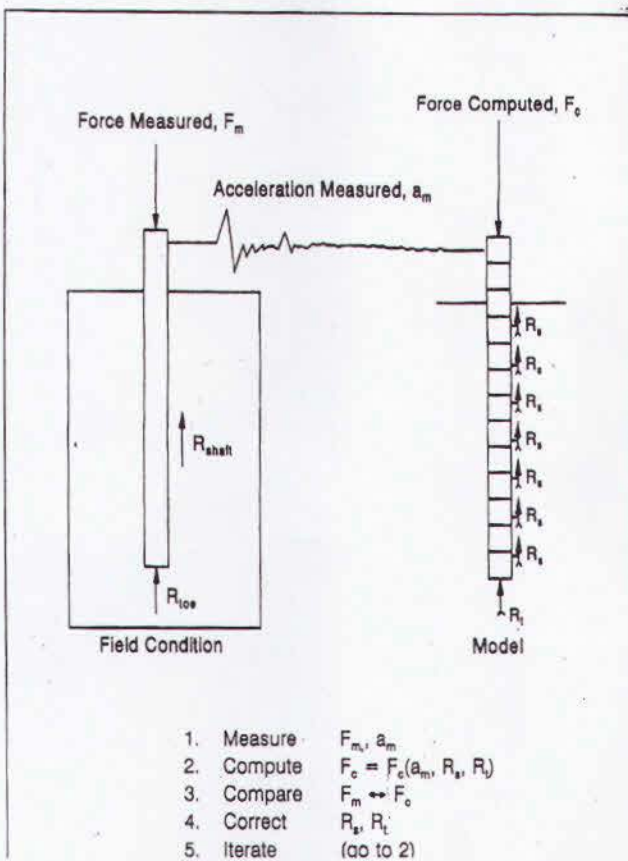
Para pilotes con una sección constante y del mismo material, la impedancia de la onda no debe cambiar (EA/C), en caso de que lo hago, esto indica un daño. El grado de convergencia entre la fuerza y la velocidad se le llama BTA y puede ayudar a determinar la magnitud del daño (Rausche and Goble, 1979) El esfuerzo de compresión puede ser medida directamente en el lugar donde está ubicado el sensor, pero debido a que el esfuerzo no es necesariamente máximo en ese punto, a través del programa CAPWAP o utilizando la ecuación de onda se puede estimar los esfuerzos en otros puntos.

BTA	Severity of Damage
1.0	Undamaged
0.8 - 1.0	Slightly Damaged
0.6 - 0.8	Damaged
Below 0.6	Broken

Tabla 4. Grado de daño en el pilote según valores de Beta (FHWA Bridge Design Manual, 1999)



CAPWAP



El CAPWAP es un programa de computadora que presenta una evaluación más rigurosa a la evaluación de carga dinámica, la distribución de resistencia en el suelo y las características del "damping" y "quake" en el suelo. El análisis de CAPWAP se da en un solo golpe de martillo, que usualmente se escoge al final del hincado o al principio de la rehincha.

El método CAPWAP se lo modela en base a una serie de segmentos continuos de pilote y de resistencias de suelo modeladas por resortes y amortiguadores con comportamiento elasto-plástico. La fuerza y la aceleración tomadas del PDA se utilizan para satisfacer 2 de las 3 incógnitas, la restante son las condiciones de frontera, que son dadas a partir del suelo.

Figura 9. Pasos del CAPWAP. (FHWA Bridge Design)

"quake" y "damping". Una vez que agregados los parámetros, la aceleración medida se utiliza para correr el modelo y obtener los resultados. El programa luego equilibra la fuerza en la pila y este valor de fuerza se compara con la fuerza medida por el PDA. Comparando los resultados se ajustan los parámetros y se vuelve a correr el programa hasta obtener una respuesta satisfactoria.

El primer paso es hacer asunciones razonables sobre la distribución de la resistencia de suelo, y los factores de

En el grafico siguiente podemos ver cómo va graduándose el modelo por medio de ajustes.

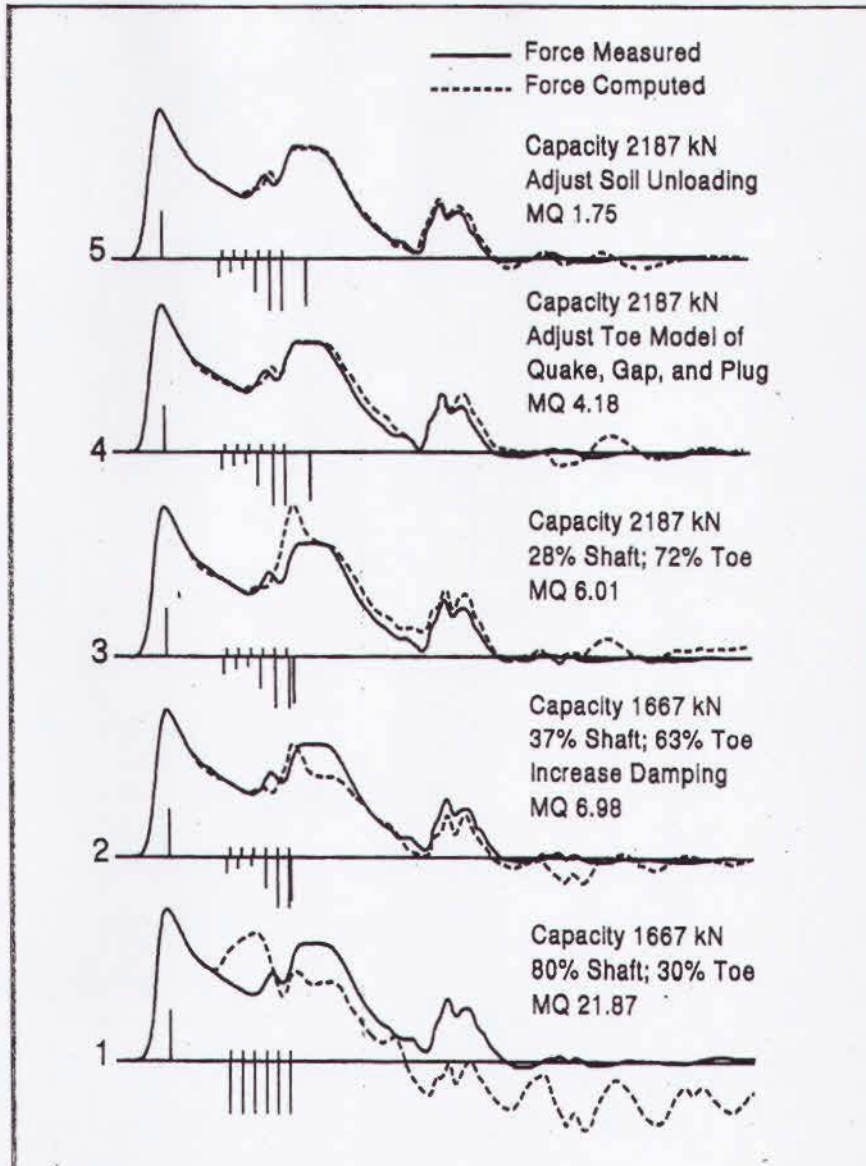


Figura 10. Pasos del CAPWAP. (FHWA Bridge Design after Hannigan, 1990)



## **Caracterización del Sitio y Selección de Parámetros**



Para el diseño se ha utilizado un estudio de las propiedades con información proporcionada por el MTOP, aplicable al Tramo Central incluyó 14 sondeos de 60 a 70 metros de profundidad, más tres perforaciones profundas (S-1 a S-3) en donde se perfora sin muestreo hasta los 65 metros y se avanza con barril NX hasta los 100 metros de profundidad. En toda la exploración se han recuperado 15 muestras inalteradas, todas ellas en el sector de las pilas 7 a 20 (no se hicieron ensayos en el sector restante), con las cuales se realizaron ensayos de compresión triaxial. No hay datos de la compresibilidad de los materiales. Las perforaciones S-1 a S-3 reportan haber encontrado en el fondo roca competente con resistencia a la compresión simple superior a 100 Kg/cm<sup>2</sup>.

A fin de disponer de la información básica necesaria para ratificar el diseño propuesto en la Oferta Alternativa del CEE y comprobar en el sitio las hipótesis básicas asumidas para el desplante de los pilotes, puesto que la traza del puente no sigue el proyecto original y



por ende se apartan del sitio de las perforaciones originales, se procedió a ejecutar 16 perforaciones en agua, entre 48 y 70 metros de profundidad. Los sondeos se realizaron en los Apoyos P-7, 8, 10, 13, 15, 18, 21, 24, 26, 28, 30, 33, 35, 37, 40 y 42. Posteriormente se solicitaron sondeos de verificación en las pilas 9, 17, 20, 27 y 29 y se aprobaron solamente las dos primeras.

Las perforaciones fueron realizadas con equipo de rotación con trépano destructivo y ensayos SPT a intervalos de 1.00 metro en toda la profundidad del sondeo. La exploración concluyó tan pronto se avanzó hasta la capa cohesiva semicomcompacta o al llegar a rechazo. En los sondeos se recuperaron muestras inalteradas mediante tubo shelby de los estratos cohesivos y además, en sitios representativos se midieron las características de soporte de los suelos en sitio, mediante el Dilatómetro de Marchetti.

Entre los datos está, el ensayo SPT, Standart Penetration Test, que consiste en contar el número de golpes que toma a un peso estandarizado en penetrar una profundidad determinada. El ensayo SPT es solo aplicable a arenas y debe ser corregido. La corrección se realiza por razones de confinamiento, el material a grandes profundidades presenta un mayor confinamiento que el ubicado a pocos metros de la superficie, es por esto que los valores deben ser ajustados. Para la corrección del ensayo SPT se utilizaron las tablas de  $\eta_h$ ,  $\eta_b$ ,  $\eta_s$ , y  $\eta_r$  encontradas en el libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones del Dr. Braja Das. Fue escogido este método debido a que se conocían las propiedades exactas del martillo.



Tabla 2.2 Variaciones de  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$  y  $\eta_R$  [ecuación (2.6)]

1. Variación de $\eta_H$				2. Variación de $\eta_B$		
País	Tipo de martillo	Liberación del martillo	$\eta_H$ (%)	Diámetro		
				mm	pulg	$\eta_B$
Japón	Donut	Caída libre	78	60-120	2.4-4.7	1
	Donut	Cuerda y polea	67			
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60			
	Donut	Cuerda y polea	45			
Argentina	Donut	Cuerda y polea	45	150	6	1.05
China	Donut	Caída libre	60	200	8	1.15
	Donut	Cuerda y polea	50			
3. Variación de $\eta_S$				4. Variación de $\eta_R$		
Variable				Longitud de barra		
		$\eta_S$		m	pies	$\eta_R$
Muestreador estándar		1.0		>10	>30	1.0
Con forro para arcilla y arena densa		0.8		6-10	20-30	0.95
Con forro para arena suelta		0.9		4-6	12-20	0.85
				0-4	0-12	0.75

Tabla 5. En el grafico podemos observar las tablas para la corrección del  $N_{spt}$

Parámetros utilizados:

- Para la corrección de SPT por profundidad se utilizo la formula de Liao & Whitman (1985):

$$C_N = \sqrt{\frac{10Ton}{\sigma_{vo}}}$$

- A partir del N corregido se encuentra el ángulo de fricción  $\phi$  con la formula de Peck-Hanson-Thornton:

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





El peso específico del material que se encuentra en los distintos estratos no ha sido proporcionado en su totalidad, pero contamos con la granulometría del mismo, de modo que a partir de esto obtenemos la clasificación SUCS y elegimos un peso específico aproximado a las propiedades del material. Las siguientes tablas han sido utilizadas como referencia.

División principal	Criterios	Símbolo de grupo
Suelo de grano grueso, $R_{200} > 50$ Suelo con grava, $R_4 > 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5, C_u \geq 4, 1 \leq C_c \leq 3$	GW
	$F_{200} < 5, C_u < 4$ y/o $C_c$ no entre 1 y 3	GP
	$F_{200} > 12, PI < 4$ , o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	GM
	$F_{200} > 12, PI > 7$ , y límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	GC
	$F_{200} > 12, LL < 50, 4 \leq PI \leq 7$ , y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	GC-GM <sup>a</sup>
	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GM	GW-GM <sup>a</sup>
	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GC	GW-GC <sup>a</sup>
	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GM	GP-GM <sup>a</sup>
	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GC	GP-GC <sup>a</sup>
	Suelo arenoso, $R_4 \leq 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5, C_u \geq 6, 1 \leq C_c \leq 3$
$F_{200} < 5, C_u < 6$ , y/o $C_c$ no entre 1 y 3		SP
$F_{200} > 12, PI < 4$ , o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)		SM
$F_{200} > 12, PI > 7$ , y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)		SC
$F_{200} > 12, LL > 50, 4 \leq PI \leq 7$ , y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)		SC-SM <sup>a</sup>
$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SM		SW-SM <sup>a</sup>
$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SC		SW-SC <sup>a</sup>
$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SM		SP-SM <sup>a</sup>
$5 \leq F_{200} \leq 12$ ; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SC		SP-SC <sup>a</sup>
Suelo de grano fino (inorgánico), $R_{200} \leq 50$		$PI < 4$ , o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)
	$PI > 7$ , y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)	CL
	$4 \leq PI \leq 7$ , y límites de Atterberg arriba de la línea A (figura 1.7)	CL-ML <sup>a</sup>
	Límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	MH
Suelo limoso y arcilloso, $LL \geq 50$	Límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	MH
	Límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	CH
Suelo de grano fino (orgánico)	Limo orgánico y arcilla, $LL_{\text{no secado en horno}} < 0.75$	OL
	Limo orgánico y arcilla, $LL_{\text{secado en horno}} < 0.75$	OH

*Nota:*  $F_{200}$  = por ciento que pasa la malla no. 200;  $R_{200}$  = por ciento retenido en la malla no. 200;  $R_4$  = por ciento retenido en la malla no. 4;  $C_u$  = coeficiente de uniformidad;  $C_c$  = coeficiente de graduación;  $LL$  = límite líquido;  $PI$  = índice de plasticidad; límites de Atterberg basados en la fracción menos no. 40.

<sup>a</sup> Caso en la frontera; clasificación doble.

Tabla 6. Clasificación SUCS (Das, 2001)



**TABLE 2.1 Typical Values of Unit Weight for Soils**

Soil type	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Gravel	20-22	15-17
Sand	18-20	13-16
Silt	18-20	14-18
Clay	16-22	14-21

Tabla 7. Pesos Específicos según Tipo de Suelo (Budhu, 2000)

Una vez terminada la recopilación de datos, se pasó a encontrar los datos de diseño empezando con la grafica de los esfuerzos históricos, la misma que es una representación grafica de las cargas que soporta el suelo al momento del sondeo.

El siguiente paso es la agrupación de los del ensayos SPT corregidos, se toman los valores que son similares y se los agrupa, de la misma manera, los resultados que muestren valores muy distintos son desechados.

PILA 40

Profundidad		H	Zo	Clasificación SUCS	Hn	N(SPT)	u	$\sigma'_{z0}$	N60	$\Phi'$ PHT	$\Phi'$ R	Su	Su)NC	LL	Ip
m	m	m	m		%	medido	T/m2	T/m2				T/m2		%	
0.00	1.00	1.00	0.50	OL	27.0%		0.50	0.28							
1.00	5.00	4.00	3.00	SM	25.5%	13.60	3.00	2	29.55	35.49					
5.00	10.00	5.00	7.50	SM	23.3%	20.60	7.50	6	25.69	34.45					
10.00	13.00	3.00	11.50	SM	24.6%	18.00	11.50	9	18.05	32.34					
13.00	15.00	2.00	14.00	SM	21.5%	20.00	14.00	11	18.64	32.50					
15.00	20.00	5.00	17.50	SM	30.0%	17.00	17.50	14	14.10	31.22					
20.00	25.00	5.00	22.50	SP-SM	36.2%	9.80	22.50	18	7.83	29.42					
25.00	30.00	5.00	27.50	SM	35.4%	9.75	27.50	22	7.22	29.24					
30.00	32.00	2.00	31.00	MH	41.7%	33.00	31.00	24			12.00	3.00	4.96	60.00	26.0
32.00	35.00	3.00	33.50	MH	61.1%	11.00	33.50	26			18.90	2.30	5.30	93.00	26.0
35.00	44.00	9.00	39.50	MH	56.7%	9.63	39.50	29			7.10	6.70	8.15	79.00	45.0
44.00	55.00	11.00	49.50	MH	52.2%	12.55	49.50	36			15.60	4.70	8.84	80.00	37.0
55.00	56.00	1.00	55.50	MH	55.6%	12.55	55.50	40			15.60	4.70	9.65	80.00	36.0
56.00	66.00	10.00	61.00	MH	51.0%		61.00	43.22							
66.00	67.00	1.00	66.50	MH	56.70%		66.50	46.81							
67.00	68.00	1.00	67.50	MH	56.60%	30.00	67.50	47.56							
68.00	65.00	-3.00	66.50	GM	9.90%	60.00	66.50	46.61	27.79	35.02					



Esfuerzos Históricos en la Pila 40



Pila 44

Profundidad		Zo	Clasificación SUCS	Hn	N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'$ PHT	$\Phi'_R$	Su	LL	Ip
m	m	m		%	medido	T/m <sup>2</sup>				T/m <sup>2</sup>	%	%
0.0	1.0	0.5	OL	24.6%		0.3						
1.0	6.0	3.5	SM	26.9%	19	2.6	46	39.8				
6.0	7.0	6.5	SP-SM	25.2%	38	5.0	55	41.9				
7.0	14.0	10.5	SM	26.7%	23	8.2	25	34.3				
14.0	18.0	16.0	SM	31.2%	40	12.6	36	37.2				
18.0	19.0	18.5	SM	35.8%	12	14.6	10	30.0				
19.0	22.0	20.5	SM	35.5%	31	16.2	25	34.1				
22.0	25.0	23.5	SM	43.0%	10	18.4	7	29.3				
25.0	29.0	27.0	SM	56.0%	19	20.9	13	30.8				
29.0	34.0	31.5	MH	53.1%	10	23.9			22.1	3.5	55	23
34.0	41.0	37.5	MH	56.4%	12	27.7			20.2	1.1	69	23
41.0	46.0	43.5	MH	55.2%	22	31.4			6.80	6.0	73	27
46.00	52.00	49.00	MH	54.50%	12	34.86			21.20	2.90	80	33
52.00	54.00	53.00	MH	56.83%	14	37.31			16.60	1.40	81	38
54.00	57.00	55.50	MH	40.35%	12	38.99			21.30	3.40	92	47
57.00	60.00	58.50	MH	53.60%	12	41.23			14.30	3.90	81	34
60.00	70.00	65.00	MH	9.90%	18	46.93			6.80	6.00	79	36
70.00	71.00	70.50	MH	109.90%	22	51.88			6.80	6.00	79	36



## **Evaluación de Capacidad de Carga en Pilotes.**



Para la Pila 44

Formula de Gates (FHWA)

Para la aplicar la formula de Gates se necesitan los siguientes datos:

Energía del Martillo (Ed) en N.mm

Martillo ICE 205S = 2'305.812.000 N.mm

Golpes para penetración de 25mm

27 golpes al momento de la Re-Hinca

Remplazamos en la formula:

$$R_{nrd} = 211 * (E_d)^{1/2} * \log_{10}(10N_b) - (4.45 \times 10^5)$$

$$R_{nrd} = 750 \text{ Ton.}$$



Teoría Racional

Fuste en Arena Pila 44 (1m-29m)

De los datos del ensayo SPT y granulometría obtenemos lo siguiente:

Profundidad		Clasificación SUCS	N(SPT)	$\sigma'_{zo}$
m	m		medido	T/m <sup>2</sup>
0.0	1.0	OL		0.3
1.0	6.0	SM	19	2.6
6.0	7.0	SP-SM	38	5.0
7.0	14.0	SM	23	8.2
14.0	18.0	SM	40	12.6
18.0	19.0	SM	12	14.6
19.0	22.0	SM	31	16.2
22.0	25.0	SM	10	18.4
25.0	29.0	SM	19	20.9
29.0	34.0	MH	10	23.9
34.0	41.0	MH	12	27.7
41.0	46.0	MH	22	31.4
46.00	52.00	MH	12	34.86
52.00	54.00	MH	14	37.31
54.00	57.00	MH	12	38.99
57.00	60.00	MH	12	41.23
60.00	70.00	MH	18	46.93
70.00	71.00	MH	22	51.88



Para la corrección por profundidad para el SPT se ha utilizado la formula de Liao & Whitman (1985):

$$C_N = \sqrt{\frac{10Ton}{\sigma_{vo}}}$$

De donde obtenemos los siguientes valores corregidos de N (solo se ha corregido en Arenas). Con este numero de golpes corregido, y utilizando la formula de Peck, Hanson y Thornton se calcula un ángulo  $\phi$  aproximado.

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

Debido a que en el proceso de hincado las arenas se alteran, densificándose las arenas mas sueltas y viceversa. Se utilizan las formulas encontradas en el libro de Poulos y Davis para la corrección del ángulos.

$\Phi$  Fuste

$$\phi = \frac{\phi_1 + 40}{2}$$

$\Phi$  Punta

$$\phi = \frac{3\phi_1}{2} + 10$$

De lo que obtenemos la siguiente tabla:

Profundidad		N <sub>60</sub>	$\Phi'$ PHT	$\Phi'$ PUNTA	$\Phi'$ FUSTE
m	m				
0.0	1.0				
1.0	6.0	46	39.8	39.9	39.9
6.0	7.0	55	41.9	41.0	41.4
7.0	14.0	25	34.3	37.1	35.7
14.0	18.0	36	37.2	38.6	37.9
18.0	19.0	10	30.0	35.02	32.53
19.0	22.0	25	34.1	37.07	35.61
22.0	25.0	7	29.3	34.65	31.98
25.0	29.0	13	30.8	35.41	33.12
29.0	34.0				
34.0	41.0				
41.0	46.0				
46.00	52.00				
52.00	54.00				
54.00	57.00				
57.00	60.00				
60.00	70.00				
70.00	71.00				



Utilizando los valores  $\Phi$  corregidos por hinc y punta se procede a calcular los factores de fricción a lo largo del área de fuste en la pila.

La fórmula para fuste en arena es la siguiente:

Método  $K_s \tan \Phi_a * \sigma_v$  (Vesic y Meyerhof)

A partir de la tabla 1.2 observada en el capítulo 2, determinamos el valor  $K_s \tan \Phi_a$  a partir del ángulo de fricción de la arena. Además, se encuentra el valor correspondiente al esfuerzo a la profundidad crítica. Recordemos que, a partir de ensayos Meyerhof (1964, 1976) y Vesic (1964, 1970, 1977), se ha determinado que después de cierta profundidad, los valores de esfuerzo en la arena no aumentan y su aporte se vuelve constante. Es por eso que para efectos de cálculo, el esfuerzo es tomado igual al esfuerzo en la profundidad crítica.

Partiendo de estos valores calculamos el valor de  $q_f$ , multiplicando el  $K_s \tan \Phi_a$  por el esfuerzo vertical en el punto medido. El valor de  $q_f$  lo multiplicamos por el área de influencia que es obtenida de la multiplicación del Área y la longitud del tramo.

Obtenemos la tabla final de la siguiente manera:

Profundidad		H		$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'_{pnt}$	Esfuerzo a la Profundidad Crítica	$K_s \tan \Phi'_a$ (Vesic)	$q_f$	$K_s \tan \Phi'_a$ (Meyerhof)	$q_f$	Vesic	Meyerhof
m	m	m	T/m2										
0.0	1.0	1.0	0.3										
1.0	6.0	5.0	2.6	46.3	39.8		1.8	4.6	1.9	4.8	88.4	91.6	
6.0	7.0	1.0	5.0	54.8	41.9		2.2	10.8	2.4	11.8	41.1	45.0	
7.0	14.0	7.0	8.2	25.0	34.3	6.7	1.2	8.4	0.9	5.9	222.6	157.6	
14.0	18.0	4.0	12.6	36.0	37.2	8.7	1.5	12.9	1.4	11.8	196.7	179.0	
18.0	19.0	1.0	14.6	10.0	30.0	5.191	1.050	5.5	0.4	2.2	20.7	8.3	
19.0	22.0	3.0	16.2	24.6	34.1	6.667	1.233	8.2	0.9	5.7	93.8	65.5	
22.0	25.0	3.0	18.4	7.5	29.3	5.038	1.030	5.2	0.4	1.8	59.2	21.0	
25.0	29.0	4.0	20.9	12.7	30.8	5.386	1.075	5.8	0.5	2.6	88.1	39.6	
29.0	34.0	5.0	23.9										
34.0	41.0	7.0	27.7										
41.0	46.0	5.0	31.4										
46.00	52.00	6.00	34.86										
52.00	54.00	2.00	37.31										
54.00	57.00	3.00	38.99										
57.00	60.00	3.00	41.23										
60.00	70.00	10.00	46.93										
70.00	71.00	1.00	51.88										





Método Meyerhof para pilotes de desplazamiento

La formula encontrada en el manual AASHTO para diseño de Puentes se escribe asi:

$$q_s = 0.0019 * N_{160}$$

Donde =  $q_s$  es la resistencia unitaria de fuste.

Profundidad		N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'$ PHT	Area de Fuste	$q_s$ (desplazamiento) ( $0.19 * N_{160}$ )	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)
m	m	medido	T/m <sup>2</sup>					
0,0	1,0		0,3					
1,0	6,0	19	2,6	46,3	39,8	19,3	8,8	170,0
6,0	7,0	38	5,0	54,8	41,9	3,9	10,4	40,3
7,0	14,0	23	8,2	25,0	34,3	27,0	4,8	128,7
14,0	18,0	40	12,6	36,0	37,2	15,5	6,8	105,7
18,0	19,0	12	14,6	10,0	30,0	3,9	1,9	7,3
19,0	22,0	31	16,2	24,6	34,1	11,6	4,7	54,1
22,0	25,0	10	18,4	7,5	29,3	11,6	1,4	16,4
25,0	29,0	19	20,9	12,7	30,8	15,5	2,4	37,4



Método sugerido por el Manual Canadiense.

$$qs = \sigma_v * Ks * \tan \delta$$

$$qs = \sigma_v * \beta$$

El factor Beta lo tomamos de una tabla ya mencionada.

Profundidad		N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'$ PHT	Area de Fuste	$\beta$	qs	Canadian
m	m	medido	T/m <sup>2</sup>						
0,0	1,0		0,3						
1,0	6,0	19	2,6	46,3	39,8	19,3	0,5	1,3	24,6
6,0	7,0	38	5,0	54,8	41,9	3,9	0,5	2,5	9,6
7,0	14,0	23	8,2	25,0	34,3	27,0	0,5	3,4	92,7
14,0	18,0	40	12,6	36,0	37,2	15,5	0,5	4,4	68,3
18,0	19,0	12	14,6	10,0	30,0	3,9	0,5	2,6	10,2
19,0	22,0	31	16,2	24,6	34,1	11,6	0,5	3,4	39,3
22,0	25,0	10	18,4	7,5	29,3	11,6	0,5	2,6	29,7
25,0	29,0	19	20,9	12,7	30,8	15,5	0,5	2,7	42,3



Método Beta

$$f_{su} = \beta \cdot \sigma'_v$$

Donde =  $f_{su}$  es la resistencia unitaria por fuste.

Para el caso de Pilotes de Acero tubulares de extremo Abierto (nuestro caso), un estudio dirigido por el API (1984) determino que los siguientes valores:

$$K = 0.8$$

$$\delta = 20' \text{ (Angulo de Fricción entre el suelo y el Acero)}$$

Profundidad		N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'$ PHT	Area de Fuste	$K_s$ API	$\tan \Phi$ (Suelo-Acero)	$f_{su}$	Método $\beta$
m	m	medido	T/m <sup>2</sup>							
0,0	1,0		0,3							
1,0	6,0	19	2,6	46,3	39,8	19,3	0,8	0,36	0,7	14,2
6,0	7,0	38	5,0	54,8	41,9	3,9	0,8	0,36	1,4	5,5
7,0	14,0	23	8,2	25,0	34,3	27,0	0,8	0,36	2,0	53,4
14,0	18,0	40	12,6	36,0	37,2	15,5	0,8	0,36	2,5	39,4
18,0	19,0	12	14,6	10,0	30,0	3,9	0,8	0,36	1,5	5,9
19,0	22,0	31	16,2	24,6	34,1	11,6	0,8	0,36	2,0	22,6
22,0	25,0	10	18,4	7,5	29,3	11,6	0,8	0,36	1,5	17,1
25,0	29,0	19	20,9	12,7	30,8	15,5	0,8	0,36	1,6	24,4



Fuste en Suelos cohesivos Pila 44 (29m-71m)

Método  $\alpha$

La formula se escribe de la siguiente manera:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

$$q_f = \alpha \cdot S_u$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$\alpha$  = Factor de Adherencia

$S_u$  = Resistencia al corte no drenada

Para la pila 44, de acuerdo al valor de  $S_u$ , se midieron los siguientes valores de  $\alpha$  tomados de las tablas mostradas en el capítulo 2, que multiplicados por el  $S_u$  y el Área de Fuste produce los resultados que se presentan a continuación.

Profundidad		Su T/m <sup>2</sup>	$\alpha$ PECK	$\alpha$ Tomlinson (>40B)	Area de Fuste	qf Peck	qf Tomlinson	Resistencia por Fuste en Arcilla	
m	m							$\alpha$ PECK	$\alpha$ Tomlinson
0,0	1,0								
1,0	6,0								
6,0	7,0								
7,0	14,0								
14,0	18,0								
18,0	19,0								
19,0	22,0								
22,0	25,0								
25,0	29,0								
29,0	34,0	3,5	0,970	0,967	19,3	3,4	3,4	65,6	65,4
34,0	41,0	1,1	1,000	1,000	27,0	1,1	1,1	29,8	29,8
41,0	46,0	6,0	0,877	0,858	19,3	5,3	5,1	101,7	99,5
46,00	52,00	2,90	0,992	0,983	23,2	2,9	2,8	66,7	66,1
52,00	54,00	1,40	1,000	1,000	7,7	1,4	1,4	10,8	10,8
54,00	57,00	3,40	0,974	0,970	11,6	3,3	3,3	38,4	38,2
57,00	60,00	3,90	0,955	0,953	11,6	3,7	3,7	43,2	43,1
60,00	70,00	6,00	0,877	0,858	38,6	5,3	5,1	203,3	198,9
70,00	71,00	6,00	0,877	0,858	3,9	5,3	5,1	20,3	19,9



Método  $\lambda$

La fórmula del fuste para suelos cohesivos se escribe:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

$$q_f = \lambda \cdot (\sigma_v' + 2S_u)$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$\lambda$  = Constante que varía de acuerdo a la longitud del Pilote

$\sigma_v'$  = Esfuerzo vertical

$S_u$  = Resistencia al corte no drenada

Para el método  $\lambda$  el valor de la constante  $\lambda$  se mantiene constante en todos los estratos, ya que este valor depende de la longitud del pilote. Debido que a partir de aproximadamente los 45 metros el valor de  $\lambda$  se vuelve constante (0.12), la mayoría de los pilotes calculados tiene este valor.

En la siguiente tabla se ilustran los valores utilizados:

Longitud de la Pila = 71 m -----  $> \lambda = 0.12$  (de la tabla en el capítulo 2)

Profundidad		$\sigma'_{zo}$	$S_u$	$\lambda$	Area de Fuste	$q_f$	Resistencia por Fuste en Arcilla
m	m	T/m2	T/m2				$\lambda$
0,0	1,0	0,3					
1,0	6,0	2,6					
6,0	7,0	5,0					
7,0	14,0	8,2					
14,0	18,0	12,6					
18,0	19,0	14,6					
19,0	22,0	16,2					
22,0	25,0	18,4					
25,0	29,0	20,9					
29,0	34,0	23,9	3,5	0,121	19,3	3,7	72,0
34,0	41,0	27,7	1,1	0,121	27,0	3,6	97,5
41,0	46,0	31,4	6,0	0,121	19,3	5,2	101,3
46,00	52,00	34,86	2,90	0,121	23,2	4,9	113,8
52,00	54,00	37,31	1,40	0,121	7,7	4,8	37,4
54,00	57,00	38,99	3,40	0,121	11,6	5,5	64,1
57,00	60,00	41,23	3,90	0,121	11,6	5,9	68,6
60,00	70,00	46,93	6,00	0,121	38,6	7,1	274,8
70,00	71,00	51,88	6,00	0,121	3,9	7,7	29,8



Método  $\beta$

El fuste utilizando el método beta se determina de la siguiente manera:

$$Q_f = q_f \cdot A_f$$

$$q_f = \beta \cdot \sigma_v'$$

$$A_f = \text{Perímetro} \cdot \text{Longitud del pilote}$$

Donde

$\beta = K \cdot \tan \Phi$  (los obtenemos de la grafica de Meyerhof)

$\sigma_v'$  = Esfuerzo vertical

Profundidad		H	N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	Su (C.S.) T/m <sup>2</sup>	Su <sub>wc</sub>	lp	Diametro del Pilote	$\beta$ (Meyerhof)	Perimetro del Pilote	Area de Fuste	Resistencia por Fuste en Arcilla
m	m	m	medido	T/m2			%					$\beta$
0.0	1.0	1.0		0.3								
1.0	6.0	5.0	19	2.6				1.21	0.150	3.80	19.0	
6.0	7.0	1.0	38	5.0							3.8	
7.0	14.0	7.0	23	8.2							26.6	
14.0	18.0	4.0	40	12.6							15.2	
18.0	19.0	1.0	12	14.6							3.8	
19.0	22.0	3.0	31	16.2							11.4	
22.0	25.0	3.0	10	18.4							11.4	
25.0	29.0	4.0	19	20.9							15.2	
29.0	34.0	5.0	10	23.9	3.5	4.7	23				19.0	68.1
34.0	41.0	7.0	12	27.7	1.1	5.4	23				26.6	110.4
41.0	46.0	5.0	22	31.4	6.0	6.6	27				19.0	89.6
46.00	52.00	6.00	12	34.86	2.90	8.1	33				22.81	119.2
52.00	54.00	2.00	14	37.31	1.40	9.3	38				7.60	42.5
54.00	57.00	3.00	12	38.99	3.40	11.1	47				11.40	66.7
57.00	60.00	3.00	12	41.23	3.90	9.7	34				11.40	70.5
60.00	70.00	10.00	18	46.93	6.00	11.4	36	38.01	267.6			
70.00	71.00	1.00	22	51.88	6.00	12.6	36	3.80	29.6			



Capacidad por Punta Pila 44 (71m)

Para el cálculo de la capacidad de carga por punta obtenemos la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c N_c + \sigma_v \cdot N_q)$$

Debido a que el valor  $N_q$  es función del ángulo de fricción, y en los suelos cohesivos, este valor es cero, la expresión se simplifica de la siguiente manera:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot c N_c$$

Donde

$A_p$  = Area de la Punta

$c$  = Resistencia al corte Su

$N_c = 9$

En la Pila 44 tenemos los siguientes valores:

Suelo Cohesivo

$A_p = 1.19 \text{ m}^2$

$c = 6 \text{ Ton/m}^2$

$N_c = 9$

$$Q_p = A_p \cdot q_p = (1.21) \cdot 6 \cdot 9 = 65,34T$$

Calculo en Arena:

Pila 26

$A_p = 1.19 \text{ m}^2$

$\sigma_v = 8.4 \text{ T/m}^2$  (a la profundidad critica)

$N_q = 142$  (Berezantsev, para  $\phi = 33.1$ )

$$Q_p = A_p \cdot q_p = (1.21) \cdot 8.4 \cdot 105 = 1067T$$



Resultados de las pruebas Dinámicas de alta Deformación

Pila 44

Resultados del Método CASE

GRL Engineers, Inc.  
Case Method Results

Page 1 of 1  
PDILOT Ver. 2009.1 - Printed: 30-Mar-2009

PUENTE BAHIA 2 - P44 P7  
OP: CA

D62-22  
Test date: 24-Mar-2009

AR: 930.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 71.0 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 t/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 t/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.65

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke

EMX: Max Transferred Energy  
ETR: Energy Transfer Ratio  
RX4: Max Case Method Capacity (JC=0.4)

BL#	CSX MPa	CSB MPa	STK m	EMX tn-m	ETR (%)	RX4 tn
2	81.3	50.2	0.0	2.7	12.0	461
3	117.8	81.7	2.2	5.7	25.5	648
4	143.4	100.3	2.9	8.3	37.3	806
5	148.0	109.4	3.0	8.9	39.8	848
6	149.7	115.1	3.0	9.0	40.5	860
7	150.7	118.4	3.0	9.2	41.1	857
8	149.9	118.9	3.0	9.3	41.7	851
9	149.4	118.4	3.0	9.2	41.4	853
10	149.6	118.1	3.0	9.3	41.7	859
11	148.8	115.5	2.9	9.1	40.9	845
12	146.5	112.2	2.8	8.6	38.8	838
13	148.3	111.7	2.9	8.4	37.9	804
Average	140.3	105.8	2.9	8.1	36.5	794
Maximum	150.7	118.9	3.0	9.3	41.7	860

Total number of blows analyzed: 12

CXS = Esfuerzo de Compresión Máxima en el Pilotes

CSB = Esfuerzo de Compresión en la Punta

EMX = Máxima energía medida

ETR = Porcentaje de Transferencia de Energía

RX4 = Capacidad Medida según el método Case (J=0.4)

Como se menciona anteriormente, las pruebas dinámicas tienen más de una función, podemos notar de la prueba anterior que, además de medir la capacidad estática instantáneamente (860T), la prueba ayuda a medir distintos parámetros.

Esfuerzos en el Pilote:

El acero del pilote es A<sub>572</sub> que tiene un fy= 50ksi. Ese valor de ksi es aproximadamente 350 MPa. Si vemos en el ensayo el esfuerzo máximo registrado fue de 150 MPa. Según la Asociación de Hincas de Pilotes de Estados Unidos, el máximo esfuerzo al que se puede





someter un Pilote de Acero al momento del hincado es  $\sigma_D = 0.9 F_Y$ . La AASHTO es un poco mas conservadora, según la norma AASHTO, el máximo esfuerzo al que se puede someter un pilote de acero es  $\sigma_D = 0.9 F_Y \phi$ . De la tabla hallamos el valor de  $\phi$  que para valores tomados de Pruebas Dinámicas  $\phi = 0.65$ .

AASHTO  $\sigma_D = 0.9 F_Y \phi = 0.9 * 350 * 0.65 \equiv 205 \text{ MPa}$

PDLA  $\sigma_D = 0.9 F_Y = 0.9 * 350 = 315 \text{ MPa}$

Comparando estos valores con los leídos por la maquina podemos confirmar que los esfuerzos a los que ha sido sometido el pilote son aceptables.

Calibración del Martillo:

El martillo utilizado fue un Pileco D62-22 cuya energía especificada es aproximadamente 22 T.m que es un 95% de la energía máxima especificada por el fabricante. A partir del ensayo logramos medir las distintas, y, al compararlas con la energía especificada, podemos ver su eficiencia.

La eficiencia del martillo ronda los 25-40% de efectividad en la transferencia de energía.

Daños estructurales a lo largo del Pilote:

En caso de existir daños en el pilote, la onda sufrirá cambios repentinos que serán notados por el operador del PDA. El operador informo lo siguiente en su reporte "No se evidenciaron características de daños estructurales en los pilotes en el momento de hacer las pruebas dinámicas. Ninguna de las juntas o empalmes evidencio daños estructurales"

Capacidad de Carga Axial utilizando el Método Case:

En la última columna de la tabla podemos observar los resultados de capacidad de carga por el Método Case a base de un factor  $JC = 0.4$  que corresponde a suelos finos Limo arcillosos o Arcillo limosos en la punta del pilote.



Análisis CAPWAP

PUENTE BAHIA 2; Pile: P44 P7  
D62-22; Blow: 3  
GRL Engineers, Inc.

Test: 24-Mar-2009 09:44:  
CAPWAP (R) 2006-2  
OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 860.0; along Shaft 845.0; at Toe 15.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				860.0					
1	7.0	1.0	0.0	860.0	0.0	0.00	0.00	0.000	1.004
2	9.0	3.0	0.0	860.0	0.0	0.00	0.00	0.000	1.004
3	11.0	5.0	3.0	857.0	3.0	1.50	0.39	1.313	1.004
4	13.0	7.0	10.0	847.0	13.0	5.01	1.32	1.313	1.004
5	15.0	9.0	10.0	837.0	23.0	5.01	1.32	1.313	1.004
6	17.0	11.0	11.2	825.8	34.2	5.59	1.47	1.313	1.004
7	19.0	13.0	11.6	814.2	45.9	5.81	1.53	1.313	1.004
8	21.0	15.0	8.0	806.2	53.8	4.00	1.05	1.313	1.004
9	23.0	17.0	7.0	799.1	60.9	3.51	0.92	1.313	1.004
10	25.0	19.0	6.5	792.6	67.4	3.26	0.86	1.313	1.004
11	27.0	21.0	6.5	786.1	73.9	3.26	0.86	1.313	1.004
12	29.0	23.0	6.5	779.6	80.4	3.26	0.86	1.313	1.004
13	31.0	25.0	6.5	773.1	86.9	3.26	0.86	1.313	1.004
14	33.0	27.0	6.5	766.5	93.5	3.26	0.86	1.313	1.004
15	35.0	29.0	7.0	759.5	100.5	3.51	0.92	1.313	1.004
16	37.0	31.0	7.0	752.5	107.5	3.51	0.92	1.313	1.004
17	39.0	33.0	9.9	742.6	117.4	4.93	1.30	1.313	1.004
18	41.0	35.0	17.7	724.9	135.1	8.86	2.33	1.313	0.974
19	43.0	37.0	32.5	692.4	167.6	16.26	4.28	1.313	0.924
20	45.0	39.0	45.0	647.4	212.6	22.49	5.92	1.313	0.854
21	47.0	41.0	50.0	597.4	262.6	24.99	6.57	1.313	0.808
22	49.0	43.0	47.5	549.9	310.1	23.75	6.25	1.313	0.757
23	51.0	45.0	50.7	499.2	360.8	25.33	6.66	1.313	0.712
24	53.0	47.0	52.0	447.3	412.7	25.99	6.84	1.313	0.685
25	55.0	49.0	51.7	395.6	464.4	25.85	6.80	1.313	0.649
26	57.0	51.0	48.0	347.6	512.4	23.99	6.31	1.313	0.621
27	59.0	53.0	47.0	300.6	559.4	23.49	6.18	1.313	0.600
28	61.0	55.0	47.0	253.6	606.4	23.49	6.18	1.313	0.612
29	63.0	57.0	46.5	207.1	652.9	23.25	6.12	1.313	0.595
30	65.0	59.0	40.0	167.1	692.9	19.99	5.26	1.313	0.580
31	67.0	61.0	33.0	134.1	725.9	16.52	4.35	1.313	0.502
32	69.0	63.0	25.0	109.1	750.9	12.52	3.29	1.313	0.476
33	71.0	65.0	20.0	89.0	771.0	10.01	2.63	1.313	0.479
34	73.0	67.0	17.0	72.0	788.0	8.51	2.24	1.313	0.488
35	75.0	69.0	17.0	55.0	805.0	8.50	2.24	1.313	0.655
36	77.0	71.0	15.0	40.0	820.0	7.50	1.97	1.313	0.640
37	79.0	73.0	13.0	27.0	833.0	6.50	1.71	1.313	0.627
38	81.0	75.0	12.0	15.0	845.0	6.00	1.58	1.313	0.635



---

Del análisis CAPWAP podemos ver la resistencia del suelo a los distintos niveles, para este caso se han tomado segmentos de 2 metros y cada uno de ellos presenta valores de resistencia por fuste.

También se obtiene un valor de resistencia por punta, ahora hay que tener en cuenta que para que la punta alcance su capacidad es necesario un mayor desplazamiento de aproximadamente 10% del diámetro del pilote (120mm en nuestro caso), mientras que para desarrollar la capacidad por fuste es necesario un desplazamiento de 5 a 10 mm. Esta es una razón probable de la baja capacidad de punta en este ensayo.



## Comparación de Resultados



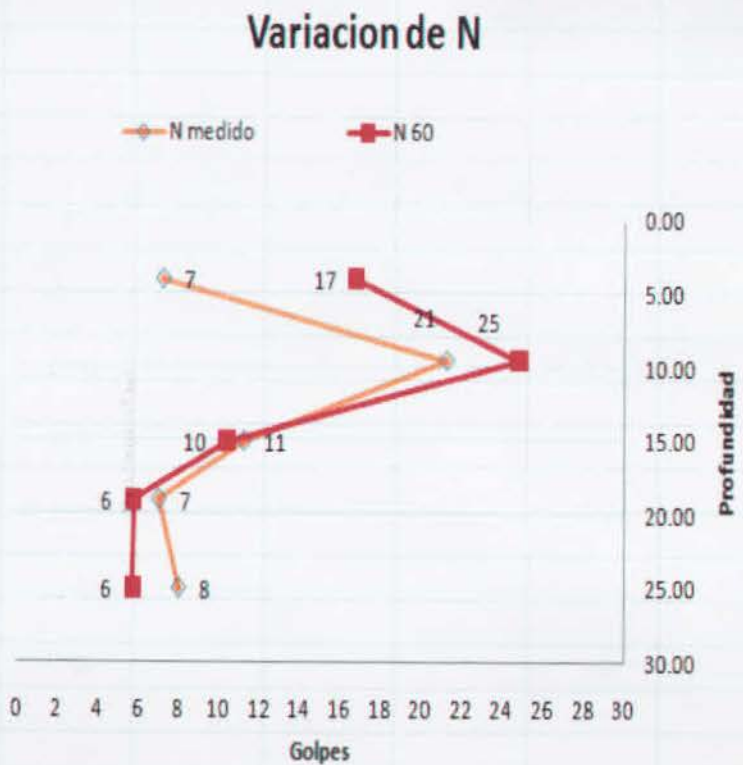
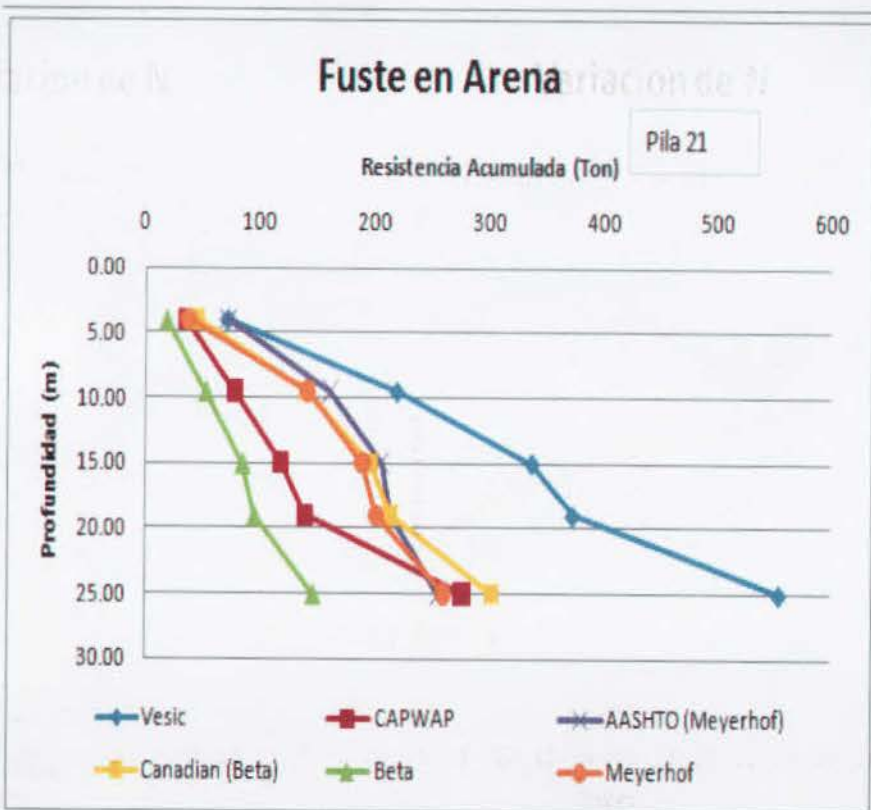
Comparación de Capacidades Totales

Tabla de CAPACIDADES (TONELADAS)								
PILA	Longitud (m)	Area Transversal	Suelo en la Punta	N	N <sub>160</sub>	CAPWAP (Promedio)	CASE	Capacidad Teorica
21	50	1.15	Arcilla	15	9	865		619
24	37	1.15	Arena	40	25.1	805		821
26	37	1.15	Arena	44	27.1	740	830	863
28	33	1.15	Arena	20	13.8	727	610	
30	47	1.15	Arena	32	18.6	749	710	
33	50	1.15	Arcilla	16	8.7	910	825	808
35	52	1.15	Arcilla	19	9.6	1090	890	1171
40	56	1.15	Arcilla	13	7	1225	1050	1008
44	71	1.15	Arcilla	22	9.2	860	860	1442



Fuste en Arena

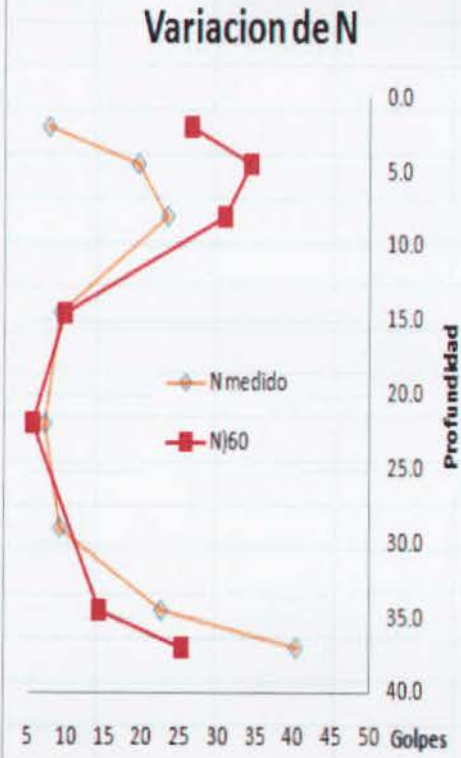
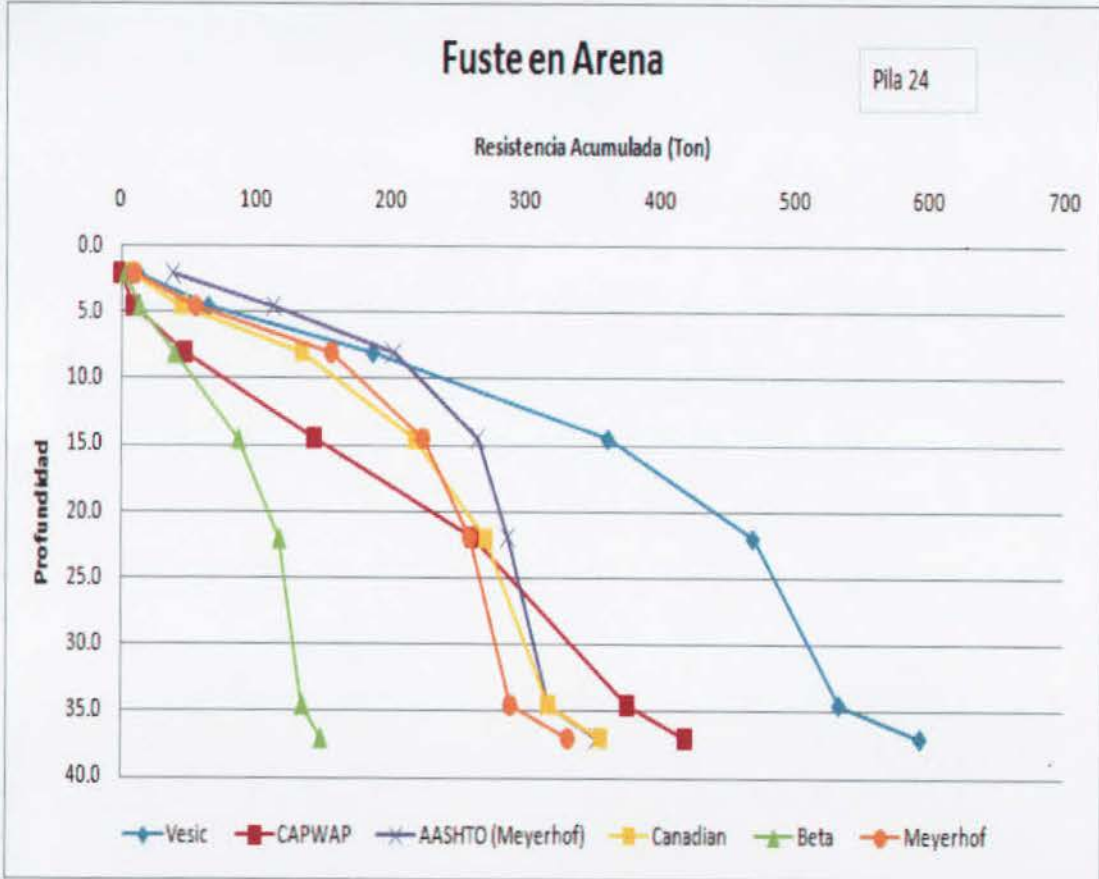
Pila 21





Fuste en Arena

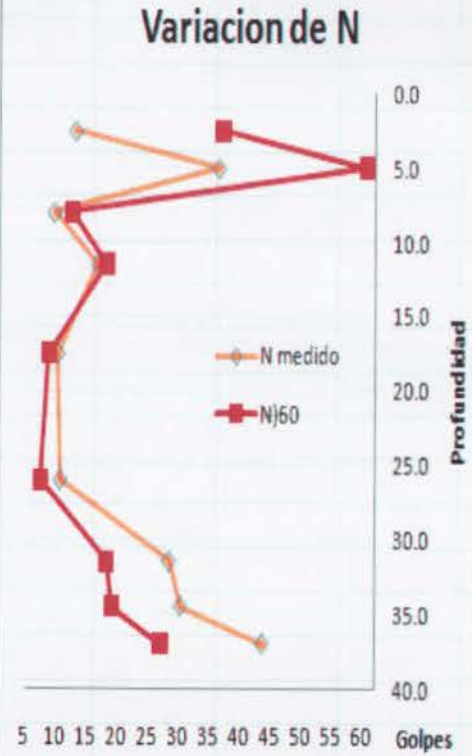
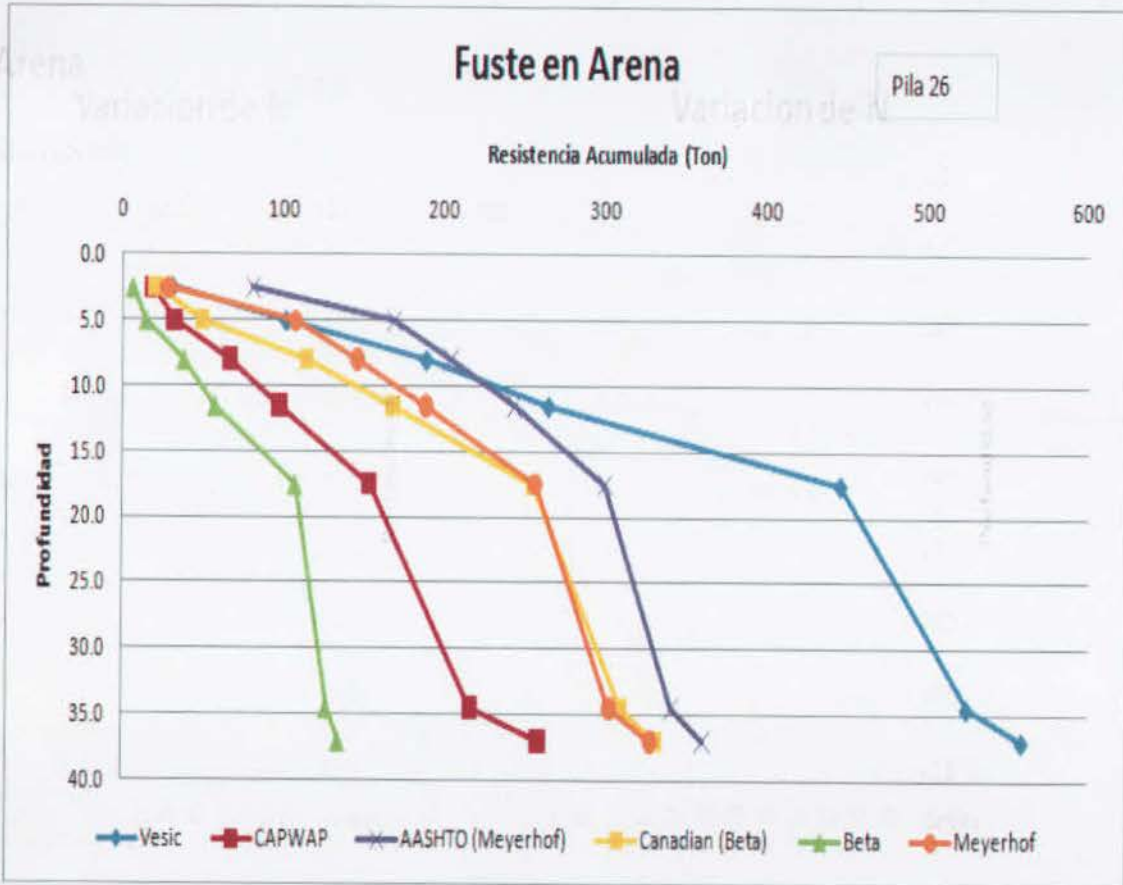
Pila 24





Fuste en Arena

Pila 26

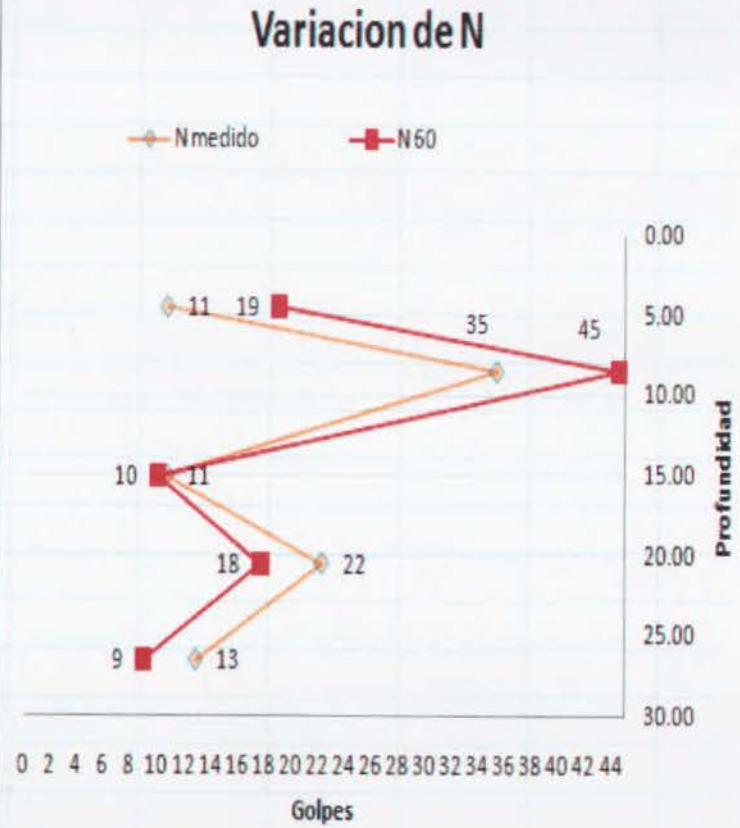
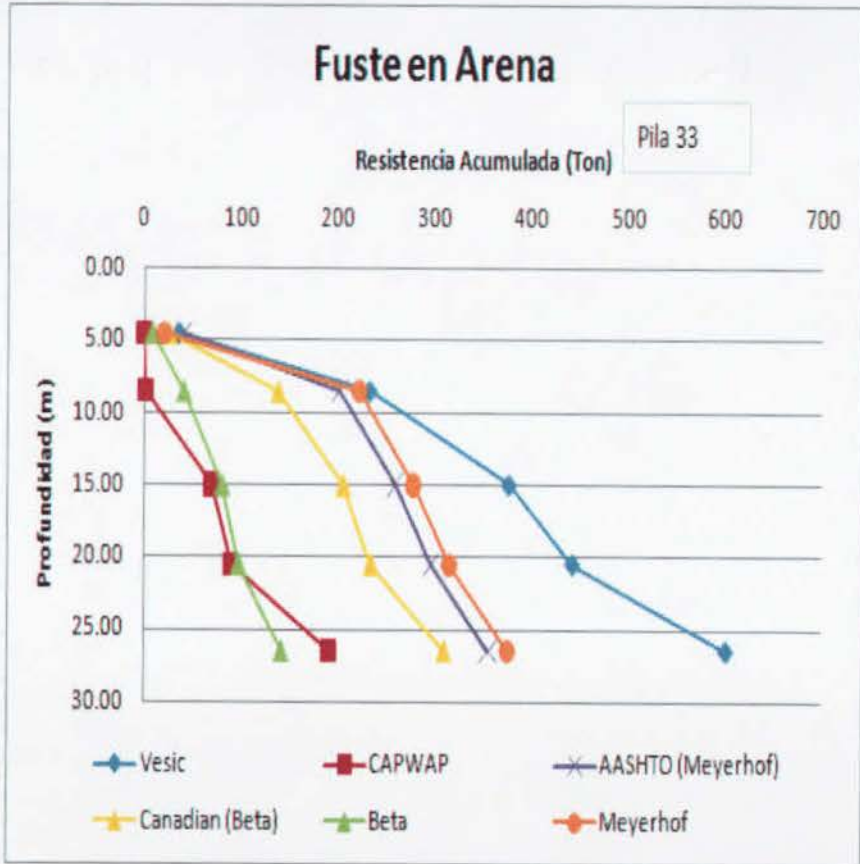






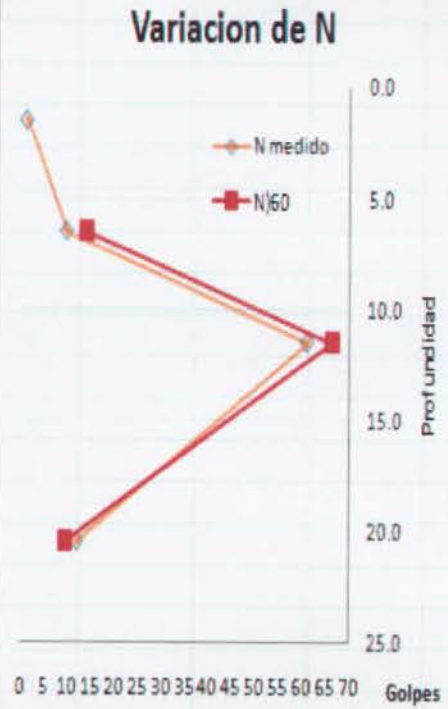
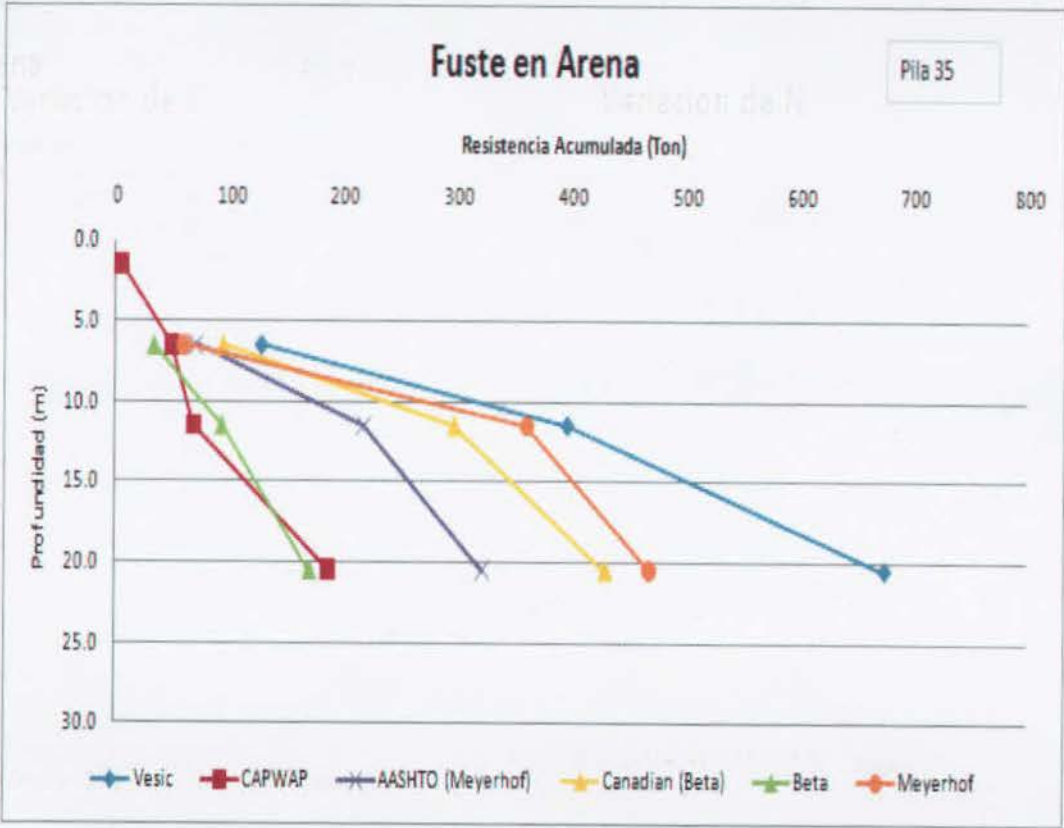
Fuste en Arena

Pila 33





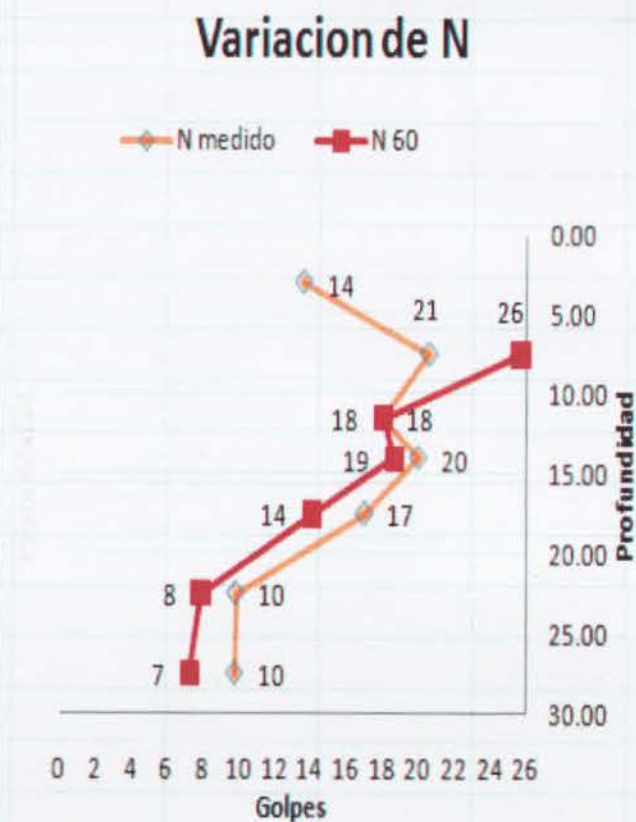
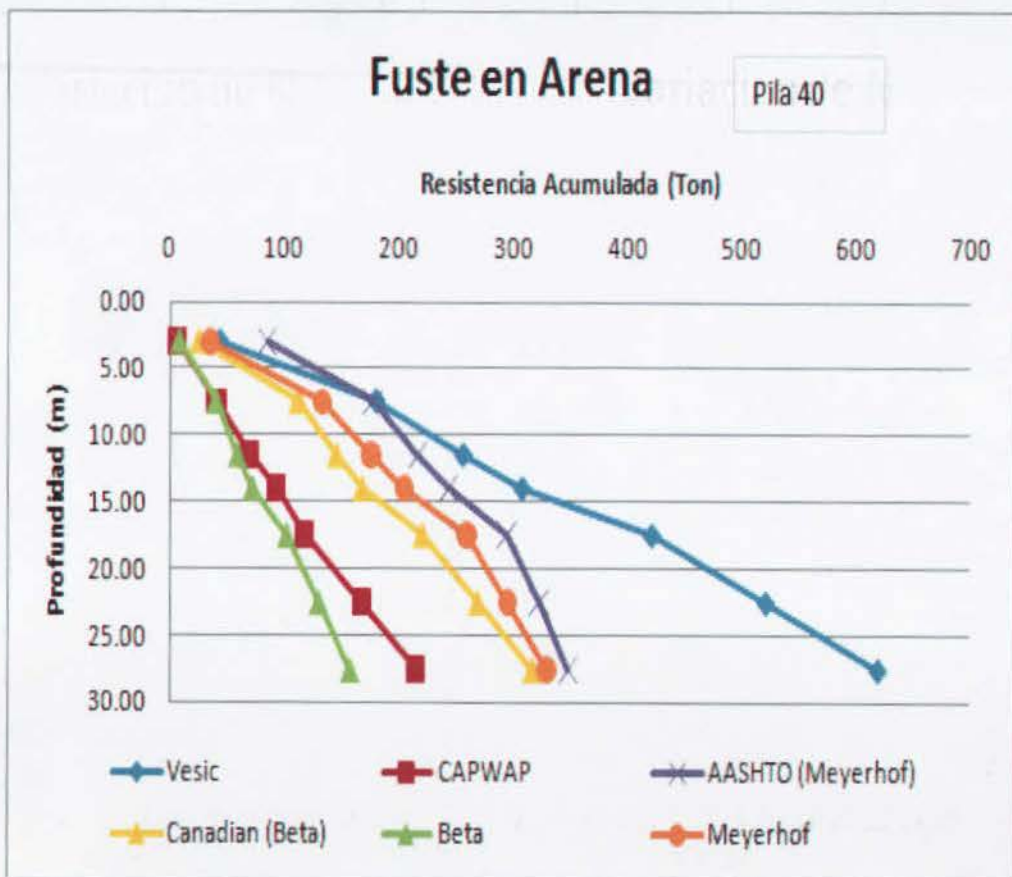
Fuste en Arena  
Pila 35





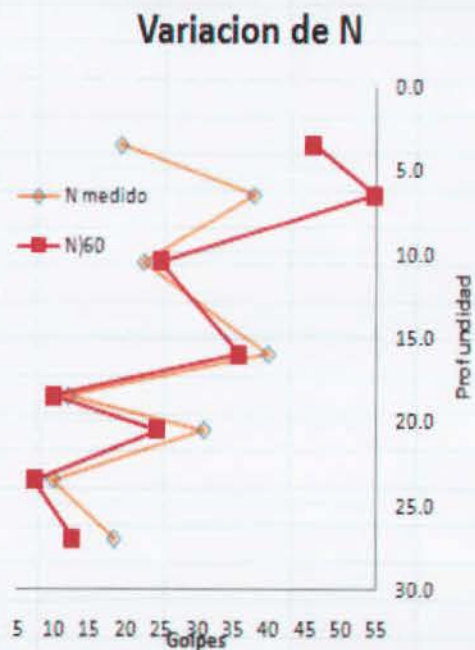
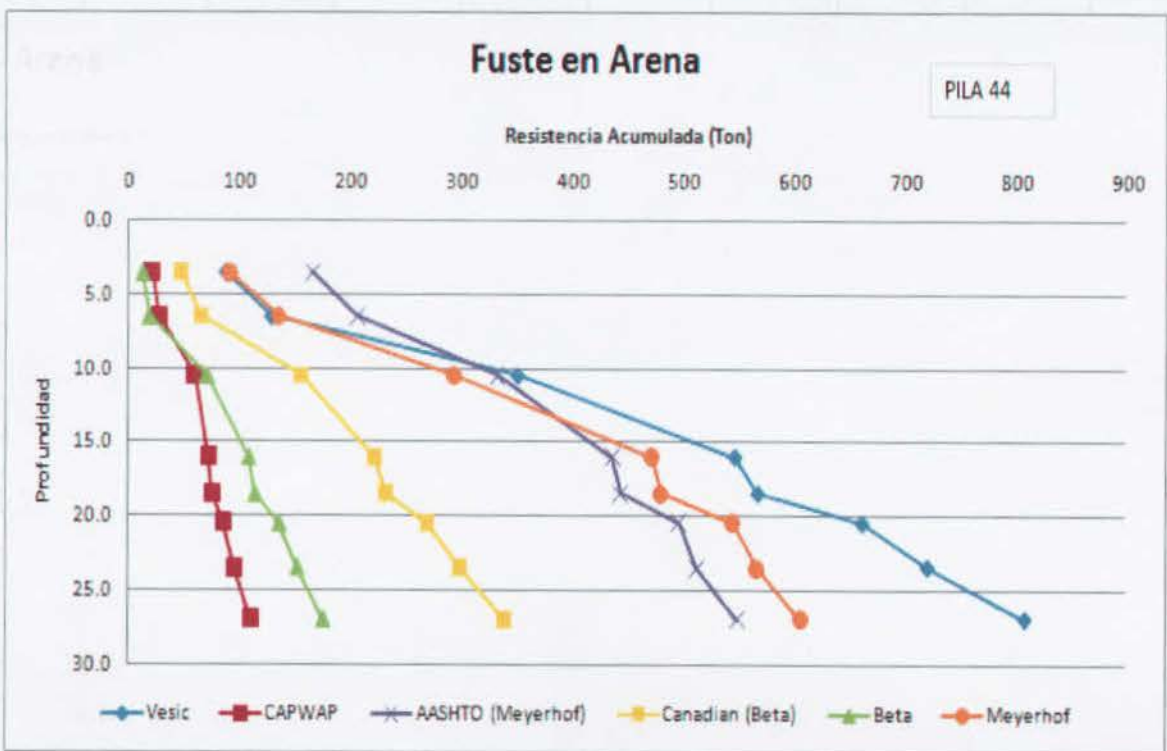
Fuste en Arena

Pila 40





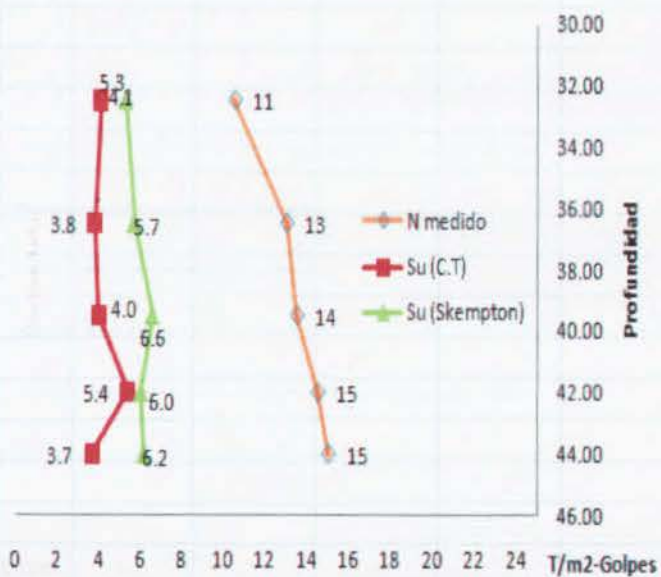
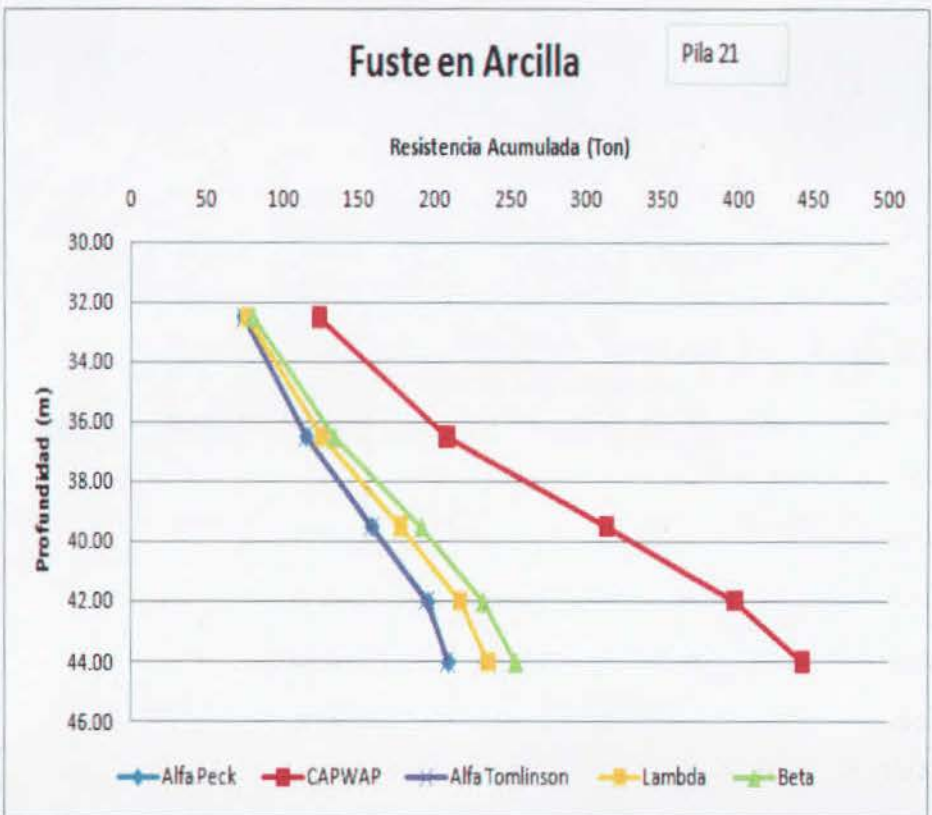
Fuste en Arena  
PILA 44





Fuste en Arcilla

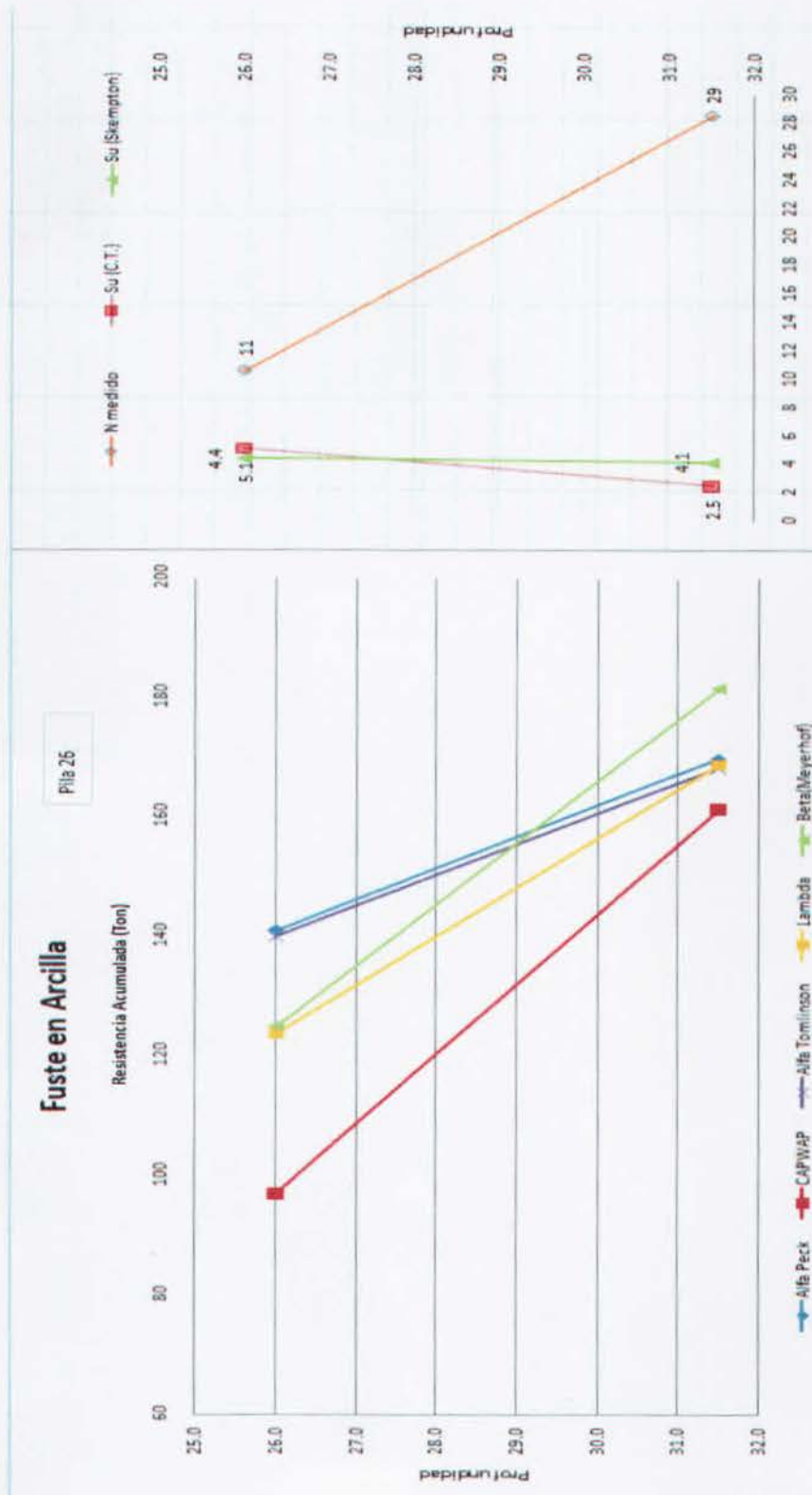
Pila 21





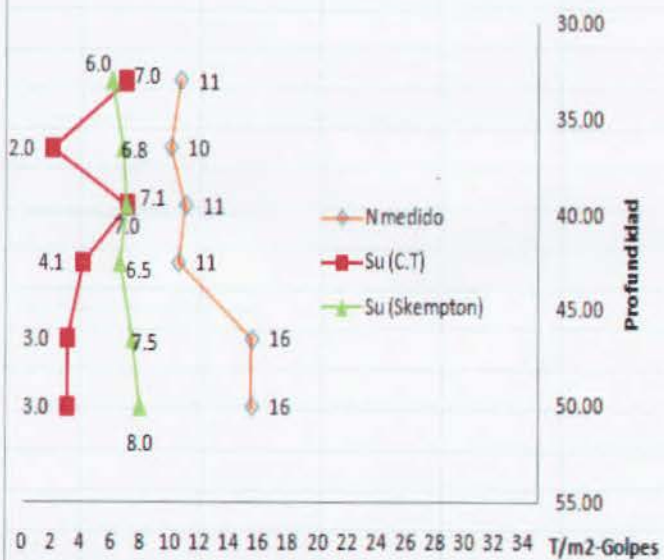
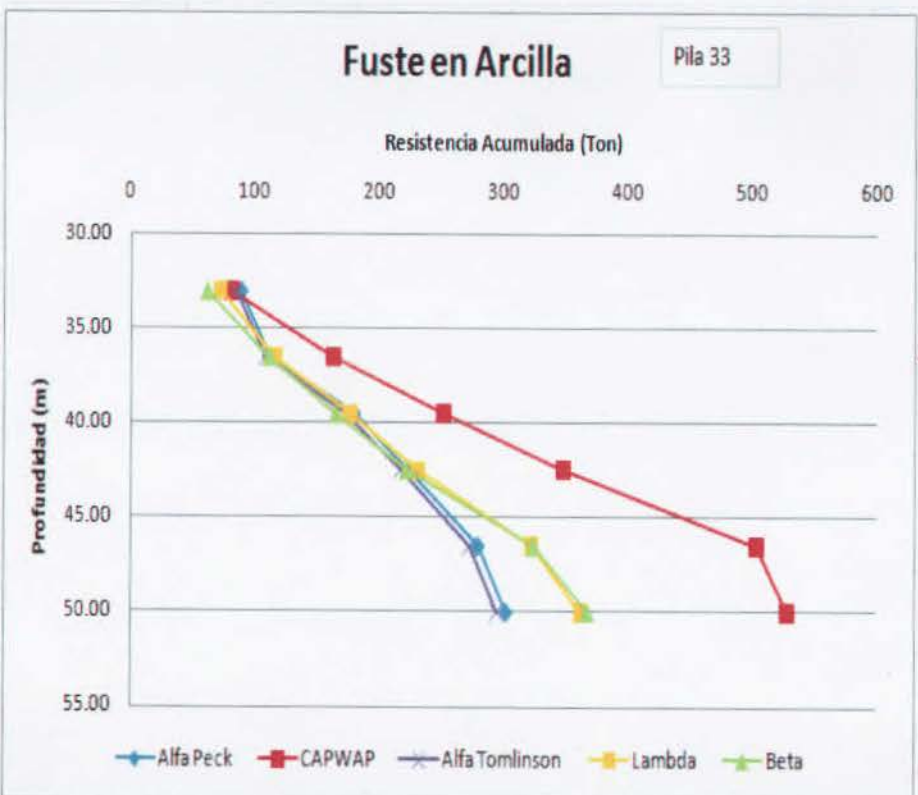
Fuste en Arcilla

Pila 26





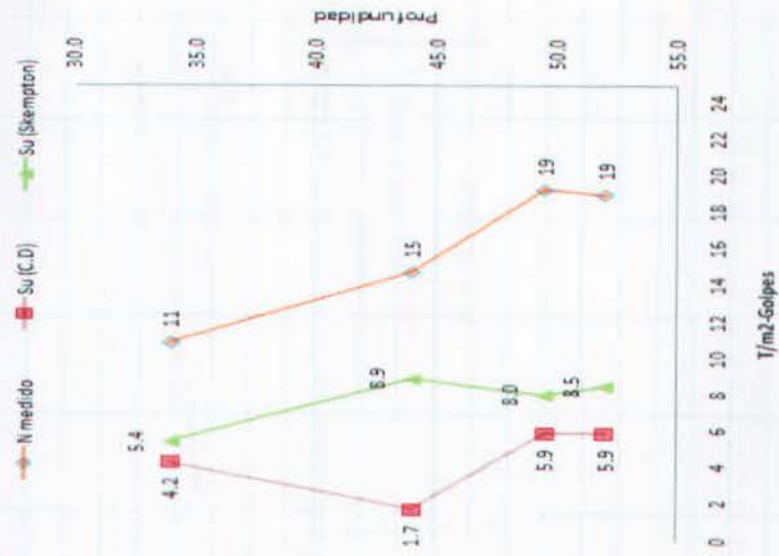
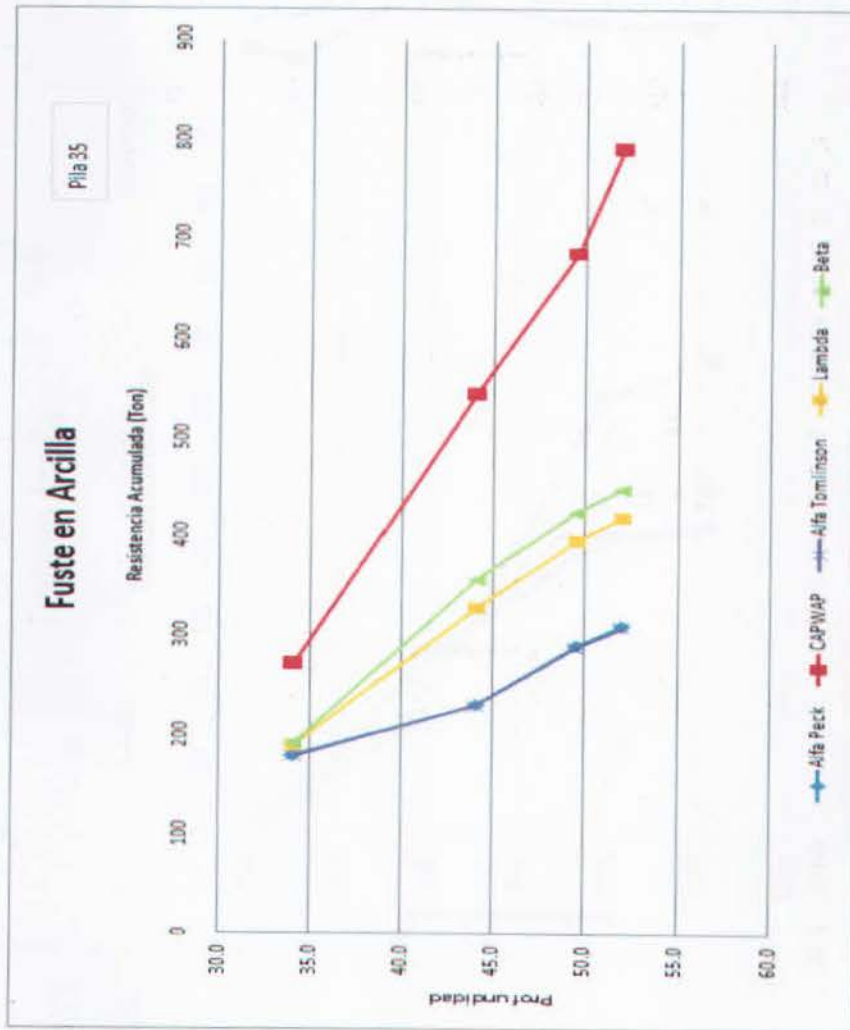
Fuste en Arcilla  
Pila 33





Fuste en Arcilla

Pila 35

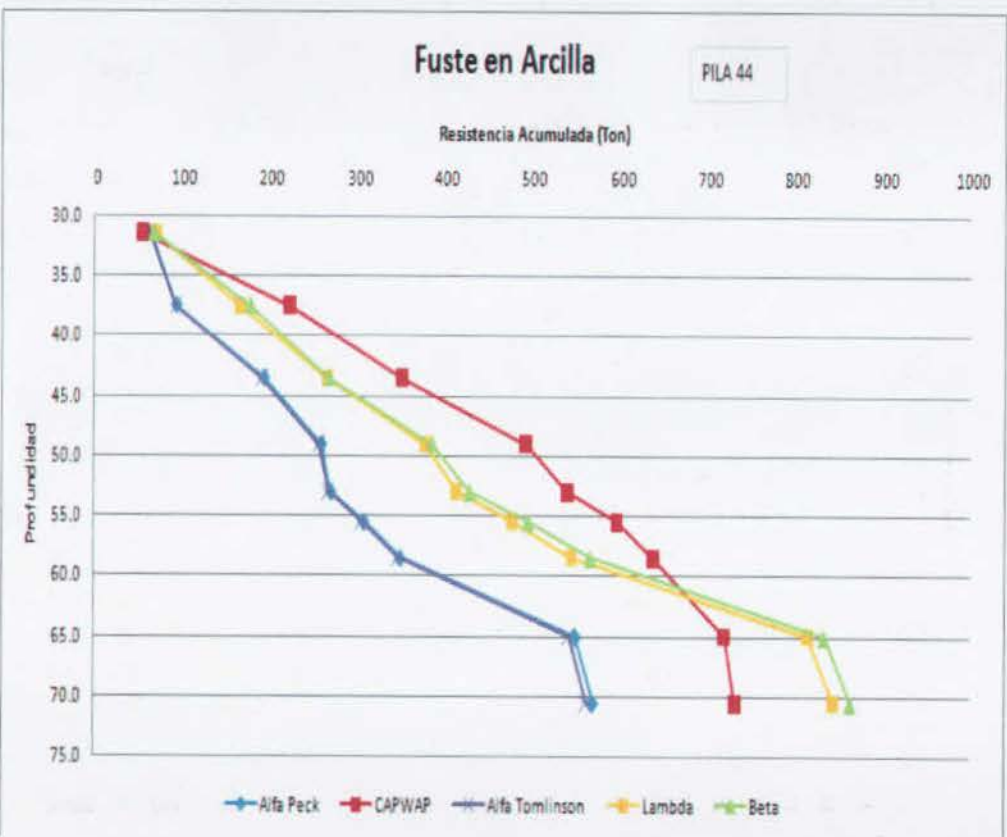
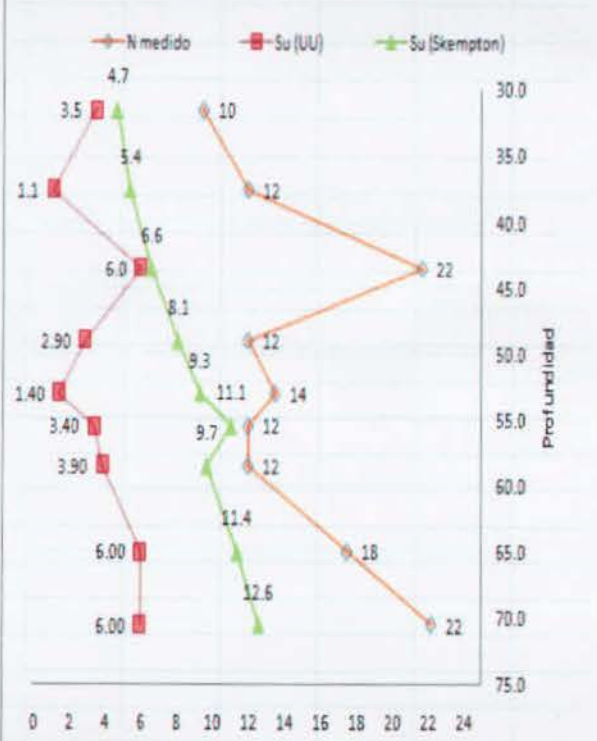






Fuste en Arcilla

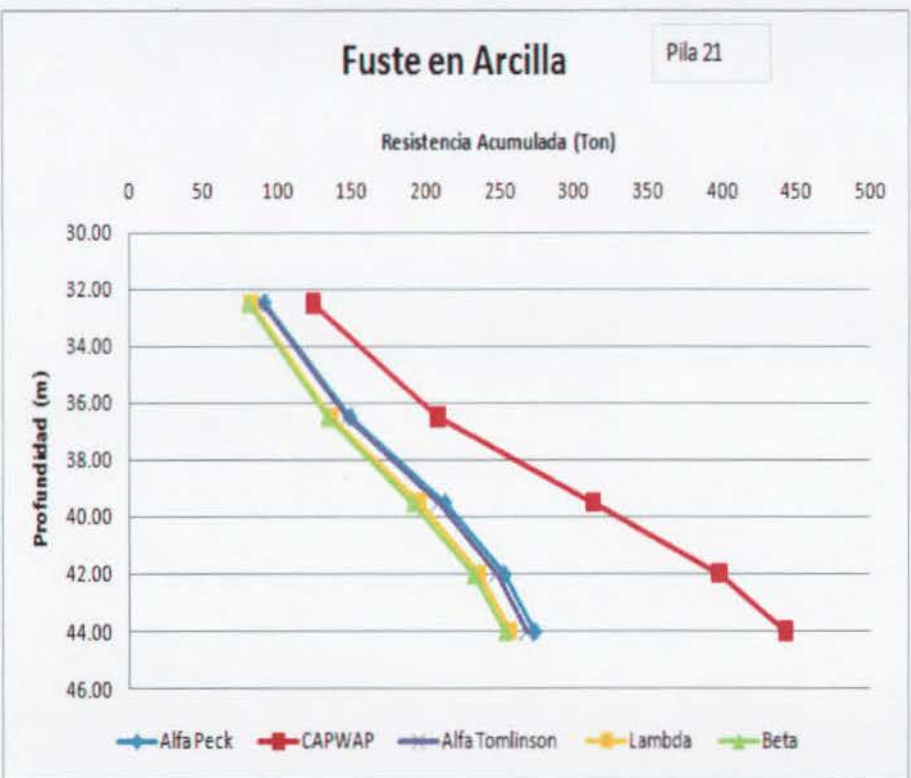
Pila 44

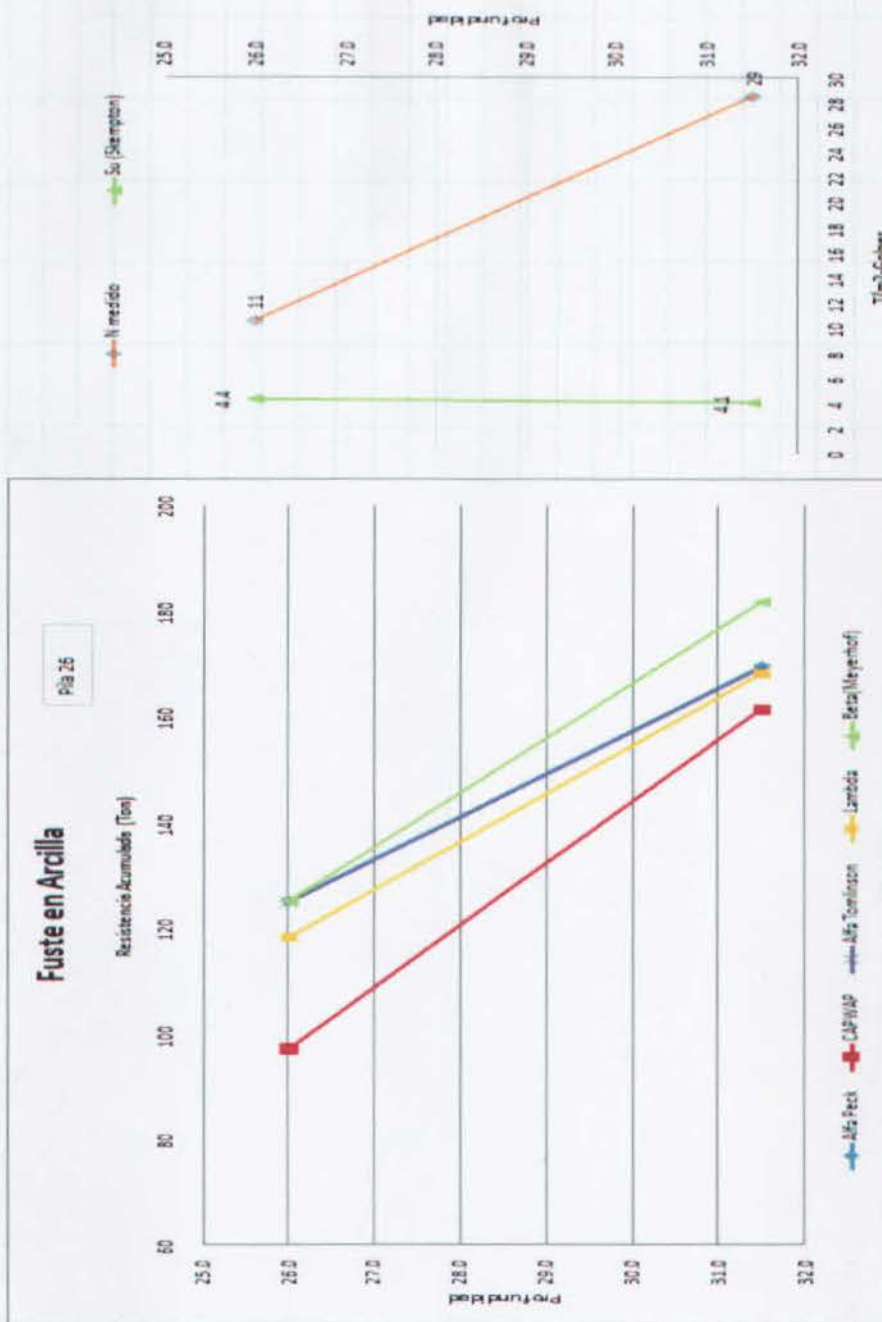




Fuste en Arcilla (SU Teórico)

Pila 21

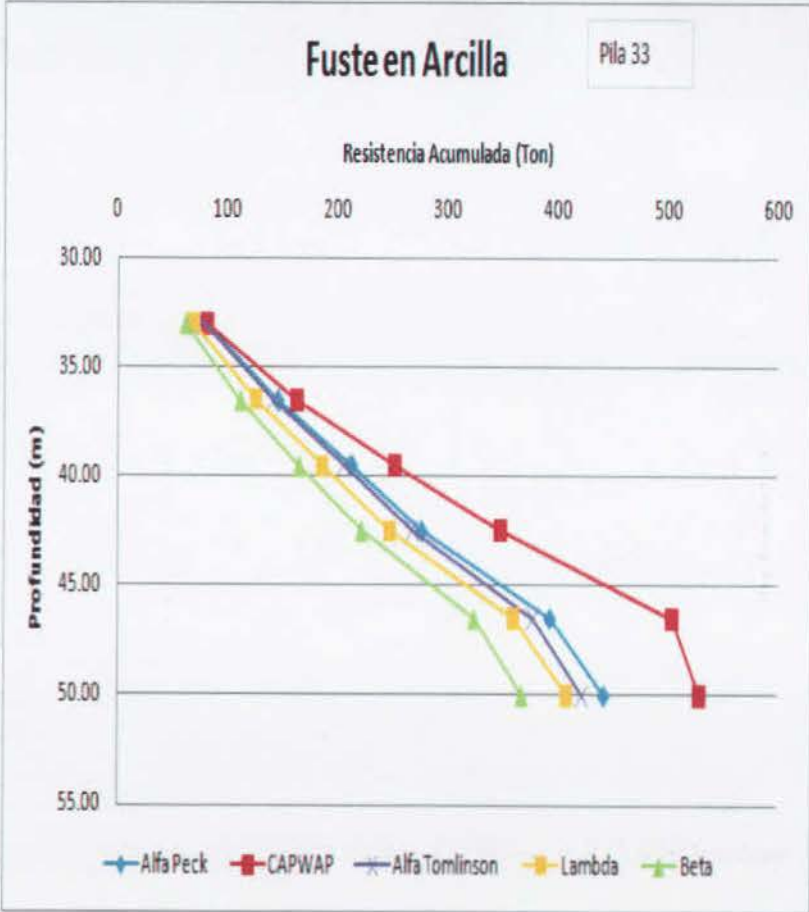
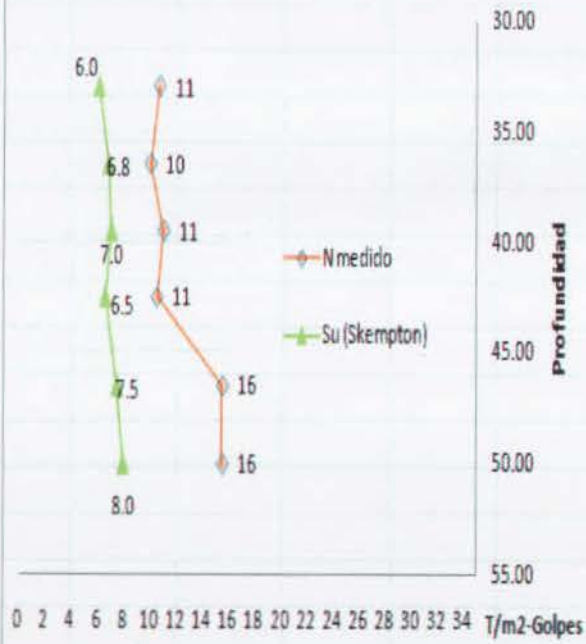






Fuste en Arcilla (SU- Teórico)

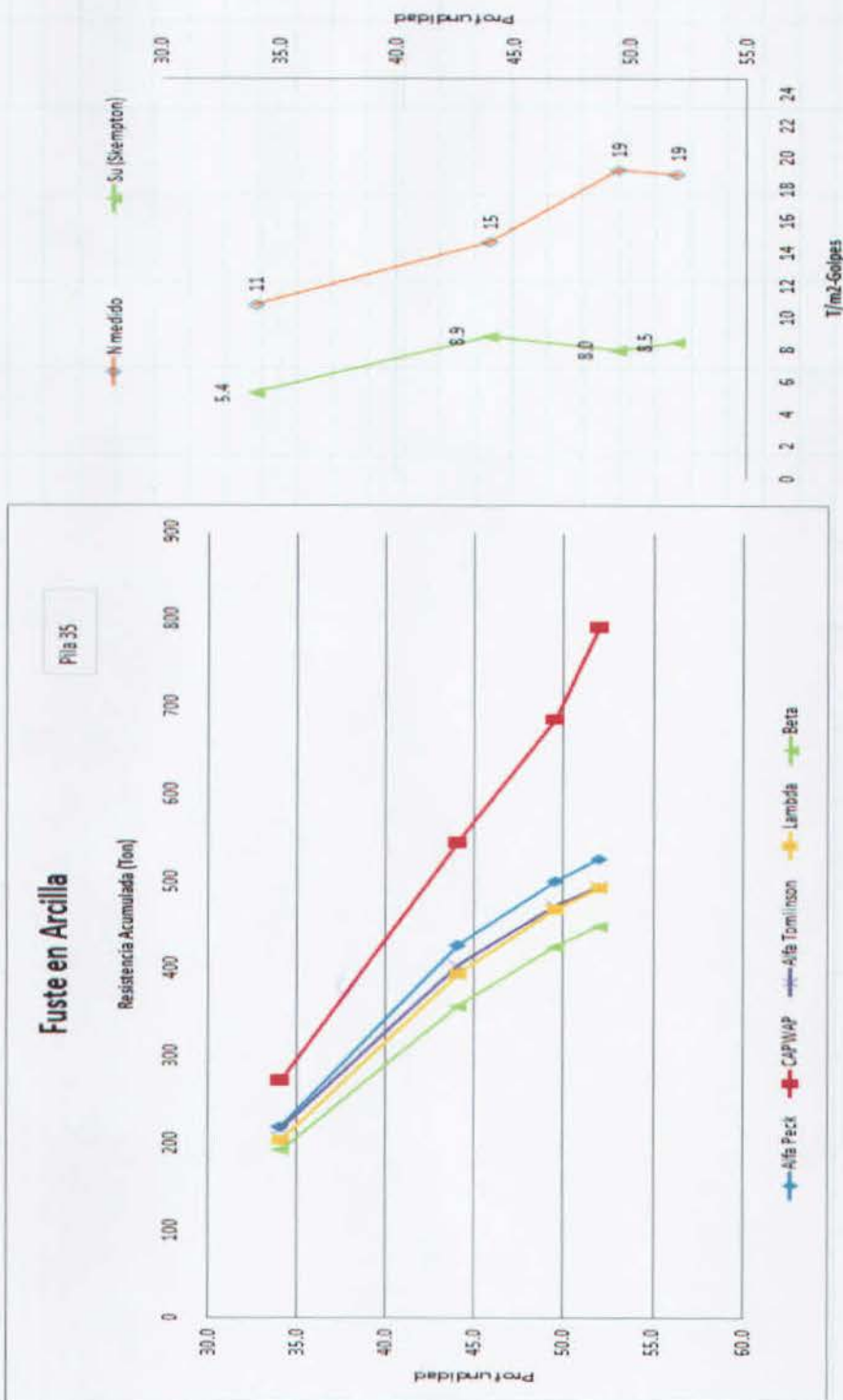
Pila 33





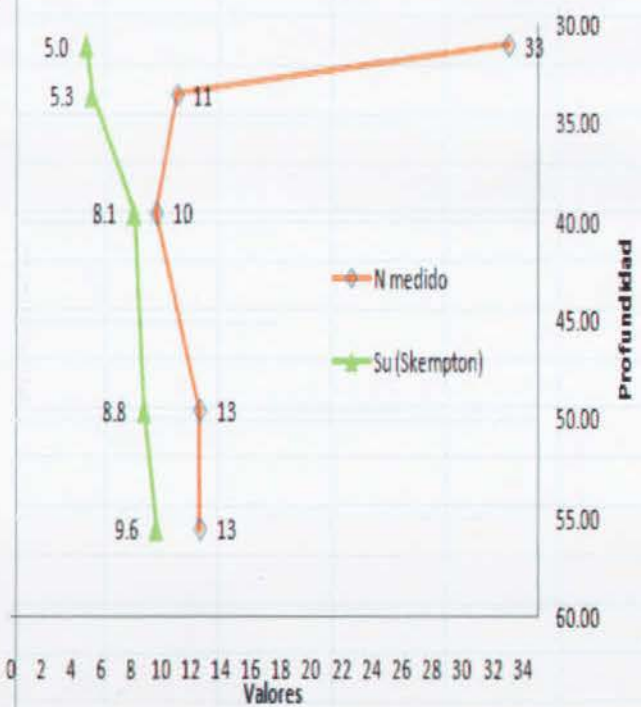
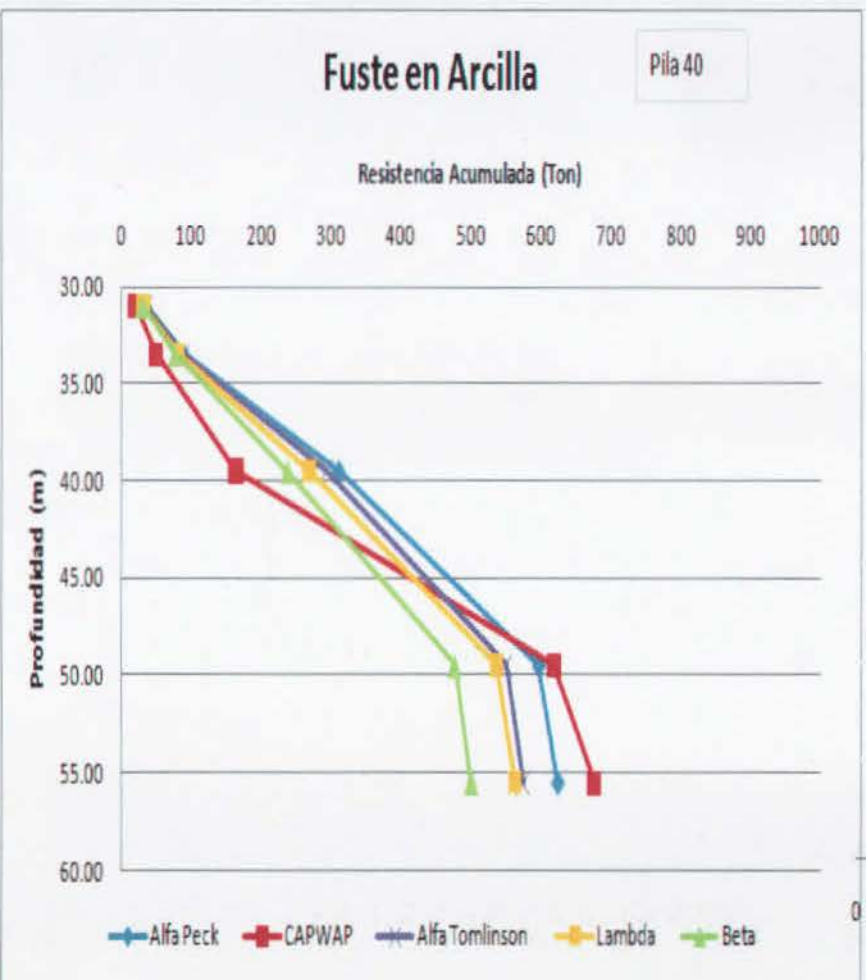
Fuste en Arcilla (SU- Teórico)

Pila 35





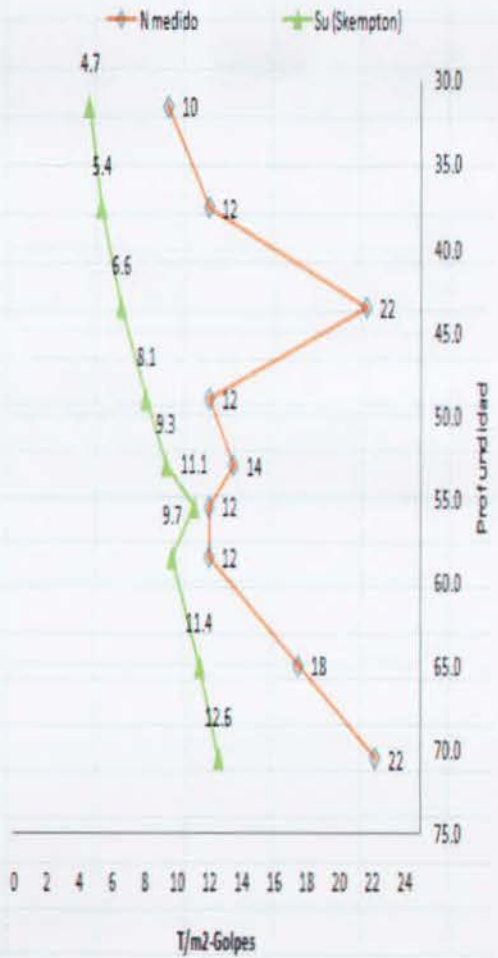
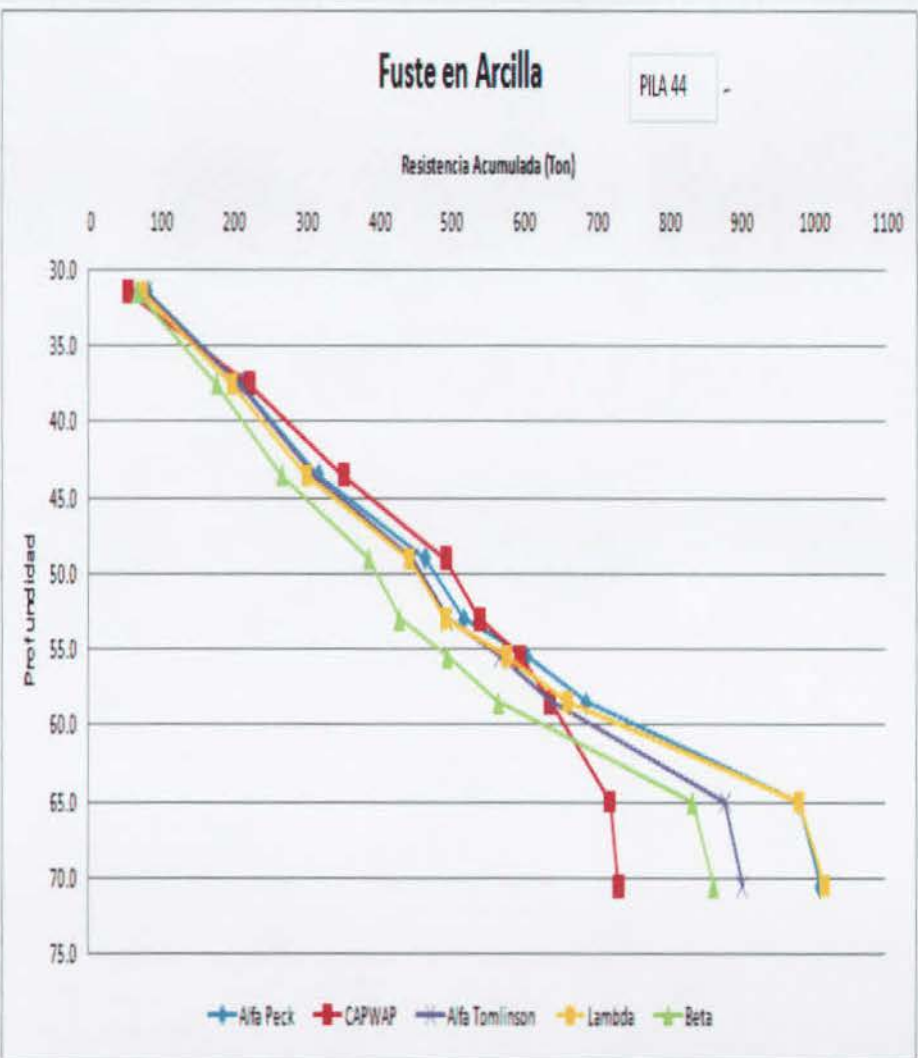
Fuste en Arcilla (SU- Teórico)  
Pila 40





Fuste en Arcilla (SU- Teórico)

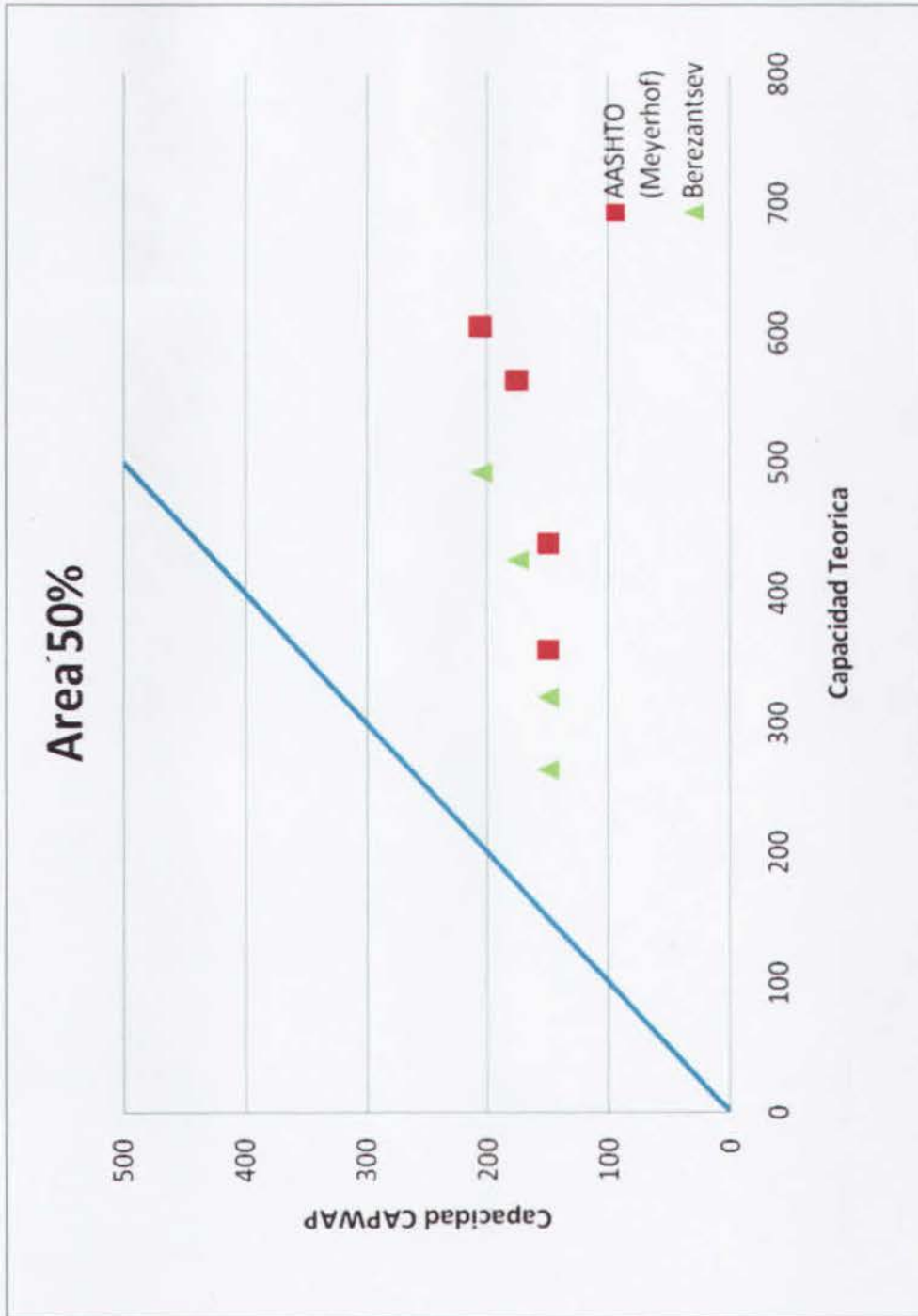
Pila 44





Capacidad por punta en Arenas

Asumiendo el 50% del Área como Área de Punta







Capacidad por punta en Arenas

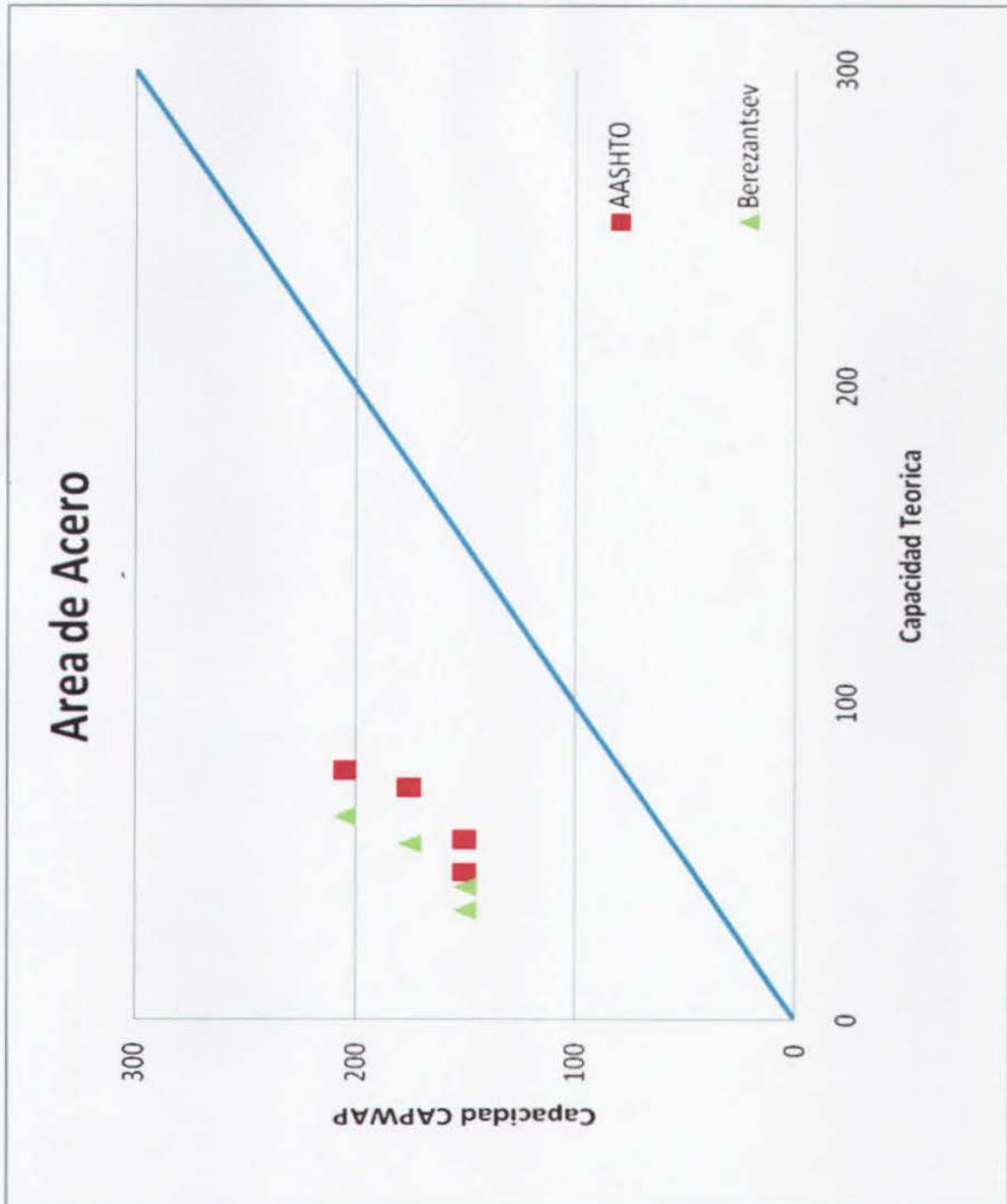
Asumiendo el 25% del Área Transversal como Área de Punta





Capacidad por punta en Arenas

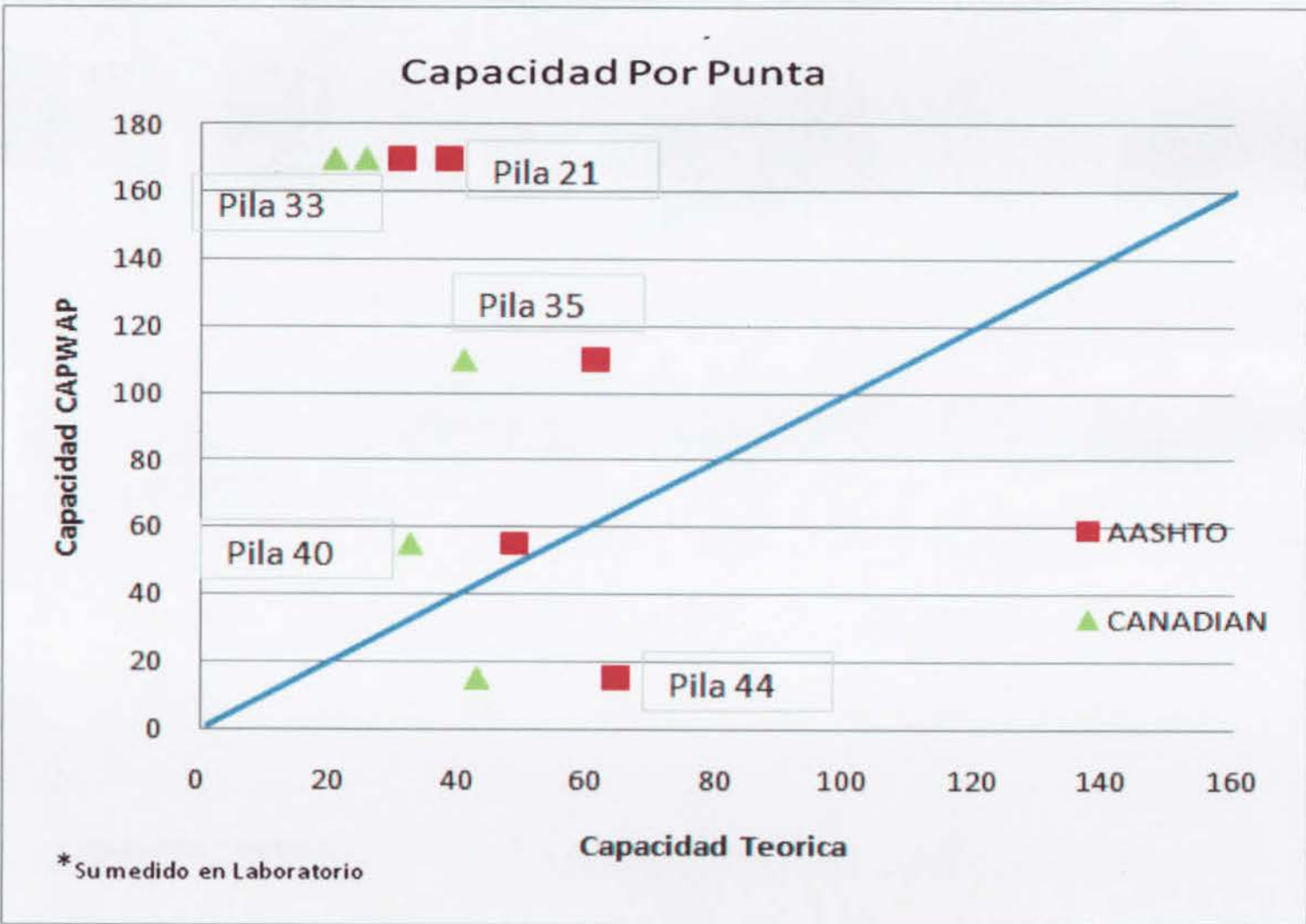
Asumiendo el Área de Acero como Área de Punta





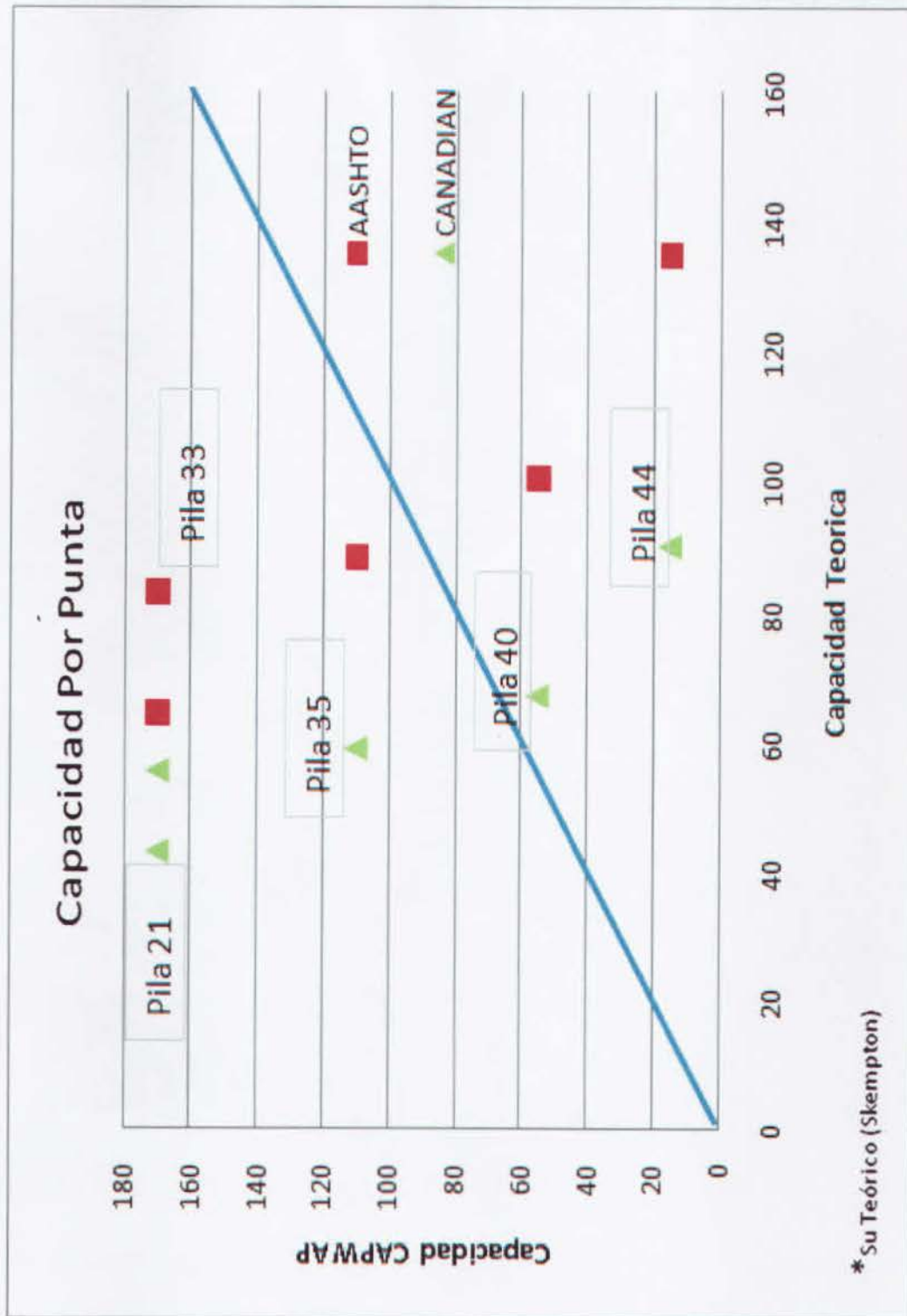


Capacidad por punta en Arcillas  
Usando el Su medido en el Laboratorio





Capacidad por punta en Arcillas  
Usando el Su teórico (Skempton)





## Conclusiones



A partir de las evaluaciones a través de métodos tradicionales, teoría racional, y su comparación con las evaluaciones por medio de resultados CAPWAP, para este proyecto y en base a estas hipótesis, se puede concluir lo siguiente.

Arcillas

Fuste

En las arcillas se puede notar que para el análisis de esfuerzos totales,  $\alpha$ , los parámetros propuestos por Peck y Tomlinson son relacionados entre sí. El método Beta, según recomendaciones de Meyerhof y el método Lambda propuesto por Vijayvergiya y Focht, presentan valores parecidos entre ellos.

Sobre los métodos de cálculo teóricos, se ha notado que los valores del método alfa, utilizando las recomendaciones de Peck y de Tomlinson, son más conservadores que los de lambda, propuesto por Vijayvergiya y Focht y que el método Beta según las recomendaciones de Meyerhof para los casos de en los que se toma el SU del laboratorio.



En la mayoría de los casos las pruebas CAPWAP obtienen resultados menos conservadores que las pruebas teóricas. En caso de utilizar valores de cohesión teóricos, en base al índice de plasticidad presente en el suelo, notamos que logramos resultados más semejantes a los del CAPWAP

#### Punta

Se ha observado que si utilizamos los valores de cohesión, obtenidos de laboratorio, comprando con el CAPWAP, se obtienen valores conservadores, mientras que si utilizamos los valores de cohesión teóricos (Skempton), logramos valores más similares.

En el caso particular de las pilas 21 y 33 se observo, que según las pruebas CAPWAP, las capacidades por punta reflejaban un suelo con alta resistencia, que coincidía mejor con un suelo ubicado, a una profundidad un poco mayor que el que reflejaba el estudio hecho para determinar la estratigrafía de suelo

#### Arenas

##### Fuste

Si se utiliza los parámetros de Beta sugeridos por el API, se obtienen resultados más conservadores en los cálculos teóricos. Por otro lado, utilizando la correlación de Vesic, para pilotes en Arena, obtuvimos los resultados más elevados en todos los casos.

El método Beta, fue el más cercano a los resultados obtenidos por el CAPWAP, tanto en los casos que se utilizaron los parámetros del API como en los que fueron utilizados los del manual Canadiense.

La teoría de Beta, parecería ser la más correcta teóricamente, ya que se base en esfuerzos efectivos, y se aplica a la arena debido a que el drenaje del agua es rápido.

##### Punta

Las teorías utilizadas para el cálculo de capacidad de punta fueron los de Meyerhof y el de Berezantsev. En todos los casos se tuvo que aplicar el criterio de capacidad máxima de punta de Meyerhof





#### Respecto al Tapón

Al observar los resultados de la capacidad por punta en los pilotes, parecería ser, que en Arena, el tapón no se forma completamente pero llega a desarrollar un área equivalente mayor que el área de acero (tomando como referencia los valores de  $q_p$  de Meyerhof y/o Berezantsev).

Utilizando los criterios mencionados anteriormente, se podría estimar que el tapón de suelo se forma para cubrir alrededor de 20%-30% del área transversal del pilote. Esto quiere decir, alrededor de 3 a 4 veces el área del acero (asumiendo que los resultados del CAPWAP son correctos). Se debe tomar en cuenta que estos resultados están limitados por la capacidad del martillo, ya que existe la probabilidad de que no hay alcanzado a movilizar completamente la resistencia por punta.

#### Respecto a los Ensayos

Para la Arcilla. Los parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio ofrecen resultados más conservadores, debido a que al momento de extraer la muestra de suelo esta se expone a distintas variables que tienden a disminuir su resistencia.

En ciertos casos las respuestas del suelo, no concuerda del todo bien con el tipo de suelo especificado en la estratigrafía. Esto puede ser causado por una falta de ensayos, ya que estaban muy distantes entre ellos. En ciertos casos la respuesta del suelo corresponde a suelos que, según la estratigrafía están ubicados a una profundidad mayor.

#### Comentarios sobre las pruebas de Alta Deformación PDA

#### Parámetros utilizados

Si se analizan las variables que intervienen en la ecuación, que utiliza el PDA para el cálculo de capacidad estática, se puede notar que todos los valores, excepto 1, se pueden medir o asumir con bastante precisión (fuerza, aceleración, módulo de elasticidad, área del pilote, velocidad de onda, etc.), el valor de JC (amortiguamiento, Damping) es el único valor en la fórmula que debe ser decidido por el operador, y este valor influye muy significativamente en la respuesta.

#### Martillos

La capacidad de un pilote, utilizando las evaluaciones dinámicas, es función de la deformación, que a su vez depende de la capacidad o energía que el martillo trasmite al pilote. En caso de no proporcionar suficiente energía al pilote, este no lograra alcanzar una deformación que le permita llegar a su máxima capacidad, y obtendremos resultados conservadores.



#### Tiempo de ejecución de la Prueba

Es importante mencionar también que tanto para las PDA como para el resto de pruebas que se realizan en pilotes, es preferible, en caso de tener suelos cohesivos, que la prueba se realice al menos 48 horas después de la hinca, para así permitir al material recuperarse.

#### Ventajas sobre la prueba estática.

- La ejecución de este tipo de pruebas, no demanda ni el tiempo ni el costo de las pruebas dinámicas,
- En casos como los puentes, donde los pilotes se ubican en el agua, son más sencillas de realizar
- En grandes proyectos, existe la posibilidad de realizar pruebas en varios pilotes.
- Evalúa la Integridad del Pilote
- Obtienen valores de Capacidad de manera inmediata.



## **Anexos A**

### **Especificaciones de los Martillos**



**PILECO, INC.**

P.O. Box 16099, Houston, TX 77222  
 phone: 713-891-3000 toll free: 1-800-474-5328  
 fax: 713-891-0089 e-mail: [pileco@pileco.com](mailto:pileco@pileco.com)  
 web: <http://www.pileco.com>

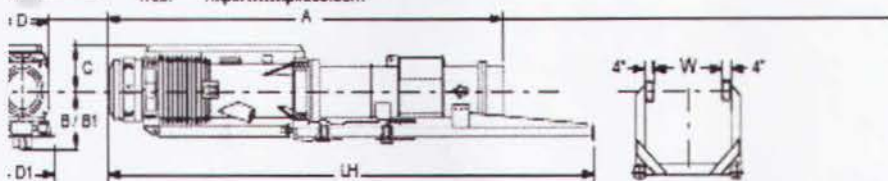
**PILECO DIESEL HAMMERS**

**Specifications - English units**

**PROVEN DESIGN OVER DECADES\***

**EFFICIENT \* RELIABLE \* CLEAN**

All Pileco Diesel Hammers can be used with alternate fuels like kerosene, JP-8, refined or esterized soybean oil



Model		D6-42 D8-42	D12-42	D19-42	D25-32 D30-32	D36-32 D46-32	D62-22	D80-23 D100-13	D125-32 D138-32	D160-32 D180-32	D225-22 D250-22
p. piston weight	lbs.	1,320 / 1,770	2,820	4,015	5,515 / 6,615	7,940 / 10,145	13,670	17,640 / 22,045	27,560 / 30,420	35,275 / 39,880	49,612 / 55,050
ows per min. <sup>1)</sup>											
Minimum	lb./min.	39 / 37	37	37	37	37	35	36	36	36	36
Maximum	lb./min.	52	52	52	52	52	50	45	45	46	50
Energy per blow <sup>2)</sup> , adjustable											
Maximum	ft.lbs.	12,570 18,760	29,640	42,480	58,300 69,925	63,950 107,280	161,640	197,150 246,390	308,025 340,000	394,250 443,500	292,811 564,970
Minimum	ft.lbs.	7,090 9,480	15,000	21,510	29,510 35,400	42,500 54,320	79,200	126,180 157,685	197,135 217,600	241,470 271,650	331,903 631,351
Consumption <sup>3)</sup>											
Diesel fuel	gal./hr.	0.96 / 1.00	1.2	2.00	2.11 / 2.64	3.04 / 4.23	5.28	6.60 / 7.93	9.5 / 10.2	11.9 / 13.1	16.9 / 19
Lubrication oil	gal./hr.	0.06 / 0.13	0.13	0.16	0.26 / 0.26	0.39 / 0.39	0.53	0.66 / 0.66	0.95 / 0.95	1.32 / 1.32	1.53 / 1.53
Capacity											
Diesel fuel	gal.	4.9 / 5.3	6.3	20.0	17.7	23.6	25.8	40.9	50	63	121 / 121
Lubrication oil	gal.	1.3 / 1.6	1.7	5.0	5.0	4.5	8.3	8.4	15.6	21.1	26.4 / 26
Weight <sup>4)</sup>											
Hammer	lbs.	3,570 4,000	5,730	8,365	12,370 13,472	17,375 19,580	27,077	37,275 44,894	53,618 57,360	66,765 75,700	100,326 106,467
Hammer, standard operating	lbs.	4,920 5,350	7,100	9,700	14,600 15,900	19,900 22,100	29,300	41,200 48,600	60,250 64,000	74,500 82,600	103,195 110,431
Dimensions											
A - Length	ft.	14.1 / 15.0	18.3	16.8	17.8	18.3	22.6	23.6 / 24.1	25.5 / 25.9	25.8 / 26.4	26.8 / 26.7
LH - Length - standard	ft.	18.0	19.2	19.2	21.3	21.3	24.8	26.1	27.8	25.8	26.6
- Length with hydr. start	ft.	-	19.2	19.2	22.5	22.5	25.8	26.1	27.8	25.8	26.6
S - Center to trip	inch	13.0	14.8	14.0	17.5	19.0	20.0	26.0	30.5	33.7	29.5
S1 - Center to trip cylinder	inch	-	19.5	22.0	24.0	26.0	27.0	33.0	31.0	33.7	29.5
S2 - Center to pump guard	inch	15.0	15.0	16.0	19.0	20.5	25.5	23.0	22.5	24.5	27
W - Width of hammer	inch	18.3 / 18.5	19.0	19.5	25.0	28.5	32.5	35.0	41.0	45.5	52 / 53
D1 - Width of trip	inch	22.1 / 24.5	24.5	24.5	32.0	37.0	35.5	47.5	47.5	51.2	
N - Min. lead width	inch	21	21	21	26	32	32	42*	42*	48*	

Depends on fuel pump setting, kind of soil and kind of pile.  
 Potential energy calculated by multiplying piston weight and stroke. The stroke of the ram is a result of the blow rate and does not consider any pile driving conditions, neither loss by compression or friction.  
 Consumption and weights are approximate. Weight of guiding depends on type and size of diesel hammer guiding.

Dimensions round up to half inch  
 All data subject to change without notification



Date: 19 May 2008

## 205S

### Diesel Impact Hammers (S-series)

205S				
Ram Weight	20000	lbs	9072	kg
Maximum Energy	210000	ft-lbs	284.7	kNm
Rated Continuous Stroke	170000	ft-lbs	230.5	kNm
Minimum Energy	80000	ft-lbs	180	kNm
Speed - Blow Rate	40-55	bpm		
Weight - Bare Hammer	33500	lbs	15196	kg
Typical Weight (w/ see cap and lead info)	37100	lbs	16829	kg
Cap and Lead	w/ 18" Concrete Cap in 32" Leads			
Diesel Fuel Tank	23	gal	87	L
Lube Oil Tank	7	gal	26	L
Overall Width	32	in	813	mm
Overall Depth	47.5	in	1207	mm
Centerline to Front	21.5	in	546	mm
Centerline to Rear	28	in	660	mm
Hammer Length	17.9	ft	5456	mm
Operating Length (top of ram to top of pile)	27.5	ft	8382	mm



## **Anexo B**

### **Estratigrafías**



Pila 21

Profundidad			H	Clasificación SUCS	N(SPT) medido	$\sigma'_{z0}$ T/m <sup>2</sup>	$N_{160}$ (L&W)	$\phi'_{PHT}$	Su (UU) T/m <sup>2</sup>	Su <sub>INC</sub>	I <sub>p</sub> %	$\phi'_{PUNTA}$	$\phi'_{FUSTE}$	zc/d	Diametro del Pilote	Profundidad Critica (zc)
m	m	m														
0.00	1.00	1.00		OL		0.28										
1.00	7.00	6.00		SM	7	2.80	16.7	32.0				36.0	34.0	6.2	1.21	7.5
7.00	12.00	5.00		SM	21	7.05	24.8	34.2				37.1	35.7	7.2		8.7
12.00	18.00	6.00		SM	11	11.45	10.3	30.1				35.1	32.6	5.6		6.8
18.00	20.00	2.00		SM	7	14.65	5.8	28.8				34.4	31.6	5.4		6.5
20.00	30.00	10.00		SM	8	19.20	5.7	28.8				34.4	31.6	5.4		6.5
30.00	35.00	5.00		MH	11	24.73	6.7		4.10	5.28	28					
35.00	38.00	3.00		MH	13	27.63	8.2		3.80	5.70	26					
38.00	41.00	3.00		MH	14	29.79	8.3		4.00	6.58	30					
41.00	43.00	2.00		MH	15	31.56	8.7		5.40	6.04	22					
43.00	45.00	2.00		MH	15	33.01	8.7	29.7	3.70	6.20	21	34.8	32.2	5.5		6.7

Pila 24

Longitud del Pilote = 50m





Pila 24

Pila 24			Longitud del Pilote = 37 m										
Profundidad		H	Clasificación SUCS	N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'$ PHT	Su	$Su_{JNC}$	$I_p$	$\Phi'$ PUNTA	$\Phi'$ FUSTE	zc/d
m	m	m		medido	T/m <sup>2</sup>			T/m <sup>2</sup>	%				
0.0	1.0	1.0	OL		0.3								
1.0	3.0	2.0	SM	7.5	1.3	26.4	34.6				37.3	36.0	7.4
3.0	6.0	3.0	SP-SM	19.3	3.2	34.3	36.7				38.4	37.6	8.9
6.0	10.0	4.0	SM	23.3	5.9	30.9	35.9				37.9	36.9	8.2
10.0	19.0	9.0	SM	9.0	10.7	9.6	29.9				35.0	32.4	5.6
19.0	25.0	6.0	SM	7.0	16.1	5.3	28.7				34.34	31.51	5.351
25.0	33.0	8.0	MH	9.0	21.2			1.5	4.5	27			
33.0	36.0	3.0	MH	22.5	25.2	14.2	31.3				35.63	33.44	5.948
36.0	38.0	2.0	SM	40.3	27.1	25.1	34.3				37.15	35.72	7.229





Pila 26

Pila 26 Longitud del Pilote = 37m

Profundidad		H		Clasificación SUCS	Hn %	N(SPT) medido	$\sigma'_{zo}$ T/m2	$N_{60}$	$\Phi'$ PHT	Su	$Su_{JNC}$	$\Phi'$ PUNTA	$\Phi'$ FUSTE	zc/d	Diametro del Pilote	Profundidad Crítica (zc)
m	m	m	m							T/m2	T/m2					
0.0	1.0	1.0		OL	24.6%		0.3									
1.0	4.0	3.0		SM	26.9%	13	1.8	37.1	37.5			38.7	38.1	9.5	1.21	11.5
4.0	6.0	2.0		SP-SM	25.2%	37	3.8	60.7	43.3			41.7	42.5	16.9		20.4
6.0	10.0	4.0		SM	26.7%	10	6.2	12.4	30.7			35.4	33.1	5.8		7.0
10.0	13.0	3.0		SM	31.2%	17	9.0	18.1	32.4			36.2	34.3	6.3		7.7
13.0	22.0	9.0		SM	35.8%	10	13.8	8.7	29.7			34.83	32.25	5.537		6.7
22.0	30.0	8.0		MH	35.5%	11	20.6	7.4	29.3	5.1	4.4					
30.0	33.0	3.0		MH	43.0%	29	24.8	18.3	32.4	2.5	4.1					
33.0	36.0	3.0		SM	56.0%	30	27.1	19.2	32.7			36.33	34.50	6.45		7.804
36.0	38.0	2.0		SM	53.1%	44	29.1	27.1	34.8			37.42	36.13	7.537		9.120
40.0	42.0	2.0		SM	53.1%	57		34.3	36.8			38.38	37.57	8.872		10.735
42	43	1.0		SM	53.1%	35		21.1	33.2			36.59	34.89	6.677		8.080



Pila 33

Pila 33 Longitud del Pilote = 50m

Profundidad																
m	m	H		Clasificación SUCS	N(SPT) medida	$\sigma'_{z0}$ T/m <sup>2</sup>	$N_{60(L&W)}$	$\Phi'_{PHT}$	Su (UU) T/m <sup>2</sup>	$Su_{jnc}$	Ip %	$\Phi'$ PUNTA	$\Phi'$ FUSTE	zc/d	Diametro del Pilote	Profundidad Critica (zc)
		m	m													
0.00	3.00	3.00		OL		0.83										
3.00	6.00	3.00		SM	11	2.78	19.1	32.6				36.3	34.5	6.4		7.8
6.00	11.00	5.00		SM	35	5.90	44.5	39.4				39.7	39.5	11.4		13.8
11.00	19.00	8.00		SM	11	11.10	9.9	30.0				35.0	32.5	5.6		6.8
19.00	22.00	3.00		SM	22	15.50	17.7	32.2				36.1	34.2	6.3		7.6
22.00	31.00	9.00		SM	13	20.30	9.0	29.8				34.9	32.3	5.6		6.7
31.00	35.00	4.00		MH	11	25.18	7.0		7.00	6.03	35				1.21	
35.00	38.00	3.00		MH	10	27.42	6.6		2.00	6.77	37					
38.00	41.00	3.00		MH	11	29.34	7.0		7.10	7.03	35					
41.00	44.00	3.00		MH	11	31.20	7.3		4.10	6.55	27					
44.00	49.00	5.00		MH	16	33.75	8.7		3.00	7.46	30					
49.00	51.00	2.00		MH	16	36.06	8.7		3.00	7.97	30					



Pila 35

Pila 24

Longitud del Pilote = 52 m

Profundidad	H	Zo	Clasificación SUCS	Hn	$\gamma_{total}$	N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'_{PHT}$	$\Phi'_{R}$	Su	$Su_{jvc}$	LL	Ip	$\Phi'$ PUNTA	$\Phi'$ FUSTE	zc/d	Diametro del Pilote	Profundidad Crítica (zc)
0.0	3.0	3.0	1.5	OL	24.6%	1.55	1.00	0.8											
3.0	10.0	7.0	6.5	SM	26.9%	1.80	10	4.5	13.9	31.2					35.6	33.4	5.9	1.21	7.2
10.0	13.0	3.0	11.5	SM	25.2%	1.80	61	8.5	66.2	44.6				42.3	43.4	19.2	23.2		
13.0	28.0	15.0	20.5	SM	26.7%	1.80	12	15.7	9.5	29.9				35.0	32.4	5.6	6.8		
28.0	40.0	12.0	34.0	MH	31.2%	1.80	11	26.5			12.1	4.2	5.4	63	25				
40.0	48.0	8.0	44.0	MH	35.8%	1.66	15	33.9			4.6	1.7	8.9	82	41				
48.0	51.0	3.0	49.5	MH	35.5%	1.64	19	37.5			16.4	5.9	8.0	66	28				
51.0	53.0	2.0	52.0	MH	43.0%	1.65	19	39.1	9.6		16.4	5.9	8.5	67	29	35.00			



Pila 40

Pila 40 Longitud del Pilote = 56 m

Profundidad		H	Clasificación SUCS	N(SPT) medido	$\sigma'_{20}$ T/m <sup>2</sup>	$N_{60(L&W)}$	$\Phi'_{PHT}$	$\Phi'_{R}$	Su (UU) T/m <sup>2</sup>	$Su_{INC}$	Ip %	$\Phi'_{PUNTA}$	$\Phi'_{FUSTE}$	zc/d	Diametro del Pilote	Profundidad Crítica (zc)
m	m															
0.00	1.00	1.00	OL		0.28											
1.00	5.00	4.00	SM	13.60	2.15	29.6	35.5					37.7	36.6	8.0	1.21	9.6
5.00	10.00	5.00	SM	20.60	5.75	25.7	34.5					37.2	35.8	7.3		8.9
10.00	13.00	3.00	SM	18.00	8.95	18.1	32.3					36.2	34.3	6.3		7.7
13.00	15.00	2.00	SM	20.00	10.95	18.6	32.5					36.3	34.4	6.4		7.7
15.00	20.00	5.00	SM	17.00	13.75	14.1	31.2					35.6	33.4	5.9		7.2
20.00	25.00	5.00	SP-SM	9.80	17.75	7.8	29.4					34.7	32.1	5.5		6.6
25.00	30.00	5.00	SM	9.75	21.57	7.2	29.2					34.6	31.9	5.4		6.6
30.00	32.00	2.00	MH	33.00	24.07			12.00	3.00	4.96	26					
32.00	35.00	3.00	MH	11.00	25.73			18.90	2.30	5.30	26					
35.00	44.00	9.00	MH	9.63	29.46			7.10	6.70	8.15	45					
44.00	55.00	11.00	MH	12.55	35.79			15.60	4.70	8.84	37					
55.00	56.00	1.00	MH	12.55	39.67			15.60	4.70	9.65	36					
56.00	66.00	10.00	MH		43.22											



Pila 44

Pila 44				Longitud del Pilote = 71 m													
Profundidad		H	Zo	Clasificación SUCS	N(SPT)	$\sigma'_{zo}$	$N_{60}$	$\Phi'_{PHT}$	Su (UU) T/m <sup>2</sup>	Su <sub>INC</sub>	Ip	$\Phi'$ PUNTA	$\Phi'$ FUSTE	zc/d	Diametro del Pilote	Profundidad Crítica (zc)	
m	m	m	m		medido	T/m <sup>2</sup>											%
0.0	1.0	1.0	0.5	OL		0.3											
1.0	6.0	5.0	3.5	SM	19	2.6	46.3	39.8				39.9	39.9	11.9	1.21	14.4	
6.0	7.0	1.0	6.5	SP-SM	38	5.0	54.8	41.9				41.0	41.4	14.7		17.8	
7.0	14.0	7.0	10.5	SM	23	8.2	25.0	34.3				37.1	35.7	7.2		8.7	
14.0	18.0	4.0	16.0	SM	40	12.6	36.0	37.2				38.6	37.9	9.2		11.2	
18.0	19.0	1.0	18.5	SM	12	14.6	10.0	30.0				35.02	32.53	5.621		6.802	
19.0	22.0	3.0	20.5	SM	31	16.2	24.6	34.1				37.07	35.61	7.146		8.647	
22.0	25.0	3.0	23.5	SM	10	18.4	7.5	29.3				34.65	31.98	5.463		6.611	
25.0	29.0	4.0	27.0	SM	19	20.9	12.7	30.8				35.41	33.12	5.822		7.045	
29.0	34.0	5.0	31.5	MH	10	23.9			4.7	4.7	23						
34.0	41.0	7.0	37.5	MH	12	27.7			5.4	5.4	23						
41.0	46.0	5.0	43.5	MH	22	31.4			6.6	6.6	27						
46.00	52.00	6.00	49.00	MH	12	34.86			8.1	8.1	33						
52.00	54.00	2.00	53.00	MH	14	37.31			9.3	9.3	38						
54.00	57.00	3.00	55.50	MH	12	38.99			11.1	11.1	47						
57.00	60.00	3.00	58.50	MH	12	41.23			9.7	9.7	34						
60.00	70.00	10.00	65.00	MH	18	46.93			11.4	11.4	36						
70.00	71.00	1.00	70.50	MH	22	51.88			12.6	12.6	36						



**Anexo C**  
**Cálculos de Capacidad de Carga**



Pila 24		Pila - 21												
Profundidad		Calculo por Metodo Racional								Calculo por Prueba de Carga Dinamica				
		Resistencia por Fuste en Arcilla				Vesic	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$ (API)	Meyerhof	Resistencia por Punta	Resistencia por Punta Canadian	Resistencia CAPWAP Fuste	Resistencia CAPWAP Punta
m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ TOMLINSON	$\lambda$	$\beta$									
0.00	1.00											0		
1.00	7.00					71.4	72.4	44.7	18.4	38.0		35.5		
7.00	12.00					148.5	89.5	96.0	34.6	104.3		43.2		
12.00	18.00					118.2	44.7	56.1	32.3	47.8		40.5		
18.00	20.00					36.2	8.3	17.8	10.2	11.9		21.1		
20.00	30.00					180.8	41.4	88.8	51.2	59.3		137.1		
30.00	35.00	73.8	73.7	76.2	79.9							123.9		
35.00	38.00	41.5	41.5	48.9	53.6							84.2		
38.00	41.00	43.4	43.3	52.5	57.7							105.2		
41.00	43.00	36.9	36.5	39.2	40.8							84.85		
43.00	45.00	13.5	13.5	18.7	21.3						38.3	25.5	44.8	170



Pila 24

Pila 24

Profundidad		Resistencia por Fuste en Arcilla				Resistencia por Fuste en Arena	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$	Resistencia por Punta (Berezantsev)	Resistencia por Punta AASHTO (Meyerhof)	Resistencia CAPWAP Fuste	Resistencia CAPWAP Punta
m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ Tomlinson	$\lambda$	$\beta$								
0.0	1.0												
1.0	3.0					12.5	38.1	7.9	2.8			0.0	
3.0	6.0					52.2	74.2	36.2	10.4			8.2	
6.0	10.0					122.1	89.3	89.7	25.8			38.8	
10.0	19.0					174.7	62.4	83.4	48.1			95.9	
19.0	25.0					107.8	23.1	53.1	30.6			118.3	
25.0	33.0	45.6	45.6	97.6	129.1							210.7	
33.0	36.0					64.6	30.8	47.4	17.1			115.7	
36.0	38.0					60.1	36.3	38.7	13.9	849.2	1128.7	42.6	170.0





Pila 26

Pila 26

Profundidad			Resistencia por Fuste en Arcilla				Vesic	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$	Meyerhof	Resistencia por Punta Berezantsev	Resistencia por Punta AASHTO (Meyerhof)	Resistencia CAPWAP Fuste	Resistencia CAPWAP Punta
m	m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ Tomlinson	$\lambda$	$\beta$									
0.0	1.0	1.0													
1.0	4.0	3.0					30.3	80.4	20.0	5.7	28.1			18.3	
4.0	6.0	2.0					70.6	87.7	28.5	8.2	78.6			13.3	
6.0	10.0	4.0					87.4	35.8	65.2	23.5	38.8			34.6	
10.0	13.0	3.0					76.1	39.2	53.6	19.3	42.7			30.7	
13.0	22.0	9.0					181.8	56.6	87.4	50.3	68.2			56.4	
22.0	30.0	8.0	141.2	140.1	123.9	125.0								97.2	
30.0	33.0	3.0	28.7	28.2	45.1	56.7								64.2	
33.0	36.0	3.0					78.6	41.6	54.7	19.7	46.0			63.2	
36.0	38.0	2.0					34.3	19.6	21.4	7.7	25.7	984.7	1210.9	42.1	190



Profundidad		Calculo por Metodo Racional												
		Resistencia por Fuste en Arcilla				Vesic	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$	Meyerhof	Resistencia por Punta	Resistencia por Punta Canadian	Resistencia CAPWAP Fuste	Resistencia CAPWAP Punta
m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ TOMLINSON	$\lambda$	$\beta$									
0.00	3.00												0	
3.00	6.00					36.4	41.3	25.3	9.1	21.2			0.0	
6.00	11.00					197.1	160.8	112.1	32.3	200.9			2.2	
11.00	19.00					143.5	57.3	68.4	39.4	56.9			67.3	
19.00	22.00					65.9	38.4	29.1	16.8	36.4			21.5	
22.00	31.00					158.3	58.4	76.0	43.8	60.2			100.3	
31.00	35.00	89.4	85.4	72.5	61.3								81.1	
35.00	38.00	22.8	22.8	43.6	50.0								82.4	
38.00	41.00	67.7	64.5	60.5	53.5								89.0	
41.00	44.00	44.3	44.2	54.7	56.9								96.1	
44.00	49.00	56.4	55.9	92.0	102.6								155.9	
49.00	51.00	22.5	22.4	38.9	43.9						31.0	20.7	24.7	180



Profundidad		Resistencia por Fuste en Arcilla				Vesic	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$	Meyerhof	Resistencia por Punta AASHTO	Resistencia por Punta Canadian	Resistencia CAPWAP Fuste	Resistencia CAPWAP Punta
m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ Tomlinson	$\lambda$	$\beta$									
0.0	3.0												6.8	
3.0	10.0					128.8	71.9	94.7	34.5	61.1			43.4	
10.0	13.0					268.6	146.3	203.5	59.3	300.7			19.5	
13.0	28.0					277.9	105.0	132.8	77.4	108.3			118.2	
28.0	40.0	180.8	180.5	192.2	193.0								273.3	
40.0	48.0	51.7	51.7	137.1	164.9								272.4	
48.0	51.0	59.3	58.1	68.0	68.4								141.2	
51.0	53.0	19.8	19.4	23.4	23.8						61.1	40.7	105.4	110.0



Pila 40

Profundidad		Calculo por Metodo Racional						Calculo por Prueba de Carga Dinamica						
		Resistencia por Fuste en Arcilla				Vesic	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$	Meyerhof	Resistencia por Punta	Resistencia por Punta Canadian	Resistencia CAPWAP Fuste	Resistencia CAPWAP Punta
m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ TOMLINSON	$\lambda$	$\beta$									
0.00	1.00												3.55	
1.00	5.00					43.5	85.4	26.2	9.4	34.7			19.6	
5.00	10.00					137.0	92.8	87.4	31.5	98.9			47.5	
10.00	13.00					76.0	39.1	33.5	19.3	42.6			31.0	
13.00	15.00					51.6	26.9	22.6	13.0	29.5			15.9	
15.00	20.00					113.8	50.9	52.2	30.1	54.4			46.5	
20.00	25.00					99.3	28.3	48.1	27.7	35.8			50.0	
25.00	30.00					98.2	26.1	47.8	27.5	34.4			46.3	
30.00	32.00	22.5	22.4	27.4	29.3								28.2	
32.00	35.00	26.2	26.2	41.5	46.9								64.55	
35.00	44.00	195.1	187.9	175.8	161.3								370.55	
44.00	55.00	181.8	181.1	226.5	239.4								273.55	
55.00	56.00	16.5	16.5	22.4	24.1						48.6	32.4	173.15	55
56.00	66.00													



Pila 44

Profundidad		Resistencia por Fuste en Arcilla				Vesic	Fuste en Arena AASHTO (Meyerhof)	Canadian	Método $\beta$	Meyerhof	Resistencia por Punta	Resistencia CAPWAP FUSTE	Resistencia CAPWAP PUNTA	FHWA Gates Formula $R_{ndr}$ (Ton)
m	m	$\alpha$ PECK	$\alpha$ Tomlinson	$\lambda$	$\beta$									
0.0	1.0											1.5		
1.0	6.0					88.4	167.2	48.5	14.0	91.6		21.5		
6.0	7.0					41.1	39.6	18.8	5.4	45.0		5.6		
7.0	14.0					222.6	126.6	89.6	51.6	157.6		32.2		
14.0	18.0					196.7	104.0	66.1	38.1	179.0		13		
18.0	19.0					20.7	7.2	9.9	5.7	8.3		3.25		
19.0	22.0					93.8	53.2	38.0	21.9	65.5		9.75		
22.0	25.0					59.2	16.2	28.7	16.5	21.0		10.0		
25.0	29.0					88.1	36.8	40.9	23.6	39.6		15.45		
29.0	34.0	82.1	81.8	76.2	68.1							55.15		
34.0	41.0	129.2	127.6	123.5	110.4							167.9		
41.0	46.0	107.2	103.5	102.4	89.6							129.1		
46.00	52.00	147.5	136.4	140.5	119.2							142.0		
52.00	54.00	53.5	47.3	51.4	42.5							46.5		
54.00	57.00	86.9	72.0	84.1	66.7							56.5		
57.00	60.00	81.9	71.4	83.5	70.5							41.5		
60.00	70.00	293.2	239.7	320.0	267.6							82.0		
70.00	71.00	30.3	23.7	35.4	29.6						130.6	12	15	749.5



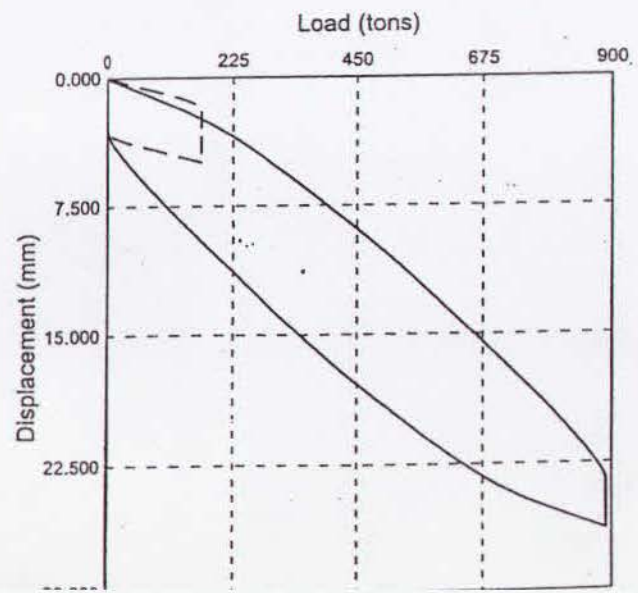
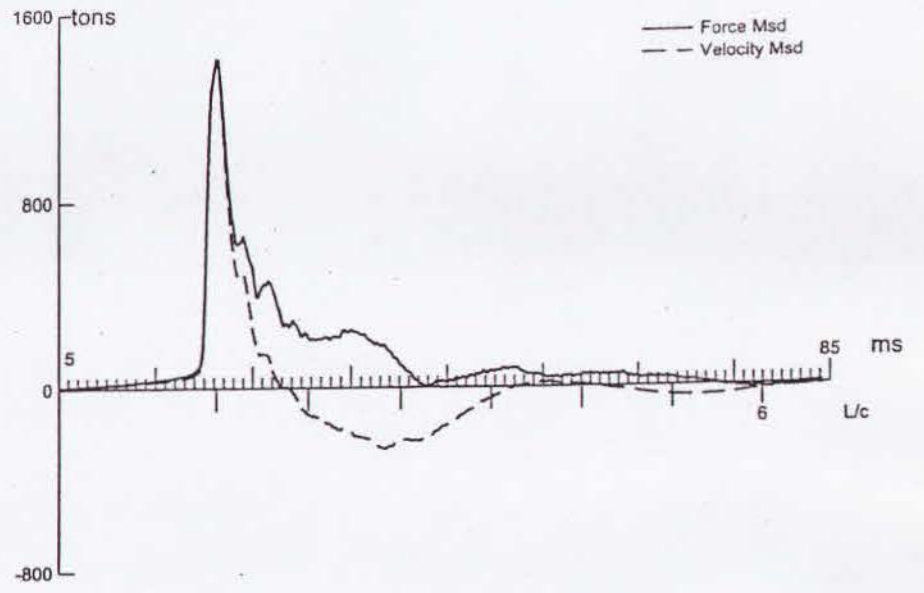
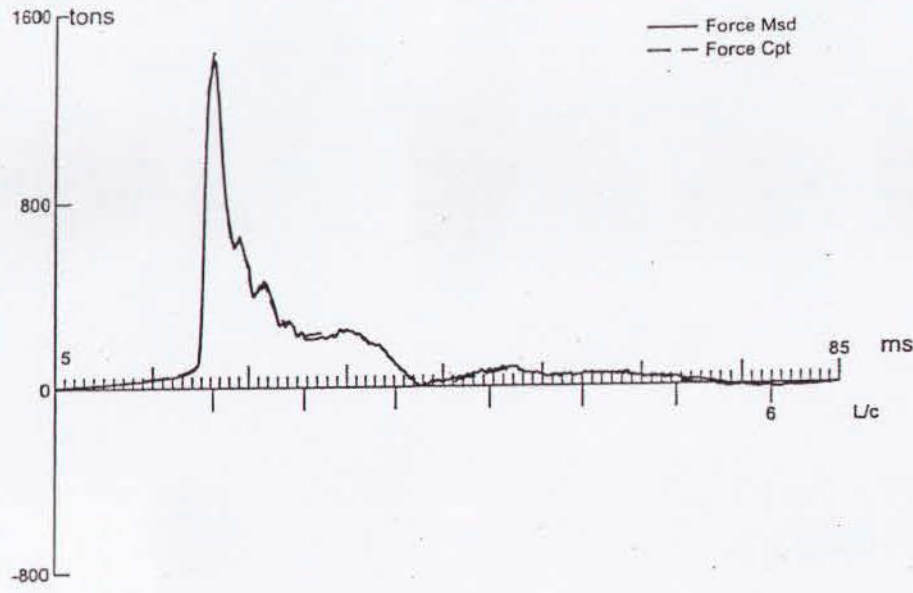
**Anexo D**  
**Resultados de las Pruebas Dinámicas de Alta**  
**Deformación.**

**TABLA 1: Resumen de los Resultados PDA en el Campo  
Puente Bahia**

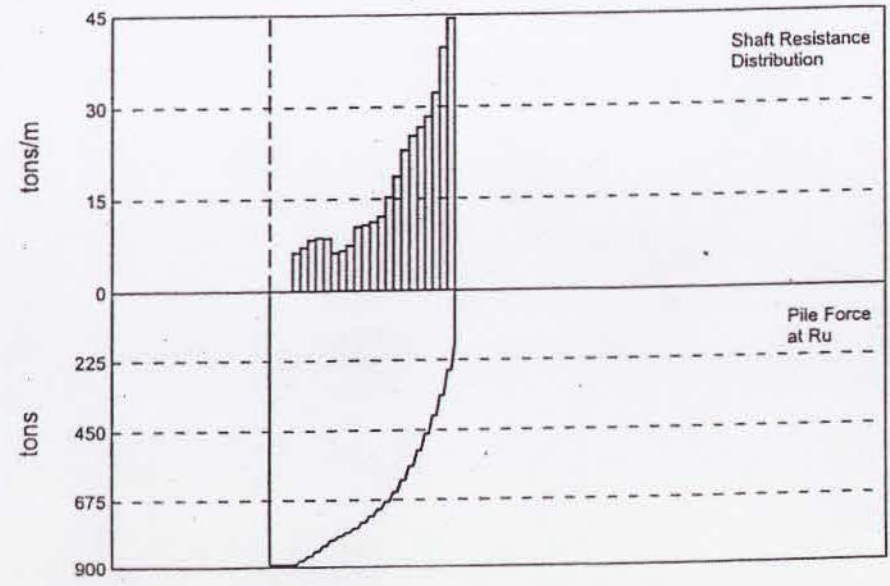
Designacion del Pilote	Energia Transferida Promedio (EMX) (1) ton-m	Rata de Energia (ETR) (2) %	Esfuerzos en la Cabeza del Pilote (CSX) (3) MPa	Capacidad Portante CAPWAP	Notas (4)
Pilote P15-1	12.1	51	185	880	Rehinca
Pilote P15-3	14.6	62	209	910	Rehinca
Pilote P16-1	13.2	56	188	910	Rehinca
Pilote P16-3	15.0	64	202	1010	Rehinca
Pilote P21-7	13.8	59	201	890	Rehinca
Pilote P21-9	13.2	56	198	840	Rehinca
Pilote P22-7	11.6	49	179	840	Rehinca
Pilote P22-9	13.9	59	204	870	Rehinca
Pilote P23-7	12.1	51	188	780	Rehinca
Pilote P23-9	13.1	56	205	810	Rehinca
Pilote P24-7	13.4	57	201	800	Rehinca
Pilote P24-9	14.0	60	208	810	Rehinca
Pilote P25-7	11.4	49	187	770	Rehinca
Pilote P25-9	12.2	52	186	790	Rehinca

**Notes**

1. Energia transferida en el momento de la prueba.
2. Rata de Energia Transferida con respecto a la energia maxima reportada por el fabricante.
3. Promedio de los Esfuerzos a compresion determinados por CAPWAP.
4. Prueba de Rehinca, o Final de Hinca.



— Pile Top  
 - - Bottom  
  
 Ru = 890.0 tons  
 Rs = 720.0 tons  
 Rb = 170.0 tons  
 Dy = 23.5 mm  
 Dx = 26.5 mm





CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 890.0; along Shaft 720.0; at Toe 170.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m
				890.0				
1	2.0	2.0	0.0	890.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	0.0	890.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	6.0	6.0	0.0	890.0	0.0	0.00	0.00	0.000
4	8.1	8.1	12.7	877.4	12.7	6.28	1.65	0.904
5	10.1	10.1	14.4	863.0	27.0	7.13	1.87	0.904
6	12.1	12.1	16.8	846.2	43.8	8.31	2.18	0.904
7	14.1	14.1	17.5	828.8	61.3	8.66	2.28	0.904
8	16.1	16.1	17.3	811.5	78.6	8.59	2.26	0.904
9	18.1	18.1	12.4	799.0	91.0	6.16	1.62	0.904
10	20.2	20.2	13.2	785.9	104.2	6.53	1.72	0.904
11	22.2	22.2	14.9	770.9	119.1	7.39	1.94	0.904
12	24.2	24.2	21.1	749.9	140.2	10.44	2.75	0.904
13	26.2	26.2	21.7	728.2	161.8	10.76	2.83	0.904
14	28.2	28.2	22.7	705.5	184.5	11.24	2.96	0.904
15	30.3	30.3	24.4	681.1	208.9	12.11	3.19	0.904
16	32.3	32.3	30.8	650.3	239.7	15.26	4.01	0.904
17	34.3	34.3	37.5	612.8	277.2	18.61	4.90	0.904
18	36.3	36.3	46.1	566.7	323.3	22.85	6.01	0.904
19	38.3	38.3	50.9	515.8	374.2	25.24	6.64	0.904
20	40.3	40.3	53.7	462.1	427.9	26.63	7.00	0.904
21	42.4	42.4	57.3	404.8	485.3	28.43	7.48	0.904
22	44.4	44.4	65.1	339.7	550.4	32.27	8.49	0.904
23	46.4	46.4	80.1	259.6	630.4	39.71	10.45	0.904
24	48.4	48.4	89.6	170.0	720.0	44.42	11.69	0.904
Avg. Shaft			30.0			14.88	3.91	0.904
Toe			170.0				147.84	0.470

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Quake (mm)	1.004	1.513
Case Damping Factor	2.114	0.260
Unloading Quake (% of loading quake)	80	81
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	8	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.122
Soil Plug Weight (tons)		0.16
Soil Support Dashpot	1.102	0.000
Soil Support Weight (tons)	3.91	0.00

PUEENTE BAHIA 4; Pile: PILA 21 PILOTE 7  
 ICE 205; Blow: 7  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 14-Aug-2009 10:42:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP match quality = 1.13 (Wave Up Match) ; RSA = 0  
 Observed: final set = 3.000 mm; blow count = 333 b/m  
 Computed: final set = 2.738 mm; blow count = 365 b/m  
 max. Top Comp. Stress = 1.921 tons/cm<sup>2</sup> (T= 21.7 ms, max= 1.045 x Top)  
 max. Comp. Stress = 2.008 tons/cm<sup>2</sup> (Z= 8.1 m, T= 23.2 ms)  
 max. Tens. Stress = -0.057 tons/cm<sup>2</sup> (Z= 8.1 m, T= 44.5 ms)  
 max. Energy (EMX) = 13.83 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=15.50 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1436.7	-15.6	1.921	-0.021	13.83	4.4	15.156
2	2.0	1438.1	-16.2	1.923	-0.022	13.79	4.4	14.956
5	5.0	1454.5	-23.3	1.945	-0.031	13.68	4.4	14.339
8	8.1	1501.4	-42.9	2.008	-0.057	13.55	4.2	13.658
11	11.1	1428.1	-32.5	1.910	-0.043	12.28	4.1	12.941
14	14.1	1408.0	-39.7	1.883	-0.053	11.48	3.9	12.200
17	17.1	1295.7	-29.9	1.733	-0.040	10.09	3.8	11.433
20	20.2	1287.2	-35.8	1.722	-0.048	9.49	3.6	10.601
23	23.2	1225.3	-33.7	1.639	-0.045	8.44	3.5	9.705
26	26.2	1203.4	-35.0	1.609	-0.047	7.69	3.3	8.850
29	29.2	1099.0	-27.3	1.470	-0.037	6.47	3.1	7.955
32	32.3	1091.3	-27.4	1.459	-0.037	5.76	2.8	7.030
35	35.3	963.5	-12.0	1.289	-0.016	4.47	2.5	6.100
38	38.3	924.0	-7.0	1.236	-0.009	3.75	2.2	5.346
41	41.3	755.7	-0.0	1.011	-0.000	2.65	1.9	4.748
42	42.4	782.7	-0.0	1.047	-0.000	2.62	1.8	4.551
43	43.4	690.3	-0.0	0.923	-0.000	2.17	1.7	4.370
44	44.4	715.8	-0.0	0.957	-0.000	2.14	1.5	4.218
45	45.4	577.8	-0.0	0.773	-0.000	1.71	1.5	4.098
46	46.4	552.7	-0.0	0.739	-0.000	1.70	1.6	3.976
47	47.4	429.9	-0.0	0.575	-0.000	1.24	1.5	3.859
48	48.4	455.0	-0.0	0.609	-0.000	0.79	1.4	3.741
Absolute	8.1			2.008			(T = 23.2 ms)	
	8.1				-0.057		(T = 44.5 ms)	

PUENTE BAHIA 4; Pile: PILA 21 PILOTE 7  
 ICE 205; Blow: 7  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 14-Aug-2009 10:42:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1572.9	1447.7	1322.4	1197.2	1071.9	946.7	821.4	696.1	570.9	445.6
RX	1573.7	1448.2	1322.8	1197.3	1071.9	946.7	821.4	696.1	570.9	445.6
RU	1769.9	1664.4	1558.8	1453.3	1347.7	1242.1	1136.6	1031.0	925.5	819.9

RAU = 137.3 (tons); RA2 = 488.4 (tons)

Current CAPWAP Ru = 890.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.55; J(RX) = 0.55

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.58	21.45	1407.3	1418.2	1418.2	15.500	2.929	3.000	13.9	1497.7

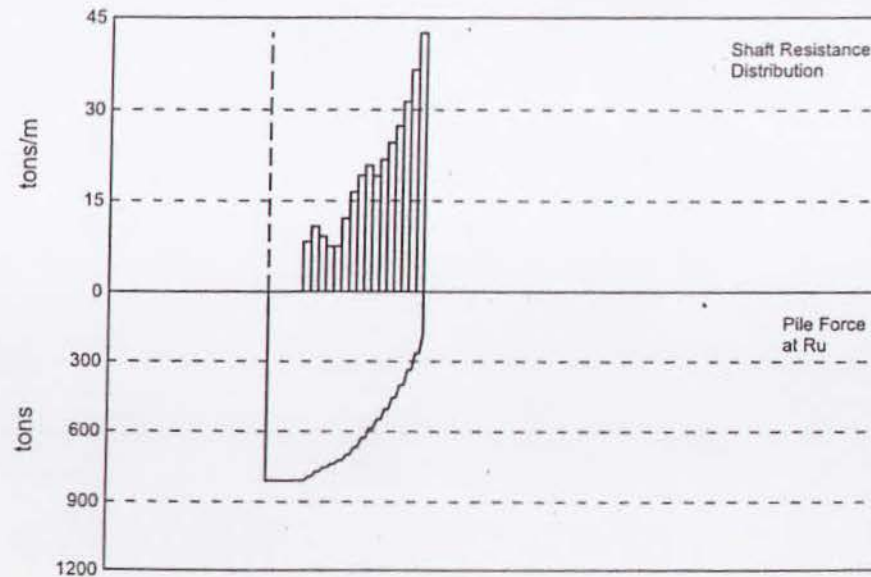
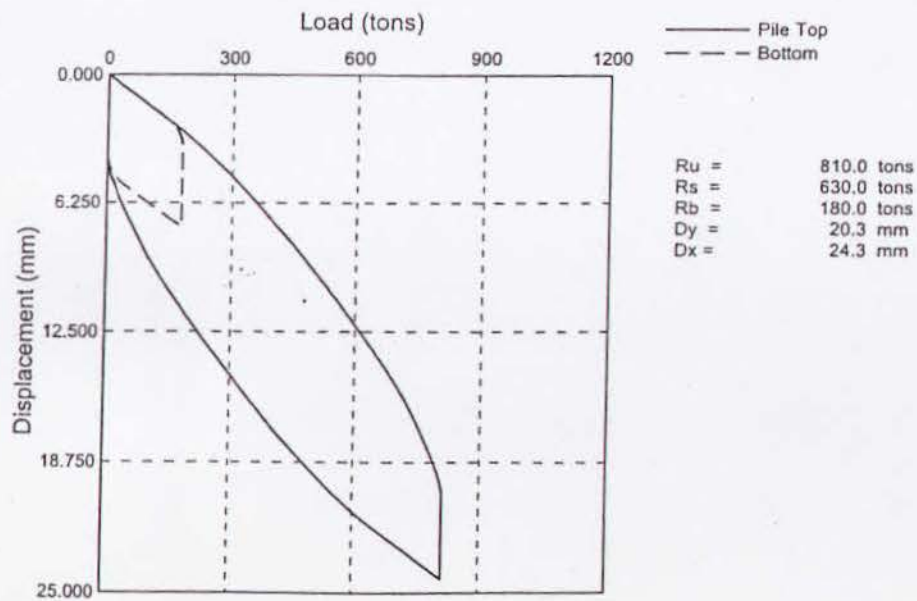
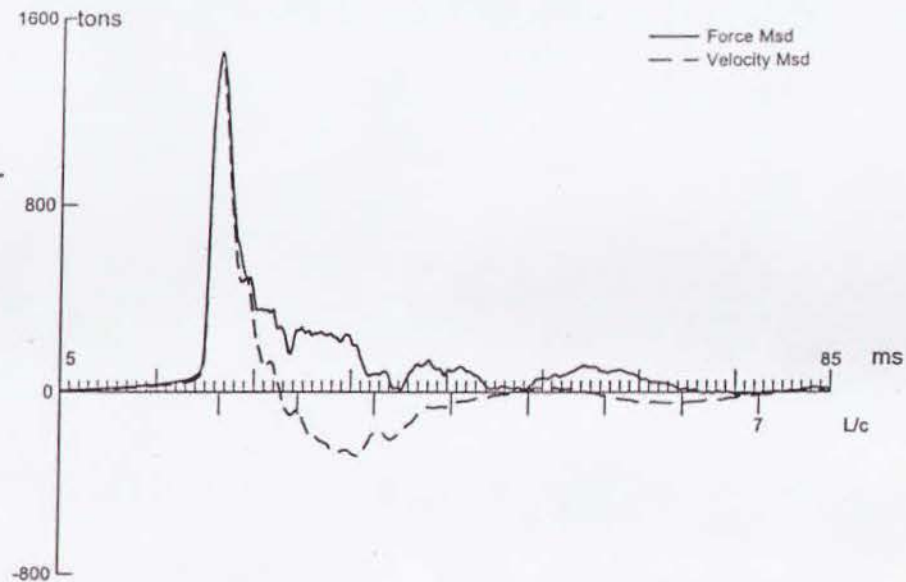
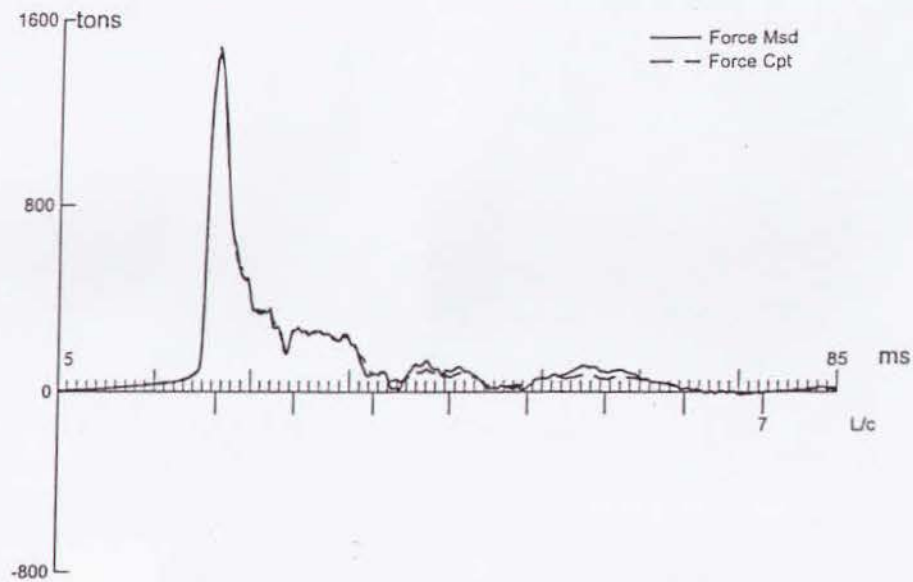
PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
48.40	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Segmnt Number	Dist. , B.G.	Impedance	Imped. Change	Tension Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Compression Eff.	Perim.	Soil Plug
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	tons
1	1.01	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
2	2.02	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.01
48	48.40	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.01

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.197 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 18.9 ms



PUENTE BAHIA 4; Pile: PILA 24 PILOTE 9  
 ICE 205; Blow: 6  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 14-Aug-2009 12:58:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

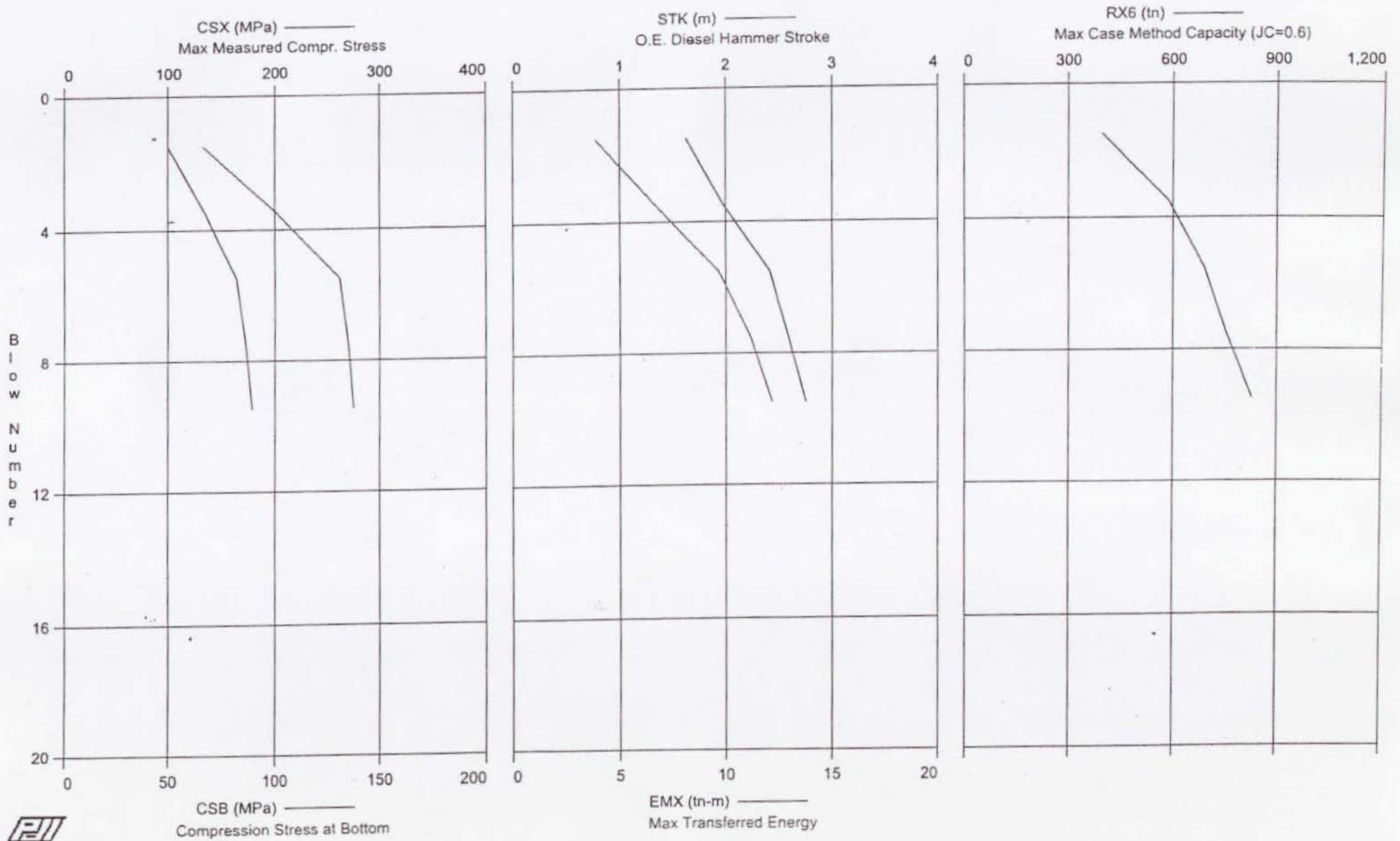
Total CAPWAP Capacity: 810.0; along Shaft 630.0; at Toe 180.0 tons								
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m
				810.0				
1	3.0	3.0	0.0	810.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	5.0	5.0	0.0	810.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	7.0	7.0	0.0	810.0	0.0	0.00	0.00	0.000
4	9.0	9.0	0.0	810.0	0.0	0.00	0.00	0.000
5	11.0	11.0	16.4	793.6	16.4	8.20	2.16	0.838
6	13.0	13.0	21.5	772.1	37.9	10.73	2.82	0.838
7	15.0	15.0	18.2	753.9	56.1	9.09	2.39	0.838
8	17.0	17.0	14.9	739.0	70.9	7.44	1.96	0.838
9	19.0	19.0	14.9	724.2	85.8	7.44	1.96	0.838
10	21.0	21.0	24.1	700.1	109.9	12.04	3.17	0.838
11	23.0	23.0	32.9	667.2	142.8	16.44	4.32	0.838
12	25.0	25.0	38.3	628.9	181.1	19.17	5.04	0.838
13	27.0	27.0	41.8	587.1	222.9	20.89	5.50	0.838
14	29.0	29.0	38.2	548.9	261.1	19.12	5.03	0.838
15	31.0	31.0	43.8	505.1	304.9	21.90	5.76	0.838
16	33.0	33.0	49.3	455.8	354.2	24.64	6.48	0.838
17	35.0	35.0	54.8	401.0	409.0	27.38	7.20	0.838
18	37.0	37.0	62.8	338.2	471.8	31.42	8.26	0.838
19	39.0	39.0	73.1	265.1	544.9	36.55	9.62	0.838
20	41.0	41.0	85.1	180.0	630.0	42.54	11.19	0.838
Avg. Shaft			31.5			15.37	4.04	0.838
Toe			180.0				156.54	0.457

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Quake	(mm)	1.177	2.631
Case Damping Factor		1.715	0.267
Unloading Quake	(% of loading quake)	30	30
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	0	
Resistance Gap (included in Toe Quake)	(mm)		1.161
Soil Support Dashpot		1.030	0.000
Soil Support Weight	(tons)	3.88	0.00

CAPWAP match quality = 1.67 (Wave Up Match) ; RSA = 0  
 Observed: final set = 4.000 mm; blow count = 250 b/m  
 Computed: final set = 4.565 mm; blow count = 219 b/m

526

BAHIA - PILA 26 P6



BAHIA - PILA 26 P6  
OP: CA

ICE 205S DIESEL  
Test date: 7-Dec-2009

AR: 747.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 42.5 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 t/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 t/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.35

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
EMX: Max Transferred Energy

ETR: Energy Transfer Ratio  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke  
RX6: Max Case Method Capacity (JC=0.6)

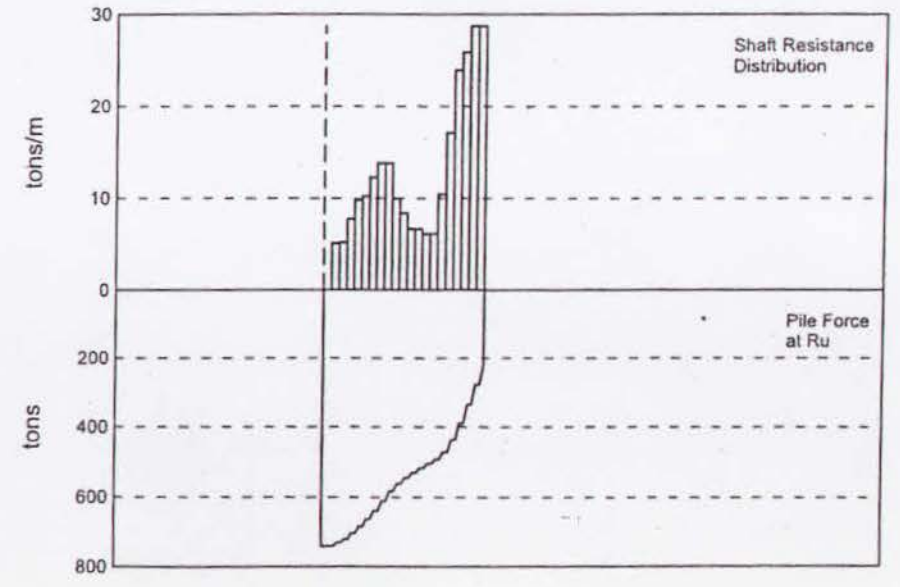
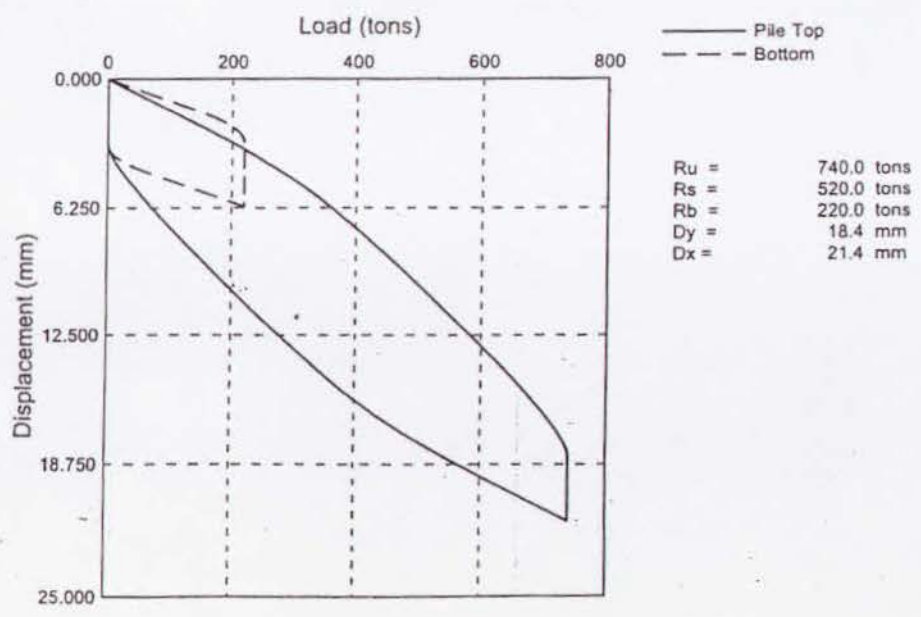
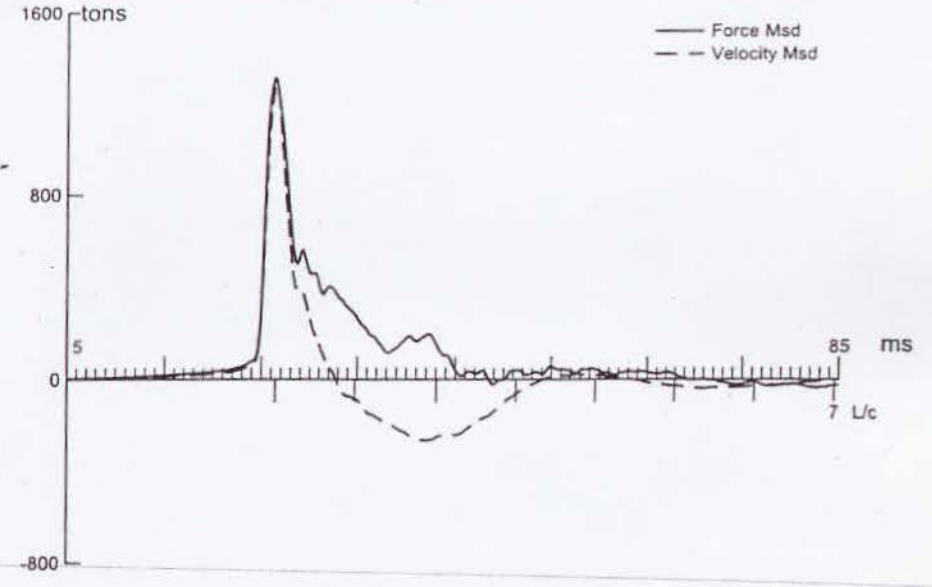
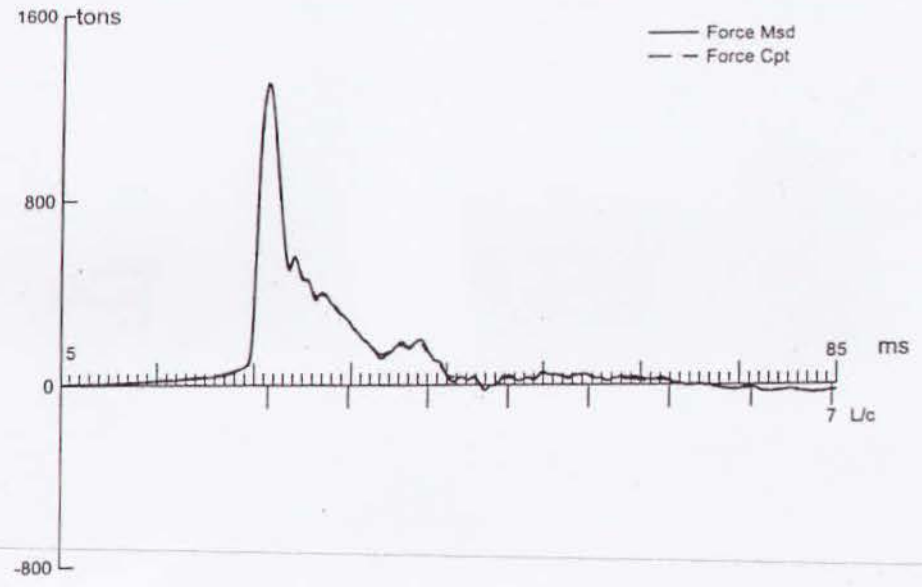
BL#	CSX MPa	CSB MPa	EMX tn-m	ETR (%)	STK m	RX6 tn
1	96.3	60.9	3.5	15	1.6	356
2	104.0	72.1	4.2	18	1.6	440
3	121.6	89.2	5.5	23	1.8	563
4	148.3	112.8	7.9	34	2.2	611
5	158.3	126.4	9.1	39	2.3	658
6	169.9	135.2	10.2	43	2.5	722
7	165.4	127.2	10.8	46	2.5	724
8	180.1	142.5	11.5	49	2.7	785
9	172.6	137.7	12.0	51	2.7	830
10	185.0	137.2	12.3	53	2.8	827
Average	150.1	114.1	8.7	37	2.3	652
Maximum	185.0	142.5	12.3	53	2.8	830

Total number of blows analyzed: 10

Time Summary

Drive 13 seconds

7:45:48 PM - 7:46:01 PM (12/7/2009) BN 1 - 10





BAHIA; Pile: PILA 26 P6  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 19:46;  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 740.0; along Shaft 520.0; at Toe 220.0 tons

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m
				740.0				
1	2.0	2.0	0.0	740.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	10.4	729.6	10.4	5.14	1.35	0.690
3	6.1	6.1	10.5	719.1	20.9	5.19	1.37	0.690
4	8.1	8.1	15.7	703.4	36.6	7.74	2.04	0.690
5	10.1	10.1	19.8	683.6	56.4	9.79	2.58	0.690
6	12.1	12.1	20.8	662.8	77.2	10.26	2.70	0.690
7	14.2	14.2	24.9	637.9	102.1	12.31	3.24	0.690
8	16.2	16.2	28.0	609.9	130.1	13.85	3.64	0.690
9	18.2	18.2	28.0	581.9	158.1	13.85	3.64	0.690
10	20.2	20.2	20.3	561.6	178.4	10.02	2.63	0.690
11	22.3	22.3	17.0	544.6	195.4	8.41	2.21	0.690
12	24.3	24.3	13.5	531.1	208.9	6.67	1.75	0.690
13	26.3	26.3	13.5	517.6	222.4	6.67	1.75	0.690
14	28.3	28.3	12.5	505.1	234.9	6.16	1.62	0.690
15	30.4	30.4	12.5	492.6	247.4	6.16	1.62	0.690
16	32.4	32.4	21.1	471.5	268.5	10.45	2.75	0.690
17	34.4	34.4	34.6	436.9	303.1	17.11	4.50	0.690
18	36.4	36.4	48.3	388.5	351.5	23.88	6.28	0.690
19	38.5	38.5	52.3	336.2	403.8	25.84	6.80	0.690
20	40.5	40.5	58.1	278.1	461.9	28.72	7.55	0.690
21	42.5	42.5	58.1	220.0	520.0	28.72	7.55	0.690
Avg. Shaft			24.8			12.24	3.22	0.690
Toe			220.0				191.32	1.313

Soil Model Parameters/Extensions

		Shaft	Toe
Quake	(mm)	2.447	2.373
Case Damping Factor		1.166	0.938
Unloading Quake	(% of loading quake)	82	100
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	17	
Soil Plug Weight	(tons)		0.54
Soil Support Dashpot		0.787	0.000
Soil Support Weight	(tons)	3.92	0.00

CAPWAP match quality = 0.94 (Wave Up Match) ; RSA = 0  
 Observed: final set = 3.000 mm; blow count = 333 b/m  
 Computed: final set = 2.388 mm; blow count = 419 b/m

BAHIA; Pile: PILA 26 P6  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 19:46:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

max. Top Comp. Stress = 1.760 tons/cm<sup>2</sup> (T= 26.9 ms, max= 1.022 x Top)  
 max. Comp. Stress = 1.800 tons/cm<sup>2</sup> (Z= 4.0 m, T= 27.5 ms)  
 max. Tens. Stress = -0.054 tons/cm<sup>2</sup> (Z= 10.1 m, T= 51.0 ms)  
 max. Energy (EMX) = 11.71 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.01 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1316.2	-32.3	1.760	-0.043	11.71	4.1	13.663
2	2.0	1325.4	-32.7	1.773	-0.044	11.66	4.1	13.423
4	4.0	1345.5	-33.9	1.800	-0.045	11.57	4.0	12.943
6	6.1	1333.0	-35.2	1.783	-0.047	11.15	3.9	12.485
8	8.1	1326.3	-39.7	1.774	-0.053	10.75	3.8	12.047
10	10.1	1304.8	-40.1	1.745	-0.054	10.23	3.7	11.632
12	12.1	1274.1	-38.2	1.704	-0.051	9.64	3.6	11.240
14	14.2	1245.2	-36.6	1.665	-0.049	9.06	3.5	10.859
16	16.2	1204.1	-30.8	1.610	-0.041	8.41	3.3	10.478
18	18.2	1148.3	-26.7	1.536	-0.036	7.73	3.2	10.088
20	20.2	1087.8	-22.2	1.455	-0.030	7.08	3.1	9.696
22	22.3	1047.2	-21.4	1.401	-0.029	6.61	3.0	9.300
24	24.3	1015.3	-19.0	1.358	-0.025	6.21	3.0	8.867
26	26.3	993.7	-21.4	1.329	-0.029	5.87	2.9	8.391
28	28.3	973.2	-21.8	1.302	-0.029	5.53	2.9	7.879
30	30.4	963.5	-21.5	1.289	-0.029	5.21	2.8	7.320
32	32.4	967.6	-23.9	1.294	-0.032	4.87	2.6	6.702
34	34.4	962.0	-20.3	1.287	-0.027	4.48	2.5	6.142
36	36.4	929.6	-16.1	1.243	-0.022	3.99	2.3	5.629
38	38.5	900.2	-9.2	1.204	-0.012	3.47	2.1	5.198
40	40.5	848.4	-3.5	1.135	-0.005	2.99	1.8	4.787
42	42.5	755.8	0.0	1.011	0.000	2.26	1.8	4.457
Absolute	4.0			1.800			(T =	27.5 ms)
	10.1				-0.054		(T =	51.0 ms)

BAHIA; Pile: PILA 26 P6  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 19:46:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1501.4	1391.8	1282.1	1172.4	1062.7	953.1	843.4	733.7	624.1	514.4
RX	1501.4	1391.8	1282.1	1172.4	1062.7	953.1	843.4	733.7	624.1	514.4
RU	1655.2	1561.0	1466.7	1372.4	1278.1	1183.8	1089.5	995.3	901.0	806.7

RAU = 45.8 (tons); RA2 = 446.3 (tons)

Current CAPWAP Ru = 740.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.69; J(RX) = 0.69

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.17	26.67	1284.0	1314.1	1315.7	14.013	3.004	3.000	11.8	1386.7

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
42.50	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Top Segment Length 1.01 m, Top Impedance 307.84 tons/m/s

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.198 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 16.6 ms

PDILOT Ver. 2009.1 - Printed: 30-Dec-2009

BAHIA - PILA 28 P6



BAHIA - PILA 28 P6  
OP: CA

ICE 205S DIESEL  
Test date: 8-Dec-2009

AR: 747.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 36.0 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 1/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 1/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.35

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
EMX: Max Transferred Energy

ETR: Energy Transfer Ratio  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke  
RX6: Max Case Method Capacity (JC=0.6)

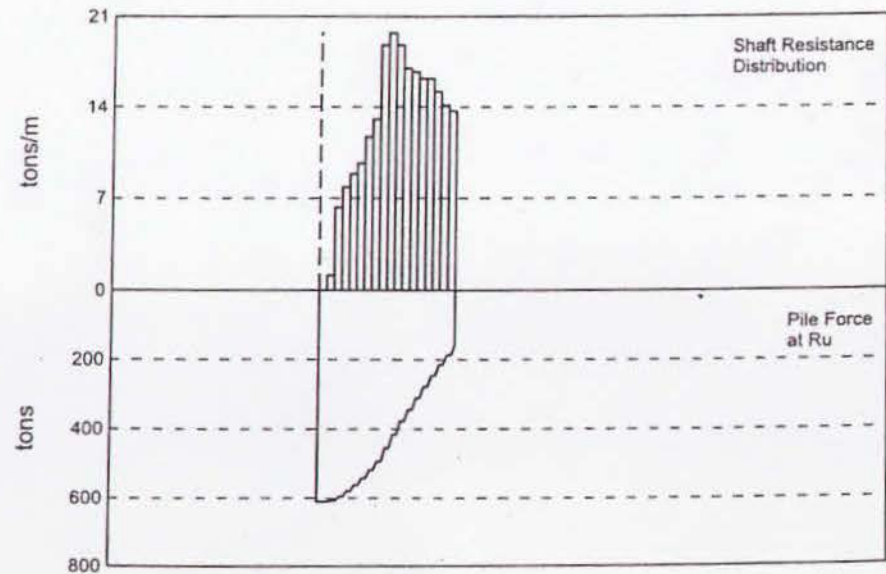
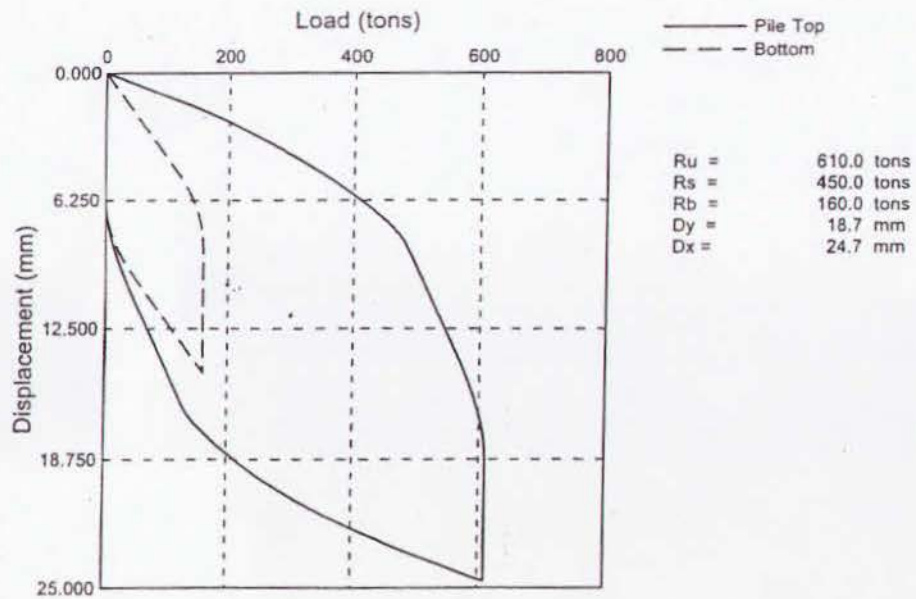
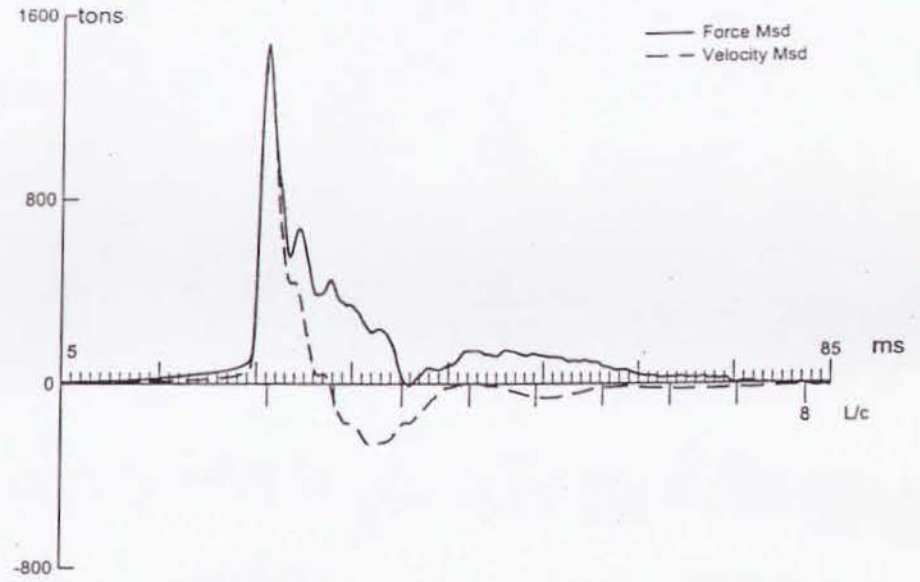
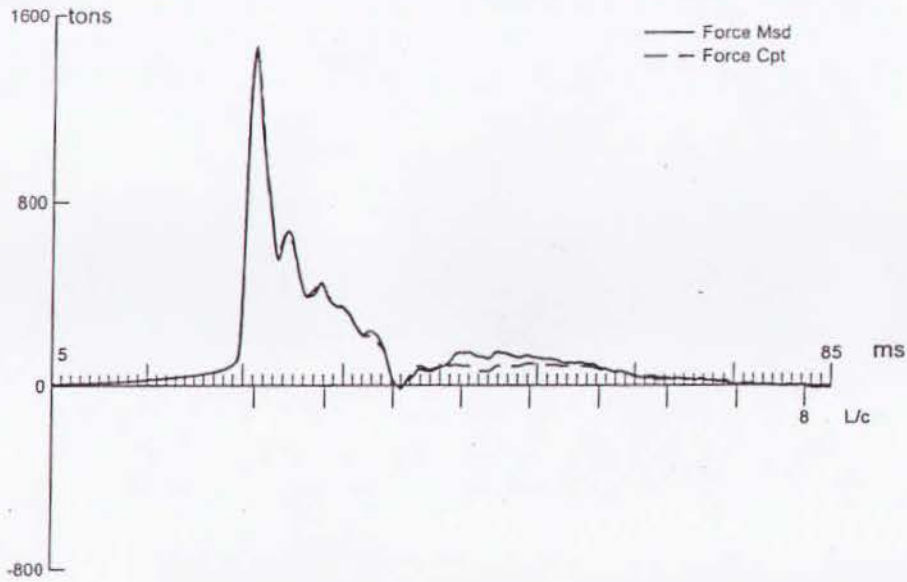
BL#	CSX MPa	CSB MPa	EMX tn-m	ETR (%)	STK m	RX6 tn
1	132.5	87.6	5.7	24	1.7	528
4	123.0	76.1	5.8	25	1.7	582
5	181.8	121.6	11.2	48	2.4	709
8	195.2	133.6	13.1	56	2.7	727
9	193.4	131.7	13.6	58	2.8	721
10	200.2	132.0	13.5	57	2.7	665
Average	171.0	113.8	10.5	45	2.3	655
Maximum	200.2	133.6	13.6	58	2.8	727

Total number of blows analyzed: 6

Time Summary

Drive 18 seconds

3:15:48 AM - 3:16:06 AM (12/8/2009) BN 1 - 10



BAHIA; Pile: PILA 28 P6  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 9  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 08-Dec-2009 03:16:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 610.0; along Shaft 450.0; at Toe 160.0 tons

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m
				610.0				
1	2.0	2.0	0.0	610.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	2.3	607.7	2.3	1.14	0.30	0.938
3	6.0	6.0	12.6	595.1	14.9	6.32	1.66	0.938
4	8.0	8.0	15.7	579.4	30.6	7.85	2.07	0.938
5	10.0	10.0	17.7	561.7	48.3	8.85	2.33	0.938
6	12.0	12.0	19.3	542.4	67.7	9.66	2.54	0.938
7	14.0	14.0	23.4	519.0	91.0	11.70	3.08	0.938
8	16.0	16.0	26.1	492.8	117.2	13.05	3.43	0.938
9	18.0	18.0	37.6	455.3	154.7	18.78	4.94	0.938
10	20.0	20.0	39.5	415.8	194.2	19.74	5.19	0.938
11	22.0	22.0	37.5	378.2	231.8	18.77	4.94	0.938
12	24.0	24.0	34.0	344.3	265.7	16.99	4.47	0.938
13	26.0	26.0	33.4	310.9	299.1	16.71	4.40	0.938
14	28.0	28.0	32.4	278.5	331.5	16.20	4.26	0.938
15	30.0	30.0	32.4	246.1	363.9	16.20	4.26	0.938
16	32.0	32.0	30.4	215.7	394.3	15.19	3.99	0.938
17	34.0	34.0	28.3	187.4	422.6	14.16	3.73	0.938
18	36.0	36.0	27.4	160.0	450.0	13.69	3.60	0.938
Avg. Shaft			25.0			12.50	3.29	0.938
Toe			160.0				139.14	1.113

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Quake (mm)	1.089	6.620
Case Damping Factor	1.371	0.578
Unloading Quake (% of loading quake)	79	30
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	73	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.042
Soil Plug Weight (tons)		0.47
Soil Support Dashpot	0.876	0.000
Soil Support Weight (tons)	3.88	0.00

CAPWAP match quality = 2.10 (Wave Up Match) ; RSA = 0  
 Observed: final set = 6.000 mm; blow count = 167 b/m  
 Computed: final set = 6.447 mm; blow count = 155 b/m

BAHIA; Pile: PILA 28 P6  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 9  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 08-Dec-2009 03:16:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

max. Top Comp. Stress = 1.951 tons/cm<sup>2</sup> (T= 26.5 ms, max= 1.034 x Top)  
 max. Comp. Stress = 2.017 tons/cm<sup>2</sup> (Z= 6.0 m, T= 27.5 ms)  
 max. Tens. Stress = -0.022 tons/cm<sup>2</sup> (Z= 8.0 m, T= 42.9 ms)  
 max. Energy (EMX) = 13.36 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.79 mm

EXTREMA TABLE

File Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1458.6	-10.1	1.951	-0.013	13.36	4.5	14.207
2	2.0	1462.8	-2.7	1.956	-0.004	13.30	4.5	13.926
4	4.0	1485.7	-3.2	1.987	-0.004	13.17	4.4	13.361
6	6.0	1507.9	-9.8	2.017	-0.013	12.92	4.3	12.752
8	8.0	1483.2	-16.5	1.984	-0.022	12.23	4.2	12.110
10	10.0	1448.2	-8.1	1.937	-0.011	11.45	4.1	11.460
12	12.0	1411.0	-1.4	1.887	-0.002	10.66	3.9	10.819
14	14.0	1374.1	-6.3	1.838	-0.008	9.87	3.7	10.195
16	16.0	1334.1	-0.0	1.784	-0.000	9.04	3.5	9.590
18	18.0	1293.8	-0.0	1.730	-0.000	8.22	3.3	9.008
20	20.0	1213.0	-0.0	1.622	-0.000	7.31	3.1	8.721
22	22.0	1125.6	-0.0	1.505	-0.000	6.46	2.9	8.427
24	24.0	1046.9	-0.0	1.400	-0.000	5.71	2.7	8.120
26	26.0	982.8	-0.0	1.314	-0.000	5.07	2.6	7.800
28	28.0	922.2	-0.0	1.233	-0.000	4.49	2.4	7.524
30	30.0	865.0	-0.0	1.157	-0.000	3.97	2.3	7.274
31	31.0	791.6	-0.0	1.059	-0.000	3.49	2.2	7.148
32	32.0	813.7	-0.0	1.088	-0.000	3.47	2.2	7.015
33	33.0	751.2	-0.0	1.005	-0.000	3.04	2.1	6.906
34	34.0	737.9	-0.0	0.987	-0.000	3.04	2.2	6.810
35	35.0	598.9	-0.0	0.801	-0.000	2.64	2.3	6.722
36	36.0	569.2	-0.0	0.761	-0.000	2.26	2.4	6.621
Absolute	6.0			2.017			(T =	27.5 ms)
	8.0				-0.022		(T =	42.9 ms)



BAHIA; Pile: PILA 28 P6  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 9  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 08-Dec-2009 03:16:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1525.1	1391.5	1257.9	1124.3	990.7	857.1	723.5	589.8	456.2	322.6
RX	1525.1	1391.5	1257.9	1124.3	990.7	857.1	723.5	589.8	456.2	322.6
RU	1738.5	1626.2	1513.9	1401.6	1289.4	1177.1	1064.8	952.5	840.3	728.0

RAU = 133.6 (tons); RA2 = 407.5 (tons)

Current CAPWAP Ru = 610.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.68; J(RX) = 0.68

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.53	26.35	1393.6	1467.6	1474.2	14.792	6.002	6.000	13.5	1299.0

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
36.00	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Segmnt Number	Dist. B.G.	Impedance	Imped. Change	Tension Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Compression Eff.	Perim.	Soil Plug
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	tons
1	1.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
2	2.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
36	36.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 14.1 ms

BAHIA - PILA 30 P9



BAHIA - PILA 30 P9  
OP: CA

ICE 205S DIESEL  
Test date: 7-Dec-2009

AR: 747.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 53.3 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 1/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 1/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.35

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
EMX: Max Transferred Energy

ETR: Energy Transfer Ratio  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke  
RX6: Max Case Method Capacity (JC=0.6)

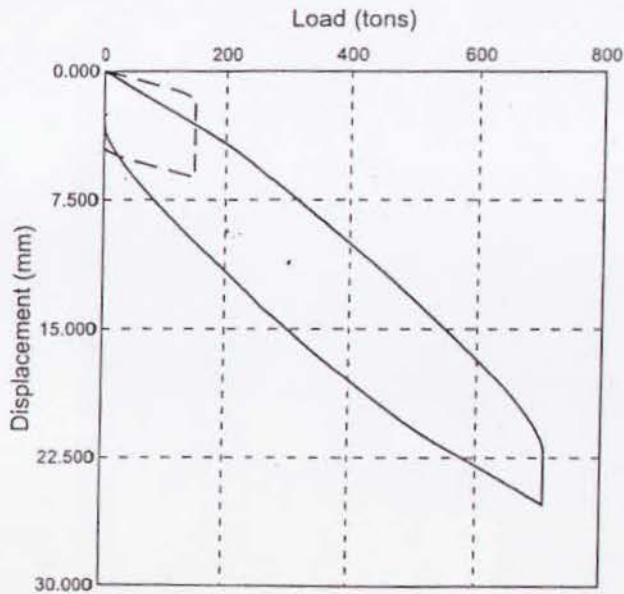
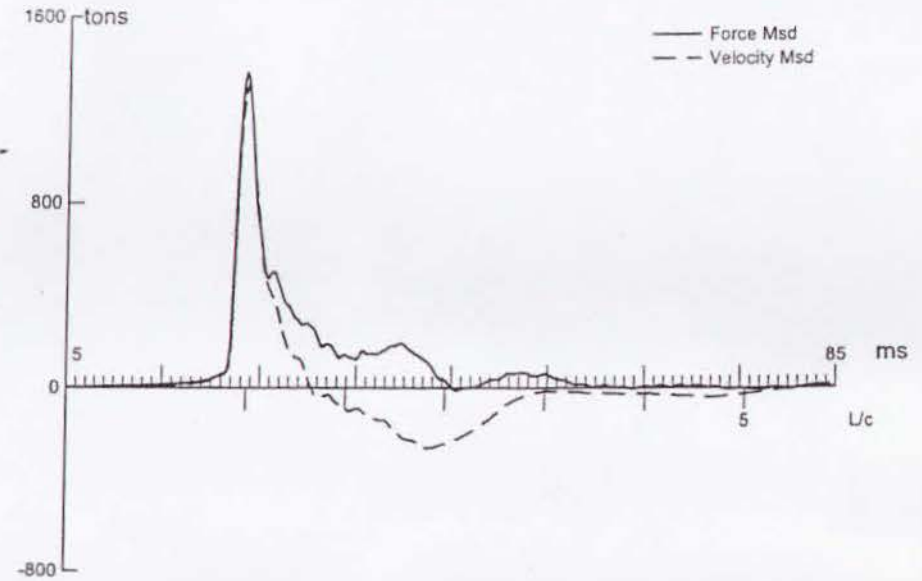
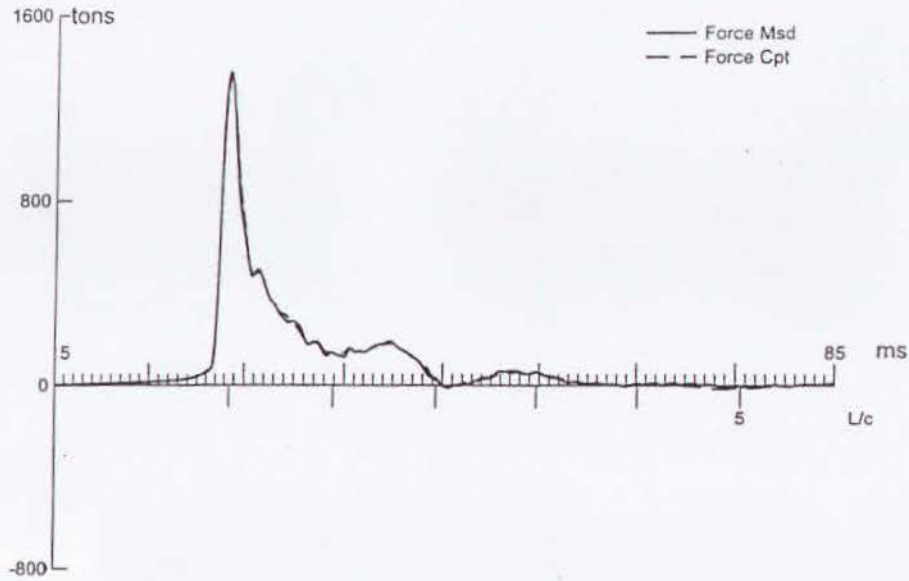
BL#	CSX MPa	CSB MPa	EMX ln-m	ETR (%)	STK m	RX6 ln
3	108.7	78.4	4.9	21	1.8	394
4	116.1	89.5	5.4	23	1.8	447
5	132.8	106.5	7.5	32	2.1	527
6	144.2	110.5	8.4	36	2.3	558
7	153.2	119.6	9.6	41	2.4	619
8	141.5	120.7	10.7	46	2.6	638
9	179.0	142.0	12.3	52	2.7	749
Average	139.3	109.6	8.4	36	2.2	562
Maximum	179.0	142.0	12.3	52	2.7	749

Total number of blows analyzed: 7

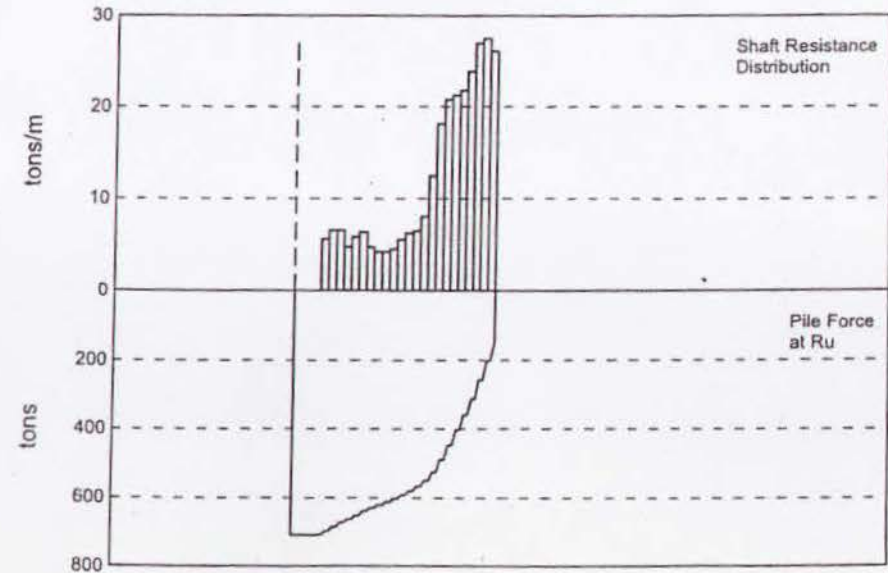
Time Summary

Drive 9 seconds

4:10:46 PM - 4:10:55 PM (12/7/2009) BN 3 - 9



$R_u = 710.0$  tons  
 $R_s = 560.0$  tons  
 $R_b = 150.0$  tons  
 $D_y = 22.3$  mm  
 $D_x = 25.2$  mm



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 710.0; along Shaft 560.0; at Toe 150.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				710.0	✓	✓			
1	3.0	3.0	0.0	710.0	0.0	0.00	0.00	0.000	2.600
2	5.0	5.0	0.0	710.0	0.0	0.00	0.00	0.000	2.600
3	7.0	7.0	0.0	710.0	0.0	0.00	0.00	0.000	2.600
4	9.0	9.0	11.3	698.7	11.3	5.62	1.48	1.014	2.600
5	11.1	11.1	13.2	685.5	24.5	6.56	1.73	1.014	2.600
6	13.1	13.1	13.2	672.3	37.7	6.56	1.73	1.014	2.600
7	15.1	15.1	9.6	662.7	47.3	4.76	1.25	1.014	2.600
8	17.1	17.1	11.7	651.0	59.0	5.84	1.54	1.014	2.600
9	19.1	19.1	12.8	638.2	71.8	6.36	1.67	1.014	2.600
10	21.1	21.1	9.5	628.7	81.3	4.74	1.25	1.014	2.600
11	23.1	23.1	8.5	620.3	89.7	4.21	1.11	1.014	2.600
12	25.1	25.1	8.5	611.8	98.2	4.21	1.11	1.014	2.600
13	27.1	27.1	9.1	602.7	107.3	4.53	1.19	1.014	2.600
14	29.1	29.1	11.1	591.6	118.4	5.53	1.46	1.014	2.600
15	31.1	31.1	12.6	579.0	131.0	6.27	1.65	1.014	2.600
16	33.2	33.2	13.1	565.9	144.1	6.51	1.71	1.014	2.600
17	35.2	35.2	16.1	549.7	160.3	8.03	2.11	1.014	2.600
18	37.2	37.2	25.0	524.7	185.3	12.46	3.28	1.014	2.600
19	39.2	39.2	36.5	488.2	221.8	18.16	4.78	1.014	2.600
20	41.2	41.2	41.7	446.5	263.5	20.76	5.46	1.014	2.600
21	43.2	43.2	42.8	403.7	306.3	21.28	5.60	1.014	2.600
22	45.2	45.2	43.8	359.9	350.1	21.80	5.74	1.014	2.600
23	47.2	47.2	48.0	312.0	398.0	23.87	6.28	1.014	2.600
24	49.2	49.2	54.2	257.7	452.3	26.99	7.10	1.014	2.600
25	51.2	51.2	55.3	202.5	507.5	27.52	7.24	1.014	2.600
26	53.2	53.2	52.5	150.0	560.0	26.10	6.87	1.014	2.467
Avg. Shaft			21.5		①	10.52	2.77	1.014	2.587
Toe			150.0	②	③	130.45	✓	0.980	1.424

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Case Damping Factor	1.845	0.478
Damping Type		Smith
Unloading Quake (% of loading quake)	52	129
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	0	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.311
Soil Plug Weight (tons)		0.71
Soil Support Dashpot	0.670	0.000

BAHIA; Pile: PILA 30 P9  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 9  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 16:10:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Soil Support Weight	(tons)	3.89	0.00
CAPWAP match quality = 1.08 (Wave Up Match) ; RSA = 0			
Observed: final set	= 3.000 mm;	blow count =	333 b/m
Computed: final set	= 2.103 mm;	blow count =	475 b/m
max. Top Comp. Stress	= 1.809 tons/cm <sup>2</sup>	(T= 23.9 ms, max= 1.042 x Top)	
max. Comp. Stress	= 1.885 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 9.0 m, T= 25.5 ms)	
max. Tens. Stress	= -0.080 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 29.1 m, T= 51.6 ms)	
max. Energy (EMX)	= 11.97 tonne-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)=14.51 mm	

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1352.5	-16.1	1.809	-0.022	11.97	4.2	14.277
2	2.0	1352.5	-15.8	1.809	-0.021	11.95	4.2	14.126
5	5.0	1358.5	-22.6	1.817	-0.030	11.89	4.2	13.672
8	8.0	1394.7	-41.5	1.865	-0.055	11.83	4.1	13.217
11	11.1	1383.1	-47.9	1.850	-0.064	11.29	4.0	12.753
14	14.1	1292.6	-49.6	1.729	-0.066	10.21	3.8	12.289
17	17.1	1285.7	-54.7	1.720	-0.073	9.78	3.7	11.805
20	20.1	1204.6	-53.7	1.611	-0.072	8.86	3.6	11.287
23	23.1	1187.8	-55.3	1.589	-0.074	8.45	3.5	10.704
26	26.1	1141.5	-54.6	1.527	-0.073	7.81	3.4	10.061
29	29.1	1140.0	-59.5	1.525	-0.080	7.41	3.3	9.343
32	32.2	1083.7	-55.6	1.449	-0.074	6.64	3.1	8.572
35	35.2	1088.3	-58.7	1.456	-0.079	6.17	3.0	7.769
38	38.2	1018.4	-52.5	1.362	-0.070	5.22	2.7	6.967
41	41.2	987.0	-48.0	1.320	-0.064	4.54	2.4	6.293
44	44.2	821.0	-31.8	1.098	-0.043	3.45	2.2	5.852
47	47.2	786.1	-26.6	1.051	-0.036	2.96	1.9	5.427
50	50.2	618.6	-14.6	0.827	-0.020	2.05	1.7	5.027
51	51.2	594.5	-15.9	0.795	-0.021	2.03	1.8	4.904
52	52.2	465.9	-8.3	0.623	-0.011	1.60	1.9	4.804
53	53.2	497.6	-9.5	0.666	-0.013	1.22	1.8	4.701
Absolute	9.0			1.885			(T =	25.5 ms)
	29.1				-0.080		(T =	51.6 ms)

BAHIA; Pile: PILA 30 P9  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 9  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 16:10:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1476.0	1356.2	1236.5	1116.7	997.0	877.3	757.5	637.8	518.0	398.3
RX	1476.0	1356.2	1236.5	1116.7	997.0	877.3	757.5	637.8	518.0	398.3
RU	1602.4	1495.4	1388.3	1281.2	1174.1	1067.0	959.9	852.8	745.7	638.6
RAU =	65.4 (tons);		RA2 = 350.0 (tons)							

Current CAPWAP Ru = 710.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.64; J(RX) = 0.64

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.28	23.73	1318.6	1354.8	1364.9	14.514	3.001	3.000	12.0	1375.1

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
53.25	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Segmnt Number	Dist. B.G.	Impedance	Imped. Change	Tension Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Compression Eff.	Perim.	Soil Plug
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	tons
1	1.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
2	2.01	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.02
3	3.01	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.02
53	53.25	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.02

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.196 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 20.8 ms

BAHIA - P/LA 33 P9





BAHIA - PILA 33 P9  
OP: CA

ICE 205S DIESEL  
Test date: 7-Dec-2009

AR: 747.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 56.5 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 t/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 t/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.35

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
EMX: Max Transferred Energy

ETR: Energy Transfer Ratio  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke  
RX6: Max Case Method Capacity (JC=0.6)

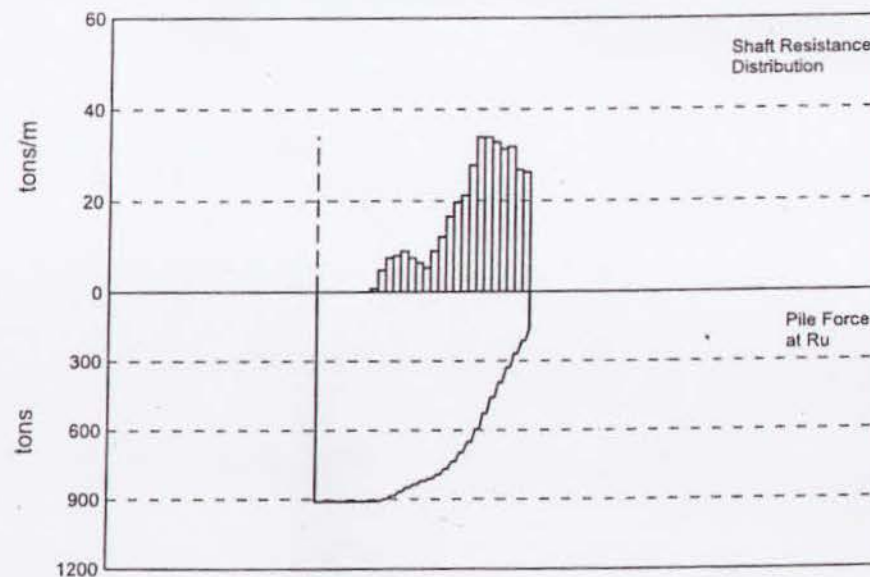
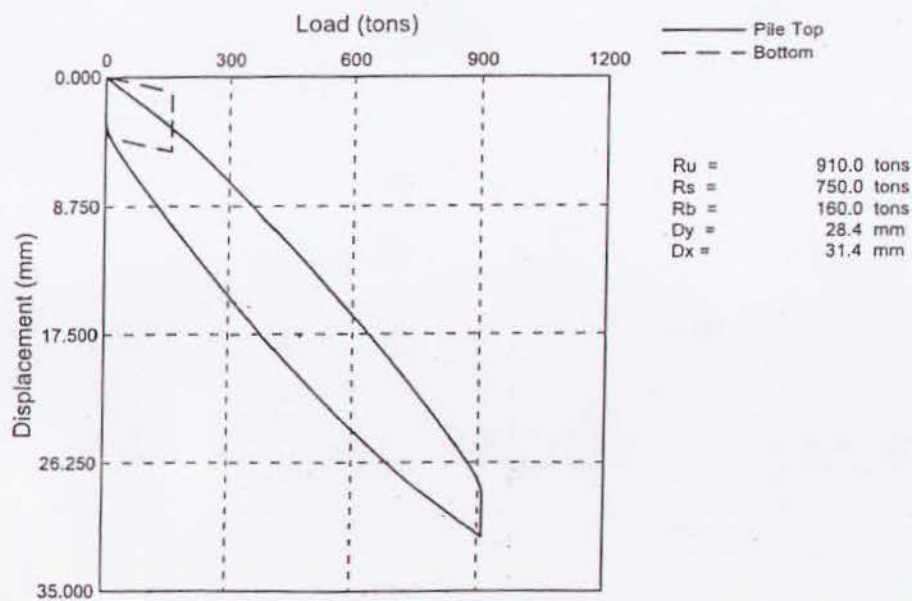
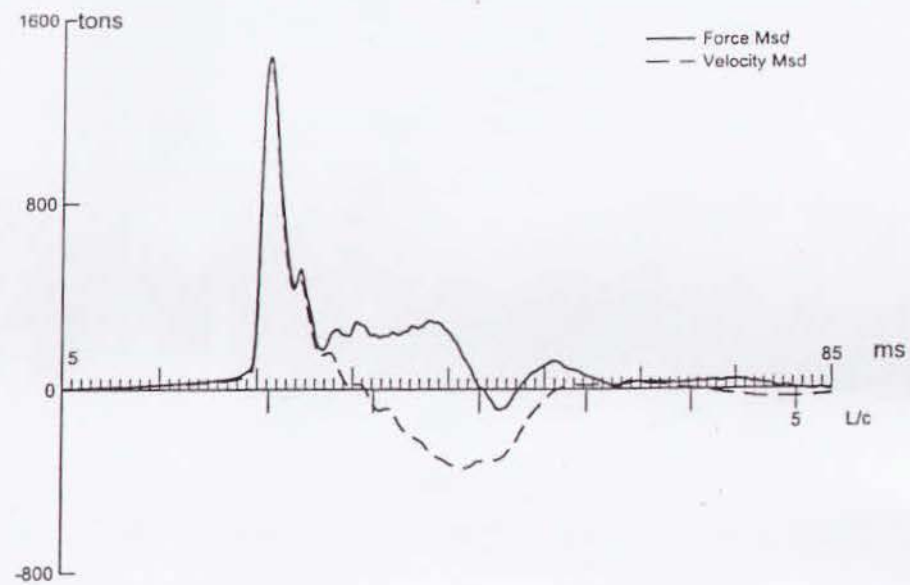
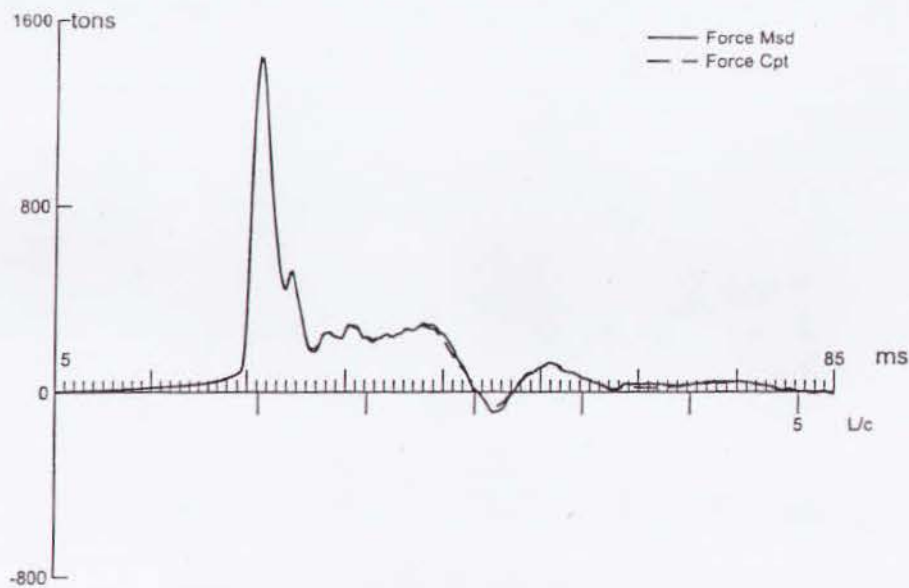
BL#	CSX MPa	CSB MPa	EMX tn-m	ETR (%)	STK m	RX6 tn
1	109.3	69.8	4.6	20	1.6	422
2	129.0	88.9	6.3	27	1.8	531
3	150.0	102.6	9.0	38	2.2	638
4	170.5	120.7	11.2	47	2.5	729
5	172.9	123.3	12.0	51	2.6	763
6	179.5	124.0	12.6	54	2.7	788
7	176.8	123.5	12.9	55	2.7	787
8	185.7	131.3	13.8	59	2.8	825
9	178.8	125.4	13.1	56	2.7	799
10	185.6	131.3	12.9	55	2.7	702
Average	163.8	114.1	10.8	46	2.4	698
Maximum	185.7	131.3	13.8	59	2.8	825

Total number of blows analyzed: 10

Time Summary

Drive 13 seconds

10:36:34 AM - 10:36:47 AM (12/7/2009) BN 1 - 10



BAHIA; Pile: PILA 33 P9  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 10:36:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 910.0; along Shaft 750.0; at Toe 160.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m
				910.0				
1	2.0	2.0	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	6.1	6.1	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
4	8.1	8.1	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
5	10.1	10.1	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
6	12.1	12.1	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
7	14.1	14.1	0.0	910.0	0.0	0.00	0.00	0.000
8	16.1	16.1	1.5	908.5	1.5	0.74	0.19	0.914
9	18.2	18.2	9.6	898.9	11.1	4.77	1.26	0.914
10	20.2	20.2	15.0	883.9	26.1	7.42	1.95	0.914
11	22.2	22.2	16.1	867.8	42.2	7.96	2.09	0.914
12	24.2	24.2	18.2	849.6	60.4	9.02	2.37	0.914
13	26.2	26.2	15.0	834.6	75.3	7.42	1.95	0.914
14	28.3	28.3	12.8	821.8	88.2	6.36	1.67	0.914
15	30.3	30.3	10.7	811.1	98.9	5.30	1.39	0.914
16	32.3	32.3	18.2	792.9	117.1	9.02	2.37	0.914
17	34.3	34.3	24.6	768.3	141.7	12.20	3.21	0.914
18	36.3	36.3	33.5	734.7	175.2	16.62	4.37	0.914
19	38.3	38.3	39.6	695.1	214.9	19.65	5.17	0.914
20	40.4	40.4	42.7	652.4	257.6	21.16	5.57	0.914
21	42.4	42.4	55.9	596.5	313.5	27.71	7.29	0.914
22	44.4	44.4	68.3	528.2	381.8	33.83	8.90	0.914
23	46.4	46.4	68.3	459.9	450.0	33.83	8.90	0.914
24	48.4	48.4	66.1	393.9	516.1	32.75	8.62	0.914
25	50.4	50.4	63.0	330.8	579.2	31.24	8.22	0.914
26	52.5	52.5	64.1	266.8	643.2	31.75	8.35	0.914
27	54.5	54.5	53.9	212.9	697.1	26.71	7.03	0.914
28	56.5	56.5	52.9	160.0	750.0	26.20	6.89	0.914
Avg. Shaft			26.8			13.27	3.49	0.914
Toe			160.0				139.14	0.889

Soil Model Parameters/Extensions

		Shaft	Toe
Quake	(mm)	1.597	1.004
Case Damping Factor		2.227	0.462
Unloading Quake	(% of loading quake)	92	47
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	34	
Soil Plug Weight	(tons)		0.48

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Soil Support Dashpot		0.720	0.000
Soil Support Weight	(tons)	3.91	0.00

CAPWAP match quality	=	1.01	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: final set	=	3.000 mm;	blow count = 333 b/m
Computed: final set	=	3.357 mm;	blow count = 298 b/m
max. Top Comp. Stress	=	1.926 tons/cm <sup>2</sup>	(T= 26.6 ms, max= 1.037 x Top)
max. Comp. Stress	=	1.997 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 18.2 m, T= 30.1 ms)
max. Tens. Stress	=	-0.204 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 20.2 m, T= 54.6 ms)
max. Energy (EMX)	=	13.65 tonne-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)=16.94 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1439.9	-66.1	1.926	-0.088	13.65	4.5	16.589
2	2.0	1440.4	-67.2	1.926	-0.090	13.62	4.5	16.401
5	5.0	1440.9	-87.6	1.927	-0.117	13.54	4.5	15.861
8	8.1	1441.4	-97.3	1.928	-0.130	13.45	4.5	15.299
11	11.1	1442.3	-119.3	1.929	-0.160	13.36	4.5	14.724
14	14.1	1450.5	-131.2	1.940	-0.175	13.25	4.5	14.095
17	17.2	1476.4	-143.3	1.975	-0.192	13.03	4.4	13.378
20	20.2	1481.4	-152.5	1.981	-0.204	12.50	4.2	12.708
23	23.2	1392.4	-137.3	1.862	-0.184	11.18	4.0	12.008
26	26.2	1355.0	-136.5	1.812	-0.183	10.36	3.9	11.209
29	29.3	1272.3	-131.0	1.702	-0.175	9.25	3.7	10.322
32	32.3	1285.9	-139.0	1.720	-0.186	8.67	3.5	9.328
35	35.3	1205.1	-126.1	1.612	-0.169	7.32	3.3	8.261
38	38.3	1181.6	-121.7	1.580	-0.163	6.35	2.9	7.198
41	41.4	1034.5	-91.6	1.384	-0.122	4.81	2.6	6.214
44	44.4	991.4	-80.1	1.326	-0.107	3.94	2.2	5.329
47	47.4	757.5	-39.9	1.013	-0.053	2.69	1.8	4.813
50	50.4	700.0	-29.5	0.936	-0.039	2.20	1.5	4.402
53	53.5	527.1	-0.9	0.705	-0.001	1.46	1.3	4.027
54	54.5	523.5	-5.9	0.700	-0.008	1.45	1.3	3.909
55	55.5	414.3	-0.0	0.554	-0.000	1.18	1.4	3.802
56	56.5	427.6	-4.0	0.572	-0.005	0.95	1.3	3.693
Absolute	18.2			1.997			(T =	30.1 ms)
	20.2				-0.204		(T =	54.6 ms)

BAHIA; Pile: PILA 33 P9  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 10:36:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1581.9	1455.9	1330.0	1204.0	1078.1	952.1	826.2	700.2	574.3	448.3
RX	1581.9	1455.9	1330.0	1204.0	1078.1	952.1	826.2	700.2	574.3	448.3
RU	1720.7	1608.7	1496.6	1384.5	1272.5	1160.4	1048.3	936.2	824.2	712.1
RAU =	6.5 (tons);		RA2 = 267.7 (tons)							

Current CAPWAP Ru = 910.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.53; J(RX) = 0.53

VMX	TVP	VT1+Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.55	26.39	1401.1	1440.3	1443.9	16.943	3.002	3.000	13.7	1377.0

PILE PROFILE AND PILE MODEL

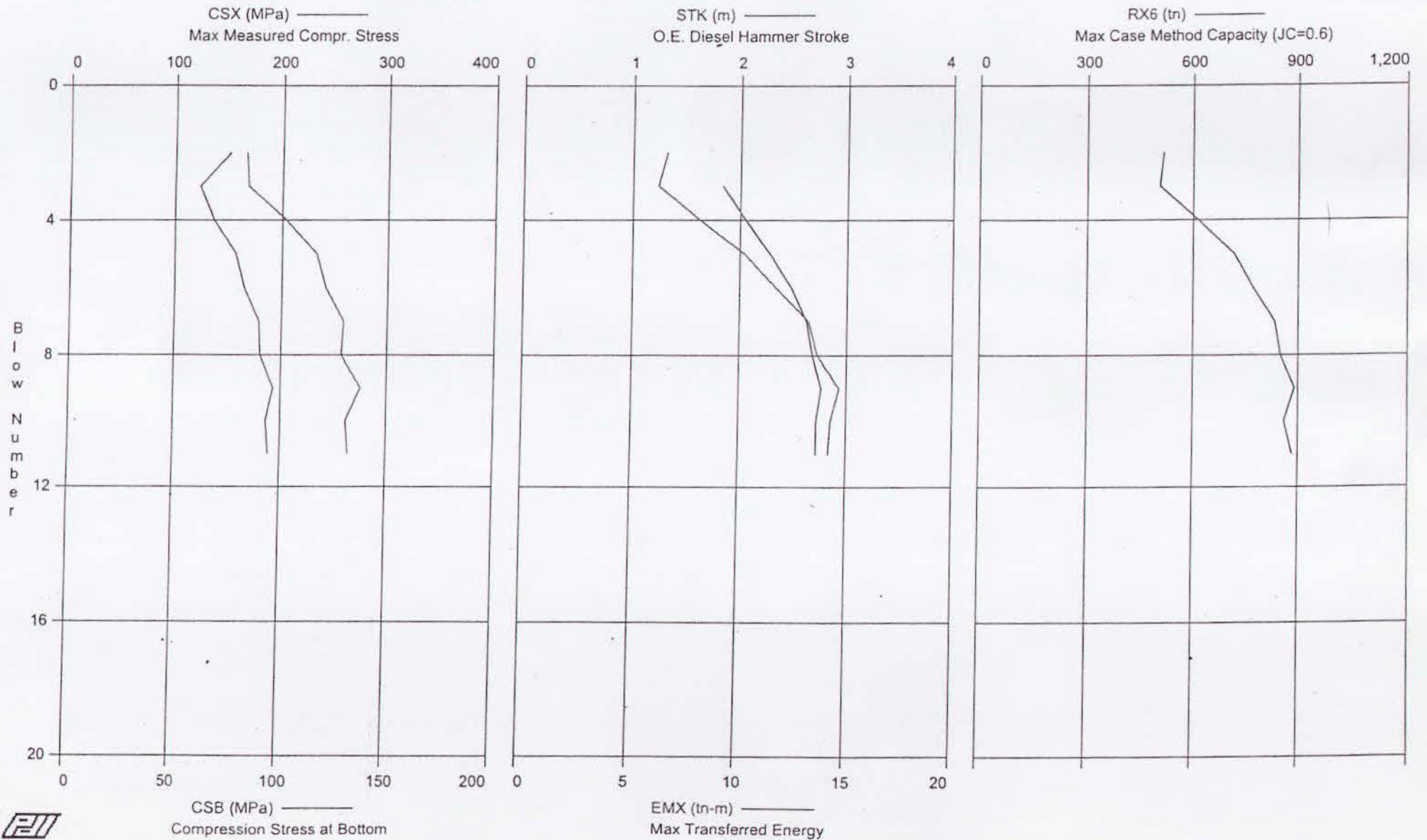
Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
56.50	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Segmnt Number	Dist. B.G.	Impedance	Imped. Change	Tension Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Compression Eff.	Perim.	Soil Plug
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	tons
1	1.01	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
2	2.02	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.01
56	56.50	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.01

File Damping 1.0 %, Time Incr 0.197 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 22.1 ms

BAHIA - PILA 35 P7



L<sub>T</sub> = 59,60

GRL Engineers, Inc.  
Case Method Results

Page 1 of 1  
PDILOT Ver. 2009.1 - Printed: 30-Dec-2009

BAHIA - PILA 35 P7  
OP: CA

ICE 205S DIESEL  
Test date: 7-Dec-2009

AR: 747.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 58.5 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 l/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 l/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.35

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
EMX: Max Transferred Energy

ETR: Energy Transfer Ratio  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke  
RX6: Max Case Method Capacity (JC=0.6)

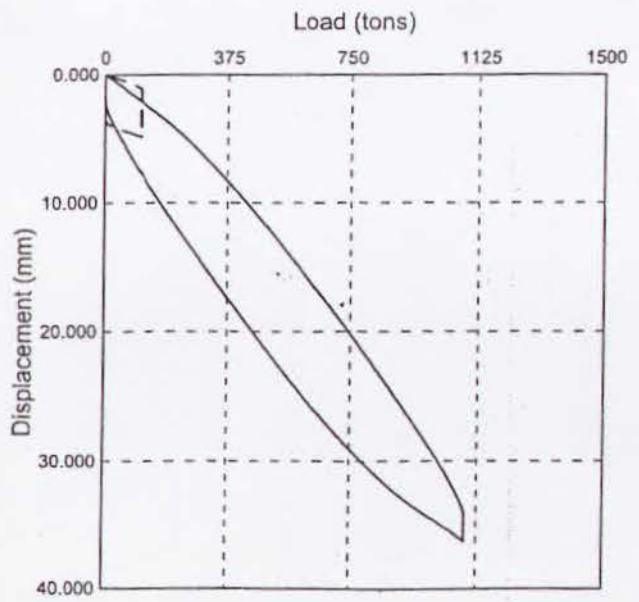
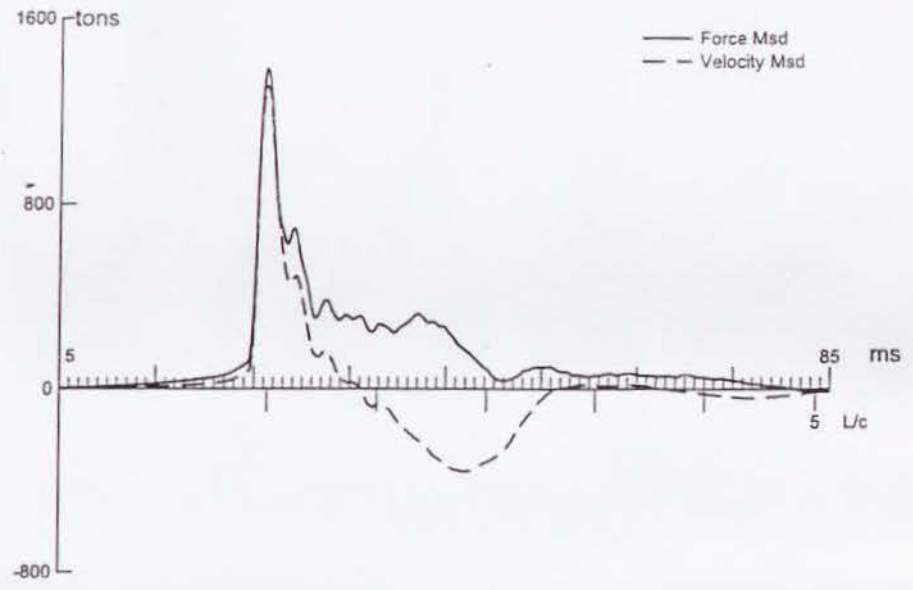
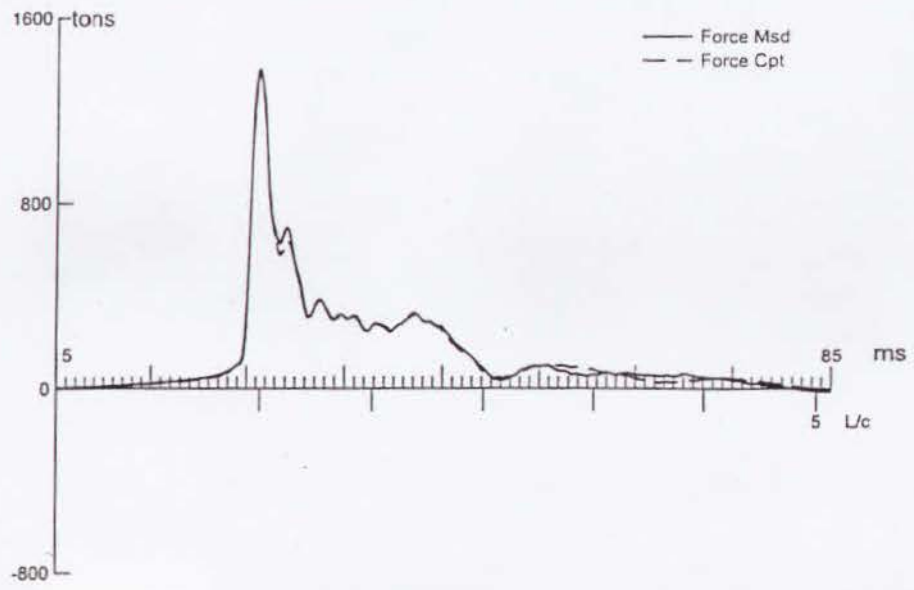
BL#	CSX MPa	CSB MPa	EMX ln-m	ETR (%)	STK m	RX6 ln
2	151.3	83.2	6.6	28	0.0	516
3	123.6	84.2	6.2	26	1.8	505
4	136.5	101.8	8.1	34	2.1	614
5	157.1	116.2	10.2	44	2.3	718
6	165.0	120.7	11.7	50	2.5	771
7	179.3	129.3	13.2	56	2.6	833
8	180.9	128.4	13.6	58	2.7	850
9	193.3	137.5	14.7	62	2.8	890
10	186.5	130.6	14.3	61	2.7	860
11	189.1	132.1	14.2	60	2.7	883
Average	166.3	116.4	11.3	48	2.5	744
Maximum	193.3	137.5	14.7	62	2.8	890

Total number of blows analyzed: 10

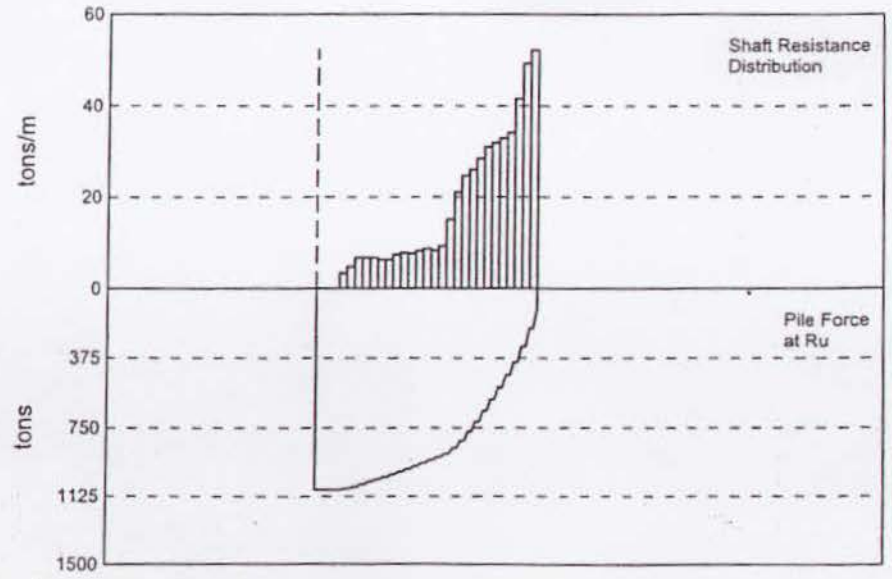
Time Summary

Drive 13 seconds

12:58:01 PM - 12:58:14 PM (12/7/2009) BN 2 - 11



— Pile Top  
 - - Bottom  
  
 Ru = 1090.0 tons  
 Rs = 980.0 tons  
 Rb = 110.0 tons  
 Dy = 34.4 mm  
 Dx = 36.4 mm





BAHIA; Pile: PILA 35 P7  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 5  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 12:58:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 1090.0; along Shaft 980.0; at Toe 110.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) (tons/m <sup>2</sup> )	Smith Damping Factor s/m
				1090.0				
1	2.0	2.0	0.0	1090.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	0.0	1090.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	6.1	6.1	0.0	1090.0	0.0	0.00	0.00	0.000
4	8.1	8.1	6.8	1083.2	6.8	3.35	0.88	0.659
5	10.1	10.1	9.6	1073.6	16.4	4.77	1.26	0.659
6	12.1	12.1	13.5	1060.1	29.9	6.68	1.76	0.659
7	14.1	14.1	13.5	1046.6	43.4	6.69	1.76	0.659
8	16.1	16.1	13.6	1033.1	56.9	6.72	1.77	0.659
9	18.2	18.2	12.7	1020.4	69.6	6.28	1.65	0.659
10	20.2	20.2	12.7	1007.8	82.2	6.28	1.65	0.659
11	22.2	22.2	14.8	993.0	97.0	7.33	1.93	0.659
12	24.2	24.2	15.6	977.3	112.7	7.75	2.04	0.659
13	26.2	26.2	15.3	962.0	128.0	7.59	2.00	0.659
14	28.2	28.2	16.5	945.6	144.4	8.16	2.15	0.659
15	30.3	30.3	17.4	928.1	161.9	8.64	2.27	0.659
16	32.3	32.3	16.6	911.5	178.5	8.23	2.17	0.659
17	34.3	34.3	18.6	893.0	197.0	9.20	2.42	0.659
18	36.3	36.3	30.6	862.4	227.6	15.15	3.99	0.659
19	38.3	38.3	42.4	820.0	270.0	21.03	5.53	0.659
20	40.3	40.3	49.8	770.2	319.8	24.67	6.49	0.659
21	42.4	42.4	52.6	717.6	372.4	26.07	6.86	0.659
22	44.4	44.4	57.4	660.2	429.8	28.47	7.49	0.659
23	46.4	46.4	62.4	597.8	492.2	30.93	8.14	0.659
24	48.4	48.4	64.3	533.5	556.5	31.90	8.39	0.659
25	50.4	50.4	66.3	467.2	622.8	32.87	8.65	0.659
26	52.4	52.4	68.7	398.4	691.6	34.07	8.96	0.659
27	54.5	54.5	83.8	314.7	775.3	41.53	10.93	0.659
28	56.5	56.5	99.3	215.4	874.6	49.22	12.95	0.659
29	58.5	58.5	105.4	110.0	980.0	52.24	13.74	0.659
Avg. Shaft			33.8			16.75	4.41	0.659
Toe			110.0				95.66	1.300

Soil Model Parameters/Extensions

		Shaft	Toe
Quake	(mm)	2.195	1.004
Case Damping Factor		2.098	0.465
Unloading Quake	(% of loading quake)	100	95
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	40	

BAHIA; Pile: PILA 35 P7  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 5  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 12:58:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Soil Plug Weight	(tons)		0.46
Soil Support Dashpot		0.000	6.742
Soil Support Weight	(tons)	0.00	3.91

CAPWAP match quality	=	1.60	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: final set	=	2.000 mm;	blow count = 500 b/m
Computed: final set	=	2.254 mm;	blow count = 444 b/m
max. Top Comp. Stress	=	1.827 tons/cm <sup>2</sup>	(T= 26.8 ms, max= 1.024 x Top)
max. Comp. Stress	=	1.870 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 8.1 m, T= 28.2 ms)
max. Tens. Stress	=	-0.063 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 12.1 m, T= 53.4 ms)
max. Energy (BMX)	=	13.32 tonne-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)=16.02 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1365.9	-1.0	1.827	-0.001	13.32	4.3	16.496
2	2.0	1367.1	-1.9	1.828	-0.003	13.29	4.3	16.294
5	5.0	1374.7	-16.9	1.839	-0.023	13.18	4.3	15.663
8	8.1	1398.2	-33.4	1.870	-0.045	13.06	4.2	15.014
11	11.1	1370.5	-41.3	1.833	-0.055	12.35	4.1	14.358
14	14.1	1355.4	-43.5	1.813	-0.058	11.78	4.0	13.710
17	17.1	1291.5	-24.0	1.727	-0.032	10.78	3.9	13.035
20	20.2	1280.5	-22.1	1.713	-0.030	10.25	3.8	12.282
23	23.2	1224.3	-10.2	1.637	-0.014	9.31	3.6	11.476
26	26.2	1208.6	-12.5	1.616	-0.017	8.76	3.5	10.748
29	29.2	1145.5	-4.8	1.532	-0.006	7.83	3.4	9.923
32	32.3	1130.4	-9.5	1.512	-0.013	7.24	3.2	9.005
35	35.3	1085.2	-5.7	1.451	-0.008	6.33	3.0	8.020
38	38.3	1082.5	-3.9	1.448	-0.005	5.58	2.8	6.989
41	41.4	927.5	0.0	1.241	0.000	4.17	2.5	5.994
44	44.4	893.8	0.0	1.195	0.000	3.41	2.2	5.028
47	47.4	720.1	0.0	0.963	0.000	2.30	1.9	4.116
50	50.4	682.0	0.0	0.912	0.000	1.81	1.6	3.390
53	53.5	544.3	0.0	0.728	0.000	1.18	1.4	2.806
56	56.5	501.1	0.0	0.670	0.000	0.90	1.1	2.395
57	57.5	376.3	0.0	0.503	0.000	0.66	1.2	2.306
58	58.5	362.8	0.0	0.485	0.000	0.43	1.2	2.197
Absolute	8.1			1.870			(T =	28.2 ms)
	12.1				-0.063		(T =	53.4 ms)

BAHIA; Pile: PILA 35 P7  
 ICE 205S DIESEL; Blow: 5  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 12:58:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1560.9	1445.5	1330.0	1214.6	1099.1	983.6	868.2	752.7	637.3	521.8
RX	1560.9	1445.5	1330.0	1214.6	1099.1	983.6	868.2	752.7	637.3	521.8
RU	1698.8	1597.1	1495.5	1393.8	1292.1	1190.5	1088.8	987.1	885.4	783.8

RAU = 41.1 (tons); RA2 = 352.9 (tons)

Current CAPWAP Ru = 1090.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.41; J(RX) = 0.41

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.29	26.58	1319.8	1395.7	1395.7	16.023	1.992	2.000	13.3	1480.4

PILE PROFILE AND PILE MODEL

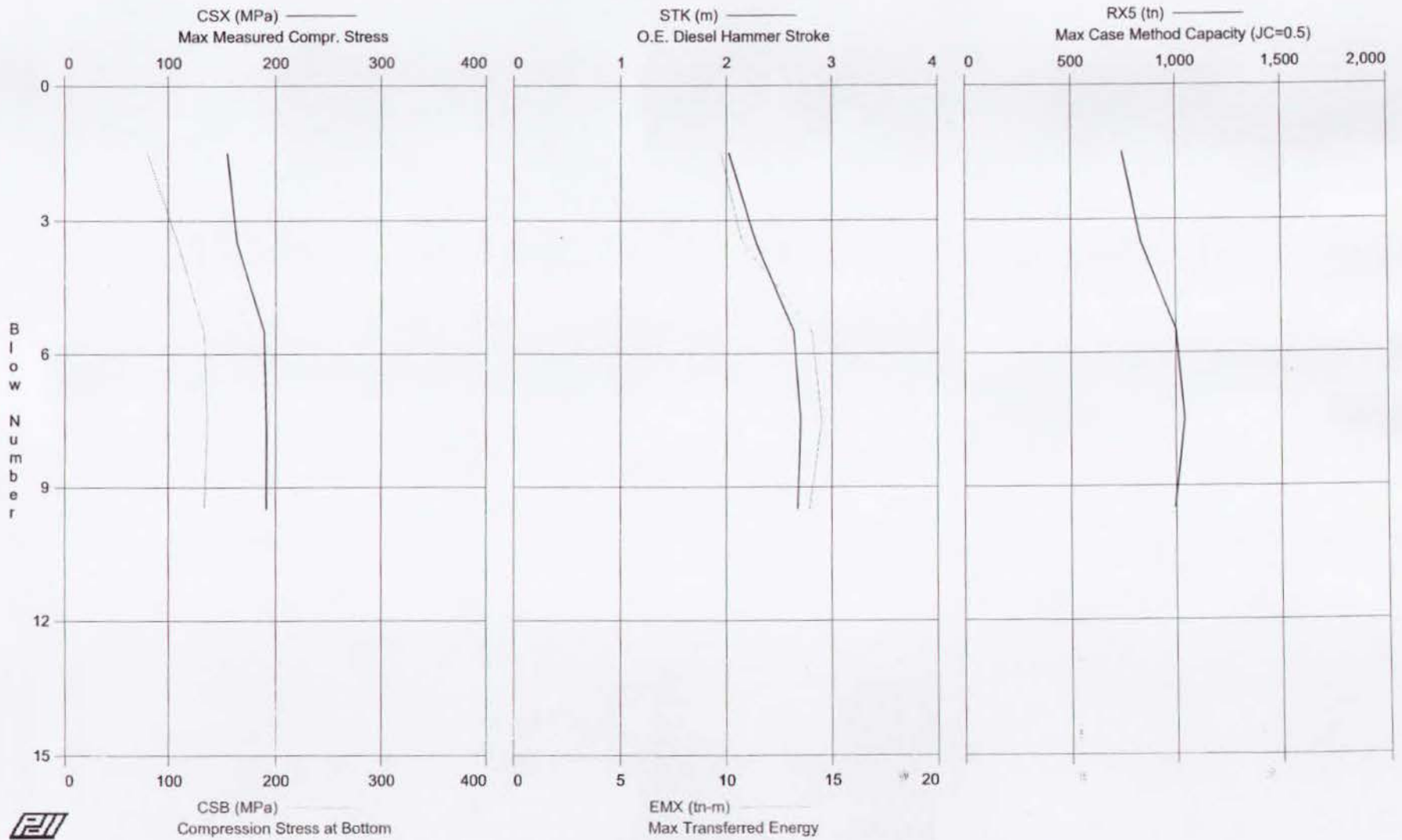
Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
58.50	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Top Segment Length 1.01 m, Top Impedance 307.84 tons/m/s

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.197 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 22.8 ms

PUENTE BAHIA 3 - P40P9



PUENTE BAHIA 3 - P40P9  
OP: CA

ICE 205  
Test date: 6-Jun-2009

AR: 747.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 57.8 m  
WS: 5,123.0 m/s

SP: 7.88 t/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 t/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.65

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke

EMX: Max Transferred Energy  
ETR: Energy Transfer Ratio  
RX5: Max Case Method Capacity (JC=0.5)

BL#	CSX MPa	CSB MPa	STK m	EMX tn-m	ETR (%)	RX5 tn
1	149.2	70.4	2.0	9.0	38	708
2	160.7	90.6	2.1	10.5	45	783
3	158.2	99.4	2.3	10.4	44	798
4	169.5	118.4	2.3	11.1	47	870
5	184.8	128.4	2.6	13.4	57	975
6	194.2	138.5	2.7	14.7	63	1,027
7	189.7	134.6	2.7	14.3	61	1,027
8	193.1	138.4	2.7	14.8	63	1,053
9	189.3	131.3	2.7	14.3	61	1,028
10	193.5	136.0	2.7	13.6	58	963
Average	178.2	118.6	2.5	12.6	54	923
Maximum	194.2	138.5	2.7	14.8	63	1,053

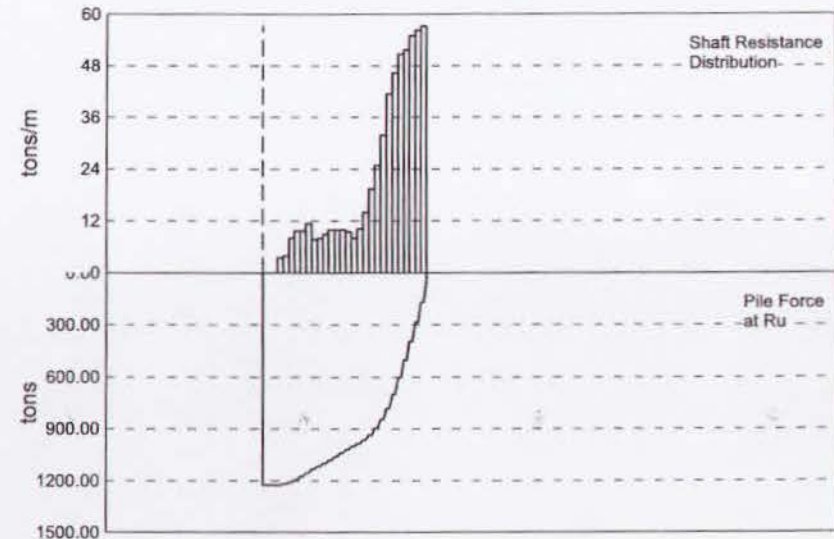
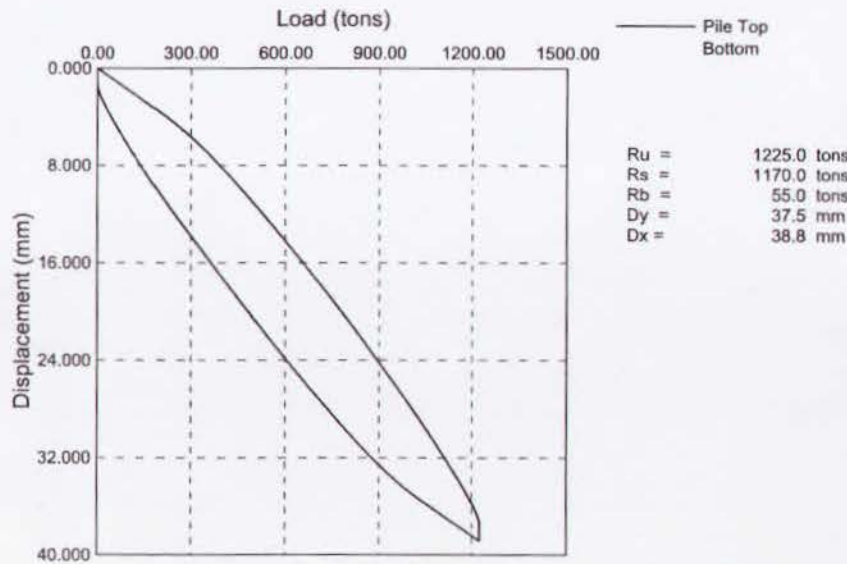
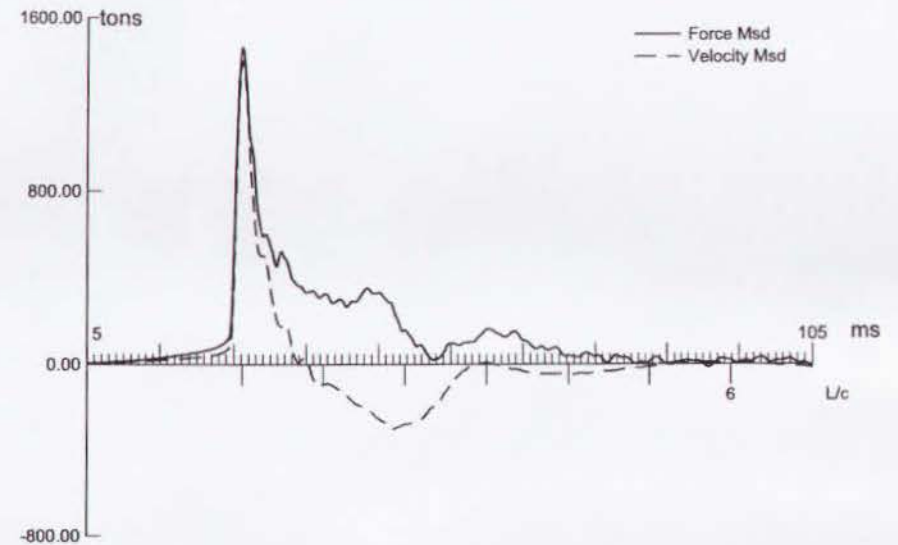
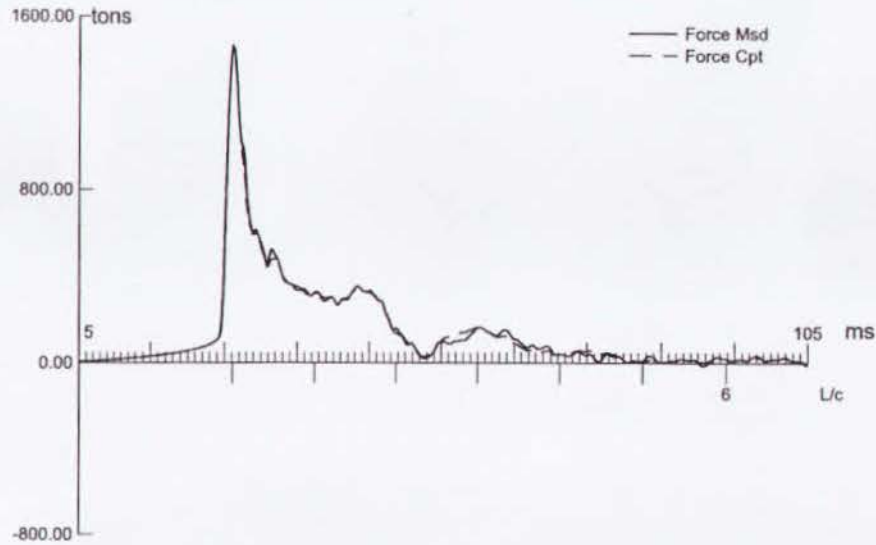
Total number of blows analyzed: 10

BL#	Comments
8	11, 14MM

Time Summary

Drive 13 seconds

1:36:57 PM - 1:37:10 PM (6/6/2009) BN 1 - 10



PUENTE BAHIA 3; Pile: P40P9  
 ICE 205; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 06-Jun-2009 13:37:  
 CAPWAP(R) 2006  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 1225.0; along Shaft 1170.0; at Toe 55.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m
				1225.0				
1	3.0	3.0	0.0	1225.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	5.1	5.1	0.0	1225.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	7.1	7.1	7.1	1217.9	7.1	3.50	0.92	0.607
4	9.1	9.1	8.0	1209.9	15.1	3.94	1.04	0.607
5	11.2	11.2	16.1	1193.8	31.2	7.96	2.09	0.607
6	13.2	13.2	19.7	1174.1	50.9	9.70	2.55	0.607
7	15.2	15.2	19.7	1154.4	70.6	9.70	2.55	0.607
8	17.2	17.2	23.2	1131.3	93.8	11.42	3.01	0.607
9	19.3	19.3	15.6	1115.6	109.4	7.71	2.03	0.607
10	21.3	21.3	16.1	1099.5	125.5	7.96	2.09	0.607
11	23.3	23.3	18.2	1081.3	143.7	8.95	2.36	0.607
12	25.4	25.4	20.2	1061.1	163.9	9.95	2.62	0.607
13	27.4	27.4	20.2	1041.0	184.0	9.95	2.62	0.607
14	29.4	29.4	20.2	1020.8	204.2	9.95	2.62	0.607
15	31.4	31.4	19.2	1001.6	223.4	9.45	2.49	0.607
16	33.5	33.5	16.1	985.5	239.5	7.96	2.09	0.607
17	35.5	35.5	20.6	964.9	260.1	10.13	2.67	0.607
18	37.5	37.5	28.2	936.7	288.3	13.92	3.66	0.607
19	39.5	39.5	39.3	897.3	327.7	19.39	5.10	0.607
20	41.6	41.6	50.5	846.9	378.1	24.88	6.54	0.607
21	43.6	43.6	64.6	782.3	442.7	31.83	8.37	0.607
22	45.6	45.6	83.8	698.5	526.5	41.32	10.87	0.607
23	47.7	47.7	93.9	604.6	620.4	46.30	12.18	0.607
24	49.7	49.7	103.0	501.7	723.3	50.77	13.36	0.607
25	51.7	51.7	105.0	396.7	828.3	51.76	13.62	0.607
26	53.7	53.7	111.5	285.2	939.8	54.99	14.47	0.607
27	55.8	55.8	114.1	171.1	1053.9	56.25	14.80	0.607
28	57.8	57.8	116.1	55.0	1170.0	57.24	15.06	0.607
Avg. Shaft			41.8			20.24	5.33	0.607
Toe			55.0				47.83	1.288

Soil Model Parameters/Extensions

		Shaft	Toe
Quake	(mm)	2.295	1.093
Case Damping Factor		2.306	0.230
Unloading Quake	(% of loading quake)	53	30
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	14	
Resistance Gap (included in Toe Quake)	(mm)		0.089

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Soil Support Dashpot		0.000	10.000
Soil Support Weight	(tons)	0.00	3.93

CAPWAP match quality	=	1.44	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: final set	=	1.300 mm;	blow count = 769 b/m
Computed: final set	=	1.773 mm;	blow count = 564 b/m
max. Top Comp. Stress	=	1.965 tons/cm <sup>2</sup>	(T= 26.5 ms, max= 1.016 x Top)
max. Comp. Stress	=	1.995 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 7.1 m, T= 27.7 ms)
max. Tens. Stress	=	-0.042 tons/cm <sup>2</sup>	(Z= 7.1 m, T= 199.9 ms)
max. Energy (EMX)	=	15.21 tonne-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)=17.15 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1469.0	-27.0	1.965	-0.036	15.21	4.5	17.322
2	2.0	1470.1	-27.6	1.966	-0.037	15.17	4.5	17.089
5	5.1	1478.7	-30.2	1.978	-0.040	15.02	4.5	16.362
8	8.1	1474.3	-29.7	1.972	-0.040	14.60	4.4	15.623
11	11.2	1488.8	-28.3	1.991	-0.038	14.15	4.3	14.866
14	14.2	1412.0	-24.7	1.888	-0.033	12.78	4.1	14.130
17	17.2	1389.9	-24.2	1.859	-0.032	12.02	3.9	13.413
20	20.3	1299.5	-20.1	1.738	-0.027	10.73	3.8	12.690
23	23.3	1288.7	-20.1	1.724	-0.027	10.12	3.7	11.889
26	26.4	1212.1	-15.2	1.621	-0.020	8.94	3.5	11.004
29	29.4	1191.5	-11.0	1.594	-0.015	8.26	3.4	10.086
32	32.4	1110.9	-1.7	1.486	-0.002	7.24	3.3	9.196
35	35.5	1111.2	-0.0	1.486	-0.000	6.67	3.1	8.184
38	38.5	1043.7	-0.0	1.396	-0.000	5.59	2.9	7.074
41	41.6	1036.6	-0.0	1.386	-0.000	4.75	2.6	5.910
44	44.6	883.6	-0.0	1.182	-0.000	3.36	2.2	4.830
47	47.7	833.3	-0.0	1.115	-0.000	2.54	1.8	3.843
50	50.7	613.0	-0.0	0.820	-0.000	1.51	1.5	3.172
53	53.7	561.7	-0.0	0.751	-0.000	1.12	1.2	2.727
56	56.8	263.8	-0.0	0.353	-0.000	0.51	1.4	2.412
57	57.8	287.0	-0.0	0.384	-0.000	0.25	1.4	2.311
Absolute	7.1			1.995			(T = 27.7 ms)	
	7.1				-0.042		(T = 199.9 ms)	



PUENTE BAHIA 3; Pile: P40P9  
 ICE 205; Blow: 8  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 06-Jun-2009 13:37:  
 CAPWAP(R) 2006  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1662.8	1540.4	1418.1	1295.7	1173.4	1051.0	928.7	806.3	684.0	561.6
RX	1662.8	1540.4	1418.1	1295.7	1173.4	1051.0	928.7	806.3	684.0	561.6
RU	1844.0	1739.7	1635.5	1531.2	1427.0	1322.8	1218.5	1114.3	1010.1	905.8

RAU = 143.8 (tons); RA2 = 435.0 (tons)

Current CAPWAP Ru = 1225.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.36; J(RX) = 0.36

VMX	VPN	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	m/s	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
4.59	0.00	1413.7	1472.6	1472.6	17.146	1.298	1.300	15.2	1650.8

Peak Velocity Time = 26.33 ms.

PILE PROFILE AND PILE MODEL

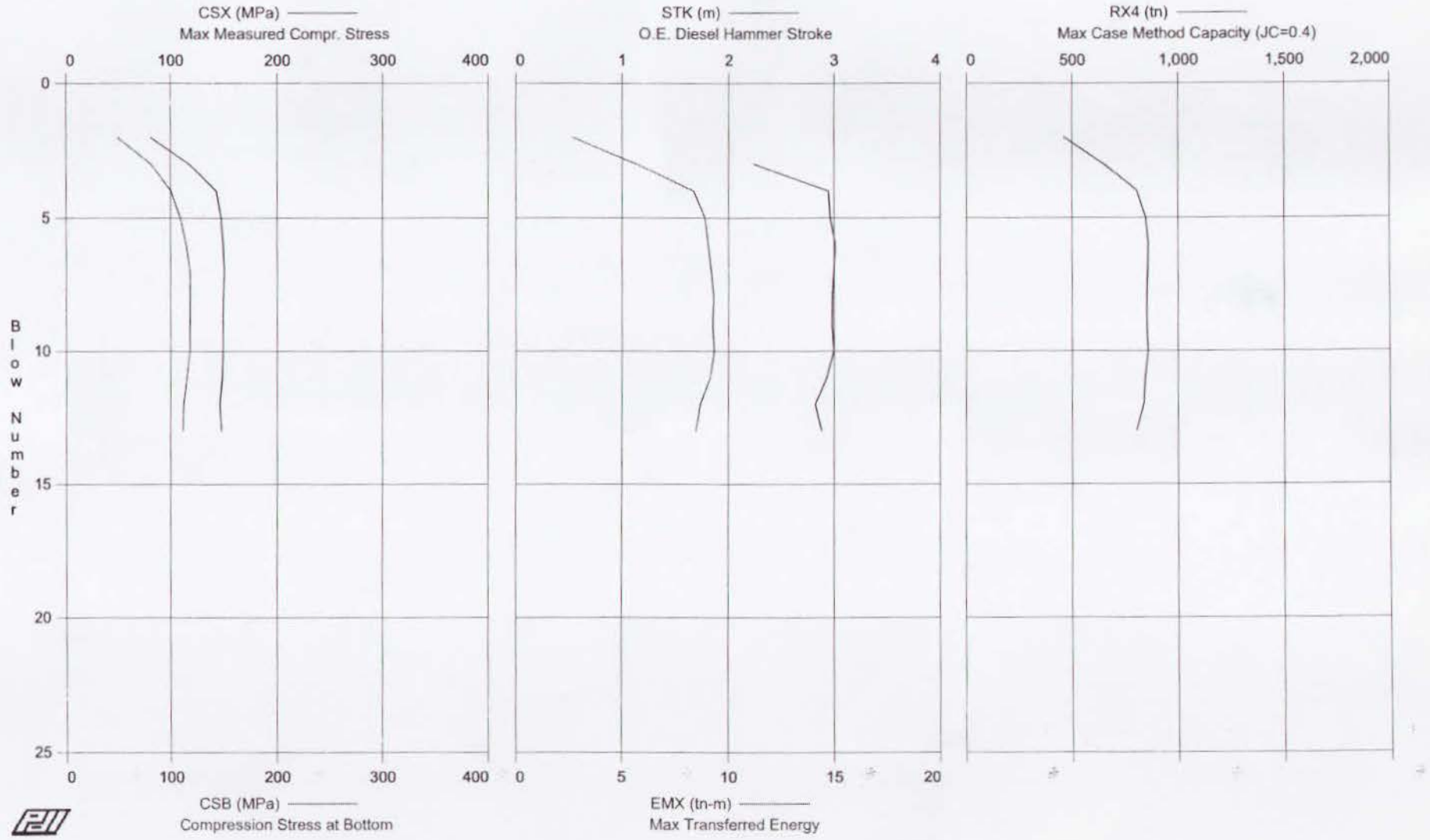
Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
57.80	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Segmnt Number	Dist. B.G.	Impedance	Imped. Change	Tension Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Compression Eff.	Perim.	Soil Plug
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	tons
1	1.01	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
2	2.03	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.01
57	57.80	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.01

File Damping 1.0 %, Time Incr 0.198 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 22.6 ms

PUENTE BAHIA 2 - P44 P7



PUENTE BAHIA 2 - P44 P7  
OP: CA

D62-22  
Test date: 24-Mar-2009

AR: 930.70 cm<sup>2</sup>  
LE: 71.0 m  
WS: 5,123.0 m/s

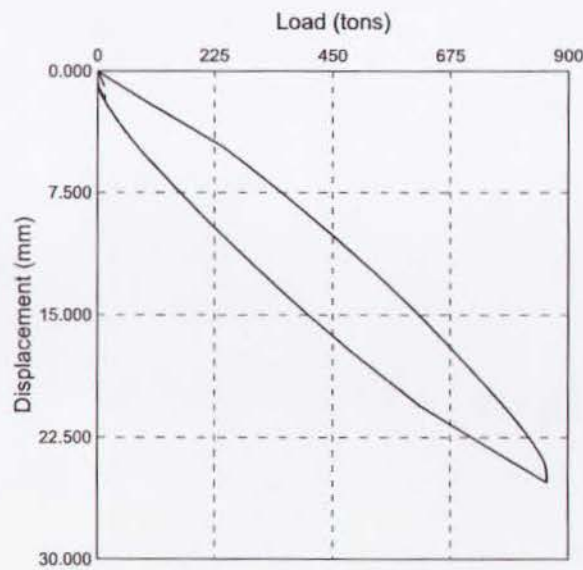
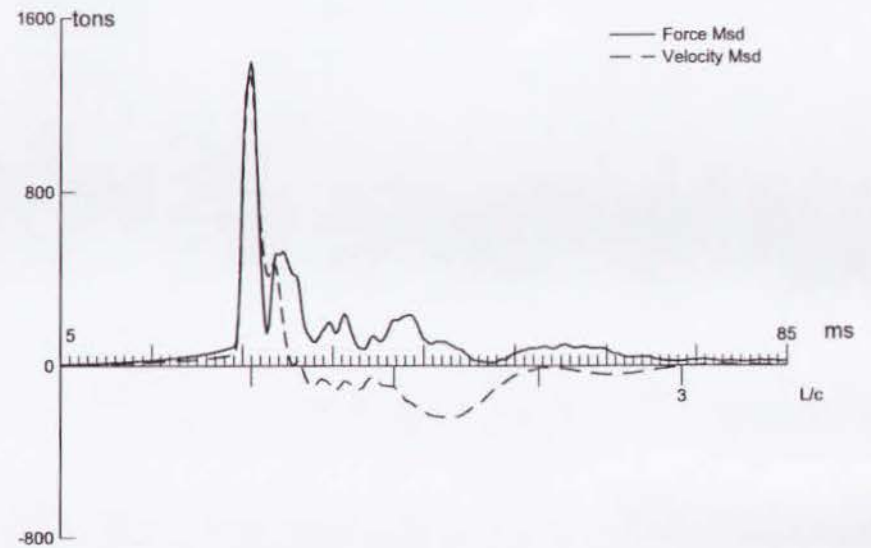
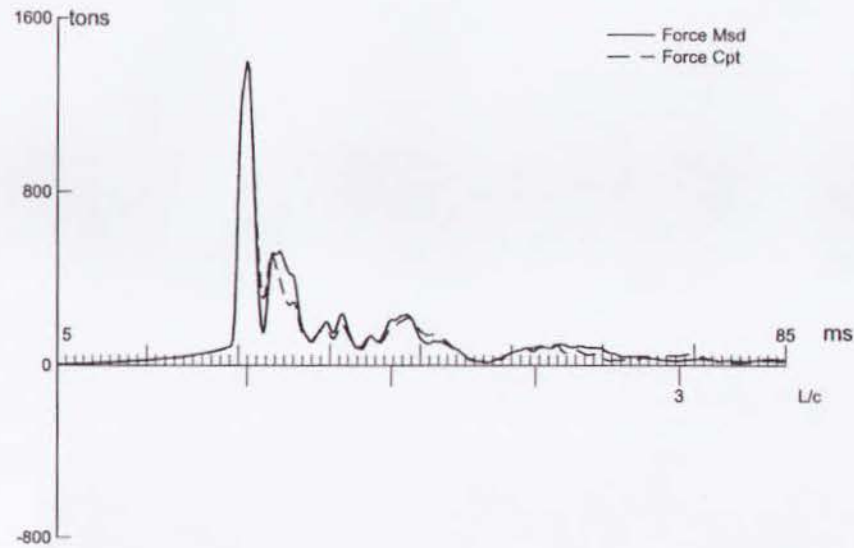
SP: 7.88 t/m<sup>3</sup>  
EM: 2,109 t/cm<sup>2</sup>  
JC: 0.65

CSX: Max Measured Compr. Stress  
CSB: Compression Stress at Bottom  
STK: O.E. Diesel Hammer Stroke

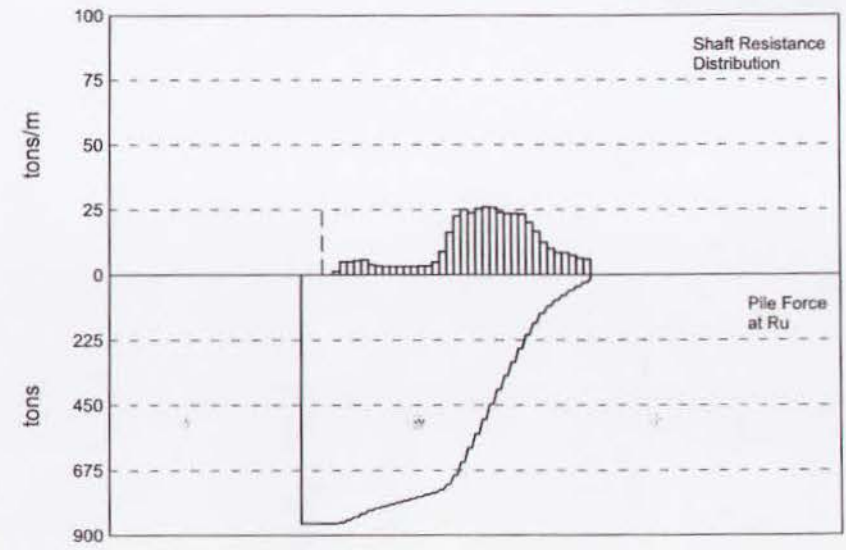
EMX: Max Transferred Energy  
ETR: Energy Transfer Ratio  
RX4: Max Case Method Capacity (JC=0.4)

BL#	CSX MPa	CSB MPa	STK m	EMX tn-m	ETR (%)	RX4 tn
2	81.3	50.2	0.0	2.7	12.0	461
3	117.8	81.7	2.2	5.7	25.5	648
4	143.4	100.3	2.9	8.3	37.3	806
5	148.0	109.4	3.0	8.9	39.8	848
6	149.7	115.1	3.0	9.0	40.5	860
7	150.7	118.4	3.0	9.2	41.1	857
8	149.9	118.9	3.0	9.3	41.7	851
9	149.4	118.4	3.0	9.2	41.4	853
10	149.6	118.1	3.0	9.3	41.7	859
11	148.8	115.5	2.9	9.1	40.9	845
12	146.5	112.2	2.8	8.6	38.8	838
13	148.3	111.7	2.9	8.4	37.9	804
Average	140.3	105.8	2.9	8.1	36.5	794
Maximum	150.7	118.9	3.0	9.3	41.7	860

Total number of blows analyzed: 12



Ru = 860.0 tons  
 Rs = 845.0 tons  
 Rb = 15.0 tons  
 Dy = 24.8 mm  
 Dx = 25.3 mm



PUENTE BAHIA 2; Pile: P44 P7  
 D62-22; Blow: 3  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 24-Mar-2009 09:44:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 860.0; along Shaft 845.0; at Toe 15.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				860.0					
1	7.0	1.0	0.0	860.0	0.0	0.00	0.00	0.000	1.004
2	9.0	3.0	0.0	860.0	0.0	0.00	0.00	0.000	1.004
3	11.0	5.0	3.0	857.0	3.0	1.50	0.39	1.313	1.004
4	13.0	7.0	10.0	847.0	13.0	5.01	1.32	1.313	1.004
5	15.0	9.0	10.0	837.0	23.0	5.01	1.32	1.313	1.004
6	17.0	11.0	11.2	825.8	34.2	5.59	1.47	1.313	1.004
7	19.0	13.0	11.6	814.2	45.9	5.81	1.53	1.313	1.004
8	21.0	15.0	8.0	806.2	53.8	4.00	1.05	1.313	1.004
9	23.0	17.0	7.0	799.1	60.9	3.51	0.92	1.313	1.004
10	25.0	19.0	6.5	792.6	67.4	3.26	0.86	1.313	1.004
11	27.0	21.0	6.5	786.1	73.9	3.26	0.86	1.313	1.004
12	29.0	23.0	6.5	779.6	80.4	3.26	0.86	1.313	1.004
13	31.0	25.0	6.5	773.1	86.9	3.26	0.86	1.313	1.004
14	33.0	27.0	6.5	766.5	93.5	3.26	0.86	1.313	1.004
15	35.0	29.0	7.0	759.5	100.5	3.51	0.92	1.313	1.004
16	37.0	31.0	7.0	752.5	107.5	3.51	0.92	1.313	1.004
17	39.0	33.0	9.9	742.6	117.4	4.93	1.30	1.313	1.004
18	41.0	35.0	17.7	724.9	135.1	8.86	2.33	1.313	0.974
19	43.0	37.0	32.5	692.4	167.6	16.26	4.28	1.313	0.924
20	45.0	39.0	45.0	647.4	212.6	22.49	5.92	1.313	0.854
21	47.0	41.0	50.0	597.4	262.6	24.99	6.57	1.313	0.808
22	49.0	43.0	47.5	549.9	310.1	23.75	6.25	1.313	0.757
23	51.0	45.0	50.7	499.2	360.8	25.33	6.66	1.313	0.712
24	53.0	47.0	52.0	447.3	412.7	25.99	6.84	1.313	0.685
25	55.0	49.0	51.7	395.6	464.4	25.85	6.80	1.313	0.649
26	57.0	51.0	48.0	347.6	512.4	23.99	6.31	1.313	0.621
27	59.0	53.0	47.0	300.6	559.4	23.49	6.18	1.313	0.600
28	61.0	55.0	47.0	253.6	606.4	23.49	6.18	1.313	0.612
29	63.0	57.0	46.5	207.1	652.9	23.25	6.12	1.313	0.595
30	65.0	59.0	40.0	167.1	692.9	19.99	5.26	1.313	0.580
31	67.0	61.0	33.0	134.1	725.9	16.52	4.35	1.313	0.502
32	69.0	63.0	25.0	109.1	750.9	12.52	3.29	1.313	0.476
33	71.0	65.0	20.0	89.0	771.0	10.01	2.63	1.313	0.479
34	73.0	67.0	17.0	72.0	788.0	8.51	2.24	1.313	0.488
35	75.0	69.0	17.0	55.0	805.0	8.50	2.24	1.313	0.655
36	77.0	71.0	15.0	40.0	820.0	7.50	1.97	1.313	0.640
37	79.0	73.0	13.0	27.0	833.0	6.50	1.71	1.313	0.627
38	81.0	75.0	12.0	15.0	845.0	6.00	1.58	1.313	0.635

PUENTE BAHIA 2; Pile: P44 P7  
 D62-22; Blow: 3  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 24-Mar-2009 09:44:  
 CAPWAP(R) 2006-2  
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 860.0; along Shaft 845.0; at Toe 15.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages	Depth Below Grade	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
Avg. Shaft			22.2			11.27	2.96	1.313	0.717
Toe			15.0				13.04	1.327	1.004
Soil Model Parameters/Extensions						Shaft	Toe		
Case Damping Factor						2.895	0.052		
Unloading Quake			(% of loading quake)			30	100		
Reloading Level			(% of Ru)			100	100		
Unloading Level			(% of Ru)			25			
Soil Plug Weight			(tons)				2.20		
Soil Support Dashpot						0.000	10.000		
Soil Support Weight						0.00	3.88		
CAPWAP match quality = 2.77 (Wave Up Match) ; RSA = 0									
Observed: final set = 0.500 mm; blow count = 2000 b/m									
Computed: final set = 1.693 mm; blow count = 591 b/m									
max. Top Comp. Stress = 1.487 tons/cm <sup>2</sup> (T= 26.4 ms, max= 1.030 x Top)									
max. Comp. Stress = 1.532 tons/cm <sup>2</sup> (Z= 13.0 m, T= 28.7 ms)									
max. Tens. Stress = -0.172 tons/cm <sup>2</sup> (Z= 79.0 m, T= 43.3 ms)									
max. Energy (EMX) = 8.56 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=10.41 mm									

PUENTE BAHIA 2; File: P44 P7  
 D62-22; Blow: 3  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 24-Mar-2009 09:44:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Tens. Stress tons/cm <sup>2</sup>	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1383.8	0.0	1.487	0.000	8.56	3.5	10.782
2	2.0	1384.6	0.0	1.488	0.000	8.54	3.5	10.680
6	6.0	1388.4	-13.8	1.492	-0.015	8.49	3.5	10.249
10	10.0	1405.7	-26.8	1.510	-0.029	8.43	3.4	9.818
14	14.0	1383.3	-26.8	1.486	-0.029	7.95	3.3	9.390
18	18.0	1322.8	-30.9	1.421	-0.033	7.26	3.2	8.994
22	22.0	1257.8	-16.8	1.351	-0.018	6.65	3.1	8.618
26	26.0	1221.0	-27.2	1.312	-0.029	6.23	3.0	8.186
30	30.0	1187.9	-16.7	1.276	-0.018	5.79	2.9	7.569
34	34.0	1157.6	-17.4	1.244	-0.019	5.34	2.8	6.810
38	38.0	1135.4	-29.4	1.220	-0.032	4.84	2.7	5.873
42	42.0	1122.1	-23.6	1.206	-0.025	4.13	2.4	4.877
46	46.0	989.2	-8.6	1.063	-0.009	2.95	2.0	3.910
50	50.0	814.5	0.0	0.875	0.000	1.93	1.6	3.077
54	54.0	654.0	0.0	0.703	0.000	1.21	1.3	2.381
58	58.0	515.5	0.0	0.554	0.000	0.75	1.0	1.881
62	62.0	401.6	0.0	0.431	0.000	0.47	0.8	1.610
66	66.0	302.2	-3.4	0.325	-0.004	0.29	0.6	1.416
70	70.0	238.4	-20.3	0.256	-0.022	0.20	0.5	1.352
74	74.0	202.5	-99.9	0.218	-0.107	0.15	0.5	1.260
78	78.0	204.4	-156.2	0.220	-0.168	0.12	0.5	1.294
81	81.0	173.0	-113.9	0.186	-0.122	0.02	0.7	1.274
Absolute	13.0			1.532			(T = 28.7 ms)	
	79.0				-0.172		(T = 43.3 ms)	

PUENTE BAHIA 2; Pile: P44 P7  
 D62-22; Blow: 3  
 GRL Engineers, Inc.

Test: 24-Mar-2009 09:44:  
 CAPWAP (R) 2006-2  
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1422.7	1289.8	1156.9	1024.0	891.0	758.1	625.2	492.3	359.4	226.4
RX	1422.7	1289.8	1156.9	1024.0	891.0	758.1	625.2	492.3	359.4	226.4
RU	1476.9	1349.4	1221.9	1094.4	966.9	839.4	711.9	584.4	456.9	329.4

RAU = 110.4 (tons); RA2 = 420.9 (tons)

Current CAPWAP Ru = 860.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.42; J(RX) = 0.42

VMX	TVP	VT1+Z	FT1	FMX	DMX	DPN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
3.52	26.16	1347.2	1404.8	1404.8	10.410	0.509	0.500	8.4	1534.8

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm <sup>2</sup>	tons/cm <sup>2</sup>	tons/m <sup>3</sup>	m
0.00	930.70	2109.2	7.881	3.801
81.00	930.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m<sup>2</sup>

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 383.18 tons/m/s

File Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 31.6 ms



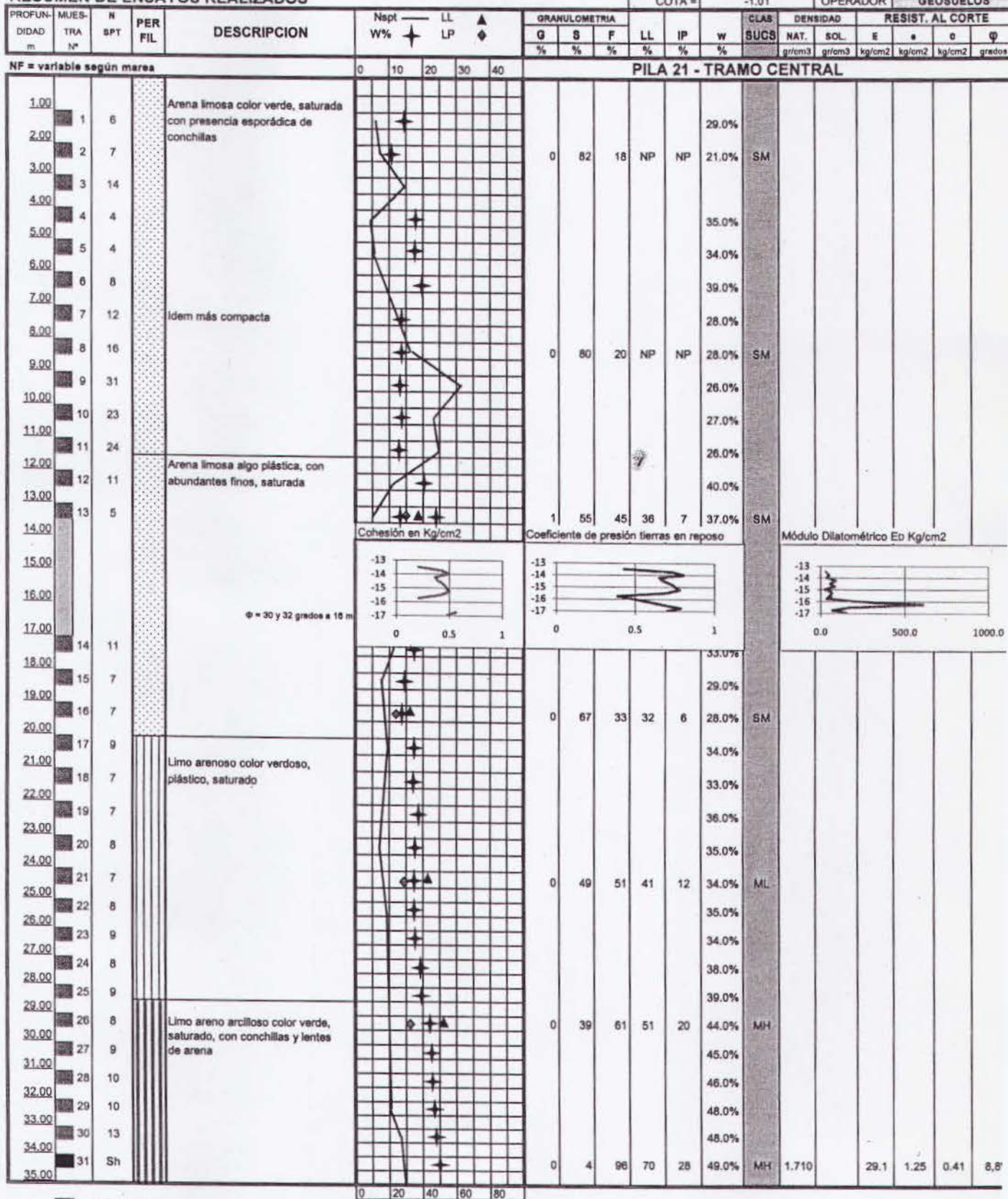


**Anexo E**  
**Ensayos de Suelo.**

# PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE

## EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

<b>SONDEO P-21</b>		Hoja 1 de 2	
NORTE		INICIO	16-Jul-08
ESTE		FIN	19-Jul-08
COTA = -1.01		OPERADOR	GEOSUELOS



Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro

**SONDEO P-21**

Hoja 2 de 2

**EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS**

NORTE	INICIO	16-Jul-08
ESTE	FIN	19-Jul-08
COTA =	-1.01	OPERADOR
		<b>GEOSUELOS</b>

PROFUN- DIDAD m	MUES- TRA N°	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	Nept W%	LL LP	GRANULOMETRIA						w %	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE							
							G %	S %	F %	LL %	IP %	NAT. gr/cm3			SOL. gr/cm3	E kg/cm2	c kg/cm2	φ grados						
<b>PILA 21 - TRAMO CENTRAL</b>																								
36.00	32	14		Limo arenoso arcilloso color verde, saturado, con conchillas y lentes de arena									50.0%											
37.00	33	Sh						1	41	59	58	26	39.0%	MH	1.750	45.5	1.04	0.38	1,8°					
38.00	34	12												52.0%										
39.00	35	12												49.0%										
40.00	36	Sh						0	23	77	66	30	53.0%	MH	1.690	46.2	1.23	0.40	6°					
41.00	37	15												51.0%										
42.00	38	15												46.0%										
43.00	39	Sh						0	24	76	56	22	43.0%	MH	1.740	45.9	1.11	0.54	9,1°					
44.00	40	14												47.0%										
45.00	41	15												48.0%										
46.00	42	Sh						0	22	78	58	21	43.0%	MH	1.710	51.6	1.17	0.37	10,1°					
47.00	43	21												43.0%										
48.00	44	22												40.0%										
49.00	45	24												60.0%										
50.00	46	22											64.0%											
51.00	47	23																						
52.00	48	24					0	3	97	101	53	65.0%	MH											
53.00	49	24											62.0%											
54.00	50	25											61.0%											
55.00	51	35											39.0%											
56.00	52	Rch		Arena limosa y gravas de hasta 1 cm, color verde			54,4 m						19.0%											
57.00	53	79		Lutita descompuesta			56,3 m						12.0%	SM										
58.00	54	91		Fin del sondeo a 57,50																				
59.00																								
60.00																								
61.00																								
62.00																								
63.00																								
64.00																								
65.00																								
66.00																								
67.00																								
68.00																								
69.00																								
70.00																								

Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro

**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**  
**TRAMO CENTRAL**

**SONDEO**

**P-21**

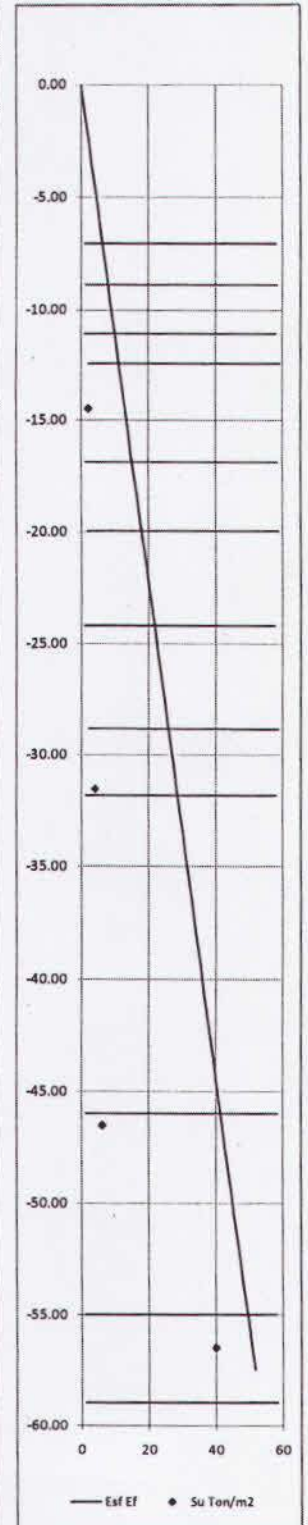
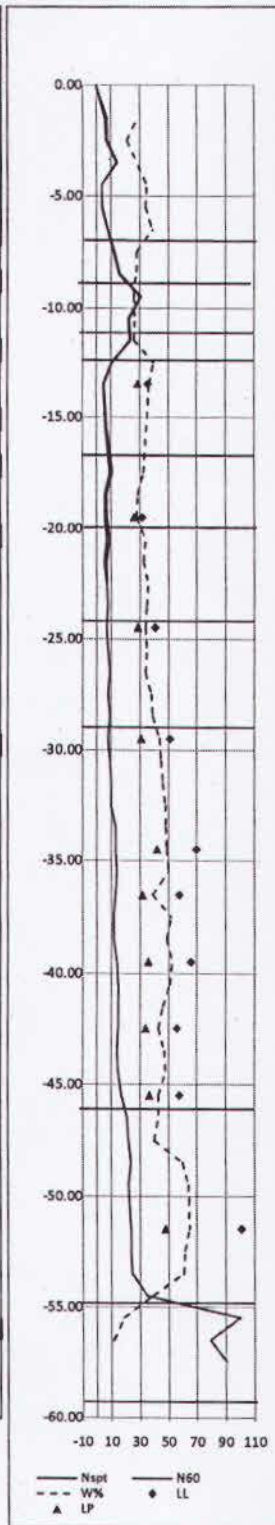
**Resumen de Datos para Diseño**

DENSIDAD ton/m<sup>3</sup>

1.90

Z m	N <sub>SPT</sub> SONDEO:	DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas p-y	Cotas 1.00
		N <sub>60</sub> (1)	C	Φ	N <sub>med</sub>	C	Φ		
0.00									
1.00	6	7							
2.00	7	8							
3.00	14	14							
4.00	4	4							
5.00	4	4							
6.00	8	8							
7.00	12	13			15.0	0.0	34.0		
8.00	16	16							
9.00	31	31							
10.00	23	22			25.3	0.0	38.0		
11.00	24	23							
12.00	11	10	2.0	dlt					
13.00	5	5	4.0	dlt					
14.00	6	5	4.0	dlt	6.0	2.0	0.0		
15.00	7	6	2.0	dlt					
16.00	9	8	5.0	dlt					
17.00	11	9							
18.00	7	6			7.0	0.0	29.0		
19.00	7	6							
20.00	9	7							
21.00	7	5			7.6	0.0	29.0		
22.00	7	7							
23.00	8	8							
24.00	7	7							
25.00	8	8							
26.00	9	9							
27.00	8	8							
28.00	9	9							
29.00	8	8							
30.00	9	9							
31.00	10	10			12.9	4.0	0.0		
32.00	10	10							
33.00	13	13							
34.00	13	13	4.1	8.8°					
35.00	14	14							
36.00	13	13	3.8	1.8°					
37.00	12	12							
38.00	12	12							
39.00	14	14	4.0	6°					
40.00	15	15							
41.00	15	15							
42.00	15	15	5.4	9.1°					
43.00	14	14							
44.00	15	15							
45.00	17	17	3.7	10.1°					
46.00	21	21			23.7	6.0	0.0		
47.00	22	22							
48.00	24	24							
49.00	22	22							
50.00	23	23							
51.00	24	24							
52.00	24	24							
53.00	25	25							
54.00	35	35							
55.00	100	100			100.0	0.0	45.0		
56.00	79	79			85.0	40.0	0.0		
57.00	91	91							

■ Suelo Blando se desprecia aporte  
 ■ Suelo Licuable







# PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE

## EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-24		Hoja 1 de 2	
NORTE		INICIO	09-Jun-08
ESTE		FIN	14-Jun-08
COTA =	-1.74	OPERADOR	GEOSUELOS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA #	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>sp</sub> — LL ▲ W% * LP ◆		GRANULOMETRIA			LL %	IP %	w %	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE																							
					G %	S %	F %	NAT. gr/cm3	SOL. gr/cm3					E kg/cm2	c kg/cm2	φ grados																							
NF = variable según marea					0	10	20	30	40	PILA 24 - TRAMO CENTRAL																													
1.00	1	6		Arena fina limosa color verde suelta, saturada						0	80	20	NP	NP	24.0%	SM																							
2.00	2	9		idem más compacta																																			
3.00	3	16																																					
4.00	4	20																																					
5.00	5	22																																					
6.00	6	37		idem más compacta																																			
7.00	7	14																																					
8.00	8	29		Arena fina limosa color verde saturada																																			
9.00	9	13		idem más compacta																																			
10.00	10	4		Arena limosa suelta																																			
11.00				Arena limo arcillosa, abundantes finos, comportamiento cohesivo saturada																																			
12.00																																							
13.00																																							
14.00																																							
15.00																																							
16.00																																							
17.00																																							
18.00																																							
19.00																																							
20.00	11	5																																					
21.00	12	6																																					
22.00	13	9																																					
23.00	14	7																																					
24.00	15	7																																					
25.00	16	8																																					
26.00	17	6																																					
27.00	18	6																																					
28.00	19	8		Limo arenoso de baja plasticidad, color verde, saturado																																			
29.00	20	10		Con madera descompuesta																																			
30.00	21	12																																					
31.00	22	Sh																																					
32.00	23	9																																					
33.00	24	12		Limo puro color gris, sin plasticidad																																			
34.00	25	Sh																																					
35.00	26	30																																					

 Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-24		Hoja 2 de 2	
NORTE		INICIO	09-Jun-08
ESTE		FIN	14-Jun-08
COTA =	-1.74	OPERADOR	GEOSUELOS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	Nept W%	LL LP	LL LP	GRANULOMETRIA				w %	CLAS SUCS	DENSIDAD			RESIST. AL CORTE		
								G %	S %	F %	LL %			IP %	NAT. g/cm3	SOL. g/cm3	E kg/cm2	c kg/cm2	φ grados
<b>PILA 24 - TRAMO CENTRAL</b>																			
36.00	27	15		Arena limosa muy compacta, color verde, saturada, maderas en descomposición				2	42	56	52	20	39.0%	MH					
37.00	28	42																	
38.00	29	38																	
39.00	30	41																	
40.00	31	23																	
41.00	32	38							0	70	29	NP	NP	31.0%	SM				
42.00	33	42																	
43.00	34	25																	
44.00	35	32																	
45.00	36	39							4	63	33	NP	NP	37.0%	SM				
46.00	37	39																	
47.00	38	54																	
48.00	39	Rch																	
49.00	40	Rch																	
50.00	41	Rch																	
51.00	42	42																	
52.00	43	26		Arcilla limosa color verde, con madera descompuesta, saturada				0	4	96	91	52	55.0%	CH					
53.00	44	20																	
54.00	45	19																	
55.00	46	22																	
56.00	47	17																	
57.00	48	19																	
58.00	49	25		Limo arcilloso color verde y café verdoso, posible roca descompuesta															
59.00	50	30						0	5	95	101	59	56.0%	MH					
60.00	51	Rch		Lutita descompuesta RQD = 50% Recuperación = 100%															
61.00				Fin del sondeo a 60.50 m															
62.00																			
63.00																			
64.00																			
65.00																			
66.00																			
67.00																			
68.00																			
69.00																			
70.00																			
71.00																			
72.00																			
73.00																			
74.00																			
75.00																			

Ensayo SPT  
Tubo Shelby  
Núcleo N  
Dilatómetro

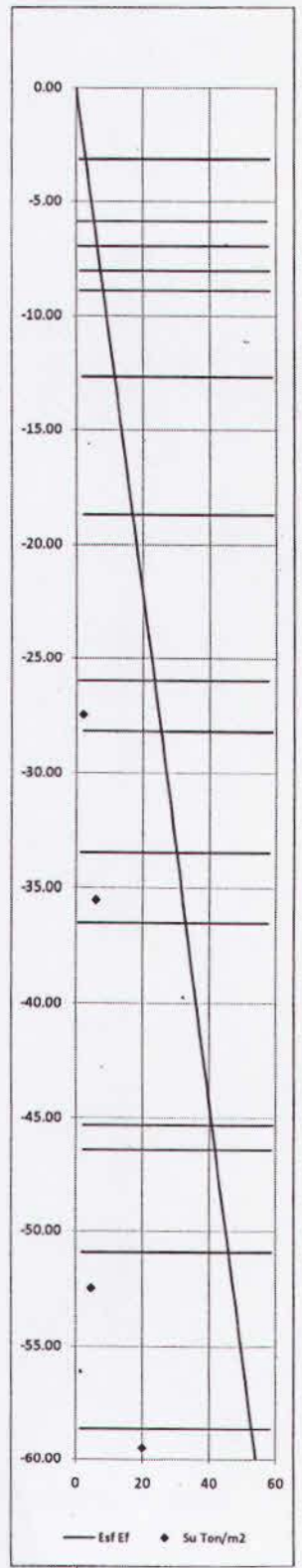
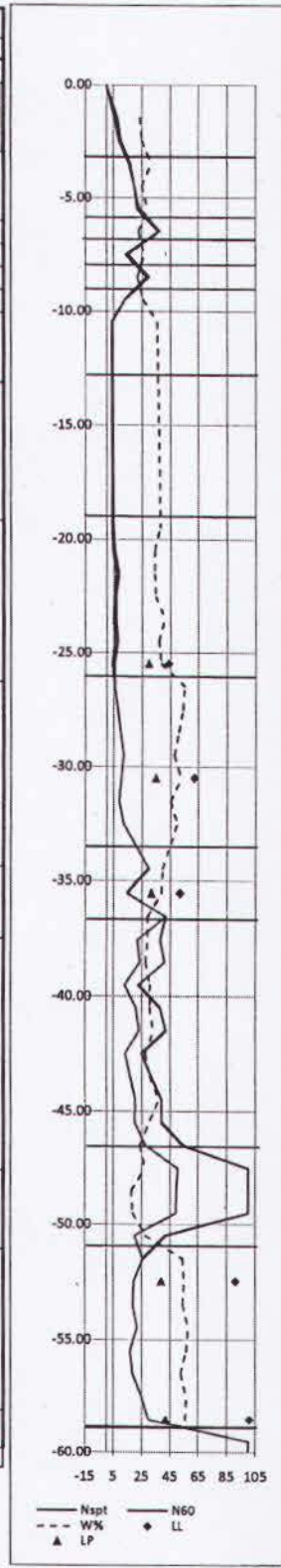
**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**  
**TRAMO CENTRAL**

**Resumen de Datos para Diseño**

DENSIDAD ton/m3 1.90

Z m	N <sub>SPT</sub> SONDEO:		DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas p-y	Cotas 1.00
	N <sub>60</sub> (1)	C	ϕ	N <sub>med</sub>	C	ϕ			-1.74	
0.00										
1.00	6	8								
2.00	9	11								
3.00	16	17								
4.00	20	20								
5.00	22	23								
6.00	37	38								
7.00	14	15								
8.00	29	30								
9.00	13	13								
10.00	4	4								
11.00			4.0							
12.00			4.0							
13.00										
14.00			5.2							
15.00			6.0							
16.00			4.8							
17.00										
18.00										
19.00	5	4								
20.00	6	5								
21.00	9	7								
22.00	7	5								
23.00	7	5								
24.00	8	6								
25.00	6	4								
26.00	6	6								
27.00	8	8								
28.00	10	10								
29.00	12	12								
30.00	Sh	Sh	1.5		7.6°					
31.00	9	9								
32.00	12	12								
33.00	Sh	Sh								
34.00	30	30								
35.00	15	15								
36.00	42	42								
37.00	38	22								
38.00	41	24								
39.00	23	13								
40.00	38	21								
41.00	42	23								
42.00	25	14								
43.00	32	17								
44.00	39	21								
45.00	39	20								
46.00	54	28								
47.00	100	50								
48.00	100	50								
49.00	100	49								
50.00	42	20								
51.00	26	26								
52.00	20	20								
53.00	19	19								
54.00	22	22								
55.00	17	17								
56.00	19	19								
57.00	25	25								
58.00	30	30								
59.00	100	100								
60.00	100	100								
61.00										

Suelo Blando se desprecia aporte  
 Suelo Licuable



— N<sub>spt</sub> — N<sub>60</sub>  
 - - - W% ◆ LL  
 ▲ LP

— Est EF ◆ Su Ton/m2

**PUEBTE BAHÍA - SAN VICENTE**

SONDEO P-26		Hoja 1 de 2	
NORTE		INICIO	08-Jul-08
ESTE		FIN	13-Jul-08
COTA = -2.36		OPERADOR	GEOSUELOS

**EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS**

PROFUN- DIDAD m	MUES- TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>spt</sub> W%	LL LP	▲ ◆	GRANULOMETRIA			LL	IP	w	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE							
								G %	S %	F %					NAT.	SOL.	E	σ	c	φ				
NF = variable según marea					0	10	20	30	40	<b>PILA 26 - TRAMO CENTRAL</b>														
1.00	1	9		Arena limosa color verde, con presencia de conchilla, saturada				0	82	18	NP	NP	28.2%	SM										
2.00	2	12											32.4%											
3.00	3	18											31.9%											
4.00	4	32											29.3%											
5.00	5	41											23.0%											
6.00	6	10						3	69	28	NP	NP	32.5%	SM										
7.00	7	10											28.1%											
8.00	8	11											30.0%											
9.00	9	7											29.3%											
10.00	10	27											25.1%											
11.00	11	12											29.5%	SM										
12.00	12	11						0	70	30	NP	NP	27.6%											
13.00	13	6											32.7%											
14.00	14	8											29.1%											
15.00	15	11											31.8%											
16.00	16	12											34.6%	SM										
17.00	17	9		Arena limosa con presencia de estratos de limo arcilloso y conchillas, color verde, saturada				0	76	24	NP	NP	29.5%											
18.00	18	13											33.1%											
19.00	19	11											32.9%											
20.00	20	11											37.9%											
21.00	21	11											39.5%											
22.00	22	10											42.6%											
23.00	23	8		Limo arcilloso color verde, con lentes muy delgadas de arena fina, saturado									43.9%											
24.00	24	11											47.0%											
25.00	25	11											48.7%											
26.00	26	Sh											47.8%	MH	1.710			38.5	1.22	0.51	9.1			
27.00	27	11						0	25	75	70	28	42.2%											
28.00	28	10											41.3%											
29.00	29	13											42.0%											
30.00	30	44		Limo puro no plástico, muy compacto									46.2%											
31.00	31	Sh											36.4%	ML	1.670			37.3	1.25	0.25	10.			
32.00	32	13		Limo arenoso con madera descompuesta, color verde				0	42	58	45	15	35.9%											
33.00	33	15											40.5%											
34.00	34	33											37.4%											
35.00				Arena fina limosa color verde																				

Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro



SONDEO P-26		
NORTE		INICIO 08-Jul-08
ESTE		FIN 13-Jul-08
COTA =	-2.36	OPERADOR GEOSUELO

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

PROFUN- DIDAD m	MUES- TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>spt</sub> W%	LL LP	GRANULOMETRIA			LL %	IP %	w %	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORT		
							G %	S %	F %					NAT. gr/cm <sup>3</sup>	SOL. gr/cm <sup>3</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	a -	c kg/cm <sup>2</sup>
<b>PILA 26 - TRAMO CENTRAL</b>																		
36.00	35	43		Arena fina limosa, muy compacta, con estratos de limo y algo de materia orgánica, color verde	+	+						30.3%	SM					
37.00	36	28			+	+						30.5%						
38.00	37	31			+	+						31.5%						
39.00	38	63			+	+						31.1%						
40.00	39	53			+	+						33.0%						
41.00	40	47		Idem más suelta	+	+						23.7%	SM					
42.00	41	67			+	+						22.9%						
43.00	42	52			+	+						29.6%						
44.00	43	18			+	+						26.6%						
45.00	44	15			+	+						19.0%						
46.00	45	55		Arena fina limosa con lentes de limo, color verde, muy compacta	+	+						18.1%	SM					
47.00	46	54			+	+						18.4%						
48.00	47	78			+	+						32.7%						
49.00	48	44			+	+						30.9%						
50.00	49	34			+	+						-						
51.00	50	30		Limo arcilloso color verde, saturado	+	+						48.8%	MH					
52.00	51	27			+	+						24.5%						
53.00	52	60		Arena fina limosa color verde, saturada, con vetillas de limo y algo de materia orgánica	+	+						29.1%						
54.00	53	42			+	+						23.6%						
55.00	54	46			+	+						27.5%						
56.00	55	39			+	+						26.7%						
57.00	56	55			+	+						28.2%						
58.00	57	51			+	+												
59.00	58	59			+	+												
60.00				Fin del sondeo a 58,15														
61.00																		
62.00																		
63.00																		
64.00																		
65.00																		
66.00																		
67.00																		
68.00																		
69.00																		
70.00																		
71.00																		
72.00																		
73.00																		
74.00																		
75.00																		

Ensayo SPT  
Tubo Shelby  
Núcleo N  
Dilatómetro

**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**  
**TRAMO CENTRAL**

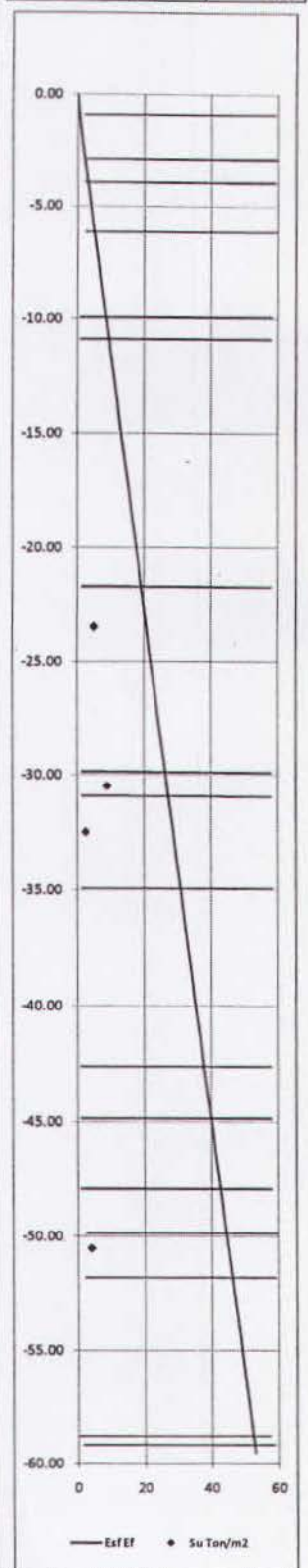
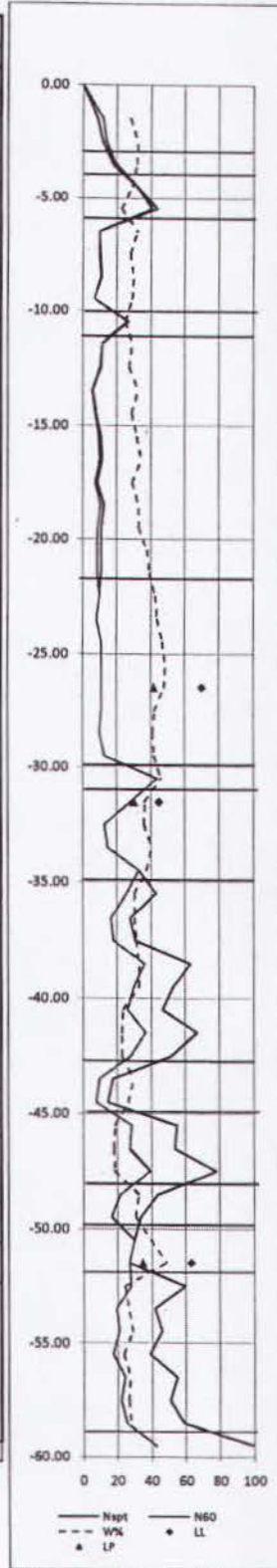
**SONDEO P-26**

**Resumen de Datos para Diseño**

DENSIDAD ton/m<sup>3</sup> 1.90

Z m	N <sub>SPT</sub> SONDEO:	DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas P-y	Cotas 1.00 -2.36
		N <sub>res(j)</sub>	C	Φ	N <sub>med</sub>	C	Φ		
0.00									
1.00	9	12			13.0	0.0	33.0		
2.00	12	14							
3.00	18	19			19.0	0.0	36.0		
4.00	32	32			38.0	0.0	42.0		
5.00	41	44							
6.00	10	10							
7.00	10	11			10.0	0.0	32.0		
8.00	11	11							
9.00	7	7							
10.00	27	26			26.0	0.0	38.0		
11.00	12	12							
12.00	11	11			9.1	0.0	32.0		
13.00	6	6							
14.00	8	7							
15.00	11	10							
16.00	12	10							
17.00	9	8							
18.00	13	11							
19.00	11	9							
20.00	11	9							
21.00	11	9							
22.00	10	10							
23.00	8	8			10.6	5.0	0.0		
24.00	11	11							
25.00	11	11							
26.00	Sh	Sh	5.1	9.1°					
27.00	11	11							
28.00	10	10							
29.00	13	13							
30.00	44	44			44.0	8.8	0.0		
31.00	Sh	Sh	2.5	10.2°					
32.00	13	13			15.0	2.5	0.0		
33.00	15	15							
34.00	33	33							
35.00	43	26							
36.00	28	17			27.5	0.0	39.0		
37.00	31	18							
38.00	63	36							
39.00	53	30							
40.00	47	26							
41.00	67	37							
42.00	52	28							
43.00	18	10			9.0	0.0	31.0		
44.00	15	8							
45.00	55	29							
46.00	54	28			30.0	0.0	40.0		
47.00	78	39							
48.00	44	22			20.0	0.0	36.0		
49.00	34	17							
50.00	30	30			20.0	4.0	0.0		
51.00	27	27							
52.00	60	28							
53.00	42	20			22.7	0.0	46.0		
54.00	46	21							
55.00	39	18							
56.00	55	25							
57.00	51	22							
58.00	59	26							
59.00	100	43							
60.00									

Suelo Blando se desprecia aporte  
 Suelo Licuable



PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE

SONDEO P-33

Hoja 1 de 2

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

NORTE	INICIO	06-May-08
ESTE	FIN	17-May-08
COTA = -3.97	OPERADOR	GEOSUELOS

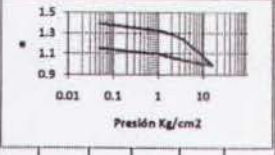
PROFUN- DIDAD m	MUES- TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	Nept W%	LL LP	▲ ◆	GRANULOMETRIA			w	CLAS BUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE				
								G %	S %	F %			LL %	IP %	NAT. gr/cm <sup>3</sup>	SOL. gr/cm <sup>3</sup>	σ <sub>1</sub> kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>3</sub> kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>v</sub> kg/cm <sup>2</sup>
NF = variable según marca																			
<b>PILA 33 - TRAMO CENTRAL</b>																			
1.00	1	0		Sedimento marino															
2.00	2	1		Arena fina arcillosa color verde															
3.00	3	3			0	71	29	NP	NP	36.0%	SM								
4.00	4	13								27.0%									
5.00	5	16								28.0%									
6.00	6	25								27.0%									
7.00	7	36								21.0%									
8.00	8	39								24.4%	SM								
9.00	9	40								27.0%									
10.00	10	37								28.0%									
11.00	11	13								25.0%									
12.00	12	10							27.0%	SM									
13.00	13	8	Dilat						31.0%										
14.00	13	8							34.0%										
15.00	14	9							33.0%										
16.00	15	8							34.0%										
17.00	16	8							34.0%										
18.00	17	13							33.2%	SM									
19.00	18	16							26.0%										
20.00	19	26							30.0%										
21.00	20	23							27.0%										
22.00	21	18							32.0%										
23.00	22	13							39.9%	SM									
24.00	23	12							27.0%										
25.00	24	13		Arena fina arcillosa color verde					37.0%										
26.00	25	14							35.0%										
27.00	26	18							40.0%										
28.00	27	14							24.9%	SM									
29.00	28	11						32.0%											
30.00	29	10						27.0%											
31.00	30	11						57.0%											
32.00	31	12		Limo arcilloso plástico, color verde					53.0%										
33.00	32	12							49.9%	MH	1.640		73.8	1.32	0.7	3.3°			
34.00	33	Sh							58.0%										
35.00	34	8																	

Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-33		Hoja 2 de 2	
NORTE		INICIO	09-May-08
ESTE		FIN	17-May-08
COTA =	-3.97	OPERADOR	GEO SUELOS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA TRA N°	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>60</sub> pt W%	LL LP	▲ ◆	GRAHULOMETRIA				CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE										
								G %	S %	F %	w %		NAT. gr/cm <sup>3</sup>	SOL. gr/cm <sup>3</sup>	c kg/cm <sup>2</sup>	φ kg/cm <sup>2</sup>	δ kg/cm <sup>2</sup>	φ grados							
NF = variable según marea								PILA 33 - TRAMO CENTRAL																	
35.00	9																								
36.00	36	9						0	30	70	69	37													
37.00																									
38.00	37	11																							
39.00	38	12																							
40.00	39							0	19	81	78	35													
41.00	40	10																							
42.00	41	10																							
43.00	42	11						0	20	80	69	27													
44.00	43	11																							
45.00	44	10																							
46.00	45	10																							
47.00	46	15						0	17	83	69	30													
48.00	47	15																							
49.00	48	16																							
50.00	49	15																							
51.00	50	16			Limo arcilloso color verde			0	9	91	55	18													
52.00	51	16																							
53.00	52	71			Limo arenoso poco plástico																				
54.00	53	21																							
55.00	54	41																							
56.00	55	50			Arena fina limosa color verde			0	83	37	NP	NP													
57.00	56	49																							
58.00	57	60																							
59.00	58	60																							
60.00	59	50						0	80	40	NP	NP													
61.00	60	58																							
62.00	61	50																							
63.00	62	65																							
64.00	63	65			Lutita descompuesta color amarillo verdoso			0	27	73	49	16													
65.00																									
66.00																									
67.00																									
68.00																									
69.00																									
70.00																									



Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro

**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**  
**TRAMO CENTRAL**

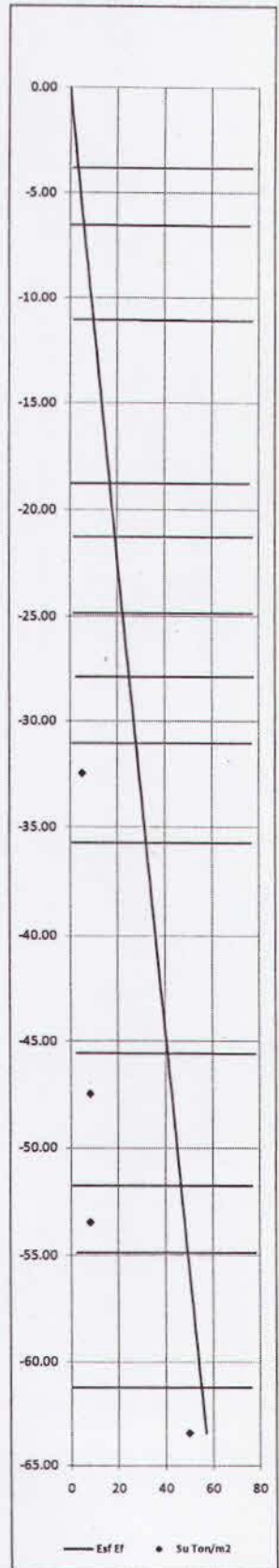
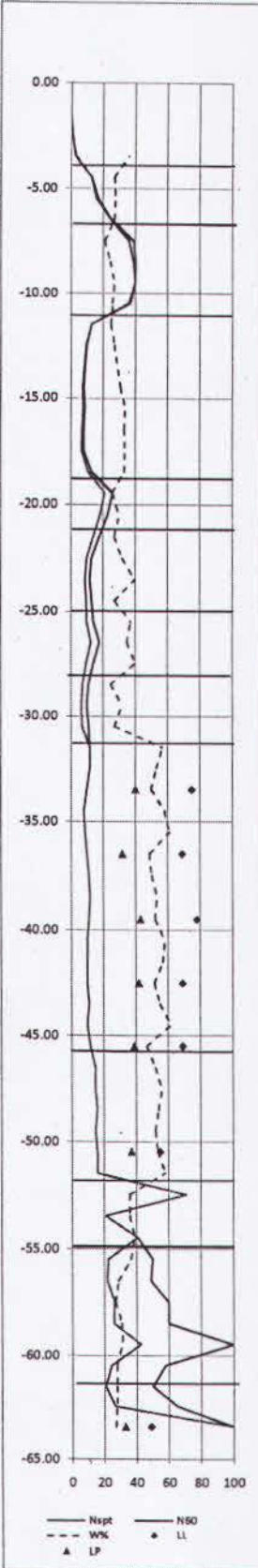
**SONDEO P-33**

**Resumen de Datos para Diseño**

DENSIDAD ton/m3 1.90

Z m	N <sub>SP</sub> SONDEO:		DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas p-y	Cotas
	N <sub>60(1)</sub>	C	N <sub>60(1)</sub>	C	Φ	N <sub>med</sub>	C	Φ		
0.00										1.00
1.00	0	0								-3.97
2.00	1	1								
3.00	3	3								
4.00	13	13								
5.00	16	17					35.0	0.0		
6.00	25	25								
7.00	36	39								
8.00	39	41					39.0	43.0	0.0	
9.00	40	40								
10.00	37	36								
11.00	13	13								
12.00	10	10					8.8	31.0	0.0	
13.00	9	8								
14.00	8	7								
15.00	9	8								
16.00	8	7								
17.00	8	7								
18.00	13	11								
19.00	26	21					20.0	36.0	0.0	
20.00	23	18								
21.00	18	14								
22.00	13	10					10.6	34.0	0.0	
23.00	12	9								
24.00	13	9								
25.00	14	10								
26.00	18	13					10.8	32.0	0.0	
27.00	14	10								
28.00	11	7								
29.00	10	7					7.0	30.0	0.0	
30.00	11	7								
31.00	12	12								
32.00	12	12					10.5	0.0	5.0	
33.00	10	10	7.0		3.3°					
34.00	8	8								
35.00	9	9								
36.00	10	10								
37.00	11	11								
38.00	12	12								
39.00	11	11	7.1		8.3°					
40.00	10	10								
41.00	10	10								
42.00	10	10	4.1		6.7°					
43.00	11	11								
44.00	10	10	4.0		16.9°					
45.00	12	12								
46.00	15	15								
47.00	15	15					15.5	0.0	8.0	
48.00	16	16								
49.00	15	15								
50.00	16	16								
51.00	16	16								
52.00	71	71								
53.00	21	21					41.0	0.0	8.0	
54.00	41	41								
55.00	50	23								
56.00	49	22					26.5	39.0	0.0	
57.00	60	26								
58.00	60	26								
59.00	100	43								
60.00	58	25								
61.00	50	21								
62.00	65	27								
63.00	100	100					100.0	0.0	50.0	
64.00										

Suelo Blando se desprecia aporte  
 Suelo Licuable



— N<sub>sp</sub> — NSQ  
 - - - W<sub>k</sub> • LL  
 ▲ LP

PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-35	
NORTE	
ESTE	
COTA = -5.34	

Hoja 1 de 2

INICIO	23-Jul-08
FIN	28-Jul-08
OPERADOR	GEOSUELOS





PROFUNDIDAD m	MUESTRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>spt</sub> W%	LL LP	▲ ◆	GRANULOMETRIA			LL %	IP %	w %	CLAS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE				
								G %	S %	F %				BUCS	NAT. g/cm <sup>3</sup>	SOL. g/cm <sup>3</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	c kg/cm <sup>2</sup>	φ grados		
NF = variable según marea					0	10	20	30	40	PILA 35 - TRAMO CENTRAL											
1.00	1	0		Sedimento marino																	
2.00	2	1																			
3.00	3	9																			
4.00	4	6		Arena fina limosa color verde, saturada																	
5.00	5	6																			
6.00	6	9																			
7.00	7	10																			
8.00	8	13																			
9.00	9	14																			
10.00	10	91																			
11.00	11	66																			
12.00	12	26																			
13.00	13	7		Idem con vetas de limo																	
14.00	14	8																			
15.00	15	8																			
16.00	16	11																			
17.00	17	8																			
18.00	18	9																			
19.00	19	14																			
20.00	20	13																			
21.00	21	16																			
22.00	22	19																			
23.00	23	21																			
24.00	24	12																			
25.00	25	12																			
26.00	26	13																			
27.00	27	10																			
28.00	28	11																			
29.00	29	9		Limo arcilloso plástico color verde con lentes de arena fina, saturado																	
30.00	30	9																			
31.00	31	10																			
32.00	32	Sh																			
33.00	33	12																			
34.00	34	11																			
35.00																					

Ensayo SPT  
Tubo Shelby  
Núcleo N  
Dilatómetro

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-35		Hoja 2 de 2	
NORTE		INICIO	23-Jul-08
ESTE		FIN	28-Jul-08
COTA =	-5.34	OPERADOR	GEOSUELOS

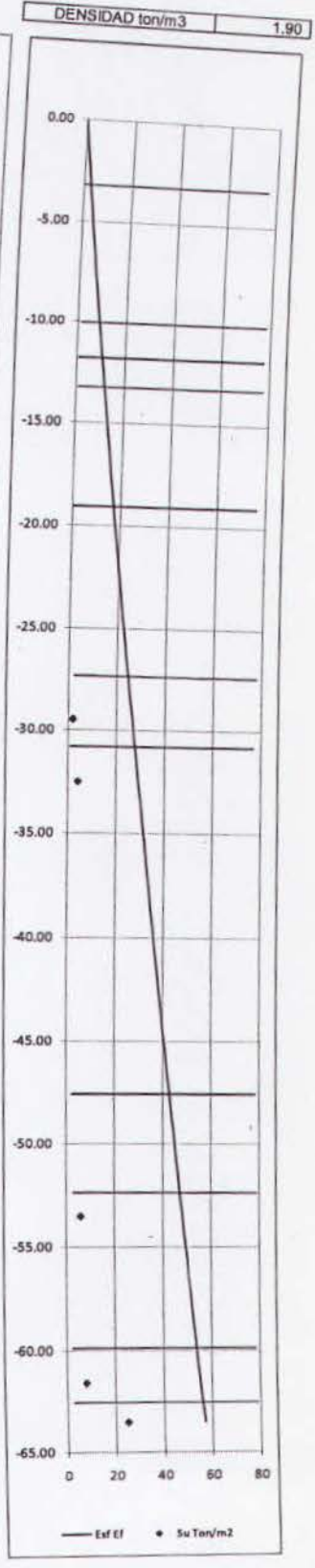
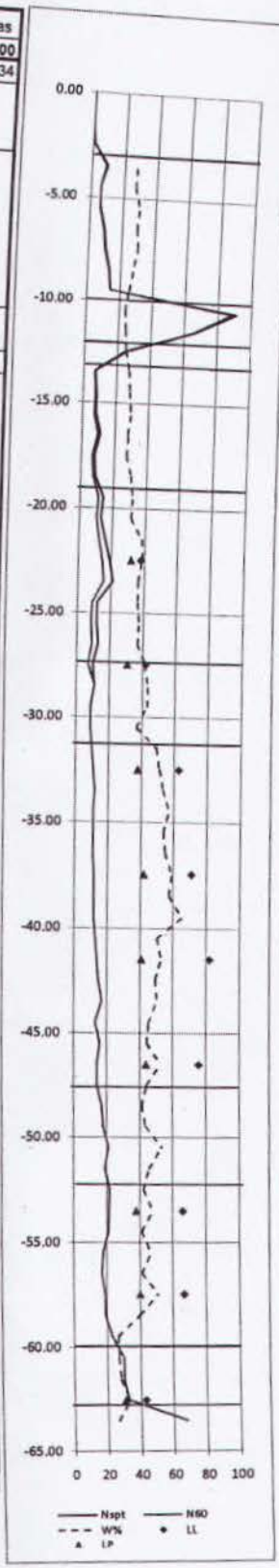
PROFUN- DIDAD m	MUES. TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>spt</sub> W%	LL LP	▲ ◆	GRANULOMETRIA				w %	GLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE										
								G %	S %	F %	LL %			IP %	NAT. g/cm3	SOL. g/cm3	E kg/cm2	σ -	c kg/cm2	φ grados						
NF = variable según mareas								PILA 35 - TRAMO CENTRAL																		
36.00	35	11																								
37.00	36	11																								
38.00	37	12							0	12	88	71	29	59.0%	MH											
39.00	38	12																								
40.00	39	12																								
41.00	40	13																								
42.00	41	Sh							0	7	93	82	41	53.0%	MH	1.639		58.7	1.51	0.17	4.6°					
43.00	42	15																								
44.00	43	17																								
45.00	44	13																								
46.00	45	16																								
47.00	46	14							0	6	94	76	32	52.7%	MH											
48.00	47	14																								
49.00	48	17																								
50.00	49	18																								
51.00	50	21																								
52.00	51	19																								
53.00	52	22																								
54.00	53	Sh							0	12	88	66	28	47.8%	MH	1.652		98.6	1.31	0.59	16.4°					
55.00	54	21																								
56.00	55	18																								
57.00	56	17																								
58.00	57	19							0	16	84	67	27	50.9%	MH											
59.00	58	19																								
60.00	59	23																								
61.00	60	30																								
62.00	61	30																								
63.00	62	33																								
64.00	63	68							0	30	70	43	12	33.6%	ML											
64.00	Rch																									
				Contacto con roca meteorizada																						
				Fin del sondeo en 63.70 m																						
65.00																										
66.00																										
67.00																										
68.00																										
69.00																										
70.00																										
				Fin del sondeo en 69.65 m																						

 Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N  
 Dilatómetro

Resumen de Datos para Diseño

Z m	N <sub>spt</sub> SONDEO:		DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas p-y	Cotas 1.00 -5.34
	N <sub>60</sub>	N <sub>90</sub>	N <sub>60</sub>	C	φ	N <sub>med</sub>	C	φ		
0.00										
1.00	0	0								
2.00	1	1								
3.00	9	10								
4.00	6	6								
5.00	6	6				9.9	0.0	32.0		
6.00	9	9								
7.00	10	11								
8.00	13	14								
9.00	14	14								
10.00	91	88								
11.00	66	65				76.9	0.0	42.0		
12.00	26	25								
13.00	7	7				26.0	0.0	38.0		
14.00	8	7								
15.00	8	7				7.4	0.0	30.0		
16.00	11	10								
17.00	8	7								
18.00	9	7								
19.00	14	11								
20.00	13	10								
21.00	16	12				10.8	0.0	33.0		
22.00	19	14								
23.00	21	18								
24.00	12	9								
25.00	12	9								
26.00	13	9								
27.00	10	7								
28.00	11	11								
29.00	9	9								
30.00	9	9				2.0				
31.00	10	10								
32.00	sh	sh	4.2	12.1°		4.2				
33.00	12	12								
34.00	11	11								
35.00	11	11								
36.00	11	11								
37.00	12	12								
38.00	12	12								
39.00	12	12								
40.00	13	13								
41.00	sh	sh								
42.00	15	15								
43.00	17	17								
44.00	13	13								
45.00	16	16								
46.00	14	14								
47.00	14	14								
48.00	17	17								
49.00	18	18								
50.00	21	21								
51.00	19	19								
52.00	22	22								
53.00	sh	sh	5.9	16.4°		6.0				
54.00	21	21								
55.00	18	18								
56.00	17	17								
57.00	19	19								
58.00	19	19								
59.00	23	23								
60.00	30	30								
61.00	30	30				8.0				
62.00	33	33								
63.00	68	68				25.0				
64.00										

Suelo Blando se desprecia aporte  
Suelo Licuable



— N<sub>spt</sub> — N<sub>60</sub>  
- - - W% • LL  
▲ LP — Est Ef • Su Ton/m<sup>2</sup>



**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**

SONDEO P-40		Hoja 1 de 2	
NORTE	INICIO	08-Jul-08	
ESTE	FIN	14-Jul-08	
COTA =	OPERADOR	GEOSUELOS	

**EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS**

PROFUNDIDAD m	MUESTRA N°	N° SPT	PER FIL	DESCRIPCION	Napt W%	LL LP	▲ ▲	GRANULOMETRIA			LL	IP	W	SUCS CLAS.	DENSIDAD			RESIST. AL CORTE																	
								Q	S	F					NAT.	SOL.	S	*	c	φ															
NP = variable según marea								PILA 40 - TRAMO CENTRAL																											
								0	#	#	#	#																							
1.00	1	8		Arena limosa con conchillas, color verde, suelta, saturada																															
2.00	2	11																																	
3.00	3	14																																	
4.00	4	12																																	
5.00	5	23		idem más compacta																															
6.00	6	10																																	
7.00	7	15																																	
8.00	8	38		Arena limosa color verde muy compacta, saturada																															
9.00	9	29																																	
10.00	10	11		Arena limosa verde, suelta																															
11.00	11	9																																	
12.00	12	11																																	
13.00	13	34		idem más compacta																															
14.00	14	24																																	
15.00	15	16		Arena limosa suelta a media																															
16.00	16	14																																	
17.00	17	13																																	
18.00	18	10																																	
19.00	19	34		idem más compacta																															
20.00	20	14		Arena limosecon lentes de limo, color verde, saturada, suelta																															
21.00	21	9																																	
22.00	22	10																																	
23.00	23	11		Arena mal graduada algo plástica color verde, saturada																															
24.00	24	11		Arena limosa ligeramente plástica, saturada, suelta																															
25.00	25	8																																	
26.00	26	9																																	
27.00	27	12																																	
28.00	28	13																																	
29.00	29	5																																	
30.00	30	9																																	
31.00	31	57		Limo puro color gris																															
32.00	32	14																																	
33.00	33	Sh		Limo arcilloso color verde, con lentes de arena, saturado																															
34.00	34	8																																	
35.00																																			

■ Ensayo SPT  
 ■ Tubo Shelby  
 ■ Núcleo N  
 ■ Dilatómetro

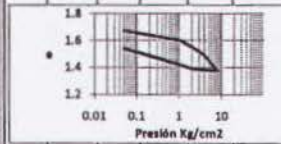
EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-40

Hoja 2 de 2

NORTE	INICIO	08-Jul-08
ESTE	FIN	14-Jul-08
COTA = -5.00	OPERADOR	GEOSUELOS

PROFUNDIDAD	MUES. TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	Napl W%	LL LP	GRANULOMETRIA			LL %	IP %	w %	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE					
							G %	S %	F %					RAT. g/cm <sup>3</sup>	SOL. g/cm <sup>3</sup>	c kg/cm <sup>2</sup>	φ kg/cm <sup>2</sup>	σ kg/cm <sup>2</sup>	δ grados		
NF = variable según marea														PILA 40 - TRAMO CENTRAL							
36.00	36	9		Limo arcilloso color verde, saturado, plástico, con lentes de arena fina																	
37.00	36	13																			
38.00	37	7						0	18	82	74	28	61.1%	MH							
39.00	38	8																			
40.00	39	10																			
41.00	40	Sh						0	4	96	93	45	61.6%	MH	1.600	2.570	75.9	1.55	0.67	7.1°	
42.00	41	10													Pe = 4.0 kg/cm <sup>2</sup>	Co = 0.375	Ca = 0.113				
43.00	42	10																			
44.00	43	10																			
45.00	44	14																			
46.00	45	9																			
47.00	46	13					0	5	95	84	37	56.7%	MH								
48.00	47	12																			
49.00	48	13																			
50.00	49	Sh																			
51.00	50	13					0	14	86	79	36	51.5%	MH	1.680		78.7	1.27	0.47	15.6°		
52.00	51	14																			
53.00	52	10																			
54.00	53	12																			
55.00	54	13																			
56.00	55	15																			
57.00	56	Sh																			
58.00	57	11					0	4	96	80	34	52.2%	MH	1.650		106.6	1.37	0.34	18.6°		
59.00	58	12																			
60.00	59	13																			
61.00	60	11																			
62.00	61	15																			
63.00	62	14					0	7	93	89	41	51.0%	MH								
64.00	63	15																			
65.00	64	14																			
66.00	65	15																			
67.00	66	21																			
68.00	67	29																			
69.00	68	Rch		Arcilla limosa, posible roca descompuesta			0	19	81	77	36	56.6%	MH								
70.00				Fin del sondeo: 68.20 m																	



Ensayo SPT  
Tubo Shelby  
Núcleo N  
Dilatómetro

**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**  
**TRAMO CENTRAL**

SONDEO

P-40

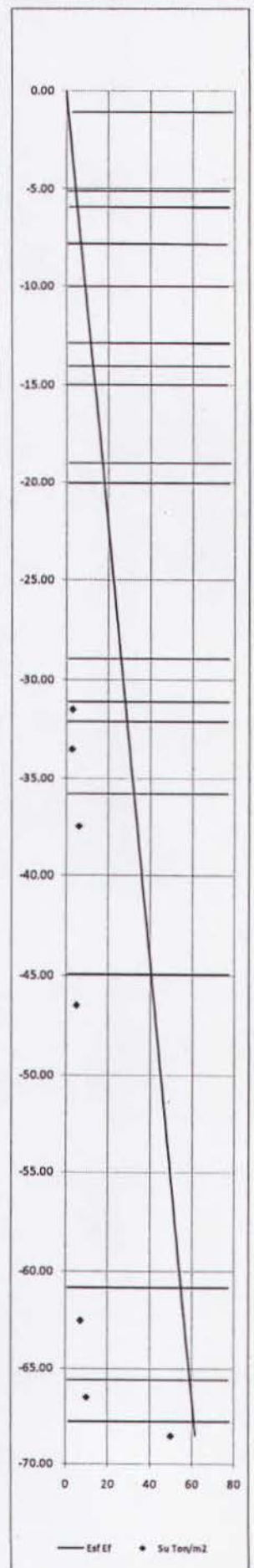
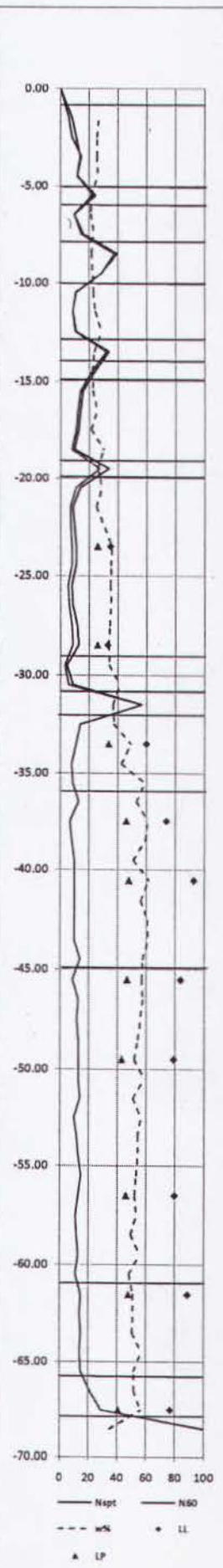
Resumen de Datos para Diseño

DENSIDAD ton/m<sup>3</sup>

1.90

Z m	N <sub>SP</sub> SONDEO:	DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas p-y	Cotas 1.00 -4.81
		N <sub>60</sub> (g)	C	Φ	N <sub>med</sub>	C	Φ		
0.00									
1.00	8	8							
2.00	11	8			10.3		33.0		
3.00	14	15							
4.00	12	12							
5.00	23	25			25.0		38.0		
6.00	10	10			13.0		33.0		
7.00	15	16							
8.00	38	40			35.0		41.0		
9.00	29	29							
10.00	11	11							
11.00	9	9			10.0		32.0		
12.00	11	11							
13.00	34	32			32.0		40.0		
14.00	24	22			22.0		37.0		
15.00	16	14							
16.00	14	12			11.4		33.0		
17.00	13	11							
18.00	10	8							
19.00	34	27			27.0		39.0		
20.00	14	11							
21.00	9	7			7.9		30.0		
22.00	10	8							
23.00	11	8							
24.00	11	8							
25.00	8	6							
26.00	9	6							
27.00	12	8							
28.00	13	9							
29.00	5	3			4.0		28.0		
30.00	9	6							
31.00	57	57							
32.00	14	14			3.0				
33.00	Sh	Sh	2.3	18,9°		2.3			
34.00	8	8							
35.00	9	9							
36.00	13	13							
37.00	7	7			6.1				
38.00	8	8							
39.00	10	10							
40.00	Sh	Sh	6.7	7,1°					
41.00	10	10							
42.00	10	10							
43.00	10	10							
44.00	14	14							
45.00	9	9							
46.00	13	13			5.0				
47.00	12	12							
48.00	13	13							
49.00	Sh	Sh	4.7	15,6°					
50.00	13	13							
51.00	14	14							
52.00	10	10							
53.00	12	12							
54.00	13	13							
55.00	15	15							
56.00	Sh	Sh							
57.00	11	11							
58.00	12	12							
59.00	13	13							
60.00	11	11							
61.00	15	15							
62.00	14	14							
63.00	15	15			7.0				
64.00	14	14							
65.00	15	15							
66.00	21	21			10.0				
67.00	29	29							
68.00	100	100			50.0				
69.00									

Suelo Blando se desprecia aporte  
 Suelo Licuable



PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE

SONDEO P-44		Hoja 1 de 2	
NORTE		INICIO	17-Abr-08
ESTE		FIN	22-Abr-08
COTA =	-2.02	OPERADOR	GEOSUELOS

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS



PROFUN- DIDAD m	MUES- TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>spt</sub> W%	LL LP	▲ ◆	GRANULOMETRIA					w	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE							
								G	S	F	LL	IP			NAT.	SOL.	E	σ	c	φ				
NF = variable según marea								0	20	40	60	80	PILA 44 - SAN VICENTE											
1.00	1	30						0	91	9	NP	NP	31.8%	SP-SM										
2.00	2	8											31.5%											
3.00	3	18		Arena limosa mal graduada, color verdoso									30.7%											
4.00	4	21											28.8%											
5.00	5	20											31.4%	SM										
6.00	6	38		Arena limosa color verde, presencia de conchas					0	87	13	NP	NP	28.0%										
7.00	7	15											42.1%											
8.00	8	18											27.0%											
9.00	9	14											26.8%	SM										
10.00	10	25											34.5%											
11.00	11	33		Arena limosa mal graduada, color verde									29.2%											
12.00	12	28											26.7%											
13.00	13	25											24.5%											
14.00	14	40											27.0%	SM										
15.00	15	42							0	81	19	NP	NP	27.0%										
16.00	16	38		Arena limosa color verde, presencia de conchas									34.1%											
17.00	17	40											37.8%											
18.00	18	12											29.2%											
19.00	19	39											26.6%	SM										
20.00	20	20							0	77	23	NP	NP	25.3%										
21.00	21	34		Arena limosa color verde, presencia de conchas									25.6%											
22.00	22	10											29.3%											
23.00	23	10											31.4%											
24.00	24	Sh											25.9%	SM	1.912		106.90	0.73	0.2	27.10				
25.00	25	20							0	78	22	NP	NP	30.3%										
26.00	26	21		Arena limosa mal graduada, color verde, presencia de conchas									33.3%											
27.00	27	22											31.7%											
28.00	28	11											37.0%											
29.00	29	9											37.6%											
30.00	30	Sh											33.8%	SM	1.670	2.670		1.23	Cc = 2.8 Kg/cm2					
31.00	31	10		Arena limosa color verde, presencia de conchas					0	63	37	NP	NP	45.2%										
32.00	32	12											45.3%											
33.00	33	Sh											39.0%	ML	1.630		132.9	1.20	0.35	22.1				
34.00	34	24							0	27	73	NP	NP	39.8%										
35.00				Arena limosa color verde, presencia de conchas																				


 Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA  
RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

SONDEO P-44		Hoja 2 de 2	
NORTE		INICIO	17-Abr-08
ESTE		FIN	22-Abr-08
COTA =	-2.02	OPERADOR	GEOSUELOS

PROFUN- DIDAD m	MUES- TRA Nº	N SPT	PER FIL	DESCRIPCION	N <sub>spt</sub> W%	LL LP	▲ ◆	GRANULOMETRIA						w %	CLAS SUCS	DENSIDAD		RESIST. AL CORTE				
								G %	S %	F %	LL %	IP %	NAT.			SOL.	E	c	φ			
								gr/cm <sup>3</sup>	gr/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	grados									
NF = variable según marea					0	20	40	60	80	PILA 44 - SAN VICENTE												
36.00	35	59		de conchas									26.4%									
37.00	36	7											37.7%									
38.00	37	11											37.9%									
39.00	38	Sh											39.3%	MH	1.698		61.0	1.15	0.11	20.2		
40.00	39	11											43.7%									
41.00	40	18		Arena limosa color verde, presencia de conchas									47.8%									
42.00	41	Sh		Limo plástico, arenoso color verde									55.5%	MH								
43.00	42	10											56.0%									
44.00	43	12		Limo plástico, arenoso color verde presencia de conchas									50.4%									
45.00	44	Sh											56.2%	MH	1.600		74.8	1.55	0.60	6.8		
46.00	45	14											52.8%									
47.00	46	14		Limo plástico, arenoso color verde presencia de conchas									52.1%									
48.00	47	Sh											52.0%	MH	1.611		87.6	1.44	0.29	21.2		
49.00	48	15											56.3%									
50.00	49	13		Limo plástico, arenoso color verde									56.2%									
51.00	50	Sh											57.0%	MH	1.618		83.0	1.49	0.55	10.5		
52.00	51	12											51.2%									
53.00	52	12											49.6%									
54.00	53	Sh		Limo plástico, algo arenoso color verde, presencia de conchas									65.4%	MH	1.620		85.7	1.47	0.14	16.6		
55.00	54	12											58.7%									
56.00	55	12											60.9%									
57.00	56	Sh		Limo plástico, arenoso color verde presencia de conchas									53.1%	MH	1.646		77.4	1.41	0.34	21.3		
58.00	57	14											53.8%									
59.00	58	21		Limo arcilloso plástico, color verde, presencia de conchas									45.5%									
60.00	59	Sh											56.1%	MH	1.618		103.0	1.45	0.39	14.3		
61.00	60	18											53.4%									
62.00	61	20		Limo plástico, algo arenoso color verde.									47.2%									
63.00	62	25											46.9%									
64.00	63	24											37.0%									
65.00	64	24											46.1%									
66.00				Fin del sondeo																		
67.00																						
68.00																						
69.00																						
70.00																						

 Ensayo SPT  
 Tubo Shelby  
 Núcleo N

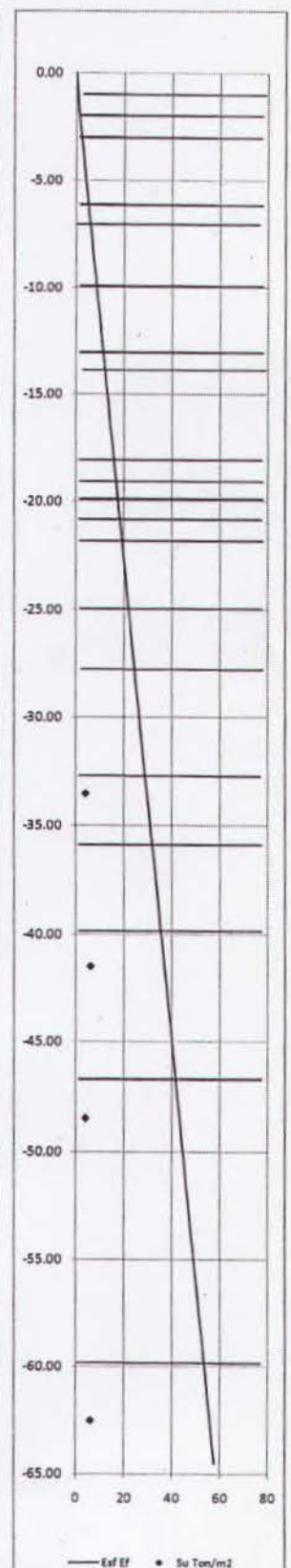
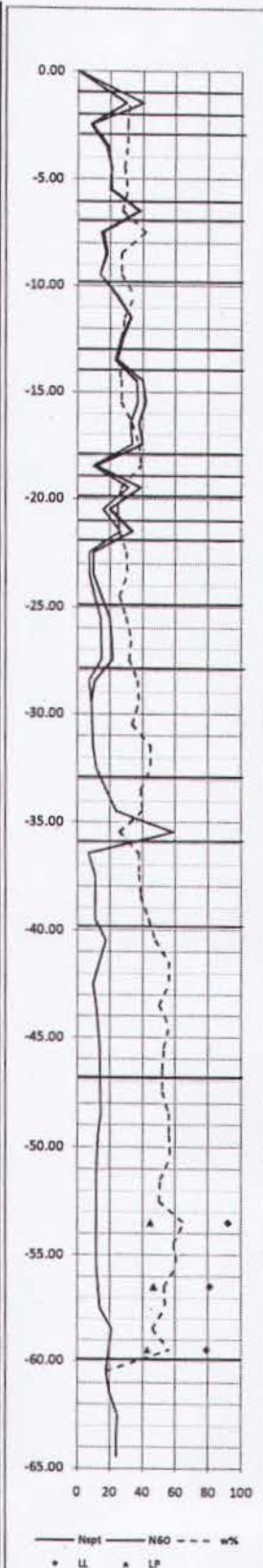
**PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE**  
**TRAMO CENTRAL**

Resumen de Datos para Diseño

**SONDEO P-44**

DENSIDAD ton/m<sup>3</sup> 1.90

Z m	N <sub>spt</sub> SONDEO:		DATOS DE ENSAYOS			DATOS PARA DISEÑO			Curvas D-y	Cotas 1.00
	N <sub>60</sub>	C	N <sub>60</sub>	C	φ	N <sub>med</sub>	C	φ		
0.00										-4.03
1.00	30	40				40.0		43.0		
2.00	8	9				9.0		31.0		
3.00	18	19				20.0		36.0		
4.00	21	21								
5.00	20	21								
6.00	38	39				39.0		42.0		
7.00	15	16				16.4		35.0		
8.00	18	19								
9.00	14	14								
10.00	25	24				28.0		39.0		
11.00	33	33								
12.00	28	27								
13.00	25	23				23.0		37.0		
14.00	40	36				35.1		41.0		
15.00	42	37								
16.00	38	33								
17.00	40	34								
18.00	12	10				10.0		32.0		
19.00	39	32				32.0		40.0		
20.00	20	16				16.0		35.0		
21.00	34	26				26.0		38.0		
22.00	10	8				7.5				
23.00	10	7								
24.00			2.4		27,1°					
25.00	20	14				15.0		34.0		
26.00	21	15								
27.00	22	15								
28.00	11	7				10.0		32.0		
29.00	9	9								
30.00										
31.00	10	10								
32.00	12	12								
33.00			3.5		22,1°		4.0			
34.00	24	24								
35.00	59	59								
36.00	7	7				10.0		32.0		
37.00	11	11								
38.00			1.1		20,2°					
39.00	11	11								
40.00	18	18								
41.00							6.0			
42.00	10	10								
43.00	12	12								
44.00			6.0		6,8°					
45.00	14	14								
46.00	14	14								
47.00			2.9		21,2°		4.0			
48.00	15	15								
49.00	13	13								
50.00										
51.00	12	12								
52.00	12	12								
53.00			1.4		16,6°					
54.00	12	12								
55.00	12	12								
56.00			3.4		21,3°					
57.00	14	14								
58.00	21	21								
59.00			3.9		14,3°					
60.00	18	18								
61.00	20	20					6.0			
62.00	25	25								
63.00	24	24								
64.00	24	24								



■ Suelo Blando se desprecia aporte  
 ■ Suelo Licuable



## Bibliografía



**AASHTO LRFD Bridgr Design Specification**

American Association of State Highway and Transportation Officials

4<sup>th</sup> Edition, 2007 by AASHTO

**Hannigan, Goble, Thendean, Likins and Raushe**

**Design and Construction of Driven Pile Foundations**

Federal Highway Administration

Publication No. FHWA HI 97-013, 1998

**Donald P. Coduto**

**Foundation Design**

Prentice Hall

Second Edition, 2001

**Braja M. Das**

**Principios de Ingeniería de Cimentaciones**

International Thompson Editores

Cuarta Edición, 2001