



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, II PROMOCIÓN**

TEMA:

Análisis de la capacidad portante del suelo, mediante los ensayos de campo CPT– DPSH SPT y PDA, para la cimentación mediante el uso de pilotes metálicos hueco, trabajando de punta y fricción, de una maquina impresora a instalarse en los terrenos de la planta Industrial PRAMERCI S.A. de la empresa GRUPASA.

AUTOR:

ANTONIO EDMUNDO CORDOVA NEUMANE

**Componente práctico del examen complejo previo a la obtención del título
de Magíster en Ingeniería de la Construcción**

TUTOR:

Ing. Alex Villacres Sánchez, MSc.

**Guayaquil, Ecuador
18 de febrero del 2019**



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

SISTEMA DE POSGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, II PROMOCIÓN

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente **componente práctico del examen complejo**, fue realizado en su totalidad por **Córdova Neumane Antonio Edmundo**, como requerimiento para la obtención del título de **Magister en ingeniería de la construcción**.

Tutor

f. _____
Ing. Villacres Sánchez Alex, MSc

DIRECTOR DE LA MAESTRÍA

f. _____
Beltrán Velásquez Mercedes. M.I

Guayaquil, 18 de febrero del 2019



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

SISTEMA DE POSGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, II PROMOCIÓN

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Córdova Neumane Antonio Edmundo**

DECLARO QUE:

El componente práctico del examen complejo, Análisis de la capacidad portante del suelo, mediante los ensayos de campo CPT– DPSH SPT y PDA, para la cimentación mediante el uso de pilotes metálicos hueco, trabajando de punta y fricción, de una maquina impresora a instalarse en los terrenos de la planta Industrial PRAMERCI S.A. de la empresa GRUPASA. Previo a la obtención del título de **Magíster en Ingeniería de la Construcción**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, 18 de febrero del 2019

EL AUTOR

f. _____
Córdova Neumane Antonio Edmundo



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

SISTEMA DE POSGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, II PROMOCIÓN

AUTORIZACIÓN

Yo, **Córdova Neumane Antonio Edmundo**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución el **componente práctico del examen complejo Análisis de la capacidad portante del suelo, mediante los ensayos de campo CPT– DPSH SPT y PDA, para la cimentación mediante el uso de pilotes metálicos hueco, trabajando de punta y fricción, de una maquina impresora a instalarse en los terrenos de la planta Industrial PRAMERCI S.A. de la empresa GRUPASA.**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, 18 de febrero del 2019

EL AUTOR:

f. _____
Córdova Neumane Antonio Edmundo



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**
SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, II PROMOCIÓN

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

ING. MERCEDES BELTRAN VELASQUEZ, M.I
DIRECTOR DE LA MAESTRÍA

f. _____

ING. WALTER MERA ORTIZ, PHD
DOCENTE CALIFICADOR 1

f. _____

ING. ADOLFO CAICEDO ASPIAZU, MSc
DOCENTE CALIFICADOR 2

INDICE

RESUMEN.....	VII
CAPITULO I	
Hecho Científico.....	2
Evidencia del Hecho Científico. Antecedentes y Objetivos.	2
Problema de Investigación	4
Justificación.....	4
Objetivo General.....	11
Objetivos Específicos.	25
• Descripción y Análisis del ensayo de campo C.P.T DPSH.	24
• Descripción y Análisis del ensayo de campo S.P.T.	28
• Descripción y Análisis del ensayo de campo P.D.A.	30
Hipótesis. Crear el criterio para la determinación del mejor resultado	56
CAPITULO II	
Estado del Arte.	
Bases Teóricas.	
CAPITULO III	
Conclusiones y recomendaciones	88
Bibliografía	92
Anexos	94

Resumen

Caso práctico de un terreno ubicado en la ciudad de Guayaquil, en el sector industrial de Parque California en la vía a Daule, perteneciente a la empresa GRUPASA, cuya necesidad de instalar una máquina de imprenta y corrugadora cuyo peso aproximado es de 400 Ton., sus especificaciones técnicas de trabajabilidad es de obtener asentamiento cero en el funcionamiento de la misma, esta condicionante nos llevó a investigar y posteriormente, remediar las condiciones adversas del tipo de suelo encontrado y ver cómo Identificar con la variabilidad de métodos de estudio de campo, sean CPT DPSH SPT PDA, para los distintos tipos de suelo (blandos arcilloso o Solidos Rocosos) y posteriormente la certeza de obtener los resultados finales lógicos a través de diferente metodología sustentada en ensayos y cálculos realizados, obteniendo una cimentación idealizada.

Posteriormente la obra fue ejecutada con la remediación de suelo prevista según resultados de los estudios realizados, encontrándose al momento en pleno funcionamiento.

Palabras Claves: técnicas de trabajabilidad, DPSH, blandos arcilloso, solidos rocosos, cimentación idealizada y metodología

CAPITULO I

Hecho Científico.-Introducción

Descripción del terreno.-

Se ha solicitado los servicios para realizar la investigación geotécnica en el área de implantación de varias estructuras dentro de la planta industrial PRAMERCI S.A, que estará ubicada en el Km. 11.5 vía a Daule. Actualmente se están construyendo galpones varios en el terreno adyacente al complejo principal perteneciente a Grupasa. Este terreno anexo tiene un área aproximada de 13,500 m².

Ubicación geográfica- Figura # 1



Evidencia del Hecho científico.- Antecedentes y Objetivos

Se proyecta instalar una imprenta de grandes dimensiones y parte de una corrugadora en este sector; mientras que en una extensión de alrededor de 18,000 m² de la planta actualmente operativa (sector denominado AGP), se tiene previsto realizar una remodelación de los galpones, una reconfiguración de las vías de circulación interna.

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES EN GRUPASA



Problema de Investigación.-

Por lo tanto, se ha planteado una campaña de exploración geotécnica con el fin de realizar el diseño de pavimento, y obtener los parámetros geotécnicos que permitan estimar la capacidad observar la implantación del terreno actualmente en construcción (con línea perimetral amarilla) y portante de las cimentaciones de la imprenta y la corrugadora. En la figura 1 se puede el área de la planta actual en la que se completará el proyecto (con línea negra). Se indica también con rojo y azul la implantación de la imprenta y corrugadora, respectivamente, y con celeste dos galpones: de 3000 y 400 m², estructuras para las que se diseñará también el tipo de cimentación.

En este reporte se detallará el procedimiento de investigación de campo realizado, la estratigrafía del sitio, las propiedades del suelo, los análisis de los estados límite de falla y servicio de la cimentación para la imprenta, corrugadora, galpones, y el análisis y diseño de pavimento de las vías internas. Esta información servirá como soporte técnico para el diseñador estructural.

La investigación geotécnica fue realizada con los siguientes objetivos:

- Delinear la estratigrafía del relleno y del suelo natural
- Determinar el potencial de licuación
- Evaluar los estados límite de falla y servicio de la cimentación para la imprenta, la corrugadora y los galpones
- Realizar el análisis y diseño de pavimentos de la vía de circulación interna

Justificación.-

El programa convencional de exploración del suelo se realiza a través de métodos tradicionales de perforación para obtener muestras alteradas con cuchara partida mediante el ensayo de penetración estándar, SPT, ejecutado según la norma ASTM D1586, o muestras inalteradas con tubo Selby según la norma ASTM D1587. En el ensayo SPT se obtiene una medición de resistencia axial del suelo, registrando golpes/30 cm (N60) cada 50 a 200 cm. A partir del ensayo SPT, posterior muestreo y respectivos ensayos de laboratorio, se determina la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, el ángulo de fricción interno de las arenas y otros parámetros necesarios en la investigación geotécnica.

En este proyecto se han realizado perforaciones del tipo convencional, pero mayormente se ha investigado el suelo mediante ensayos de penetración con cono (CPT por sus siglas en inglés), en cumplimiento de la norma ASTM D5778. El CPT es un ensayo continuo en el que se desplaza una punta cónica a una velocidad de 2.0 cm/s registrando, digital y continuamente cada 1.0 cm, tres lecturas independientes: la resistencia de la punta de cono (q_t), la fricción lateral (f_s) y la presión intersticial dinámica (u_2).

Adicionalmente, se pueden tomar mediciones de la velocidad de la onda de corte (v_s) al detener la penetración y generar una onda en la superficie que viaje hasta la punta donde se encuentran dos acelerómetros que registran el tiempo de llegada para posteriormente evaluar la v_s cada cierto intervalo (p.ej. cada 50 cm). De igual manera, se puede detener la penetración en estratos arcillosos para realizar ensayos de disipación u_2 y evaluar la permeabilidad y velocidad de asentamiento.

En el material de relleno, se realizó el ensayo Dynamic Penetration Super Heavy (DPSH), según la

norma UNE 103801-94. A través de este ensayo se determinó el valor N30 en cada punto de investigación con CPT. Este valor ha sido comparado con el N60 del ensayo SPT.

La investigación geotécnica de este proyecto consiste en trece ensayos CPT realizados entre el 20 de Agosto y el 19 de septiembre de 2018. En todos los sitios de investigación se ejecutó la prueba DPSH al lado del CPT a lo largo del relleno. Se realizaron además siete perforaciones con ensayo SPT y muestreo inalterado y 2 calicatas a lo largo del espesor del relleno. Junto con el informe se proporcionan los siguientes anexos:

Anexo A: Ensayos CPT, estratigrafía y propiedades geotécnicas.

Anexo B: Propiedades geotécnicas a partir del CPT.

Anexo C: Ensayos de disipación u_2 .

Anexo D: Registro estratigráfico de perforaciones y ensayos de laboratorio.

Anexo E: Registros DPSH.

Anexo F: Análisis de capacidad y asentamiento de cimentación superficial.

Anexo G: Análisis de potencial de licuefacción de suelos.

Investigación Geotécnica

Se ejecutaron trece ensayos CPT con profundidades de entre 7 y 11 metros por debajo de la cota de terreno existente, como lo indica la Tabla 1. Se realizaron adicionalmente siete perforaciones con muestreo alterado e inalterado de entre 8 y 13 m y 2 calicatas. La Figura 2 muestra el terreno con la implantación aproximada de la campaña de exploración geotécnica. En todos los sitios de investigación se tomaron lecturas de resistencia del relleno mediante el ensayo DPSH, al lado del ensayo CPT.

Tabla 1. Información de sondeos

Sondeo	Fecha	Nivel aprox. (m)*	Prof. (m)	Coordenadas (WGS84)	
				Latitud	Longitud
CPT-1	20-ago-18	+1.60	9.06	-2.104443	-79.938638
CPT-2	21-ago-18	+1.60	8.24	-2.104473	-79.938766
CPT-2'	21-ago-18	+1.60	3.42	-2.104473	-79.938766
CPT-3	22-ago-18	+1.60	10.63	-2.104493	-79.938877
CPT-4	23-ago-18	+1.60	8.65	-2.104154	-79.938319
CPT-5	23-ago-18	+1.60	9.28	-2.103969	-79.938376
CPT-6	22-ago-18	+0.70	7.71	-2.103792	-79.938428
CPT-7	31-ago-18	+2.00	10.45	-2.103623	-79.938479
CPT-8	03-sept-18	+2.00	9.05	-2.103441	-79.938536
CPT-9	05-sept-18	+0.25	9.19	-2.102927	-79.938613
CPT-10	05-sept-18	+0.00	6.90	-2.102970	-79.939072
CPT-11	30-ago-18	+0.00	7.66	-2.103246	-79.939559
CPT-12	28-ago-18	+0.00	6.89	-2.103389	-79.939267
CPT-13	24-ago-18	+0.00	9.07	-2.103711	-79.939232
P-1	28-ago-18	+1.60	9.00	-2.104454	-79.938661
P-2	30-ago-18	+1.60	8.70	-2.104479	-79.938790

P-3	06-sept-18	+1.60	9.45	-2.104055	-79.938352
P-4	03-sept-18	-0.70	12.76	-2.103788	-79.938447
P-5	12-sept-18	+2.00	9.75	-2.103645	-79.938474
P-6	14-sept-18	+2.00	9.15	-2.103460	-79.938529
P-7	11-sept-18	+0.00	7.15	-2.103550	-79.939247
C-1	18-sept-18	+0.00	1.50	-2.103997	-79.939283
C-2	19-sept-18	+0.25	2.50	-2.102712	-79.938295

*Se considera +0.00 al nivel actual de la planta operativa de Grupasa (AGP), en la garita de ingreso



Figura 2. Ubicación de ensayos

Para el ensayo CPT se utilizó un penetrómetro de compresión electrónico con punta de cono. Este tiene 10 cm² y 150 cm² de área de punta y de fricción, respectivamente. El cono contiene extensómetros calibrados e independientes que permiten obtener las lecturas de resistencia de punta y fricción lateral.

Al inicio del ensayo, el cono fue saturado con aceite de silicona y un filtro poroso de bronce que se encuentra inmediatamente detrás de la punta (posición u₂). El cono fue introducido en el suelo con el equipo Pagani TG-63 de 15 toneladas de capacidad de empuje a una velocidad de 2.0 cm/s. Este fue anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para alcanzar la capacidad de reacción necesaria.

Posteriormente, se tomaron las mediciones del CPT cada 10 mm y fueron receptadas por el sistema de adquisición de datos TGAS08-B. Este es un sistema de pantalla táctil que grafica en tiempo real las mediciones del ensayo.

El ensayo DPSH fue ejecutado en el relleno mediante un penetró metro de punta cónica de 50.5

mm de diámetro y 90 grados de inclinación, sujeto a un sistema de barras enroscadas de 34 mm de diámetro. Se empuja el cono a percusión empleando la energía potencial producida al dejar caer un martillo de 63.5 kg desde una altura de 75 cm. El sistema percutor es automático y el registro se realiza manualmente cada 10 cm. Se consideran 3 intervalos de 10 cm para estimar la resistencia del relleno, como un equivalente conservador del valor N del SPT.

Caracterización Geotécnica.- En la interpretación de los datos del ensayo CPT, se emplean las gráficas de Robertson (2009) para caracterizar el tipo de suelo a través del Soil Behavior Type Number (SBTn). Otros indicadores son el índice de material de cono (I_c), la resistencia de punta (q_t), la presión intersticial (u_2) y la razón de fricción ($R_f = f_s/q_t$). Cuando $I_c < 2.6$, $q_t > 5$ MPa, $R_f < 1\%$ y presión u_2 igual a presión hidrostática, el suelo es, generalmente, de grano grueso tipo arenoso-limoso mientras que es de grano fino tipo arcilla cuando sucede lo contrario.

Se puede observar este comportamiento en el Anexo A y también en la Figura 3 del presente informe. Se ha seguido estos lineamientos y se ha comparado los resultados con la clasificación de suelos realizada a partir del muestreo de las perforaciones. Así, se ha determinado el perfil estratigráfico considerando el comportamiento de la masa de suelo y la descripción según el SUCS.

La descripción estratigráfica de este informe se encuentra referida generalmente al nivel de proyecto dentro de Grupasa en el sector de la garita (AGP). Se ha considerado que el sector de la imprenta y corrugadora actualmente en construcción, se encuentra alrededor de 40 cm por debajo del nivel actual de la estructura colindante (dentro de la planta operativa actual) donde continuará la implantación de la corrugadora. A su vez, este sector se encuentra alrededor de 2.0 m por encima del nivel de los galpones en remodelación y las vías de circulación de la planta actualmente operativa. Por lo tanto, +2.0 m es el nivel de proyecto terminado en el sector de la corrugadora e imprenta. Estos datos fueron proporcionados por el cliente.

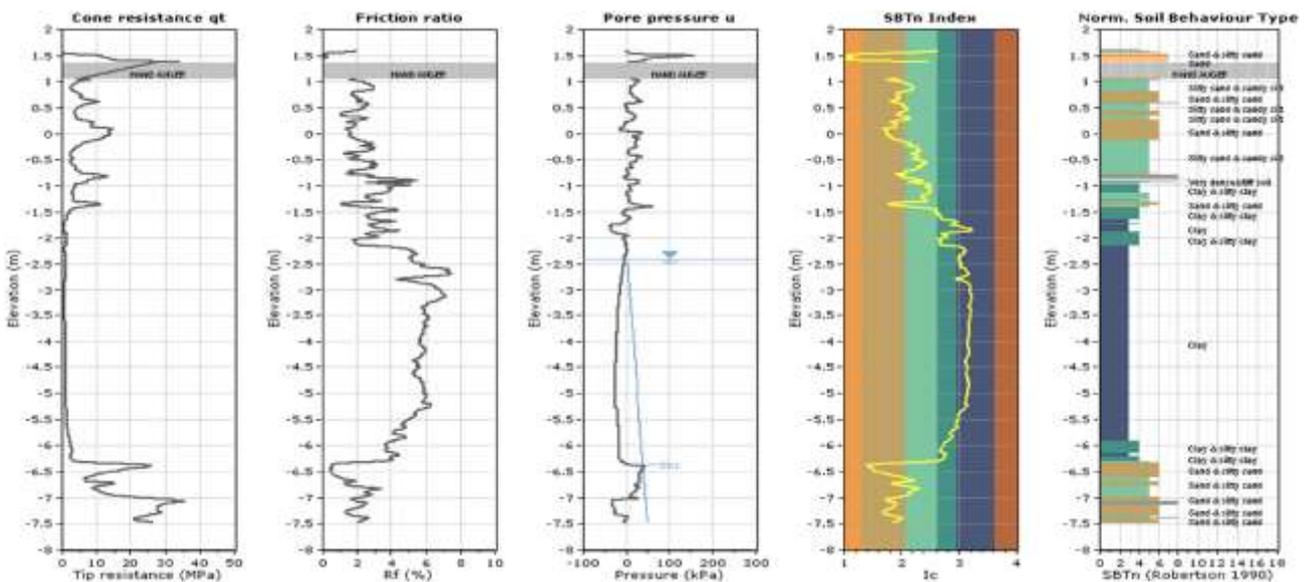


Figura 3. Mediciones del ensayo CPT-1

La estratigrafía del proyecto, consiste esencialmente en una capa de material de relleno compactado de alrededor de 2 metros de espesor, de compacidad variable entre medianamente

densa y muy densa (Relleno actual). Esta capa yace sobre un material de relleno mezclado con suelo natural, de compactación variable entre medianamente densa y muy densa. Según las perforaciones, se detectan a esta profundidad arenas y gravas arcillosas intercaladas con arcilla en ciertos sectores, por lo que se puede inferir que este estrato corresponde a un material de relleno colocado con anterioridad en el sector sin una metodología técnicamente establecida (Relleno II). En los sondeos ejecutados a nivel 0, el material de relleno es identificado en aproximadamente 2 metros de espesor en total, hasta el nivel -2.0 m. En la figura 4 se puede observar una superposición de algunas mediciones y estimaciones de los sondeos CPT.

En la mayoría de los sondeos, desde el nivel -2.5 m hasta el nivel -5.0 m se identifican suelos finos clasificados como limos y arcillas de alta plasticidad. La consistencia de estos suelos finos es variable entre muy blanda y rígida con mediciones y estimaciones de s_u (resistencia al esfuerzo cortante no drenado) de entre 10 y 80 kPa. En algunos sondeos este estrato de suelos finos se encuentra hasta el nivel -6.0 m y en CPT-7 hasta el nivel -7.5 m. En los sondeos realizados en el área de la imprenta y hacia el sur de la corrugadora, la consistencia de estos suelos es en general menor que en el resto del proyecto. Hacia el sector centro-norte de la corrugadora y en el área de los galpones y vías la consistencia de este estrato es variable entre firme y rígida.

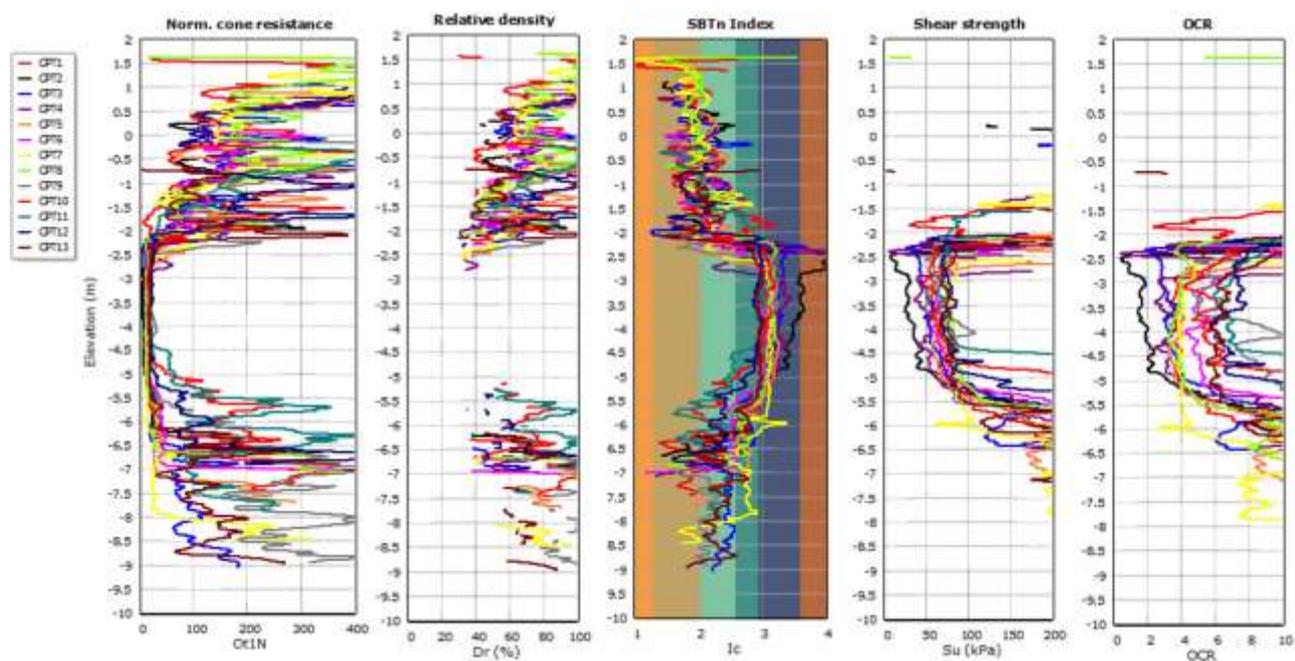


Figura 4. Superposición de mediciones normalizadas y estimaciones principales a partir de sondeos CPT

En casi todos los sondeos se detectó un estrato de arena de compactación variable entre medianamente densa y muy densa, con mediciones de q_t mayores a 10 MPa, generalmente por debajo del nivel -6.0 m. En los CPT-10, 11 y 12 este estrato se identificó desde el nivel -5.5 m aproximadamente. El contenido de finos de este estrato es casi siempre alto, con mediciones de CF (contenido de finos, %) de entre 20 y 45, salvo en P-4 (centro de la corrugadora) donde el CF es siempre menor al 25%. El F_r (razón de fricción normalizada, %) se encuentra predominantemente entre 2 y 5 para esta capa. En CPT-3, 5, 11 y 12, se puede visualizar una predominancia de finos aún mayor que en el resto de sondeos, con mediciones de f_s incluso del orden de 1000 kPa.

No se identificó nivel freático en ninguna de las perforaciones realizadas, sin embargo se infirió

un nivel hidrostático en algunos CPT realizados, según los valores de equilibrio de las disipaciones de presión de poros realizadas. En los CPT-5, 7 y 10 no fue posible inferir un nivel hidrostático de equilibrio, pero para los registros estratigráficos se ha aproximado un nivel acorde a los sondeos circundantes en los que sí fue estimado.

Caracterización geotécnica para el sector de la imprenta.-

Para la caracterización geotécnica de este sector se emplearon los CPT-1, 2 y 3, y las perforaciones P-1 y P-2. Se pudo identificar una capa de relleno superficial de 50 cm de espesor de compactación muy densa, que yace sobre una capa de material de mejoramiento de 1.5 m de compactación variable entre medianamente densa y muy densa. Los valores estimados de densidad relativa (D_r ,%) se encuentran entre 50 y 100. Los valores medidos de N_{60} varían de 40 en la superficie a alrededor de 20 a los 2 metros de profundidad, y el CF varía entre 15 y 35%. Según la clasificación SUCS este material corresponde a arenas y gravas arcillosas y limo arcillosas.

Posteriormente se identifican materiales granulares de compactación variable entre medianamente densa y densa, mezclado con suelo natural correspondiente a mezclas limosas e incluso arcilla según P-1, hasta aproximadamente el nivel -2.5 m. Los valores estimados de D_r varían entre 35 y 85%.

Debajo de este material se encuentra un estrato de limos y arcillas en general de alta plasticidad de 3 a 4 m de espesor de consistencia variable entre muy blanda y rígida. Según el CPT-2 existe material orgánico en esta capa, en un espesor de alrededor de 1.5 m y se ha corroborado la presencia de arcilla con material orgánico en un espesor de hasta 2.5 m según P-2, con valores de LL (Límite Líquido, %) mayores al 100%. Los valores medidos de q_t en este estrato se incrementan linealmente con la profundidad entre 0.2 y 1.0 MPa, mientras que los valores estimados de su varían entre 10 y 80 kPa.

Posteriormente, alrededor del nivel -6.0 m se identifica un estrato de mezclas limo-arcillosas que según P-1 y P-2 se clasifican como arcillas de baja plasticidad. Los valores medidos de q_t en este estrato se encuentran entre 1 y 3 MPa y los valores estimados de su son en general mayores a 80 kPa según los CPT.

Finalmente, alrededor del nivel -6.5 m se identificó un estrato de arenas con alto contenido de finos y compactación variable entre medianamente densa al inicio del estrato y muy densa al finalizar los sondeos. Se midieron valores de q_t de entre 7 y 35 MPa, y N_{60} entre 30 y 70. Los valores estimados de D_r se encuentran entre 50 y 100%.

Caracterización geotécnica para el sector de la corrugadora.-

En el sector en que se implantará la corrugadora se hicieron 9 sondeos: 5 CPT y 4 perforaciones. Desde la superficie hasta alrededor del nivel -1.0 m, se detectó generalmente un material de relleno compactado de entre 2.5 y 3 m de espesor, de compactación variable entre densa y muy densa, con valores medidos de q_t entre 5 y 40 MPa, F_r entre 1 y 3%, y D_r estimado mayoritariamente entre 60 y 100%. Según las perforaciones este material corresponde a gravas y arenas limo-arcillosas con N_{60} entre 15 y 100, y CF muy variable entre 5 y 35%. Cabe destacar que las mediciones de q_t apuntan a que en el sector central de la corrugadora, la resistencia axial del relleno es ligeramente menor al resto del sector, con un máximo de alrededor de 10 MPa. Del nivel -1.0 m al nivel -2.5 m aproximadamente se encuentra un material de relleno granular

con intercalaciones de mezclas limo-arcillosas. La compacidad de esta capa es muy variable entre suelta y muy densa inclusive. Según las perforaciones, la clasificación SUCS presenta arenas y gravas arcillosas la mayoría de los sondeos, mientras que en P-4, al centro de la corrugadora, se detectaron limos y arcillas con IP entre 20 y 40. Se midieron valores de N60 entre 5 y 20.

Entre los niveles -2.5 y -5.5 m se detectaron arcillas y mezclas limo-arcillosas de consistencia variable entre firme y rígida, con valores medidos de qt entre 1 y 1.5 MPa y valores estimados de su entre 60 y 100 kPa. Según la clasificación SUCS el material corresponde a arcillas y limos de alta plasticidad. Solo en CPT-4, hacia el sur de la corrugadora, se detectaron arcillas de consistencia variable generalmente entre blanda y firme, con valores de qt desde 0.6 MPa y su desde 35 kPa. En CPT-7, el espesor de arcilla es mayor que en el resto de sondeos, detectándose estos suelos finos de la consistencia mencionada hasta el nivel -6.0 m. Los valores de N60 medidos en este estrato se encuentran entre 5 y 10, y el IP es variable entre 30 y 60%. Sin embargo, en P-3 existe una capa de 1.5 m (desde el nivel -3.0 m) de arcilla con material orgánico donde el LL es mayor al 100% y el IP se encuentra entre 55 y 150.

Entre los niveles -5.5 y -6.5 m se identificaron mezclas limo-arcillosas de consistencia muy rígida, y valores de qt entre 1.5 y 4 MPa. En CPT-7, este estrato se encuentra localizado hasta el nivel -8.0 m inclusive. Los valores estimados de su son mayores a 150 kPa. De las perforaciones, se midieron valores de N60 entre 10 y 20 e IP entre 20 y 40%.

A continuación, entre el nivel -6.5 y -7.0 m se comienza a detectar según los CPT un estrato de suelos rígidos con alto contenido de finos e intercalaciones de arena. Los valores de qt medidos son de entre 10 y 55 MPa y el Fr es muy variable entre 1 y 7%. El material arenoso detectado tiene compacidad variable entre densa y muy densa. Según las perforaciones, el suelo corresponde a gravas y arenas arcillosas o mal graduadas, con valores de N60 en general mayores a 50. En la perforación P-4 se constató el nivel de rechazo, que normalmente se ha alcanzado entre y 10 m de profundidad.

Caracterización geotécnica para el sector de los galpones y vías.-

Según los sondeos CPT-9,10, 11, 12 y 13 y la perforación P-7, en este sector se detectó una capa de material granular con intercalaciones de mezclas limosas, de entre 1.5 y 2.5 m de espesor, con compacidad variable entre medianamente densa y muy densa. Según la clasificación SUCS, este suelo corresponde a arenas arcillosas, con un CF variable entre 20 y 35%. Los valores de N60 medidos se encuentran entre 15 y 35, y se midieron valores de qt generalmente entre 5 y 25 MPa para el suelo arenoso y valores menores para las intercalaciones limosas, presentes especialmente en CPT-9 y CPT-13. A partir de estos valores se estimaron Dr entre 40 y 100%.

A continuación se identifica un estrato de limos y arcillas de alta plasticidad de 2.5 a 3 m de espesor de consistencia variable entre blanda y rígida, hasta el nivel -5.5 m aproximadamente. Los valores medidos de qt en este estrato se encuentran entre 0.65 y 1.5 MPa, mientras que los valores estimados de su están en el rango de 45 a 100 kPa. Se identificó una capa de alrededor de 1 m de arcilla con material orgánico según la P-7 entre los niveles -3.25 y -4.5 m, aunque no fue detectado en los sondeos CPT. Según P-7 el material tiene un contenido de gravas de alrededor del 10%.

Por debajo de esta capa, los suelos finos incrementan su consistencia, y se detecta un estrato de

mezclas limosas de consistencia rígida y baja plasticidad de alrededor de 50 cm. Los valores medidos de q_t en este estrato se encuentran entre 1.5 y 4 MPa, mientras que los valores estimados de su estándar son mayores a 80 kPa. Según P-7, la clasificación SUCS de este material corresponde a arcilla de baja plasticidad con un 30% de arena y 10% de gravas. Se midió un valor de N_{60} de 20 y el IP es de alrededor de 30.

A partir del nivel -5.25 m se identificó en algunos sondeos un estrato de arenas y suelos rígidos con alto contenido de finos. En CPT-13, se detectaron intercalaciones de mezclas arcillosas en este estrato de arenas, con q_t medido de alrededor de 3MPa. El Fr varía generalmente entre 2 y 6% aunque existen estratos con valores cercanos a 1% y en ciertos casos cerca del 7% como en el CPT-11. La compacidad es variable entre medianamente densa y muy densa. Se midieron valores de q_t entre 6 y 35 MPa, aunque en CPT-12 se midieron valores de hasta 55 MPa. El N_{60} se encuentra entre 50 y 100 según P-7, con un CF entre 25 y 40%.

Objetivo General.- Análisis de Licuación.-

Durante un sismo, los suelos generan exceso de presión de poros y esto reduce el esfuerzo efectivo. Cuando el esfuerzo efectivo se aproxima a cero, el suelo experimenta los efectos de la licuación. Los suelos arenosos con un índice de material $I_c < 2.6$ son susceptibles a licuación.

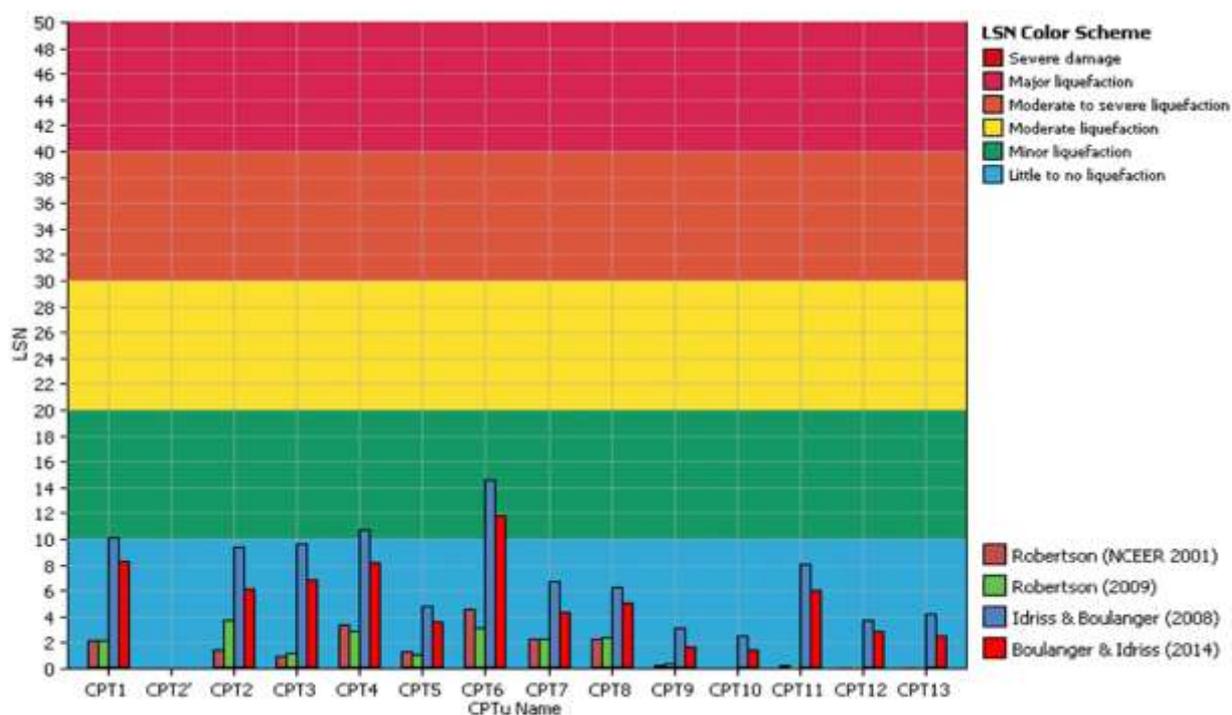


Figura 5. Numero de severidad de licuación (LSN) calculado a través de varios métodos

Se ha realizado un análisis probabilístico de licuación con el programa CLiq para un sismo de magnitud $M_w=7.5$ y una aceleración máxima PGA como lo especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-12), para una demanda sísmica con 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años), que corresponde a 0.40g para la zona del proyecto.

Adicionalmente, se realiza un análisis paramétrico de PGA y se determina el potencial de licuación (LPI) y numero de severidad (LSN) a través de varios métodos. En el Anexo G se detalla

un resumen del análisis mientras que en la figura 5 se muestra el número de severidad de licuación (LSN) según los CPT realizados.

Los métodos utilizados se fundamentan en Seed & Idriss (1971), Robertson & Wride (1998), Youd et al. (2001), NCEER (2001), Zhang et al. (2002), Robertson (2009), Idriss & Boulanger (2008), Moss et al. (2006) y Boulanger & Idriss (2014). De acuerdo al análisis a través de varios métodos, se concluye que el riesgo de licuación para un sismo de magnitud 7.5 con aceleración máxima de terreno PGA de 0.40g es menor, ya que el LSN < 15 en todos los sondeos realizados.

Alternativas de Cimentación.-

Se requiere analizar la capacidad geotécnica para el área de implantación de la imprenta, para la corrugadora de 125 m y para los galpones de 3000 y 400 m². Se revisarán por lo tanto, los estados límite de falla y servicio para la descarga general de cada estructura. Se ha considerado el nivel de cargas estático y dinámico, según los planos proporcionados por el cliente para cada caso.

Cimentación para la imprenta

Se ha empleado la información de descarga de la imprenta proporcionada por el cliente. El área de implantación es de aproximadamente 40 m de largo y 8 m de ancho y la descarga es de aproximadamente 100 t, según el plano disponible. Se ha considerado una descarga total de 125t. La configuración geométrica y la descarga deberán ser corroboradas por el especialista estructural.

Se ha asumido para este sector que el nivel que tenía el relleno al momento de ejecución de los sondeos es el nivel de proyecto. Esta premisa no se cumple a cabalidad según lo indicado actualmente por el cliente, pero para efecto de análisis de capacidad resulta un escenario conservador; mientras que considerando el estado límite de servicio, el espesor de relleno se mantiene en un máximo de 2 m según lo indicado por el cliente, y por consiguiente la descarga por relleno asumida se ajusta a lo ejecutado en campo.

La transferencia de esfuerzo a nivel de desplante de la cimentación sería de 1.09 a 1.65 t/m² considerando zapatas corridas en una dirección con ancho entre 1.5 y 1 m respectivamente, y largo L=38 m; y de 0.37 a 0.66 t/m², considerando una losa rígida rectangular con ancho B entre 9 y 5 m.

Se realizó un análisis de cimentación directa con cimentaciones de las características indicadas previamente. Se estimó la capacidad geotécnica considerando el material depositado actualmente y el suelo natural subyacente hasta una profundidad del orden de 1.5 veces el ancho de la cimentación correspondiente; luego se estimó el asentamiento primario y secundario generado por el incremento de esfuerzo en el suelo según la descarga estimada, empleando un factor de seguridad (FS) estático de 3.

Se ha considerado un desplante $d_f = 1.0$ m y se realizó un análisis paramétrico para cimentación de diversos tamaños.

El nivel de cargas estructurales y la distribución de cargas de servicio deberán finalmente ser definidas por el especialista estructural. Luego de esto se deberá escoger el tipo de cimentación propicio para el nivel de cargas establecido.

Capacidad Geotécnica (q_{ult}) y Admisible (q_{adm})

Se estima la capacidad geotécnica acorde a la siguiente relación:

Relación empírica entre la resistencia de la punta de cono (q_t) y capacidad geotécnica:

$$\text{CPT-1: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 5.78 \text{MPa} = 925 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-2: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 5.63 \text{MPa} = 900 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-3: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 7.81 \text{MPa} = 1250 \text{ kPa}$$

R_k varía entre 0.16 para arenas, 0.20 para suelos mixtos y 0.30 para arcillas y q_t se promedia desde la profundidad de interés hasta un máximo de 1.5 B. Adicionalmente, la capacidad indicada corresponde a la menor al evaluar un ancho (B) de zapata de 1 a 1.5 m.

Posteriormente, se determina la capacidad admisible del suelo para FS de 3, tomando la menor capacidad última estimada.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = 300 \text{ kPa}$$

A continuación se realizan las estimaciones correspondientes para una losa rígida desplantada 1 m por debajo del nivel de terreno actual, con ancho B entre 5 y 9 m. La capacidad indicada corresponde a la menor al realizar el análisis paramétrico según (B).

Relación empírica entre la resistencia de la punta de cono (q_t) y capacidad geotécnica:

$$\text{CPT-1: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 2.68 \text{MPa} = 430 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-2: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 3.25 \text{MPa} = 520 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-3: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 4.0 \text{MPa} = 640 \text{ kPa}$$

Se determina la capacidad admisible del suelo para FS de 3, tomando la menor capacidad última estimada.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = 143 \text{ kPa}$$

A partir de estos análisis se determina que considerando el nivel de descargas mencionado anteriormente, asumiendo que el desplante de la cimentación se encuentra 1 m por debajo del nivel de terreno actual y considerando que el nivel de terreno actual es el nivel de proyecto, la cimentación superficial podría consistir en zapatas corridas en una dirección, con un ancho recomendado de 1.5 m.

También podría considerarse la construcción de una losa rígida de entre 5 y 9 m de ancho, para minimizar la transmisión de esfuerzos al suelo y por ende la generación de asentamientos durante la vida útil.

Aunque se estime y satisfaga la capacidad admisible, es igualmente importante evaluar el asentamiento inducido por el relleno que se está colocando actualmente y también por la estructura.

Asentamiento primario y secundario del suelo

El análisis de asentamiento por descarga estructural se realiza para las zapatas corridas, con una razón L/B del orden de 10 donde L es el largo y B el ancho que varía de 1 a 1.5 m. mientras que la profundidad de desplante (z_0) ha sido considerada como 2 m aunque el desplante de la cimentación (d_f) será 1 m; de esta manera se reduce la disipación de esfuerzos en el relleno compactado que se ha colocado y que estará situado bajo el desplante de la zapata al momento de la construcción, lo cual constituye un escenario conservador. Se han realizado consideraciones similares para el análisis de asentamientos por descarga de una losa.

Al considerar el estado de cargas de la imprenta, para un sistema de zapatas corridas de ancho B entre 1 y 1.5 m en una dirección y una losa rígida de ancho B entre 5 y 9 m, el esfuerzo máximo de contacto no superaría las 2 t/m² y 1 t/m², respectivamente. Por lo tanto, conservadoramente se ha asumido un escenario crítico de 5 t/m² y 2.5 t/m², para la estimación de asentamientos por carga estructural.

Se utiliza la teoría de consolidación en una dimensión de Terzaghi para el cálculo del asentamiento primario:

$$q=50\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \Delta z \approx 1 - 3 \text{ cm para un esfuerzo de contacto máximo en una zapata corrida}$$

$$q=25\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \Delta z \approx 1 - 4 \text{ cm para un esfuerzo de contacto máximo en una losa rígida}$$

$$q=38\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \Delta z \approx 2 - 8 \text{ cm para la descarga del material de relleno compactado colocado}$$

M es el módulo de deformación unidimensional. La disipación de esfuerzo $\Delta\sigma$ en cada estrato Δz es calculada de acuerdo a la teoría de Boussinesq. El umbral inferior de magnitud estimada se ha estimado a partir de los sondeos CPT-1 y CPT-3, mientras que el umbral superior resulta de las estimaciones a partir de CPT-2, sondeo donde se detectó presencia de material orgánico, corroborado en las muestras alteradas obtenidas a partir del sondeo P-2.

Para asentamiento secundario (creep), utiliza la teoría simplificada de Mesri (1994) en un tiempo de 2 años:

$$S_s = \sum C_\alpha \cdot \Delta z \cdot \log t < 1 \text{ cm}$$

Cabe destacar que las magnitudes de asentamiento por descarga estructural, constituyen un resultado muy conservador, puesto que se ha considerado alrededor del doble del esfuerzo de contacto estimado preliminarmente para cada alternativa de cimentación y se ha asumido que el esfuerzo de contacto actúa a 2 m de profundidad respecto al nivel actual, despreciando la disipación en el material de relleno. Considerando un escenario más propicio, con el desplante y esfuerzos de contacto reales, la magnitud de asentamientos por descarga estructural disminuiría a alrededor de 1 cm tanto para zapatas corridas como para losa de cimentación.

Por otro lado, el asentamiento inducido por una carga de 38 kPa debido a la colocación de material de relleno compactado en un espesor de 2 m, y en un ancho $B=85$ m aproximadamente, es de alrededor de 2 cm considerando los sondeos CPT-1,3, 4-6, pero según CPT-2 donde se detectó el material orgánico, la magnitud es mayor a 5 cm. Estos asentamientos ya han comenzado a producirse desde la colocación del relleno. En la sección 6.4 se estima el tiempo en que se producirían los asentamientos.

Estimación de asentamientos - sector de la imprenta a partir de perforaciones SPT

Se ha realizado un análisis de asentamientos para la descarga del material de relleno compactado (38 kPa), considerando hasta cuatro estratos principales, según las perforaciones. Superficialmente se ha considerado el material de relleno colocado en la actualidad hasta una profundidad de casi 2 metros. A este relleno subyace una capa de relleno granular con mayor contenido de finos e intercalaciones de arcilla. Por debajo de este estrato, desde los 4 metros de profundidad se considera un depósito de aproximadamente 3 m de mezclas limo-arcillosas generalmente de alta plasticidad y con una ligera pre-consolidación. Cerca de la finalización del estrato compresible, existe una arcilla de baja plasticidad de consistencia rígida de alrededor de 1 m de espesor, que yace sobre un estrato arenoso presente especialmente desde los 8 m de profundidad. De las muestras obtenidas, se ha medido y estimado valores de resistencia al esfuerzo cortante (s_u) en el estrato compresible, además de otros parámetros geotécnicos.

Se ha estimado la magnitud de asentamientos inmediatos en arcilla, mediante la relación de Janbu y Bjerrum, 1956. Para esto se obtuvo un estimado de los factores de asentamiento acorde al espesor $H=3-4$ m del material compresible, y el ancho de influencia $B=85$ m del material de relleno. Se estimó un módulo E a partir del s_u , para una distribución de IP según las perforaciones realizadas, y se consideró un coeficiente de Poisson (ν) de 0.4. De esta forma, se estimó una magnitud de asentamientos inmediatos por relleno menor a 1 cm.

Por otro lado, se estimó según la metodología SHANSEP (Ladd y Foott, 1974), los valores de OCR del perfil de suelo, comparándolos con el valor de OCR medido del ensayo de consolidación. Para el centro de cada estrato se consideró el cociente entre el s_u y el esfuerzo vertical efectivo. Además, se empleó un valor S (Skempton, 1953), estimado a partir del IP, y se ha asumido un valor m de 0.85. Para el estrato compresible ubicado de 4 a 7 m de profundidad, se estimaron valores de OCR alrededor de 1.4, y se midió un valor de 1.3 según la muestra inalterada. Desde los 7 m de profundidad, en la arcilla rígida, los valores de OCR estimados son mayores a 3.

Para estimar la magnitud de asentamientos por consolidación se consideró una distribución de parámetros RR y CR a partir del contenido de humedad (Vera, 2006) de las muestras de las perforaciones, y se ha comparado estos valores con las mediciones realizadas en las curvas de consolidación para el tramo virgen y la curva de recompresión. La estimación de RR a partir de humedad varía en el rango de 0.015 a 0.017, mientras que el valor medido es de 0.020. La estimación de CR varía de 0.19 a 0.205, y se midió un valor de 0.19 del ensayo de consolidación.

Para la disipación de esfuerzos en el suelo se ha considerado una distribución según Westergaard para la 'rebanada' de suelo en el centro de la carga. Así, se ha obtenido un rango de asentamientos por consolidación de 1 a 4 cm en el centro de la distribución de carga del relleno de ancho $B=85$ m, considerando la estratigrafía según las perforaciones P-1 y P-2.

Cimentación para la corrugadora

Se ha proporcionado los planos de descarga estructural sobre la cimentación de las distintas partes de la corrugadora. Esta estructura tiene aproximadamente 125 m de largo y un ancho variable entre 4 y 20 m aproximadamente, dependiendo de las sub-estructuras que la componen. La descarga estática total es de alrededor de 560 t, mientras que la descarga dinámica, incidente en ciertos elementos, es de 62 t. Se ha considerado para contrastar con las capacidades admisibles que se estimen, un factor de mayoración de 1.2 para la descarga estática y 1.6 para la descarga dinámica, y se ha adicionado ambas descargas para la obtención de un valor conservador de 780 t, para toda la estructura.

A lo largo de esta sección, se mencionará al sector norte y sector sur de la corrugadora. El sector norte, es la porción de alrededor de 55 m de largo que se implantará en los galpones actuales de Grupasa (zona actualmente construida y operativa), mientras que el sector sur es la porción de alrededor de 70 m de largo, situada en el área actualmente en construcción.

El sector norte es la porción con mayor descarga total, aunque con una influencia de cargas dinámicas relativamente baja (412 t, 8% dinámica). En este sector se encuentran 5 estructuras RSM-RST (cuatro de ellas dispuestas en parejas y una independiente), de ancho variable entre 17 y 20 m, y dos estructuras AF-P/PH-M de 8 m de ancho aproximadamente.

El sector sur tiene dos porciones diferenciadas: la sub-estructura DF-P7 y los componentes que la rodean, siendo esta la porción con mayor descarga total dentro del sector sur (228 t, 1% dinámica); y el AS-M/HQ-M (en este sector también se encuentra el SR-V, estructura relativamente aislada en el centro del sector sur), siendo esta porción la de menor descarga total pero mayor incidencia de cargas dinámicas (140 t, 35% dinámica).

El nivel de relleno en el sector sur al momento de ejecución de sondeos era +1.6 m, mientras que en el sector norte (área operativa) era +2.0 m. Se ha considerado que el nivel +2.0 m es el nivel de proyecto, y según los planos todas las sub-estructuras de la corrugadora descargan sobre ese nivel. Para los análisis del estado límite de servicio, se considera que el relleno colocado actualmente en el sector sur será de 2 m en total, mientras que en el sector norte no se colocará relleno, dado que el nivel actual, que ha estado construido ya varios años, es el nivel de proyecto.

Se ha considerado como alternativa de cimentación la construcción de zapatas corridas en dos direcciones, actuando independientemente bajo cada sub-estructura y dispuestas perimetralmente a las mismas. Considerando esto, en el sector norte se tendrían tres sistemas de cimentación diferentes para estructuras RSM-RST, y dos cimentaciones para estructuras PH-M/AF-P. En el sector sur se tendrían tres sistemas de cimentación: una de 25 m de largo y 5 m de ancho para DF-P7 y alrededores, una de aproximadamente 27 m de largo y 4.5 de ancho para AS-M, y una cimentación pequeña para SR-V, en el centro del sector sur.

De esta manera, la transferencia de esfuerzo en el sistema de cimentación más cargado a nivel del desplante (DF-P7 y estructuras circundantes), sería de 2.85 a 4.10 t/m² considerando zapatas corridas perimetrales con ancho entre 1.5 y 1 m respectivamente. En los sistemas de cimentación para estructuras PH-M/AF-P y RSM-RST, los esfuerzos de contacto se encuentran entre 1.9 y 2.7 t/m² y 1.2 y 1.8 t/m², respectivamente para zapatas corridas de ancho entre 1.5 y 1 m.

Adicionalmente se considera la alternativa de losa rígida como sistema de cimentación, lo cual disminuiría los esfuerzos transferidos al suelo para la mayoría de configuraciones geométricas. En DF-P7 y alrededores, el esfuerzo de contacto para una losa de 25 m de largo y 5 m de ancho, sería

de 1.84 t/m², mientras que para las estructuras RSM-RST, considerando losas de ente 18 y 20 m de ancho y el largo variable según la configuración geométrica entre 3 y 11 m, el esfuerzo transferido al suelo sería de entre 0.5 y 0.9 t/m². Para las estructuras PH-M/AF-P, el esfuerzo de contacto con losas de 8.25 m de ancho y 9.5 m de largo sería de alrededor de 1.1 t/m², considerando la contribución total por carga estática y dinámica.

En la tabla 2 se resumen las consideraciones efectuadas para las alternativas de cimentación en el sector norte y el sector sur.

Sector	Descripción	Dimensiones	Sub-estructuras principales	Sistemas de cimentación # considerados
Norte	Galpones actualmente operativos	L=55 y B variable entre 8 y 20 m	RSM-RST (5: 2 parejas y 1 independiente, 17m<B<20m)	SCZ: 3x18m, 10x18 m, 11x20 m, B=1.5 m
				SCL: 3x18m, 10x18 m, 11x20 m
			PH-M/AF-P (2: B=8m)	SCZ: 8.25x9.5m, B=1.5 m
				SCL: 8.25x9.5m
Sur	Sector en construcción	L=70 y B variable entre 4.5 y 5.5 m	DF-P7 y alrededores: PH-M, GU-M y KQ-M (1: B=5m)	SCZ: 5x25m, B=1.5 m
				SCL: 5x25m
			AS-M/HQ-M (1: B=4.5m)	SCZ: 4.5x27 m, B=1.5 m
				SCL: 4.5x27m
			SR-V (1: B=5.5 m)	SC: 2.5x5.5m

#SCL= Sistema de cimentación consistente en losa de ancho B y largo L; SCZ= Sistema de cimentación consistente en zapatas corridas perimetrales de ancho B

Se realizó un análisis de cimentación directa según las características indicadas previamente. Se estimó la capacidad geotécnica considerando el material depositado al momento de ejecución de los ensayos (con un nivel superior que se encontraba 40 cm por debajo del nivel de proyecto final para el sector sur) y el suelo natural subyacente hasta una profundidad del orden de 1.5 veces el ancho de las zapatas correspondientes; luego se estimó el asentamiento primario y secundario generado por el incremento de esfuerzo en el suelo según la descarga estimada, empleando un factor de seguridad (FS) estático de 3.

Se ha considerado un desplante $d_f = 0.5$ m (en algunos sondeos se ha considerado un desplante ligeramente mayor porque se obtuvieron lecturas de q_t desde una profundidad mayor a 0.5 m) y se realizó un análisis paramétrico para cimentación de diversos tamaños. El nivel de cargas estructurales y la distribución de cargas de servicio deberán finalmente ser definidas por el especialista estructural. Luego de esto se deberá escoger el tipo de cimentación propicio para el nivel de cargas establecido.

Capacidad Geotécnica (q_{ult}) y Admisible (q_{adm})

Se estima la capacidad geotécnica acorde a la siguiente relación empírica entre la resistencia de la punta de cono (q_t) y capacidad geotécnica:

$$\text{CPT-4: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 7.88 \text{MPa} = 1260 \text{kPa}$$

$$\text{CPT-5: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 8.00 \text{MPa} = 1280 \text{kPa}$$

$$\text{CPT-6: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 6.28 \text{MPa} = 1005 \text{kPa}$$

$$\text{CPT-7: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 9.69 \text{ MPa} = 1550 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-8: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 9.81 \text{ MPa} = 1570 \text{ kPa}$$

R_k varía entre 0.16 para arenas, 0.20 para suelos mixtos y 0.30 para arcillas y q_t se promedia desde la profundidad de interés hasta un máximo de 1.5 B. Se ha indicado la menor capacidad última al evaluar un ancho (B) de zapata de 1 a 1.5 m. En el Anexo F se muestra el análisis paramétrico con las estimaciones para diferente ancho B. En caso de que alguna estructura requiriera un ancho fuera del rango indicado, se debería consultar la capacidad última en el anexo respectivo. Posteriormente, se determina la capacidad admisible del suelo para FS de 3, tomando la menor capacidad última estimada.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = 335 \text{ kPa}$$

A continuación se realizan los análisis para una losa rígida desplantada 0.5 m por debajo del nivel de proyecto actual en el sector norte, con ancho B entre 4 y 11 m. La capacidad indicada corresponde a la menor al realizar el análisis paramétrico según (B).

Relación empírica entre la resistencia de la punta de cono (q_t) y capacidad geotécnica:

$$\text{CPT-4: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 4.19 \text{ MPa} = 671 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-5: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 5.00 \text{ MPa} = 800 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-6: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 3.30 \text{ MPa} = 528 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-7: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 5.15 \text{ MPa} = 825 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-8: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 5.82 \text{ MPa} = 932 \text{ kPa}$$

Se determina la capacidad admisible del suelo para FS de 3, tomando la menor capacidad última estimada.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = 176 \text{ kPa}$$

Por lo tanto, según el estado límite de falla se podría construir como sistema de cimentación para las sub-estructuras mencionadas, zapatas corridas de ancho B recomendado igual a 1.5 m, dispuestas perimetralmente y actuando independientemente bajo cada elemento de la corrugadora. La alternativa de losa con ancho B entre 4 y 11 m, sería un escenario igualmente conservador, dado que los esfuerzos de transferencia al suelo son menores, a pesar de que la capacidad admisible por unidad de área resulta menor. Esta capacidad admisible sería incluso mayor para losas de ancho mayor al indicado.

Tal como se indicó para la imprenta, resulta imprescindible evaluar el asentamiento inducido por el relleno que se está colocando actualmente en el sector sur de la corrugadora y también por la descarga estática y dinámica de la estructura.

Asentamiento primario y secundario del suelo

Se ha considerado zapatas corridas con una razón L/B de 10 y un ancho B máximo de 1.5 m. La profundidad de desplante (z_0) ha sido considerada en la mayoría de los sondeos como 2.5 m, aunque el desplante de la cimentación (d_f) será 0.5 m. Así, se minimiza la disipación de esfuerzos en el relleno compactado que estará situado bajo la zapata.

Para las distintas sub-estructuras existentes en la corrugadora, al emplear un sistema de zapatas corridas perimetrales de ancho B entre 1 y 1.5 m, el esfuerzo máximo transferido al suelo no excedería los 4.1 t/m² y en caso de emplear losa no se superaría 1.85 t/m² (para la sub-estructura más cargada, DF-P7). Se ha asumido un esfuerzo de contacto en el estrato situado a aproximadamente 2.5 m de profundidad, de 4.5 t/m² y 2.0 t/m², para la estimación de asentamientos por carga estructural.

Se utiliza la teoría de consolidación en una dimensión de Terzaghi para el cálculo del asentamiento primario:

$$q=45\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma}{M} \Delta z \approx 1\text{ cm para un esfuerzo de contacto máximo en una zapata corrida}$$

$$q=20\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma}{M} \Delta z \approx 1\text{ cm para un esfuerzo de contacto máximo en una losa rígida}$$

$$q=38\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma}{M} \Delta z \approx 1 - 3\text{ cm para la descarga del material de relleno compactado colocado}$$

M es el módulo de deformación unidimensional. La disipación de esfuerzo $\Delta\sigma$ en cada estrato Δz es calculada de acuerdo a la teoría de Boussinesq. Según todos los sondeos y para todas las distribuciones de carga mencionadas, la magnitud de asentamientos estimada es del orden de 1 cm o menor, salvo en CPT-4 para la descarga del material de relleno, donde las estimaciones indican un valor ligeramente más alto. Cabe destacar que según P-3 que se realizó cerca de CPT-4, en el material compresible situado a unos 5 m de profundidad, se detectó cierto contenido orgánico, lo que coincide con una mayor compresibilidad según el CPT efectuado.

Por lo tanto, se satisface el estado límite de servicio para las descargas estructurales mencionadas, debido a que la magnitud de asentamientos por este motivo es despreciable. Los asentamientos diferenciales por relleno podrían ser de alrededor de 2 cm entre ejes sucesivos o incluso en la misma zapata o losa, lo cual es ligeramente mayor al mínimo admisible para estructuras no susceptibles a deformaciones.

Para mitigar la generación de asentamientos diferenciales dentro de cada sub-estructura, se prefiere la alternativa de losa a la de zapatas corridas. Por otro lado, el especialista estructural debería considerar el diseño de elementos estructurales con la rigidez suficiente para mitigar los asentamientos diferenciales que podrían producirse entre las distintas sub-estructuras que componen la corrugadora, según las tolerancias especificadas por el fabricante.

Cimentación de los galpones

Se proporcionó un plano con la implantación general de PRAMERCI S.A. y según el mismo, existen dos áreas, de 3000 m² y 400 m² que serán reconstruidas y en estos sitios se elevará el nivel de proyecto dos metros, quedando a igual cota que las estructuras circundantes. Al momento de elaboración de este informe no se cuenta con la información de la descarga estructural, pero se ha asumido que existirá una transferencia de esfuerzo a nivel de la cimentación de entre 3.5 y 5.3 t/m² considerando zapatas corridas en la dirección más larga, de ancho B entre 1.5 y 1 m, respectivamente, para el galpón más cargado con una super-estructura metálica.

Se ha estimado la capacidad geotécnica de zapatas corridas considerando el material de relleno actual y el suelo subyacente hasta una profundidad de aproximadamente 1.5 veces el ancho de la cimentación. Se ha considerado un factor de seguridad (FS) estático de 3. De esta manera se está asumiendo un desplante d_f de 2 metros aproximadamente, puesto que el nivel de proyecto se elevará 2 metros respecto al nivel actual. Sin embargo, según lo permita el proyecto arquitectónico final, se podrá construir las zapatas con un desplante menor, por lo que los análisis mostrados constituyen un escenario conservado dado que existirá un mayor espesor de material de relleno compactado por debajo de la cimentación.

Luego se estimó el asentamiento primario y secundario generado por el incremento de esfuerzo en el suelo por la descarga estructural mencionada y la descarga del material de relleno compactado.

El nivel de cargas actuante deberá ser definido por el especialista estructural. Luego de esto se deberá escoger el ancho de cimentación apropiado.

Capacidad Geotécnica (q_{ult}) y Admisible (q_{adm}).

Se estima la capacidad geotécnica acorde a la siguiente relación:

Relación empírica entre la resistencia de la punta de cono (q_t) y capacidad geotécnica:

$$\text{CPT-9: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 10.2 \text{ MPa} = 1635 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-12: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 6.03 \text{ MPa} = 965 \text{ kPa}$$

$$\text{CPT-13: } q_{ult} = R_k \cdot q_t = 0.16 \cdot 4.22 \text{ MPa} = 675 \text{ kPa}$$

R_k varía entre 0.16 para arenas, 0.20 para suelos mixtos y 0.30 para arcillas y q_t se promedia desde la profundidad de interés hasta un máximo de 1.5 B y se indica la capacidad última menor para zapatas entre 1 y 1.5 m. A continuación se determina la capacidad admisible del suelo para FS de 3, tomando la menor capacidad última estimada.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = 225 \text{ kPa}$$

Por lo tanto, considerando el nivel de descargas asumido preliminarmente, de 5.3 t/m² como máximo, y para el escenario conservador en que el desplante de la cimentación se encuentra justo al nivel de terreno actual (dos metros por debajo del nivel de proyecto final), la cimentación podría consistir en zapatas corridas en una dirección. Se evalúa a continuación el asentamiento inducido por el material de relleno que se colocará en un espesor de 2 m y por la descarga estructural.

Asentamiento primario y secundario del suelo

El asentamiento por descarga estructural se ha realizado asumiendo una razón L/B de aproximadamente 20, donde L es el largo y B el ancho que se ha considerado como 1.5 m. La profundidad de contacto del esfuerzo ha sido considerada como 1 m debajo del nivel actual del terreno, es decir 3 m por debajo del nivel de proyecto, aunque el d_f será variable entre 1 y 2 m; de esta manera se desprecia en cierta medida la disipación de esfuerzos en el material de relleno

que se colocará y también parcialmente la presencia del relleno actual. Tal como para los análisis de sección anteriores, esto constituye un escenario conservador.

Se ha considerado una descarga máxima de 55 kPa para una zapata de ancho $B=1.5$ m y una descarga de 38 kPa actuando sobre un ancho de 35 m y una relación L/B de alrededor de 2.5, según la implantación indicada para el galpón de 3000 m².

Se utiliza la teoría de consolidación en una dimensión de Terzaghi para el cálculo del asentamiento primario:

$$q=55\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \Delta z \approx 1\text{cm para un esfuerzo de contacto máximo en una zapata corrida}$$

$$q=38\text{kPa}:S_p = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \Delta z \approx 1\text{cm para la descarga de 2 m de material de relleno compactado}$$

Se puede concluir que tanto los asentamientos por descarga estructural como los asentamientos estimados por relleno son despreciables para los escenarios planteados.

Velocidad de Asentamiento

Se realizaron ensayos de disipación de presión de poros (u_2) donde se mide el t_{50} que es el tiempo que toma una consolidación del 50%. Posteriormente, a través de la teoría de Houlsby & Teh (1988), se obtiene el coeficiente de consolidación c_{vh} y considerando una anisotropía de 3, se estima un coeficiente c_v . Debido a la predominancia de intercalaciones limo-arenosas en el perfil de suelo, y debido al estado parcialmente saturado del mismo, se estimaron pocos valores representativos de c_{vh} a partir de t_{50} de disipaciones. Se ha comparado estas estimaciones con la medición de c_v obtenida del estrato arcilloso en P-1, la cual fue la única muestra inalterada que se pudo recuperar debido a la consistencia del suelo.

Posteriormente, se estima el tiempo necesario que le tomaría al suelo asentarse un 90%, a través de la siguiente ecuación:

$$t_{90\%} = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{c_v} = \frac{0.848 \cdot (H_{dr})^2}{10-40\text{m}^2/\text{yr}}$$

H_{dr} es la distancia máxima de drenaje, que en este caso sería igual a la mitad del estrato compresible. Debido a que existe una distancia máxima de drenaje baja (en general de 1.5 a 2.5 m), se estima que el estrato compresible se asentaría en un tiempo de alrededor de 2 a 6 meses, según los ensayos de disipación realizados a partir de los CPT.

Según la perforación P-1 se midieron valores de c_v entre 1 y 10 m²/año para distintos niveles de esfuerzo, a partir del ensayo de consolidación ejecutado a 7 m de profundidad. Según este valor, el tiempo de consolidación primaria podría ser de más de 1 año, por lo que se seguirían produciendo luego de la construcción de la cimentación, especialmente en el sector de la imprenta.

La variabilidad encontrada entre los valores de c_v estimados a partir de las disipaciones (CPT) y a partir de la consolidación (perforación) puede atribuirse a que en las disipaciones de presión de poros in situ, se obtiene un comportamiento más representativo de las intercalaciones de material drenante que puedan existir alrededor de la masa de arcilla, y por ende se estiman valores más altos.

Además, dado que la presión de poros a lo largo del perfil fue muy cercana a 0, resulta dificultoso estimar un t_{50} y c_v propiciamente a partir de las disipaciones. Por otro lado, debido a la consistencia del material arcilloso resulta complicada la obtención de muestras absolutamente inalteradas de las perforaciones

Debido a la baja magnitud de los asentamientos generados por descarga estructural (alrededor de 1 cm considerando la disipación de esfuerzos en el relleno y los esfuerzos de contacto actuantes en las distintas estructuras), se puede concluir que a pesar del tiempo máximo estimado de asentamientos, se satisface el estado límite de servicio en este apartado.

Sin embargo, los asentamientos por relleno estimados a partir de las perforaciones y la mayoría de los CPT se encuentran en el rango de 1 a 5 cm en el sector de la imprenta, por lo que podría resultar importante monitorear la generación de los mismos en esta área, dado que se estarían produciendo asentamientos diferenciales actualmente a lo largo del eje donde se construirá la estructura. Cabe destacar que este material de relleno ya estaba conformado casi en su totalidad al momento del inicio de la exploración geotécnica, y el monitoreo resultaría idóneo desde el momento de colocación del material.

En el sector de la corrugadora se estimaron asentamientos en el rango de 1 a 3 cm por colocación del relleno, lo cual podría resultar relevante también debido al tiempo estimado para la generación de los mismos. En este caso también el monitoreo resultaría propicio, o en su defecto, el diseño estructural de la cimentación debería contar con la rigidez necesaria para mitigar las deformaciones en la estructura.

En el sector de los galpones, la magnitud de asentamientos totales por relleno y estructura son despreciables por lo que el tiempo de generación de estos, no resultaría relevante.

Para una mejor estimación de los tiempos de asentamiento en el suelo debajo de toda la masa de relleno colocada, se debería distribuir una cantidad mayor de sondeos en la extensión del material compactado. Según la información proporcionada por el cliente, el material de relleno fue conformado casi en su totalidad en diciembre de 2017, por lo que el proceso de consolidación primaria ya podría haberse producido según las estimaciones realizadas a partir de los sondeos CPT, pero según la muestra obtenida de P-1 aún podrían generarse asentamientos luego de la construcción de la imprenta. Sería relevante por lo tanto, monitorear las áreas en las que el relleno se haya colocado más recientemente o esté en proceso de conformación.

Cabe resaltar que la estimación del tiempo de asentamientos está relacionada con el cuadrado de la distancia máxima de drenaje del suelo (H_{dr}) que en este caso podría ser 1.5-2.5 m. Por otro lado, el parámetro c_v varía a lo largo de la curva esfuerzo-deformación y también por cambios de permeabilidad mientras el suelo se comprime. La permeabilidad puede variar en órdenes de magnitud y su medición puede tener falta de precisión a pesar de la buena ejecución del ensayo. Por estas razones, no se recomienda basar diseños en el tiempo de asentamiento, sino, más bien, en asentamientos totales o diferenciales, los cuales son mínimos como efecto de la descarga

estructural. Además, el estado de saturación del suelo en general es parcial, por lo que los asentamientos estimados en esta sección podrían ser aún menores.

ADENDA PARA EL SECTOR DE LA IMPRENTA

La investigación geotécnica en el área de implantación de varias estructuras dentro de la planta industrial PRAMERCI S.A, existe un área del proyecto que está destinada a la implantación de una imprenta de aproximadamente 38 m de largo y una descarga estructural promedio de 100 t.

Con anterioridad se efectuó el informe de cimentaciones del proyecto. Para la imprenta se consideró una carga total de 125 t aproximadamente, y también se evaluó un escenario más conservador con mayor descarga. Se recomendó la configuración de una cimentación superficial consistente en losas de ancho variable según la geometría de la máquina. Además se evaluó una cimentación con zapatas corridas. En ambos casos se satisfizo el estado límite de falla.

Posteriormente, se estimaron asentamientos de alrededor de 1 cm para esfuerzos de contacto de 1 y 2 t/m², para losas y zapatas, respectivamente (estimado aproximadamente para una descarga total de 125 t), y asentamientos de menos de 5 cm al considerar una descarga mayor, con esfuerzos de contacto de un poco más del doble. Además, se evaluaron los asentamientos por el material de relleno que ya se había colocado al momento de ejecutar los ensayos, y para 2 m de espesor de relleno se estimaron asentamientos de alrededor de 5 cm.

Debido a la posibilidad de que estos asentamientos se generen luego de la instalación de la máquina, se recomendó monitorear la generación de asentamientos por relleno y configurar un diseño estructural que permita mitigar la transferencia de deformaciones a la estructura. Por este motivo también se recomendó como sistema de cimentación, una losa con suficiente rigidez para uniformizar los esfuerzos y minimizar las deformaciones, en lugar de zapatas.

Sin embargo, luego de la revisión del informe geotécnico por parte del ingeniero estructural, se ha mencionado dos factores que ameritan la consideración de una alternativa adicional de cimentación: 1) el peso muerto de la estructura será de aproximadamente 3 veces el peso de la máquina, por lo que en lugar de una descarga total de 125 t, se tendrá una descarga total de alrededor de 450 t, 2) la tolerancia para asentamientos es de 0.5 cm a lo largo de toda la máquina. Cabe destacar debido a la mínima tolerancia existente ante asentamientos, que la estimación de asentamientos por relleno podría variar si se conformara el mismo en un espesor mayor a los 2 m hasta el nivel de piso terminado, indicados por el cliente.

Para mantener los asentamientos en un rango menor a 0.5 cm, y considerando una descarga mayor a la inicialmente estimada, se ha evaluado la alternativa de cimentación profunda para la imprenta. Dado que actualmente la super-estructura del galpón se encuentra conformada casi en su totalidad, se deberá evaluar más específicamente la posibilidad de cimentar micro-pilotes metálicos, de sección circular hueca (HSS), D= 30 cm y un espesor de 0.5 pulgadas.

La investigación geotécnica de este proyecto fue indicada en el informe principal y consiste en trece ensayos CPT(+DPSH) realizados entre el 20 de Agosto y el 19 de septiembre de 2018. Se realizaron también siete perforaciones con ensayo SPT y muestreo inalterado, y 2 calicatas a lo largo del espesor del relleno. Para la presente adenda se consideran los anexos A-E del informe, y se añaden los anexos H-J.

Anexo H: Análisis de capacidad y asentamiento de cimentación profunda

Anexo I: Análisis de hinca de pilote

Anexo J: Métodos para estimar capacidad de pilote a partir del ensayo CPT

Análisis de Cimentación Profunda.-

Se estimó la capacidad del pilote (Q_{ult}) a lo largo del perfil de suelo para determinar el estrato óptimo de cimentación que soportará la carga de trabajo con factor de seguridad apropiado. En el Anexo J se describen los métodos utilizados para estimar la capacidad portante de pilote a partir del ensayo CPT.

Análisis de capacidad

Se ha considerado pilotes HSS de 30 cm de diámetro, 12.7 mm de espesor (½ pulgada) y longitud entre 8 y 8.5 m, considerando la estratigrafía de los CPT1-3.

Se utiliza un factor de seguridad (FS) de 2.5 para las capacidades por fuste y punta bajo cargas de trabajo (permanente), mientras que se aplica un factor de 1.5 para cargas sísmicas. El resumen de capacidades se muestra en la siguiente tabla y el análisis se muestra en el Anexo H.

Tabla 1. Longitud y capacidad de pilotes HSS de 30 cm de diámetro

Sondeo	L ⁽¹⁾ (m)	Capacidad (ton)			Capacidad Admisible (ton)	Cap. Admisible Sismo (ton)	
		Punta	Fuste	Total		Compresión	Tracción
CPT1	8.0	40	20	60	24	40	13
CPT2	8.0	65	20	85	34	57	13
CPT3	8.5	35	22	57	23	38	15

Longitud de penetración en suelo considerando el nivel de proyecto al momento de la ejecución de los CPT (nivel +1.60 m.)

La longitud aproximada de los pilotes sería de 8 a 8.5 metros de profundidad medidos desde el nivel de inicio de los ensayos CPT al momento de ejecución de los sondeos, es decir, aproximadamente 8.5 a 9 m desde el nivel final de proyecto, porque según lo indicado por Grupasa el relleno aún debía conformarse unos 40 cm por encima del nivel existente al ejecutar los ensayos. Los asentamientos son menores a 5 mm bajo las cargas admisibles mencionadas en la Tabla 2.

La longitud de fabricación de los pilotes debe considerar la cota de cabeza final según los planos estructurales. La parte más cargada de la imprenta se encuentra 1.5 m por debajo del nivel de proyecto, por lo que la longitud necesaria de pilote debería ser 7 a 7.5 metros, más el anclaje o empotramiento que se requiera.

Análisis de Hinca

Se ha realizado un análisis de hincabilidad para evaluar las condiciones de rechazo durante la hinca de pilote. Se utilizó el software GRLWEAP 2010 que se fundamenta en un método analítico de ecuación de la onda unidimensional para modelar el proceso de hinca. La información del análisis y resultados se detallan en el Anexo I.

Criterio de hinca

Al evaluar la condición de rechazo los resultados indican que para pilotes HSS de 30 cm de diámetro, 12.7 mm de espesor, y tapa en la punta del pilote, empleando un martillo PILECO D8-22 o equivalente, se activa una resistencia a la hinca de 70 a 90 t (capacidad última) en el rango de 15 a 22 golpes/10cm para pilotes de 8.5 a 9 m de longitud, medidos desde el nivel final de proyecto (nivel +2.0 m, véase informe).

Hincabilidad

Debido a la consistencia rígida del perfil de suelo, y considerando que superficialmente existe una capa de material granular, los golpes/10 cm estimados son de 5-10 en los primeros metros.

La hinca debe detenerse una vez que se active suficiente resistencia con el factor de seguridad apropiado que satisfaga la carga de trabajo del pilote. Se recomienda emplear pilotes de 9 m (medidos desde el nivel final de proyecto), siempre que se haya alcanzado un mínimo de 20 golpes/dm para una capacidad última de 70 t, con martillo PILECO D8-22 o equivalente.

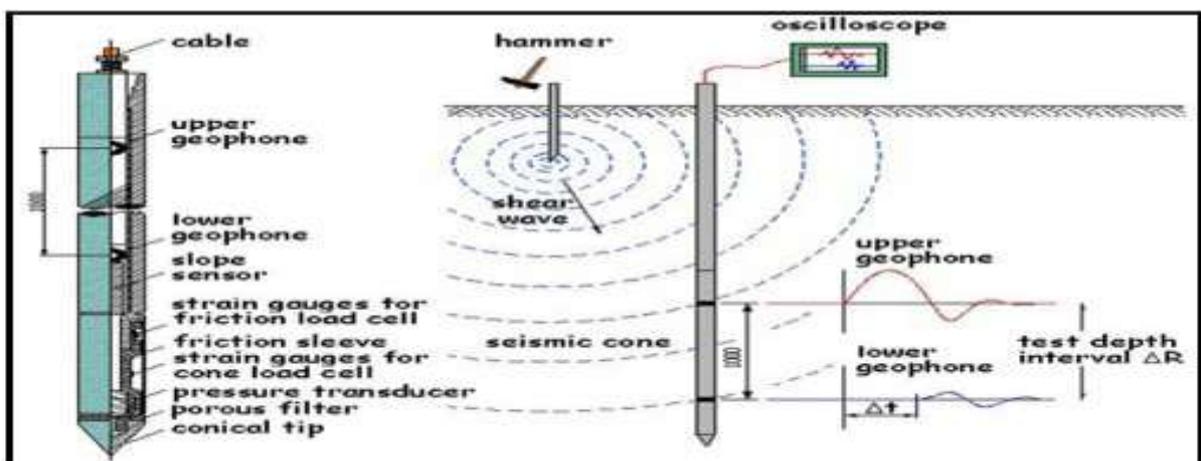
Objetivos Específicos.-

ENSAYOS DE CAMPO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

1.- Ensayo de Penetración de Cono (C.P.T)

El método de ensayo CPT consiste en el uso de una plataforma hidráulica para introducir a presión una punta cónica instrumentada en el suelo mediante varias barras. Mide de forma continua la resistencia necesaria para penetrar en el suelo a una velocidad constante de dos centímetros por segundo. La fuerza total que actúa sobre el cono se llama resistencia del cono y es el criterio calificador de la fuerza de su suelo. La fuerza que actúa sobre las barras de sondeo proporciona la fricción total. Las mediciones con un cono eléctrico, equipado con un manguito de fricción, proporcionan la fricción del manguito local (CPTE).

Si se debe controlar el nivel exacto de aguas freáticas se instala rápidamente un piezómetro para recoger los datos de presión del agua. La capacidad de empuje del equipo de sondeo la aporta el lastre del camión o unos anclajes roscados para conseguir una reacción adicional.



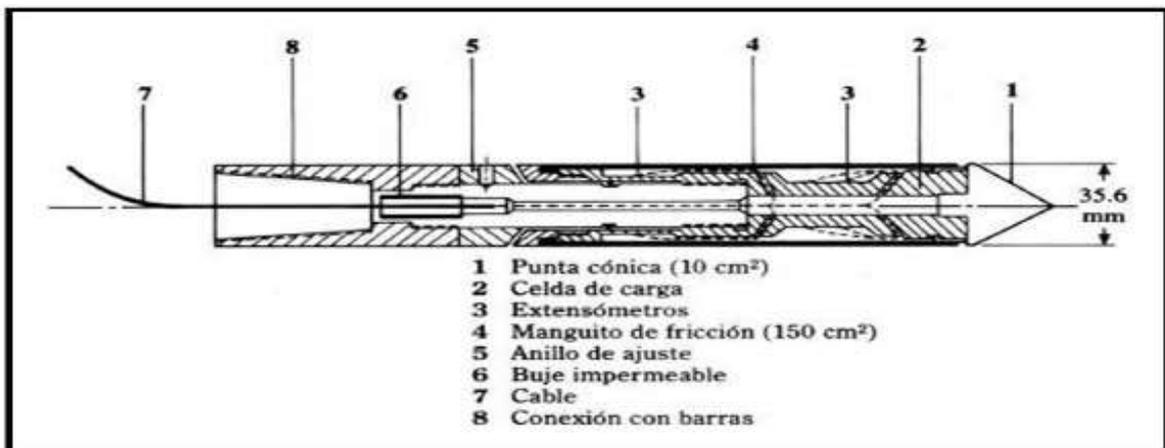
La información recogida se utiliza para calcular los siguientes parámetros geotécnicos:

- ángulo de fricción efectivo
- coeficiente de consolidación
- capacidad de carga
- comportamiento del asentamiento de una cimentación

Esta serie de cálculos detallados nos permite ofrecer un informe exhaustivo con los consejos adecuados para garantizar la idoneidad de sus planes de cimentación.

Utilizamos solo las técnicas de CPT más recientes, incluidas:

- **Penetrómetro de cono mecánico:** proporciona los cálculos para la cimentación de edificios mediante medición de la resistencia del cono a intervalos regulares de 20 centímetros. Utilizamos el cono holandés con un manto cónico y el cono Begemann con fricción del manguito local.
- **Penetrómetro de cono eléctrico:** recoge una información más completa, permitiendo una mejor clasificación de las capas del suelo (p. ej., la detección de una capa fina de turba en suelos arcillosos). La resistencia del cono y la fricción local se mide de forma continua cada dos centímetros, lo que permite calcular la tasa de fricción. Un ordenador registra las mediciones transmitidas desde el cono eléctrico hasta la superficie, a través de cable tendido en el interior de las barras del penetrómetro.



2.- Pruebas Dinámicas de Capacidad de Carga de Pilotes (P.D.A)

La prueba de carga dinámica en pilotes (PDA) logra determinar la carga última de pilotes o carga de trabajo según se requiera mientras se obtiene información de la distribución de la fricción a lo largo del pilote, carga por punta y evaluación de la integridad del pilote.

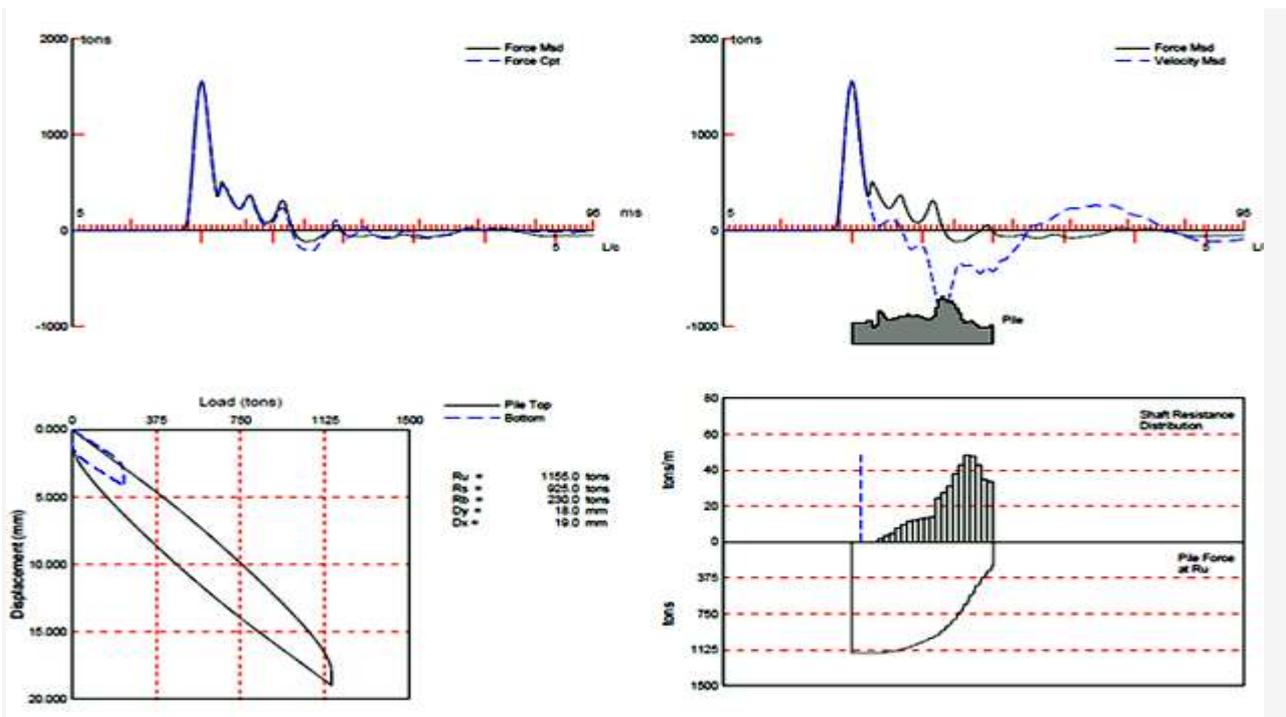
Las pruebas de carga dinámicas, denominadas también PDA, son pruebas no destructivas que siguen los lineamientos de la norma internacional **ASTM D4945/00**

¿Cómo funciona?

La prueba consiste en dejar caer libremente una masa a una altura determinada, cuyo peso está en función de la carga a movilizar (del orden del 2 al 3% de la carga a movilizar) y la geometría del pilote, para obtener mediante instrumentación electrónica la respuesta del sistema.

Posteriormente, al analizar las señales de fuerza (deformímetros) y aceleración (acelerómetros) con modelos de interacción suelo/estructura es posible estimar la capacidad de carga estática y detallar su distribución a lo largo del pilote.

El software utilizado para la interpretación de las pruebas es el CAPWAP que combina las mediciones de campo con el PDA, y la ecuación de onda del pilote por medio de un método analítico que puede predecir la capacidad de carga total y estática; la distribución de la resistencia por fricción y la resistencia de la punta considerando valores de amortiguamiento y rigidez del suelo. Adicionalmente permite identificar daños o cambios de impedancia a lo largo del pilote si los hay.



Resultados de la prueba PDA. Mediciones de Fuerza y Velocidad, curva carga vs. desplazamiento y distribución por fricción.

Ensayo dinámico en pilotes o barretes pre excavados.

Para la realización de la prueba en pilotes pre-excavados y fundidos in situ, es recomendable la ejecución de un pilote un poco más largo en su parte superior, es decir que tenga un cabezal de hormigón reforzado y encamisado para recibir los impactos. Esto permitirá instalar los sensores sin problema. Los sensores nunca pueden quedar sumergidos en agua. La prueba se puede hacer mínimo 7 días después de fundido este cabezal.



Ensayo dinámico en los pilotes hincados

En pilotes hincados la prueba se puede hacer para estudiar en detalle el proceso de hinca. También se puede realizar la prueba con posterioridad a la hinca de los pilotes para verificar su capacidad.

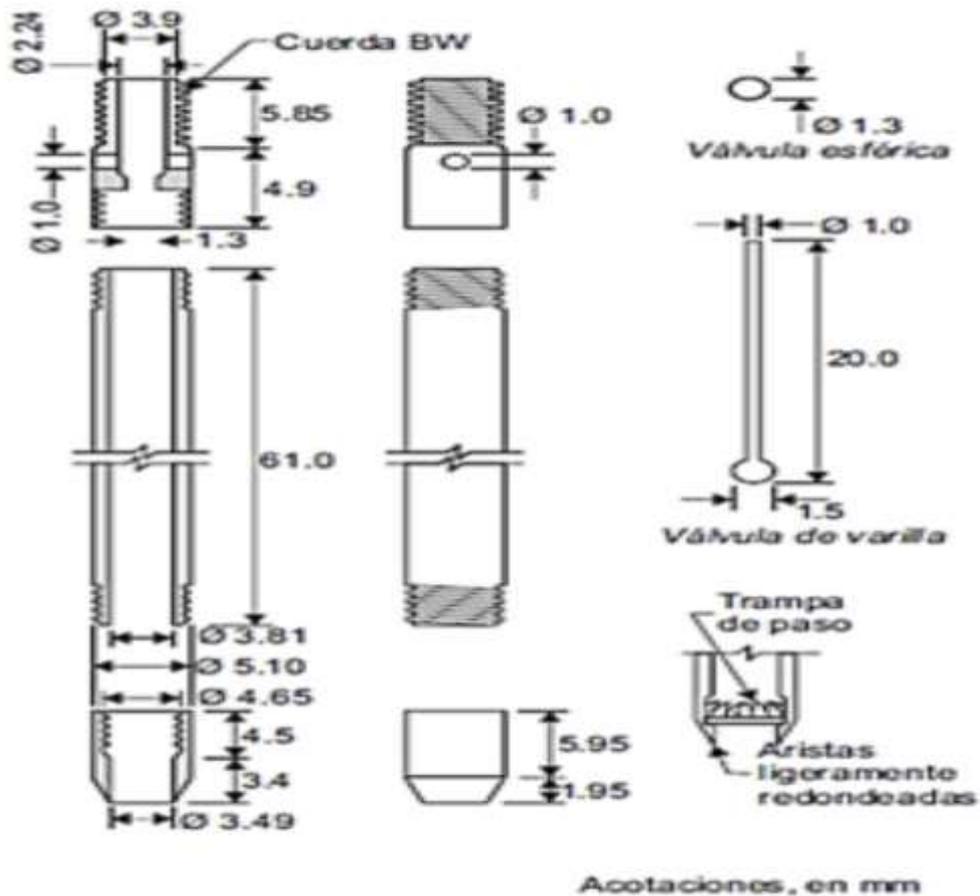
Para este caso como la cabeza del pilote se encuentra adecuadamente reforzada no se requiere el cabezal de reforzamiento, si no el uso del martillo hincador de los pilotes.



3.- Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T)

El Ensayo de Penetración Estándar o STP, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que queremos realizar un estudio geotécnico, es el ensayo más empleado en la realización de sondeos, y se lleva a cabo en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que le permite tomar una muestra en su interior, naturalmente alterada. El peso de la maza y la altura de la caída libre, están normalizados, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

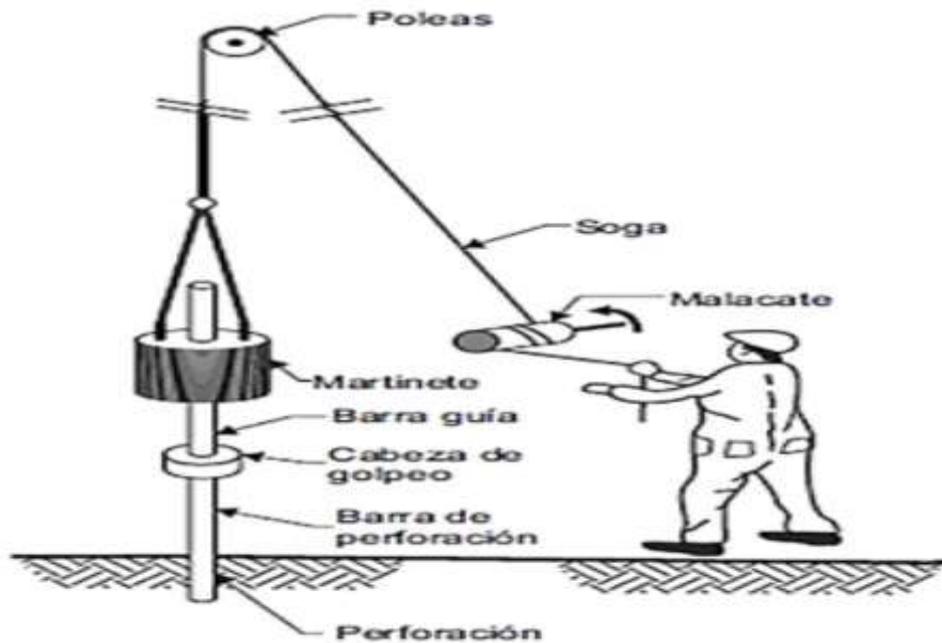


Procedimientos del Ensayo de Penetración Estándar

Cuando en la perforación del sondeo se alcanza la profundidad donde se efectuará la prueba, sin avanzar la entubación y viendo limpio el fondo del sondeo, se desciende toma muestras STP unido al varillaje hasta apoyar en el fondo con suavidad. Luego se eleva repetidamente la maza con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera colocada en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros (N0 - 15).

Seguidamente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N15 - 30 y N30 - 45).



El resultado del ensayo es el golpeo STP o Resistencia a la Penetración Estándar:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

Si el número de golpes requerido para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

Hasta aquí, el ensayo STP se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como $N_{0-15} / 50$ en 120 mm, R).

La cuchara STP suele tener una longitud interior de 60 centímetros, por ello es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, por lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes N_{45-60} . Proporcionar este valor no está normalizado, no constituye un resultado del ensayo, solo tiene una función indicativa.

ANEXO J

MÉTODOS PARA ESTIMAR CAPACIDAD DE PILOTE A PARTIR DEL ENSAYO CPT

Introducción

Con el penetrómetro de cono es posible utilizar métodos racionales y directos para determinar la capacidad portante de pilotes, ya sean estos barrenados o hincados. Los métodos racionales hacen uso de teorías como la de plasticidad límite para determinar la capacidad por punta y métodos como beta (β) o alpha (α) para determinar la capacidad por fuste. Contrariamente, los métodos directos utilizan las mediciones del ensayo CPT como la resistencia de punta (q_t), la fricción lateral (f_s) y la presión intersticial (u_2) para extrapolar valores correspondientes a la capacidad por punta y fuste de un pilote como lo muestra la Figura 1. Estos métodos han sido formulados experimental y empíricamente. Para más información dirigirse a las referencias proporcionadas.

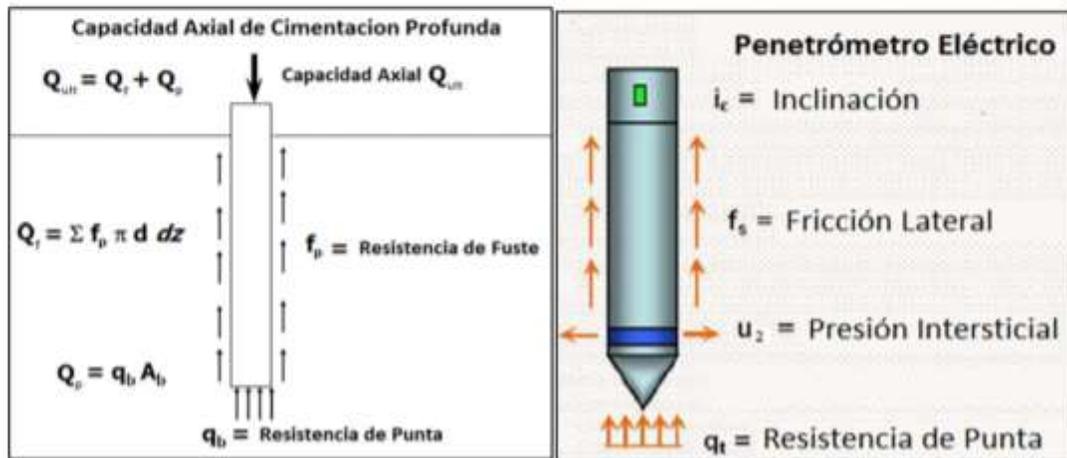


Figura 1. Analogías entre la capacidad axial de un pilote y las mediciones del ensayo CPT

La ventaja del CPT sobre otros ensayos en cuanto al diseño de pilotes es, principalmente, debido a que el cono obtiene mediciones cada 1, 2 o 5 cm (en contraste con el SPT que se realiza cada 1, 1.5 o 2 metros) y por ende proporciona un valor más acertado de la capacidad por fuste. Subterra Ingeniería Geotécnica realiza el ensayo CPT y a su vez el análisis necesario para rápidamente determinar la capacidad portante de un pilote y delinear con precisión las cotas de punta a lo largo del sitio. Adicionalmente, con los resultados del ensayo CPT se puede realizar un mejor análisis de hinca. Cuatro métodos han sido evaluados para estimar la capacidad por punta y seis métodos para aquella por fuste. A continuación se describen brevemente estos métodos:

Beta (β)

El método Beta es un método racional y se utiliza para determinar únicamente la capacidad por fuste

$Q_f = \sum f_p dA_s$ donde A_s es el área lateral correspondiente a f_p . La ecuación general es la siguiente:

$$f_p = C_M \cdot C_K \cdot K_o \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{vo}'$$

Los parámetros K_o , ϕ' y σ_{vo}' se obtienen a partir del ensayo CPT de acuerdo a métodos empíricos, experimentales y teóricos:

- $K_o = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$ (Kulhawy & Mayne 1990)

Donde:

$$\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \leq K_o \leq \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

- Para arenas (Kulhawy & Mayne 1990):

$\phi' = 17.6 + 11 \log(Q_{tn})$ donde σ_{atm} es la presión atmosférica

- Para arcillas (Senneset et al. 1989):

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_{t1})$$

- $\sigma_{vm} = \int \gamma_i dz$

$$\frac{\gamma_i}{\gamma_w} = 0.27 FR + 0.36 \cdot \log(q_t / \sigma_{atm}) + 1.236 \quad (\text{Robertson et al. 2010a})$$

Para más información sobre los parámetros normalizados del CPT como Q_{tn} , B_q , Q_{t1} y FR ver Robertson (2009). El factor de ajuste por instalación $C_K = K'/K_o$ es igual a 0.9, 1.0 y 1.1 para pilotes barrenados, tubulares (con boca abierta) y prefabricados, respectivamente. El factor de ajuste por interface de suelo-pilote $C_M = \tan \delta / \tan \phi'$, donde δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote, es igual a 0.7, 0.9 y 1.0 para pilotes de acero, prefabricados y barrenados, respectivamente (Kulhawy et al. 1983).

LCPC – Bustamante & Gianceselli (1982)

El método de LCPC es uno de los más reconocidos con 40 años de existencia. Este método fue formulado experimentalmente a partir de 197 pruebas de carga en distintos tipos de pilotes. Se estima la capacidad por punta q_b y por fuste f_p dependiendo del tipo de suelo, la resistencia de punta del cono y el tipo de pilote utilizando las siguientes ecuaciones:

- $q_b = k_c \cdot q_{ta}'$ donde q_{ta}' es el promedio de q_t a través de una zona de influencia de $\pm 1.5B$ de la cota de punta, siendo B el diámetro del pilote (Nota: este método es modificado ya que se emplea q_t y no q_c . Adicionalmente, no se realiza el promedio entre el rango de 0.7 y 1.3 de q_{ta}')
- $f_p = \frac{q_t}{\alpha_{LCPC}}$

Los factores k_c y α_{LCPC} pueden ser obtenidos de Robertson et al. (2010b). Los valores de q_b y f_p tienen un límite que aquí se ignora.

EF97 – Eslami & Fellenius (1997, 2006)

El método EF97, desarrollado experimentalmente por Eslami & Fellenius, es también un método directo que a diferencia de LCPC utiliza las tres mediciones obtenidas del ensayo CPTu (q_t , f_s , u_2). Esto se debe a que se considera un "esfuerzo efectivo" $q_E = q_t - u_2$ y no la resistencia de punta del cono. Este es un método generalizado para arenas, arcillas y limos derivado a partir de 106 pruebas de carga estática en todo tipo de pilote. El método hace uso de las siguientes ecuaciones:

- $q_b = \frac{q_{E,avg}}{C_t}$ donde $C_t = \begin{cases} B \geq 0.4 \rightarrow 3B \\ B < 0.4 \rightarrow 1 \end{cases}$ (B es el diámetro del pilote en metros)

El valor de $q_{E,avg}$ es tomado como media geométrica en los alrededores de la cota de punta del pilote

- $f_p = C_s \cdot q_E$ donde el coeficiente C_s depende del tipo de comportamiento de suelo basado en q_t , f_s y u_2 tal como lo describe Mayne (2007)

J03 – Jamiolkowski (2003) & Fioravante (1995)

Este método permite una evaluación de la capacidad por fuste de pilotes barrenados en arenas con grava, arenas limpias, y arenas limosas. Este también proporciona un estimado para la capacidad por punta en arenas limpias o con grava pero en el análisis no se considera el método para estimar capacidad por punta

sino únicamente el de aquel para calcular la capacidad por fuste utilizando las siguientes ecuaciones (en las ecuaciones se ingresa q_t en MPa y se obtiene f_s en kPa sin conversión alguna):

	<u>Arena con grava</u>	
$q_t \leq 5$ MPa:	$f_s = 20q_t$	$f_s = 15q_t$
$5 < q_t \leq 20$ MPa:	$f_s = \frac{1}{3}(7q_t + 265)$	$f_s = \frac{5}{3}(q_t + 40)$
$q_t > 20$ MPa:	$f_s = 135$ kPa	$f_s = 100$ kPa

Arena limpia o limosa

Método Alpha (α) – O’Neill & Reese (1999), API (1987), Manual FHWA NHI-05-42 & NHI-10-016

El método ALFA se utiliza para la capacidad por fuste de pilotes hincados o barrenados en suelos de grano fino tipo arcillas y limos con comportamiento no drenado. Es un análisis de esfuerzo total basado en el esfuerzo cortante no drenado del material y un factor de adhesión α que reduce el esfuerzo cortante. Se determina la capacidad con las siguientes ecuaciones:

$$f_p = \alpha \cdot s_u$$

$$\psi = \frac{s_u}{\sigma_{atm}} \text{ donde } \sigma_{atm} \text{ es la presión atmosférica}$$

Pilotes Barrenados

$$\alpha = \min(0.55, 0.55 - 0.1 \cdot (\psi - 1.5))$$

Pilotes Hincados

$$\alpha = 0.5 \cdot \psi^{-K} \text{ donde } K = 0.50 \text{ para } \psi \leq 1 \text{ y } K = 0.25 \text{ para } \psi > 1$$

SCH78 – Schmertmann (1978)

Este método se desarrolló a partir de un trabajo experimental en pilotes modelo y de producción llevado a cabo por Nottingham (1975) y Schmertmann (1978). La resistencia de punta y fuste se determinan con las siguientes ecuaciones:

- $q_b = C \cdot q_{ca}$ donde el parámetro C es un coeficiente de correlación que varía entre 0.5 y 1.0 que depende de OCR. El valor de q_{ca} es un promedio filtrado de q_t en los alrededores de la punta del pilote. Para más detalles ver Fellenius (2012)

- Suelo arenoso:

$$f_p = \min(0.9 f_s, 0.012 q_c)$$

Suelo arcilloso:

$$f_p = K_f \cdot f_s \text{ donde } K_f \text{ se calcula a partir de } f_s \text{ tal como lo detalla Fellenius (2012)}$$

TF81 – Tumay & Fakhroo (1981)

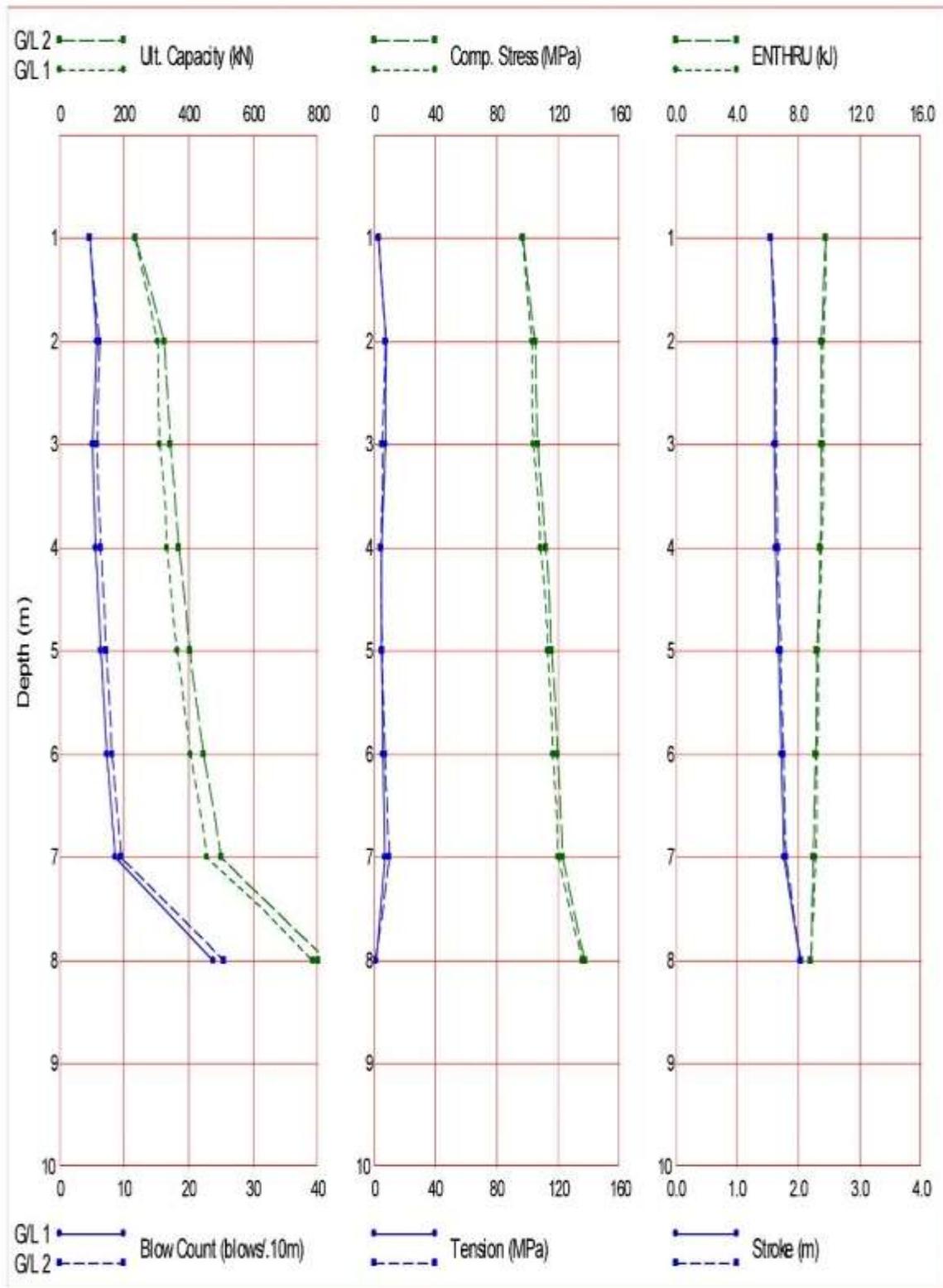
El método experimental de Tumay & Fakhroo se basa en un estudio de pilotes en los suelos arcillosos de Louisiana (EEUU) donde se relacionó la fricción unitaria (f_p) del pilote con la fricción lateral (f_s) del cono a través de la siguiente ecuación:

$$f_p = K_f \cdot f_s$$

$$K_f = 0.5 + 9.5e^{-90 \cdot f_s}$$

ANEXO I

ANÁLISIS DE HINCABILIDAD



Gain/Loss 1 at Shaft and Toe 0.670 / 1.000

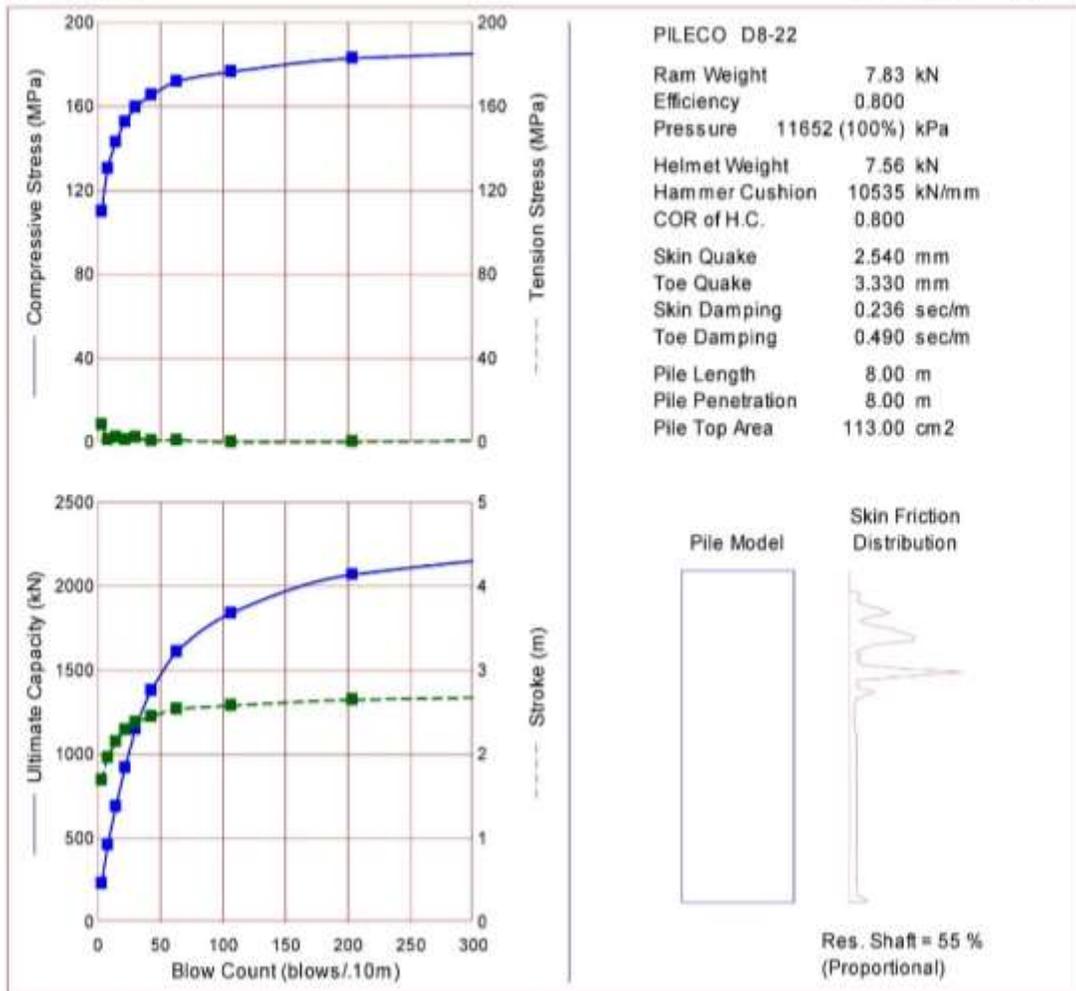
Depth m	Ultimate Capacity kN	Friction kN	End Bearing kN	Blow Count blows/.10m	Comp. Stress MPa	Tension Stress MPa	Stroke m	ENTHRU kJ
1.0	233.7	30.0	203.7	4.7	96.665	-2.775	1.55	9.8
2.0	305.0	148.6	156.4	5.8	103.161	-7.978	1.62	9.6
3.0	310.6	256.6	53.9	5.1	103.823	-7.318	1.60	9.6
4.0	333.8	282.2	51.6	5.6	108.659	-4.740	1.63	9.5
5.0	365.7	309.9	55.7	6.4	113.166	-4.907	1.68	9.3
6.0	405.4	337.7	67.6	7.4	116.784	-5.636	1.72	9.2
7.0	457.1	365.6	91.6	8.6	120.088	-7.098	1.76	9.1
8.0	784.4	397.8	386.6	23.9	135.980	-1.289	2.03	8.8

Total Continuous Driving Time 11.00 minutes; Total Number of Blows 554

Gain/Loss 2 at Shaft and Toe 0.830 / 1.000

Depth m	Ultimate Capacity kN	Friction kN	End Bearing kN	Blow Count blows/.10m	Comp. Stress MPa	Tension Stress MPa	Stroke m	ENTHRU kJ
1.0	236.6	32.9	203.7	4.7	97.018	-2.998	1.55	9.8
2.0	325.5	169.1	156.4	6.2	105.189	-7.378	1.64	9.5
3.0	344.0	290.0	53.9	5.8	106.862	-5.241	1.64	9.5
4.0	369.6	318.1	51.6	6.4	112.128	-4.611	1.67	9.4
5.0	404.2	348.4	55.7	7.2	115.935	-5.219	1.71	9.2
6.0	446.5	378.9	67.6	8.2	119.543	-6.847	1.75	9.1
7.0	501.0	409.4	91.6	9.6	123.268	-9.985	1.80	9.0
8.0	831.3	444.7	386.6	25.4	137.780	-0.756	2.04	8.8

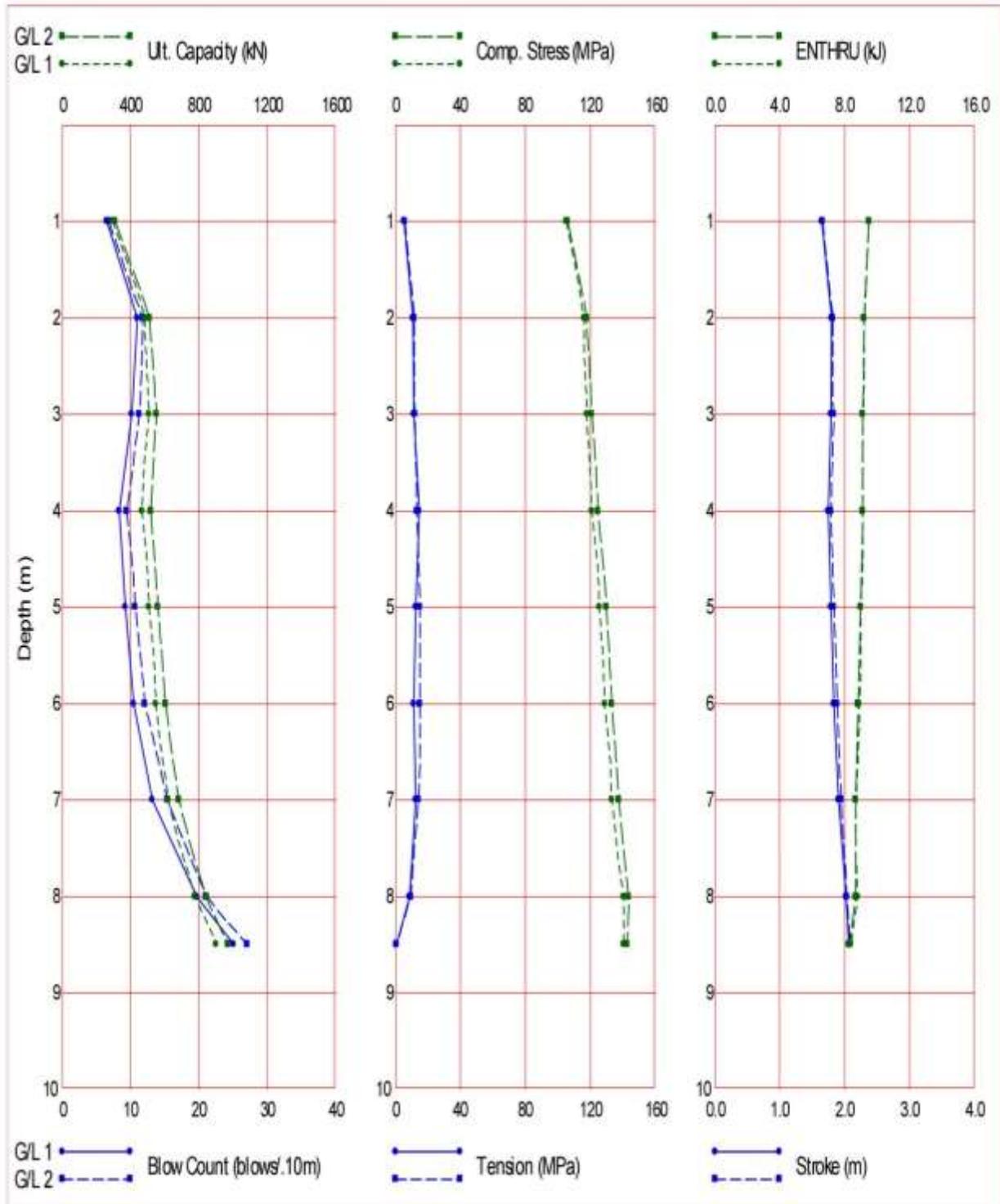
Total Continuous Driving Time 12.00 minutes; Total Number of Blows 609



Compania Tecnica Nacional Tecnac SA
CPT-1 Grupasa

16-Oct-2018
GRLWEAP Version 2010

Ultimate Capacity kN	Maximum Compression Stress MPa	Maximum Tension Stress MPa	Blow Count blows/10m	Stroke m	Energy kN-m
230.0	109.93	8.33	3.5	1.69	11.35
460.0	130.44	1.31	8.2	1.96	10.51
690.0	142.97	2.43	14.8	2.15	10.14
920.0	152.57	1.36	22.1	2.29	10.19
1150.0	159.60	2.35	30.4	2.38	10.17
1380.0	165.36	0.76	43.2	2.45	10.32
1610.0	171.90	1.03	63.4	2.54	10.54
1840.0	176.49	0.14	106.8	2.58	10.52
2070.0	182.86	0.32	203.6	2.65	10.67
2300.0	189.20	2.21	571.1	2.72	10.81



Gain/Loss 1 at Shaft and Toe 0.670 / 1.000

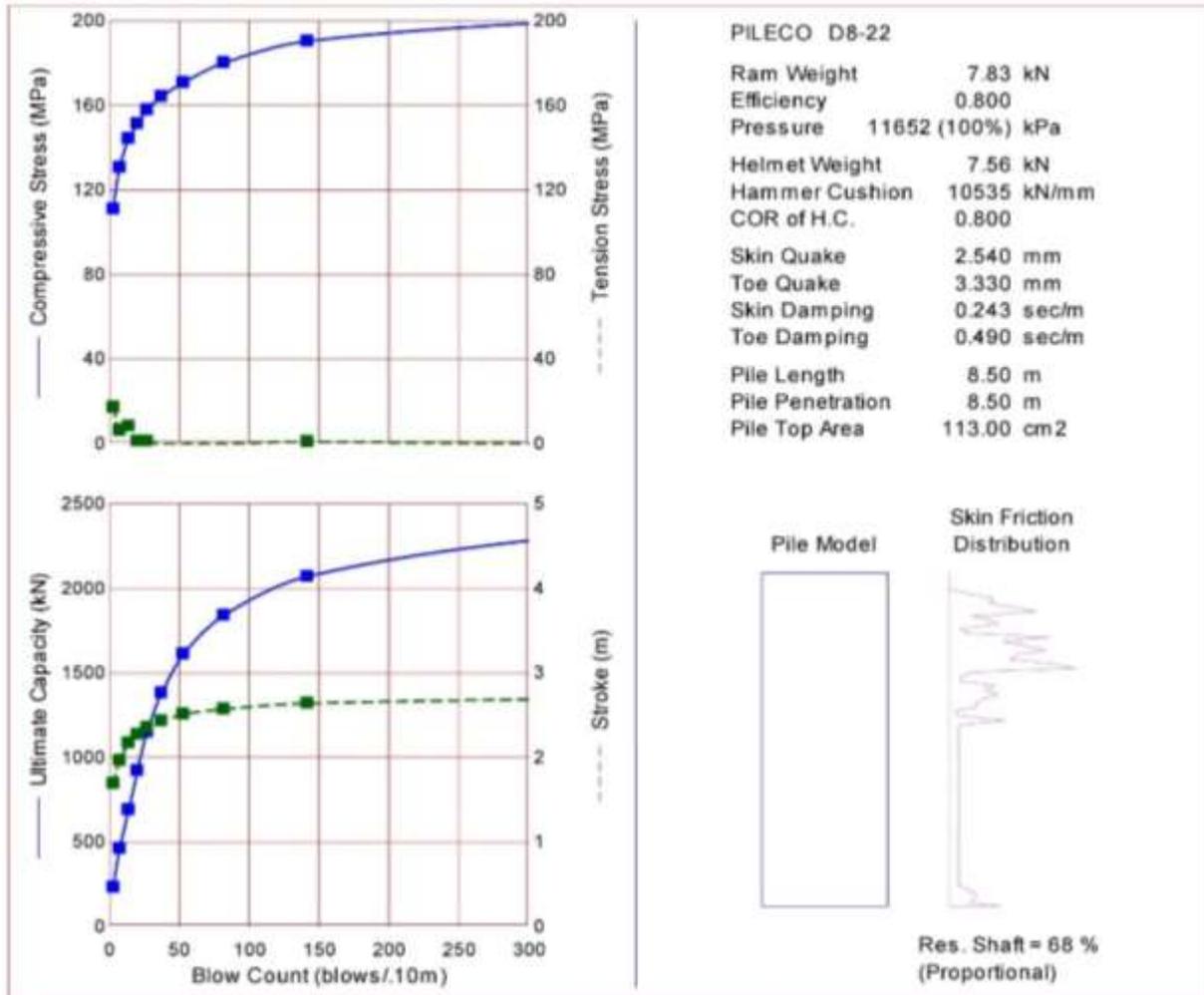
Depth m	Ultimate Capacity kN	Friction kN	End Bearing kN	Blow Count blows/.10m	Comp. Stress MPa	Tension Stress MPa	Stroke m	ENTHRU kJ
1.0	299.6	60.1	239.5	6.5	104.999	-5.281	1.65	9.5
2.0	484.7	198.7	286.0	11.0	116.433	-11.073	1.80	9.2
3.0	509.1	358.8	150.3	10.2	118.096	-11.421	1.79	9.1
4.0	469.3	432.2	37.1	8.3	120.808	-14.618	1.74	9.1
5.0	507.7	459.5	48.2	9.3	125.717	-12.597	1.79	9.0
6.0	548.4	487.6	60.8	10.5	129.080	-11.484	1.83	8.9
7.0	621.8	515.3	106.5	13.2	133.537	-12.472	1.90	8.7
8.0	775.9	542.7	233.2	19.7	140.649	-8.931	2.02	8.8
8.5	902.9	576.2	326.7	25.1	140.561	-0.455	2.06	8.4

Total Continuous Driving Time 19.00 minutes; Total Number of Blows 902

Gain/Loss 2 at Shaft and Toe 0.830 / 1.000

Depth m	Ultimate Capacity kN	Friction kN	End Bearing kN	Blow Count blows/.10m	Comp. Stress MPa	Tension Stress MPa	Stroke m	ENTHRU kJ
1.0	309.8	70.4	239.5	6.8	105.832	-5.941	1.66	9.5
2.0	513.4	227.4	286.0	11.8	117.819	-11.909	1.82	9.2
3.0	553.1	402.8	150.3	11.3	121.004	-12.023	1.83	9.1
4.0	521.5	484.4	37.1	9.5	124.758	-13.275	1.79	9.1
5.0	562.6	514.4	48.2	10.7	129.750	-14.977	1.83	9.0
6.0	606.0	545.2	60.8	12.1	133.199	-15.220	1.88	8.8
7.0	682.0	575.5	106.5	15.4	137.763	-14.140	1.95	8.7
8.0	838.8	605.6	233.2	21.2	143.497	-9.700	2.03	8.7
8.5	969.0	642.3	326.7	27.1	142.806	-0.687	2.07	8.3

Total Continuous Driving Time 21.00 minutes; Total Number of Blows 1003



Compania Tecnica Nacional Tecnac SA
CPT-3 Grupasa

16-Oct-2018
GRLWEAP Version 2010

Ultimate Capacity kN	Maximum Compression Stress MPa	Maximum Tension Stress MPa	Blow Count blows/.10m	Stroke m	Energy kN-m
230.0	110.80	17.00	3.4	1.69	11.24
460.0	130.54	6.11	7.9	1.96	10.34
690.0	144.10	8.18	14.1	2.17	10.05
920.0	151.26	1.04	20.4	2.27	9.86
1150.0	157.80	1.05	27.4	2.35	9.91
1380.0	164.10	0.00	37.6	2.43	10.03
1610.0	170.70	0.00	53.2	2.51	10.13
1840.0	180.08	0.00	82.2	2.57	10.10
2070.0	190.35	0.77	141.8	2.64	10.13
2300.0	199.42	0.00	320.4	2.69	10.09

ANEXO H

ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y ASENTAMIENTO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA

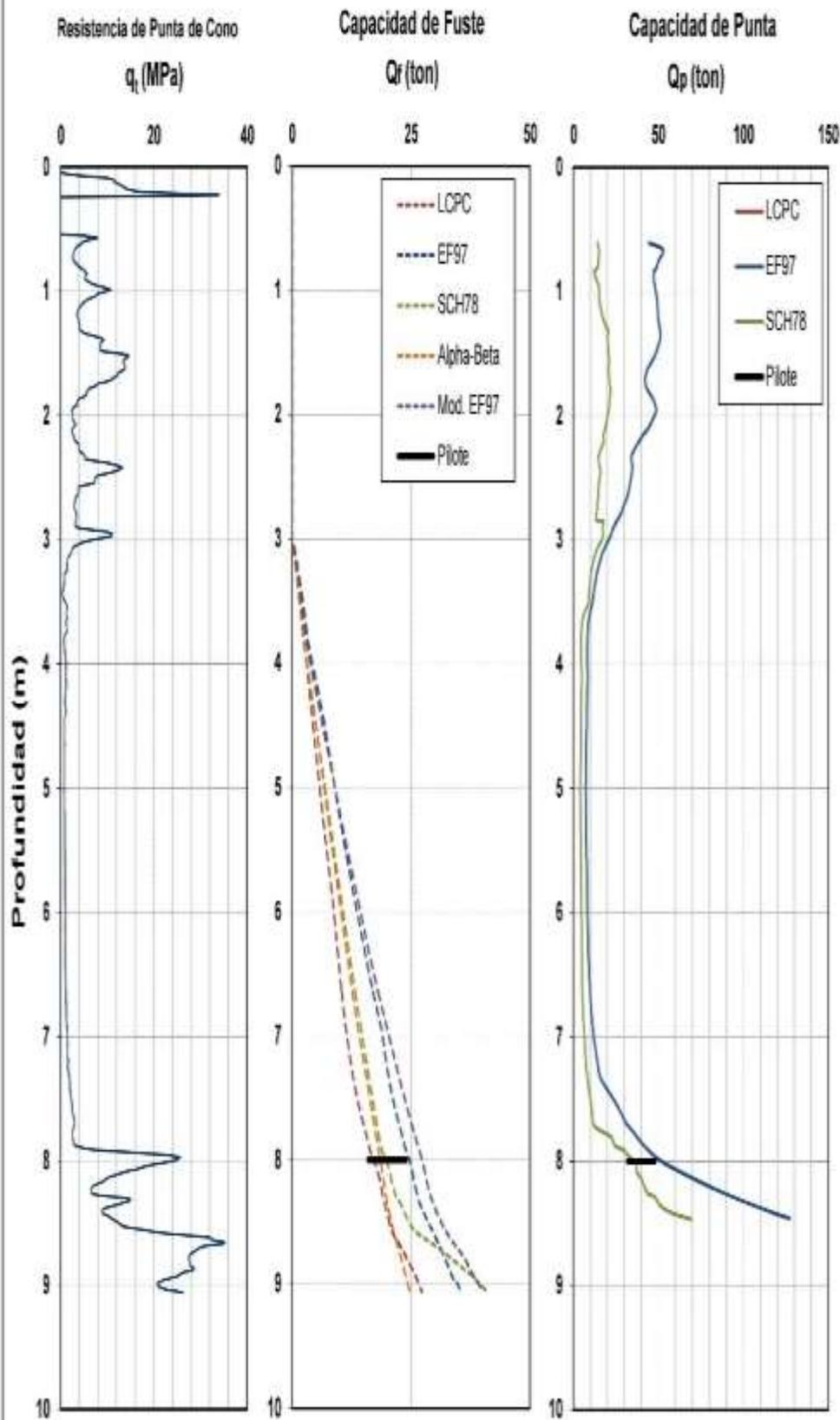
Sondeo: CPT1
 Fecha: 20-ago-18
 Lugar: Km 11.5 via a Daule

Profundidad: 9.06 m
 Nivel Freático: 4 m
 Cono: MH267

Cota: NA
 Latitud: 0.000000
 Longitud: 0.000000

Tipo: Hincado
 Material: Acero
 Sección: Circular

Diámetro: 300 mm
 Prof. de Cabeza: 0 m
 Prof. de Punta: 8 m



Longitud (m) = 8.0

	Método	Capacidad (ton)
Fuste	LCPC	17
	EF97	25
	SCH78	20
	Alpha-Beta	19
	Mod. EF97	27
Punta	LCPC	#N/A
	EF97	52
	SCH78	36
Portante	LCPC	#N/A
	EF97	76
	SCH78	56

Capacidad por Fuste, Punta y Portante

Q_r (ton) = 20
 Q_p (ton) = 40
 Q_{ult} (ton) = 60

Factores de Seguridad y Capacidad Admisible

Carga		Factores de Seguridad		Admisible
Tipo	Direccion	Fuste	Punta	Q_{adm} (ton)
Trabajo	Compresion	2.50	2.50	24
Sísmica	Compresion	1.50	1.50	40
	Traccion	1.50	NA	13

$$Q_{st} = Q_f + Q_p$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_f}{FS_f} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

EF97 - Eslami & Fellenius (1997)
 LCPC - Bustamante & Gianiselli (1982)
 SCH78 - Schmertmann (1978)
 Alpha - FHWA NHI-05-042 & NHI-10-016
 Beta - Kulhawy (1983)

Sondeo: CPT1

Profundidad: 9.06 m

Cota: NA

Tipo: Hincado

Diámetro: 300 mm

Fecha: 20-ago-18

Nivel Freático: 4 m

Longitud: 0.000000

Material: Acero

Longitud: 8 m

Lugar: Km 11.5 vía a Daule

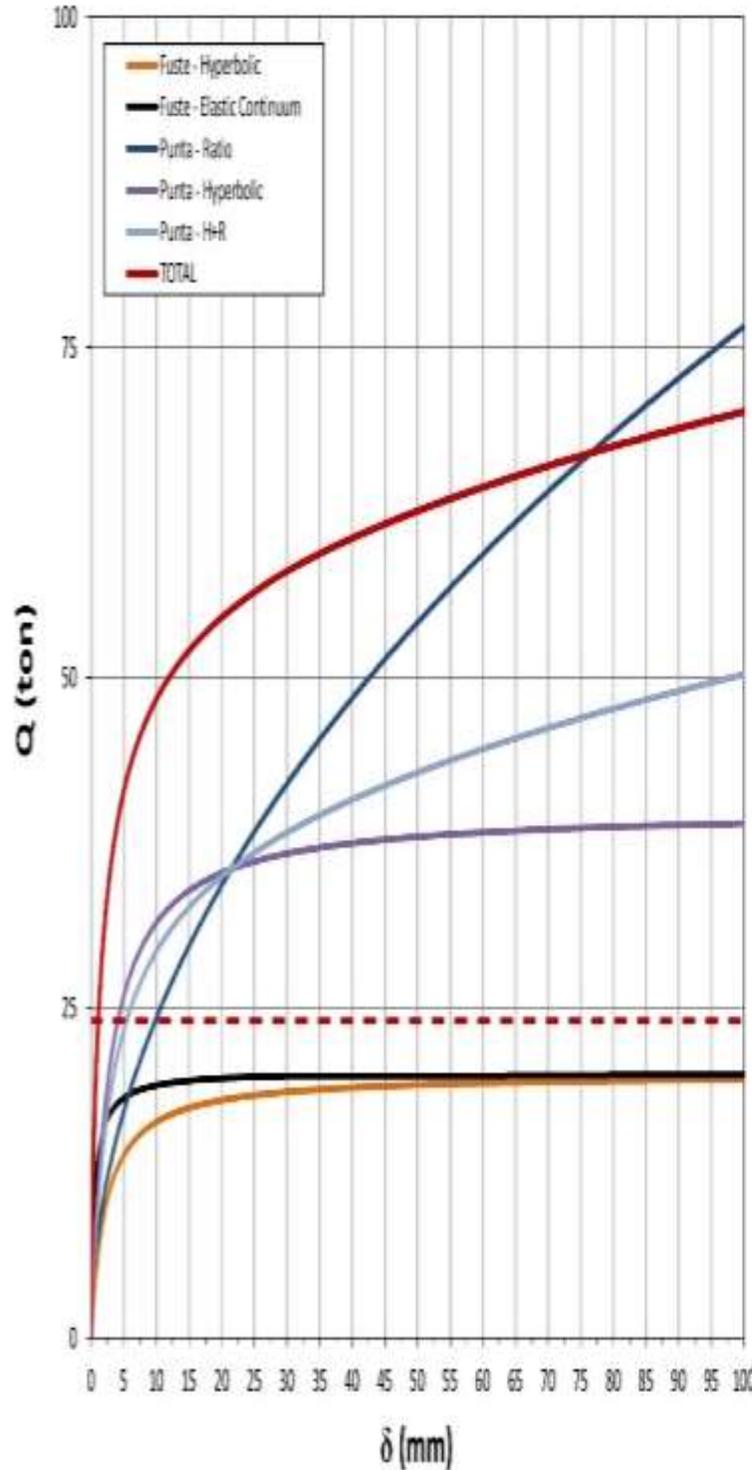
Cono: MH267

Latitud: 0.000000

Sección: Circular

Prof. de Cabeza 0 m

Respuesta No Lineal de Pilote Bajo Compresión Axial



	Portante	Admisible
Fuste, Qf (ton)	20	8
Punta, Qp (ton)	40	16
Total, Q (ton)	60	24
δ (mm)	37.6	1.1

Fuste	
Hyperbolic Function	
δ1 (mm)	15.0
Qult/Q1	1.15
Q1 (ton)	17
C1	0.0500
C2	0.1125

Punta	
Hyperbolic Function	
δ1 (mm)	27.3
Qult/Q1	1.1
Q1 (ton)	36
C1	0.0250
C2	0.0682

Hyperbolic

$$Q = \delta \cdot (C_1 \delta + C_2)^{-1}$$

$$C_1 = 1/Q_{ult}$$

$$C_2 = \delta_1 \cdot (1/Q_1 - C_1)$$

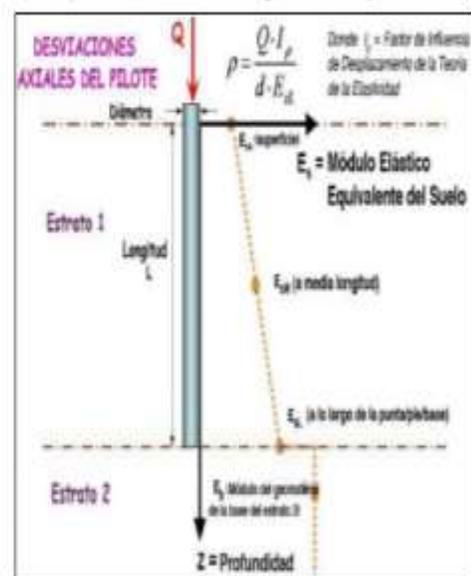
Ratio

$$Q = Q_{ult} \left(\frac{\delta}{\delta_{ult}} \right)^{0.5}$$

Ratio Function	
δult (mm)	27.3
exponente	0.50
Qult (ton)	40

Pilote en Medio Elástico con Modelo Analítico de Uno o Dos Estratos

(Randolph & Wrath, 1978, 1979; Fleming et al. 1992; Mayne & Schneider, 2001)



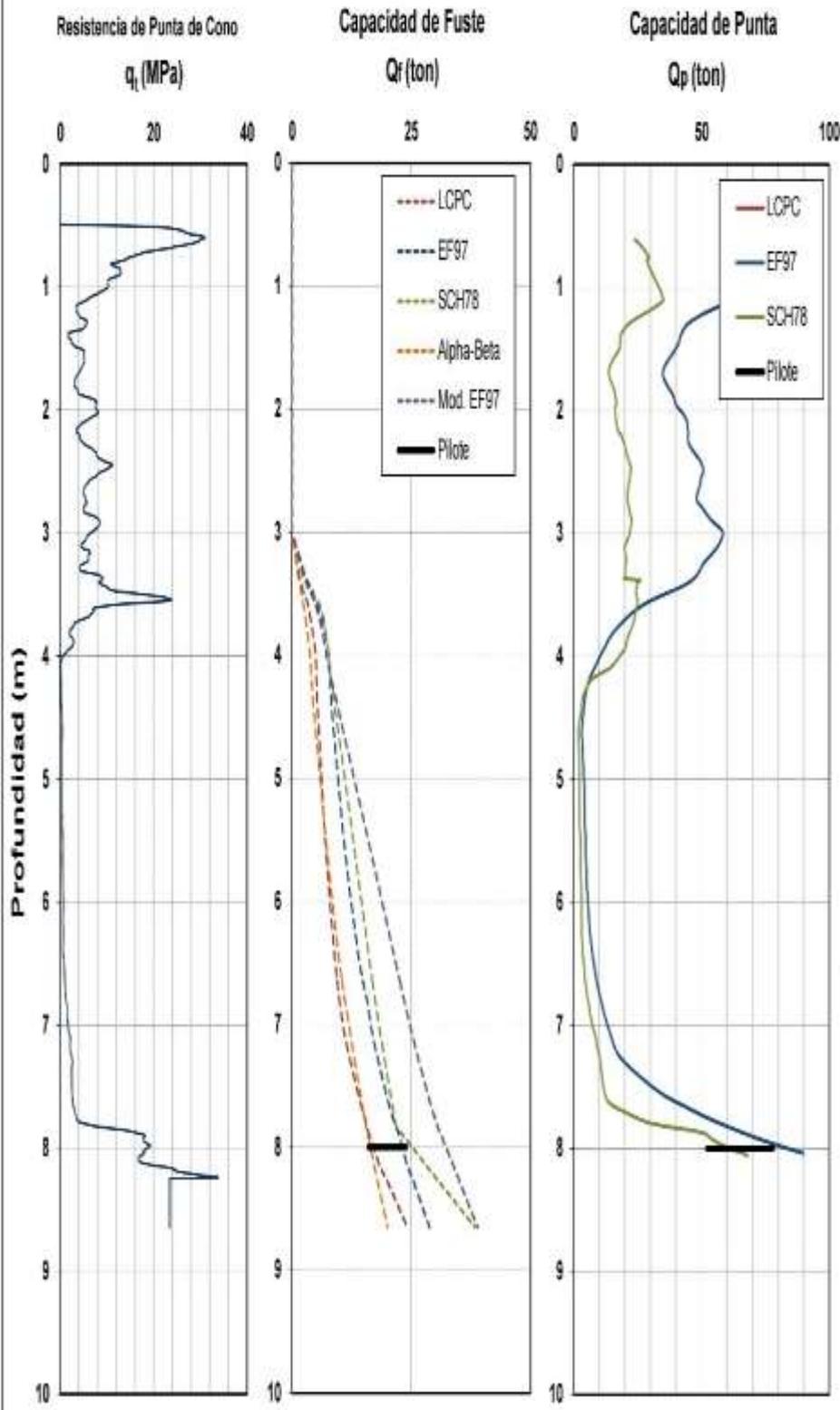
Sondeo: CPT2
 Fecha: 21-ago-18
 Lugar: Km 11.5 via a Daule

Profundidad: 8.24 m
 Nivel Freático: 4.5 m
 Cono: MH267

Cota: NA
 Latitud: 0.000000
 Longitud: 0.000000

Tipo: Hincado
 Material: Acero
 Sección: Circular

Diámetro: 300 mm
 Prof. de Cabeza: 0 m
 Prof. de Punta: 8 m



Longitud (m) = 8.0

	Método	Capacidad (ton)
Fuste	LCPC	17
	EF97	23
	SCH78	25
	Alpha-Beta	16
	Mod. EF97	32
Punta	LCPC	#N/A
	EF97	83
	SCH78	61
Portante	LCPC	#N/A
	EF97	107
	SCH78	86

Capacidad por Fuste, Punta y Portante
 Q_r (ton) = 20
 Q_p (ton) = 65
 Q_{ult} (ton) = 85

Factores de Seguridad y Capacidad Admisible

Carga		Factores de Seguridad		Admisible
Tipo	Dirección	Fuste	Punta	Q_{adm} (ton)
Trabajo	Compresion	2.50	2.50	34
Sismica	Compresion	1.50	1.50	57
	Traction	1.50	NA	13

$Q_{ult} = Q_f + Q_p$
 $Q_{adm} = \frac{Q_f}{FS_f} + \frac{Q_p}{FS_p}$

EF97 - Eslami & Fellenius (1997)
 LCPC - Bustamante & Gianiselli (1982)
 SCH78 - Schmertmann (1978)
 Alpha - FHWA NHI-05-042 & NHI-10-016
 Beta - Kulhawy (1983)

Sondeo: CPT2

Profundidad: 8.24 m

Cota: NA

Tipo: Hincado

Diámetro: 300 mm

Fecha: 21-ago-18

Nivel Freático: 4.5 m

Longitud: 0.000000

Material: Acero

Longitud: 8 m

Lugar: Km 11.5 vía a Daule

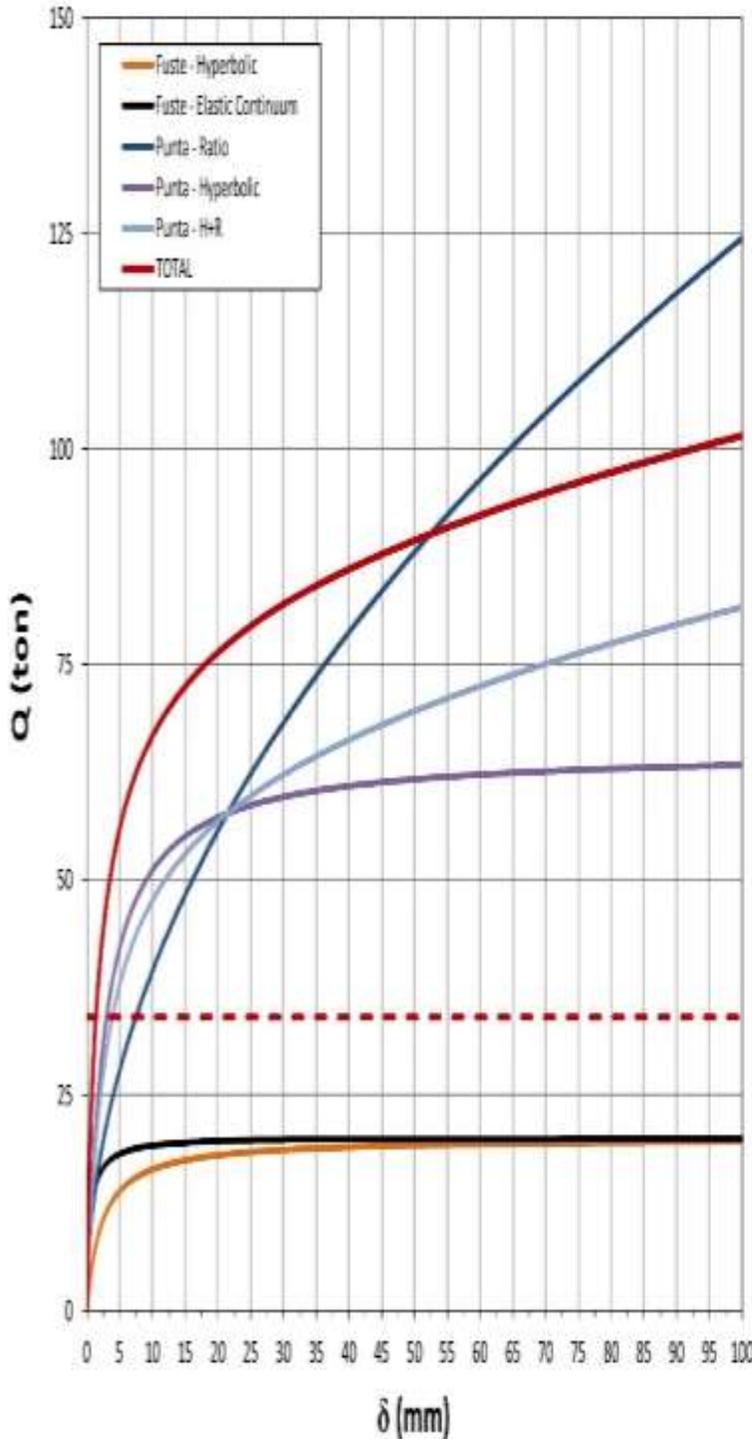
Cono: MH267

Latitud: 0.000000

Sección: Circular

Prof. de Cabeza 0 m

Respuesta No Lineal de Pilote Bajo Compresión Axial



	Portante	Admisible
Fuste, Qf (ton)	20	8
Punta, Qp (ton)	65	26
Total, Q (ton)	85	34
δ (mm)	37.3	1.4

Fuste	
Hyperbolic Function	
δ1 (mm)	15.0
Qult/Q1	1.15
Q1 (ton)	17
C1	0.0500
C2	0.1125

Punta	
Hyperbolic Function	
δ1 (mm)	27.3
Qult/Q1	1.1
Q1 (ton)	59
C1	0.0154
C2	0.0420

Hyperbolic

$$Q = \delta \cdot (C_1 \delta + C_2)^{-1}$$

$$C_1 = 1/Q_{ult}$$

$$C_2 = \delta_1 \cdot (1/Q_1 - C_1)$$

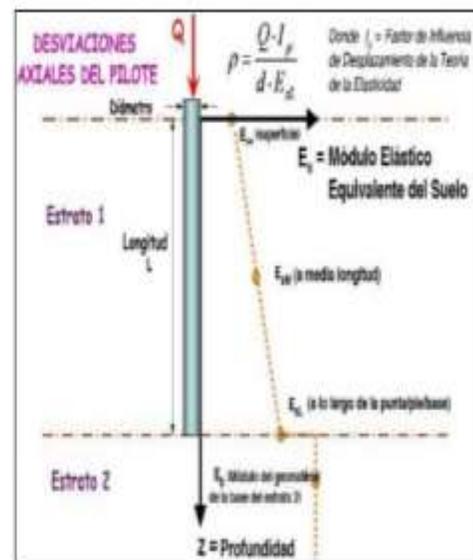
Ratio

$$Q = Q_{ult} \left(\frac{\delta}{\delta_{ult}} \right)^{0.5}$$

Ratio Function	
δult (mm)	27.3
exponente	0.50
Qult (ton)	65

Pilote en Medio Elástico con Modelo Analítico de Uno o Dos Estratos

(Randolph & Wrath, 1978, 1979; Fleming et al. 1992; Mayne & Schneider, 2001)



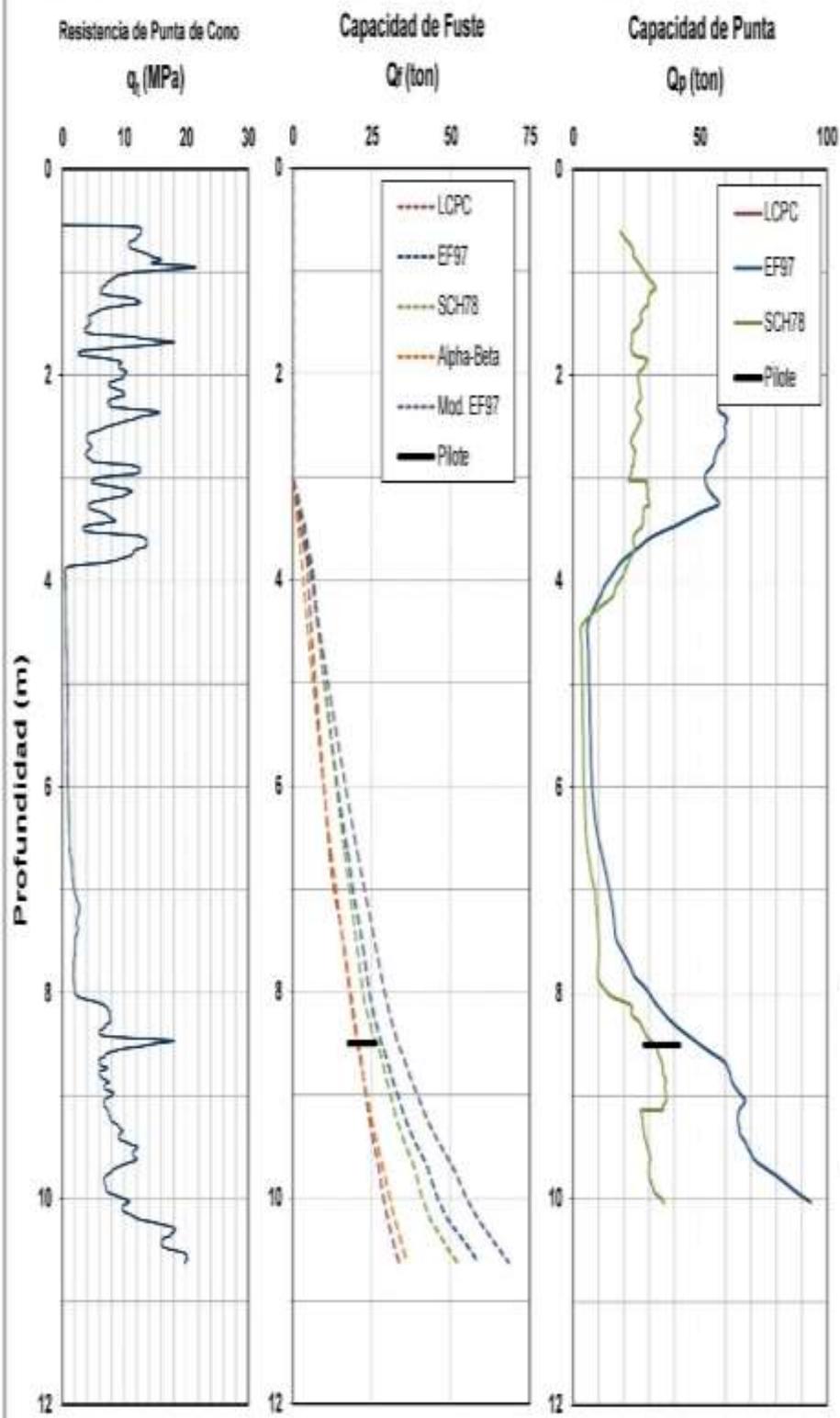
Sondeo: CPT3
 Fecha: 20-ago-18
 Lugar: Km 11.5 vía a Daule

Profundidad: 10.63 m
 Nivel Freático: 4 m
 Cono: MH267

Cota: NA
 Latitud: 0.000000
 Longitud: 0.000000

Tipo: Hincado
 Material: Acero
 Sección: Circular

Díametro: 300 mm
 Prof. de Cabeza: 0 m
 Prof. de Punta: 8.5 m



Longitud (m) = 8.5

	Método	Capacidad (ton)
Fuste	LCPC	21
	EF97	28
	SCH78	27
	Alpha-Beta	20
	Mod. EF97	33
Punta	LCPC	#N/A
	EF97	50
	SCH78	32
Portante	LCPC	#N/A
	EF97	78
	SCH78	59

Capacidad por Fuste, Punta y Portante

Q_r (ton) = 22

Q_p (ton) = 35

Q_{ult} (ton) = 57

Factores de Seguridad y Capacidad Admisible

Carga		Factores de Seguridad		Admisible
Tipo	Dirección	Fuste	Punta	Q_{adm} (ton)
Trabajo	Compresión	2.50	2.50	23
Sismica	Compresión	1.50	1.50	38
	Tracción	1.50	NA	15

$$Q_{st} = Q_r + Q_p$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{FS_r} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

EF97 - Eslami & Fellenius (1997)
 LCPC - Bustamante & Gianiselli (1982)
 SCH78 - Schmertmann (1978)
 Alpha - FHWA NHI-05-042 & NHI-10-016
 Beta - Kulhawy (1983)

Sondeo: CPT3

Profundidad: 10.63 m

Cota: NA

Tipo: Hincado

Diámetro: 300 mm

Fecha: 20-ago-18

Nivel Freático: 4 m

Longitud: 0.000000

Material: Acero

Longitud: 8.5 m

Lugar: Km 11.5 via a Daule

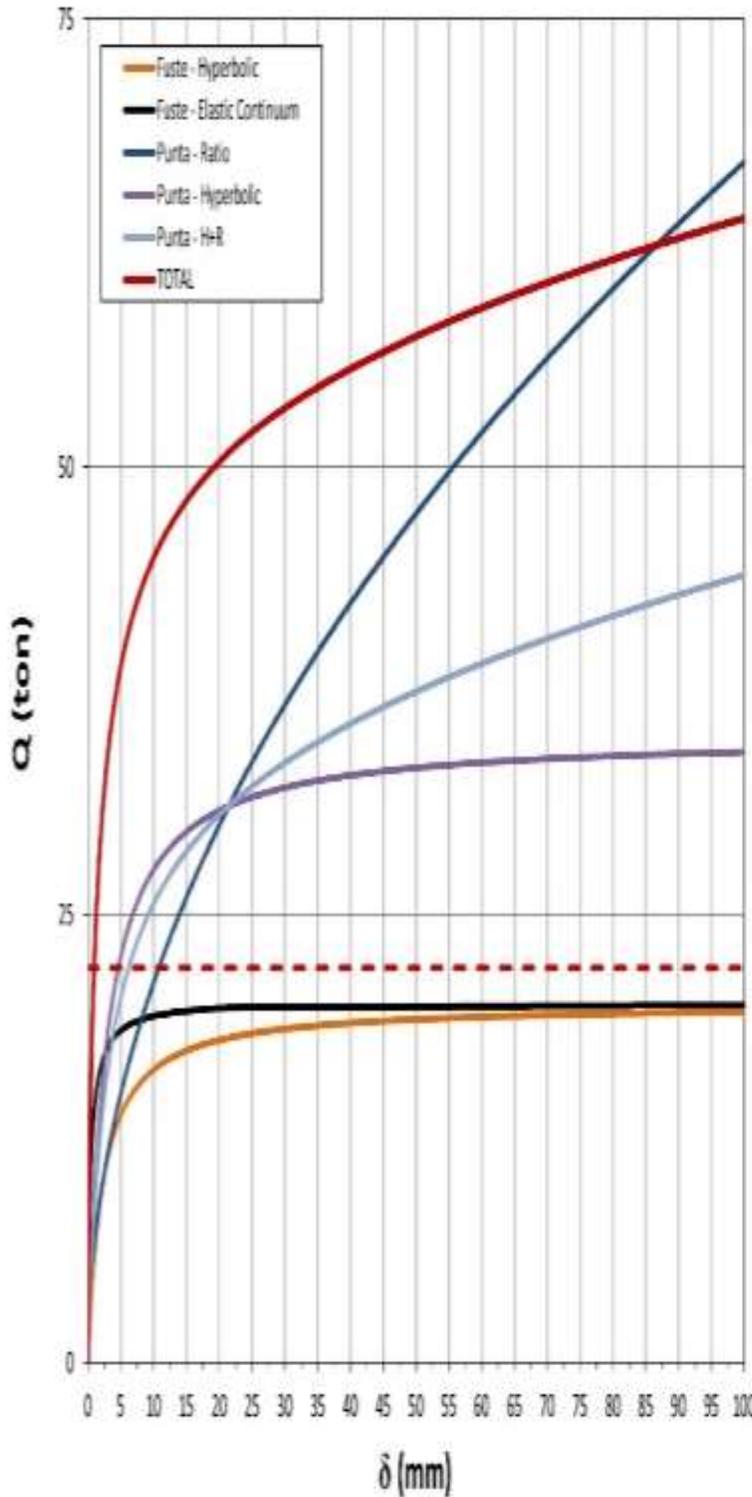
Cono: MH267

Latitud: 0.000000

Sección: Circular

Prof. de Cabeza 0 m

Respuesta No Lineal de Pilote Bajo Compresión Axial



	Portante	Admisible
Fuste, Qf (ton)	20	8
Punta, Qp (ton)	35	14
Total, Q (ton)	55	22
δ (mm)	37.7	0.9

Fuste	
Hyperbolic Function	
δ1 (mm)	15.0
Quit/Q1	1.15
Q1 (ton)	17
C1	0.0500
C2	0.1125

Punta	
Hyperbolic Function	
δ1 (mm)	27.3
Quit/Q1	1.1
Q1 (ton)	32
C1	0.0286
C2	0.0779

Hyperbolic

$$Q = \delta \cdot (C_1 \delta + C_2)^{-1}$$

$$C_1 = 1/Q_{ult}$$

$$C_2 = \delta_1 \cdot (1/Q_1 - C_1)$$

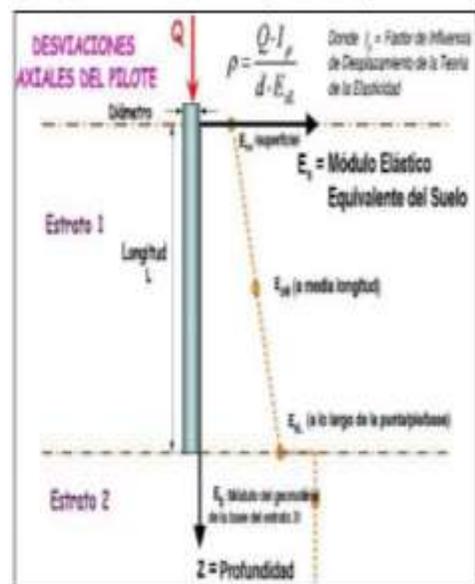
Ratio

$$Q = Q_{ult} \left(\frac{\delta}{\delta_{ult}} \right)^{exp}$$

Ratio Function	
δult (mm)	27.3
exponente	0.50
Quit (ton)	35

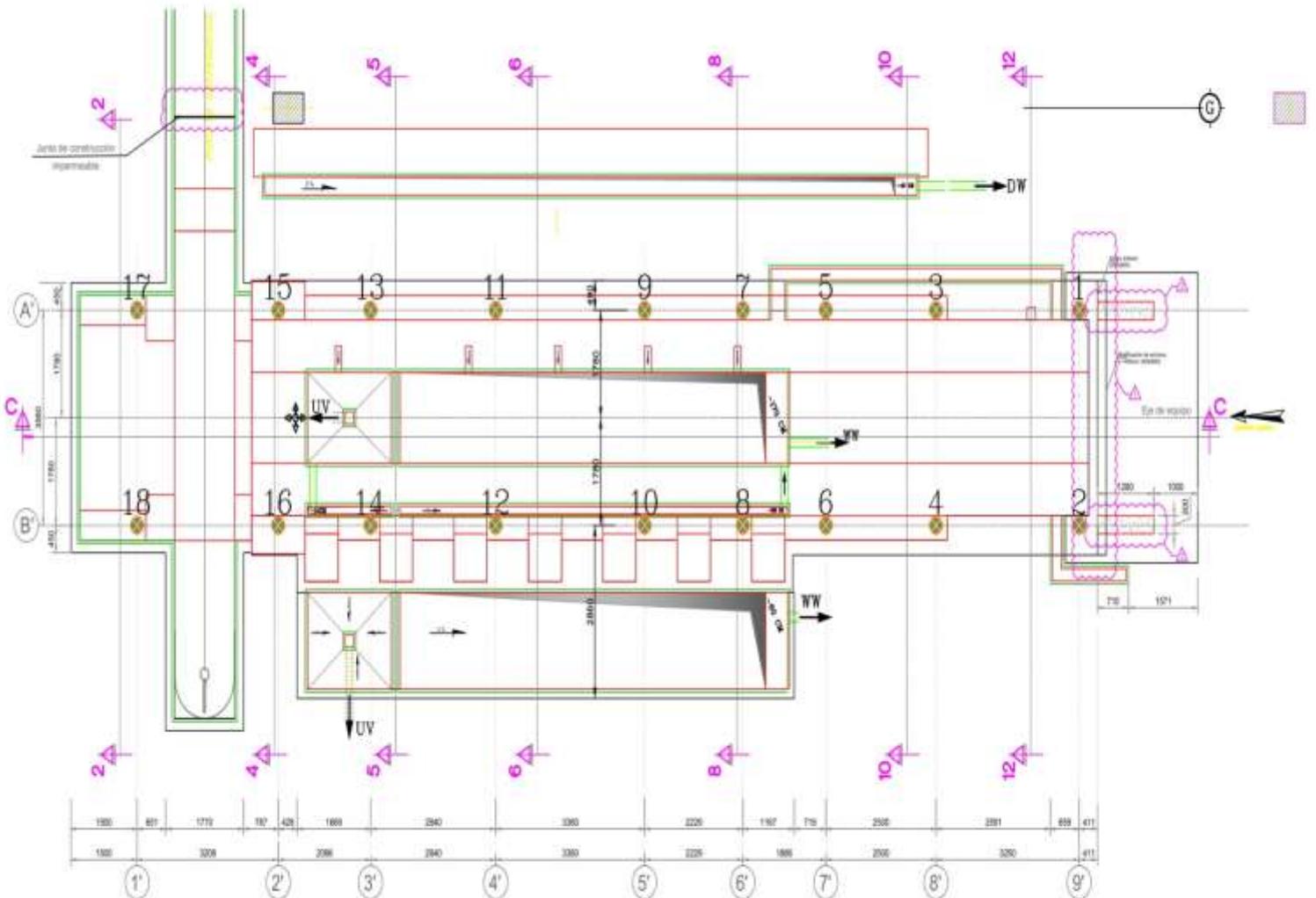
Pilote en Medio Elástico con Modelo Analítico de Uno o Dos Estratos

(Randolph & Wrath, 1978, 1979; Fleming et al. 1992; Mayne & Schneider, 2001)



VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LOS PILOTES BAJO LA LOSA DE CIMENTACION DE LA IMPRENTA.

SIGNACIÓN DE MICROPILOTES METALICOS



HINCADO DE MICRO PILOTES METALICOS

DISEÑO, CONSTRUCCION E INSTALACION DE MICRO PILOTES METALICOS HUECOS

Micro-pilote Metálico - Prelavado 0,20 m a 0,45 m de diámetro - longitud variable.

•El **micro-pilote metálico prelavado**, es un tubo circular de gran espesor de pared - rígido, o micro pilote metálico, colocado en sitio sobre manto resistente cuyo número de golpes medido en campo según el ensayo S.P.T. supera los 40, instalado a través de los mantos compresibles de poca capacidad portante, mediante el uso de brocas de lavado a roto-percusión y fundida en su interior con hormigón premezclado con el uso de tubos tremie, la base o área de contacto con el manto resistente es la sección del tubo metálico.

Este pilote es utilizable en las obras civiles, que requieran del sistema de fundición profunda trabajando de punta, dentro de estratos de suelo de consistencia baja a alta, la bondad de su capacidad portante es por trabajar de punta y su garantía del no asentamiento es por su estructura metálica de gran espesor de pared.

Método Constructivo:

1. En el sitio donde se va a construir el pilote, se excava y desaloja todo material pétreo granular superficial de relleno (grueso), se perfora mediante el uso de brocas para el lavado, el terreno natural, para introducir la camisa metálica de longitud necesaria para que su extremo se asiente en el estrato duro localizado en el estudio de suelo previamente realizado.
2. Utilizando las varillas de perforación con trépanos de diferentes diámetros y con inyección de agua a presión, mediante la ayuda de bombas de lodo, se lava la sección del pilote un diámetro menor, hasta llegar a la profundidad deseada.
3. Una vez alcanzada la profundidad prevista y comprobado el grado de dureza alcanzado en el estrato sub yacente mediante la ejecución del ensayo de campo S.P.T, se introduce el tubo circular de gran espesor de pared y se lo deja descansar sobre este estrato.
4. Por dentro de la estructura metálica o pared perimetral del pilote, se introduce nuevamente las hachas de lavado para poder extraer los residuos de arcilla que quedaron dentro de la camisa o pilote metálico. En lo posterior se hinca dinámicamente el tubo metálico o pilote, dejando caer sobre él, un peso conocido desde una altura predeterminada, y cada seis golpes se anota el asentamiento o hundimiento del pilote; tratando de obtener asentamientos - 0 - con la energía proporcionada por esos seis golpes. Teniendo como producto final, la máxima capacidad portante de ese tipo de pilotes, bajo esa metodología de trabajo.
5. Adicional a esto, las pruebas PDA son realizadas en cuatro puntos de los diferentes micropilotes metálicos huecos, obteniendo los diferentes resultados tipificados en el informe adjunto.

6. Con el tubo tremie de menor diámetro, utilizando “tubos de extensión”, se procede al hormigonado con una mezcla muy fluida de resistencia $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, Se coloca la armadura metálica, cuyo recubrimiento será 0,05 m en todo su perímetro. Siempre se mantiene una capacidad suficiente del tubo tremie dentro del concreto, para evitar la penetración de agua o arcilla dentro de la masa el hormigón.
7. Previo llegar con el hormigón a la superficie o cabeza del pilote, se introduce el tramo de armadura estructural y se deja libre 0,80 m en el extremo superior, con la finalidad que sirva como anclaje del cabezal sobre el cual se construirá la losa de cimentación correspondiente. Generalmente está conformado por varillas corrugadas longitudinales, amarradas con zunchos en espiral, la sección de la armadura puede variar de acuerdo a los criterios de cargas del ingeniero estructural.

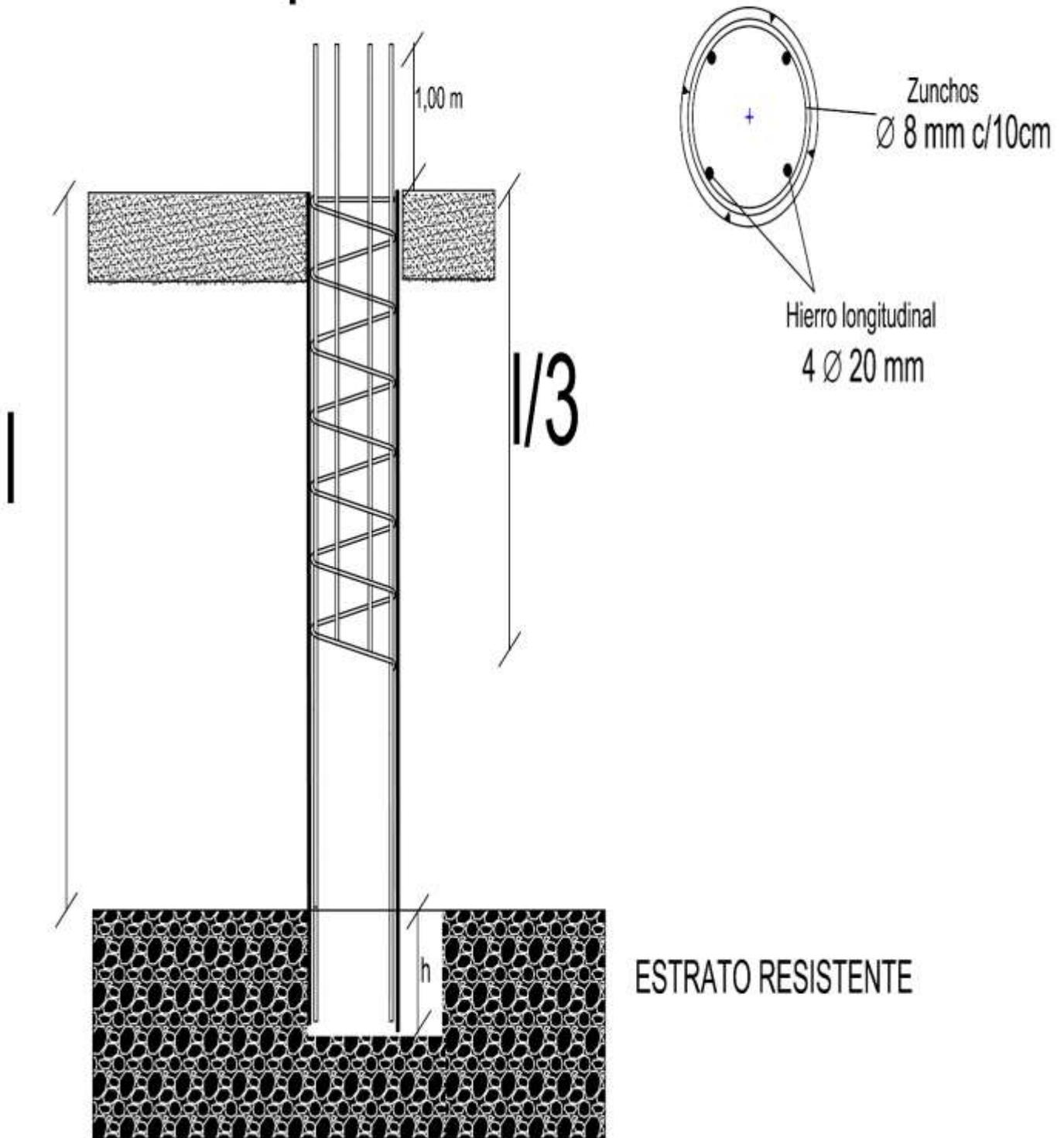
Ventajas del micro-pilote prelavado

- El equipo y la metodología de construcción de los pilotes, permite la construcción de los mismos, en áreas, donde los equipos tradicionales por su tamaño, peso y área de acción, son inaccesibles.
- Se puede construir en reparaciones de obras civiles, en que la altura mínima de entre pisos, no sea menor a 3.00 m.
- Se evita la excavación y el relleno del área total de construcción, ya que perfora únicamente donde se va a construir el pilote.
- Se evita la construcción de las zapatas y vigas de cimentación, ya que a la cimentación de la obra está dada por los pilotes, los cabezales y las vigas de amarre.
- Entre los cabezales se construye una viga de hormigón ciclópeo, sobre la cual corre una viga de amarre entre los mismos
- La inmediata construcción de la obra, ya que una vez terminada una hilera de pilotes con sus respectivos cabezales y vigas de amarre, se procede a la construcción de los pilares, mientras se continúa con la elaboración del resto de los pilotes.
- Economía del hierro en la estructura, ya que el pilote se lo funde en sitio, y no se requiere hierro para el izaje y la hinca.

A **continuación** se detallan algunas de las obras en que ha intervenido nuestra “Empresa en la construcción de micro-pilotes”

- **Almacenes “Boyacá”** – Av. J. Tanca Marengo
- **Constructora “Aproco”** – Urbanización “Puerto Azul”
- **Andec – Funasa** – Torres de enfriamiento – Av. De las Esclusas
- **Camaronera “Songa”** – Puentes varios – Pasando las Esclusas
- **Otecel** – Torre de Transmisión – Ciudadela “Urdesa”
- **Porta Celular** – Edificio Switch – Ciudadela “La Alborada”
- **Porta Celular** – Torre de Transmisión – Terrenos TC Televisión
- **Residencia** - Ing. Mario Idrovo – Urbanización “Isla Sol”
- **Residencia** -Ing. Vicente Izquierdo – Malecón – Urb. La Puntilla
- **Optel** – Torre de Transmisión – Duran
- **Bellsouth** – Torre de Transmisión – Machala
- **Emelgur** – Sub-Estación Eléctrica – Babahoyo
- **Otecel**– Torre de Transmisión – Milagro
- **Constructora Odoriso** – Puente Rio las Juntas – Simón Bolívar
- **Camaronera-** “Sr. Horacio Morla” – Puente – Balao
- **Maga** – Torre de Transmisión – El Empalme
- **Maga** – Torre de Transmisión – Guabo
- **Maga** – Torre de Transmisión – Naranjal
- **Maga** – Torre de Transmisión – Nueva Granada – Guasmo.

Gráfico del pilote idealizado



LONGITUD FINAL DEL TUBO ES $H = l + h$

Hipotesis.- Crear el criterio para la determinación del mejor resultado

Resumen general de los ensayos de campo realizados

		ENSAYOS S.P.T.				REGISTRO DEL REHINCADO DEL MICRO PILOTE			PRUEBAS P D A		
PILOTE #	FECHA DE INSTALACION	PROFUNDIDAD INVESTIGADA (L)	REGISTRO DE # GOLPES Y SU PENETRACION (h)	h (m)	PROFUNDIDAD REAL FINAL INVESTIGADA (H=h+L)	LONGITUD FINAL DEL MICROPILOTE METALICO (m)	# GOLPES MASA 0.70 ton.	PENETRACION DEL MICRO PILOTE - h (cm)	FUSTE (TON) EB	PUNTA (TON) EB	TOTAL (ton)
1	11/07/2018	6,80	50/15-50/5	0,20	7,00	8,60	210	141,60	18,66	56,34	75,00
2	11/09/2018	7,00	50/15-50/3	0,18	7,18	8,20	90	109,00			
3	11/10/2018	6,50	50/15-50/4	0,19	6,69	7,48	210	94,90			
4	11/12/2018	6,00	48/15-50/6	0,21	6,21	7,30	80	39,00			
5	13/12/2018	6,10	46/15-50/6	0,21	6,31	7,15	100	89,10			
6	15/11/2018	5,50	41/15-50/9	0,24	5,74	6,90	190	191,30			
7	16/11/2018	7,60	39/15-48/15-50/4	0,34	7,94	9,00	94	66,10	38,01	18,31	56,32
8	17/11/2018	6,60	24/15-46/15-50/3	0,33	6,93	8,91	150	126,00			
9	11/12/2018	6,10	40/15-49/15-50/4	0,34	6,44	7,50	80	60,00	35,15	32,79	67,94
10	13/11/2018	6,50	20/15-45/15-50/2	0,32	6,82	7,90	110	121,10			
11	11/09/2018	5,80	35/15-50/8	0,23	6,03	7,05	134	89,30	17,52	58,39	75,91
12	14/11/2018	6,70	30/15-45/15-30/15-50/9	0,54	7,24	8,20	140	134,90			
13	11/08/2018	5,80	25/15-30/15-45/15-50/15	0,60	6,4	7,00	120	127,70			
14	14/11/2018	6,00	31/15-46/15-30/15-50/9	0,54	6,54	8,55	180	187,20			
15	16/11/2018	5,70	46/15-50/15-50/6	0,36	6,06	8,20	160	119,00			
16	15/11/2018	6,70	29/15-40/15-50/15-50/6	0,51	7,21	8,27	200	202,50			
17	16/11/2018	8,00	25/15-36/15-40/15-50/13	0,58	8,58	8,27	170	99,30			
18	17/11/2018	8,00	24/15-46/15-50/3	0,33	8,33	9,42	260	213,20			

NOTA: Las pruebas PDA fueron realizadas en los micropilotes signados como 1 - 7 - 9 - 11

**ENSAYOS PDA
EN MICROPILOTES
METALICOS HUECOS**

Informe de Interpretación de las pruebas de Carga Dinámica de Alta Deformación PDA (High Strain Dynamic Testing of Driven Piles)

1. Introducción.-

Este informe presenta los resultados de las pruebas de carga dinámica de alta deformación PDA ([High Strain Dynamic Testing of Driven Piles](#)) realizadas a micro pilotes metálicos de diámetro 0.325 m y espesor de chapa 0.01 m, entre el 28 de noviembre y 07 de Diciembre de 2018. Las pruebas se realizaron con un martillo de caída libre de peso igual a 0.70 Ton.

Las pruebas se ejecutan en cumplimiento con la norma *ASTM D4945*. Información más detallada sobre los fundamentos teóricos que sustentan la ejecución de esta prueba, así como detalles de los equipos utilizados puede encontrarse en <http://www.pile.com/wp-content/uploads/2017/04/histrain.pdf>

1. Implementación de las Pruebas

2.1. Pruebas de Carga Dinámica

2.2. Objetivos

La prueba de carga dinámica persigue los siguientes objetivos:

- Investigar la capacidad de carga del pilote.
- Verificar la integridad estructural del pilote.

La resistencia última del pilote puede ser estimada durante la prueba PDA si se consigue un asentamiento permanente acorde al criterio de falla que corresponda al diámetro del pilote y tipo de suelo (>2.5mm por golpe). **La prueba de carga se considera satisfactoria cuando la capacidad determinada en la prueba supera la resistencia última de diseño, para la combinación más exigente de cargas gravitacionales, por un factor de 1.54 (AASHTO LRFD 10.7).** Si se aplica el método de esfuerzos admisibles, el factor de seguridad deberá ser mayor que 2.

La prueba PDA no evalúa el desempeño de la cimentación frente a cargas laterales, asentamientos por consolidación, efectos de licuefacción y otros distintos a la capacidad de carga axial.

2.2.1. Equipos

Para ejecutar la prueba de carga se utilizaron los siguientes equipos:

- 2.2.1.1** Un sistema de cómputo y adquisición de datos *PDA G8*
- 2.2.1.2** Un martillo de caída libre de 0.70 Ton.

Para el análisis de los resultados se utilizó los programas *PDA-S* y *iCAP* desarrollados por Pile Dynamics Inc.

2.3. Instrumentación, montaje

Cada pilote fue instrumentado con dos acelerómetros y dos medidores de deformación unitaria, colocados entre los 0.70 - 1.00 m. por debajo de la cabeza.

2.4. Prueba de carga y resultados

La prueba de carga se realiza cumpliendo con la norma *ASTM 4945 [1]*. El procedimiento es el siguiente:

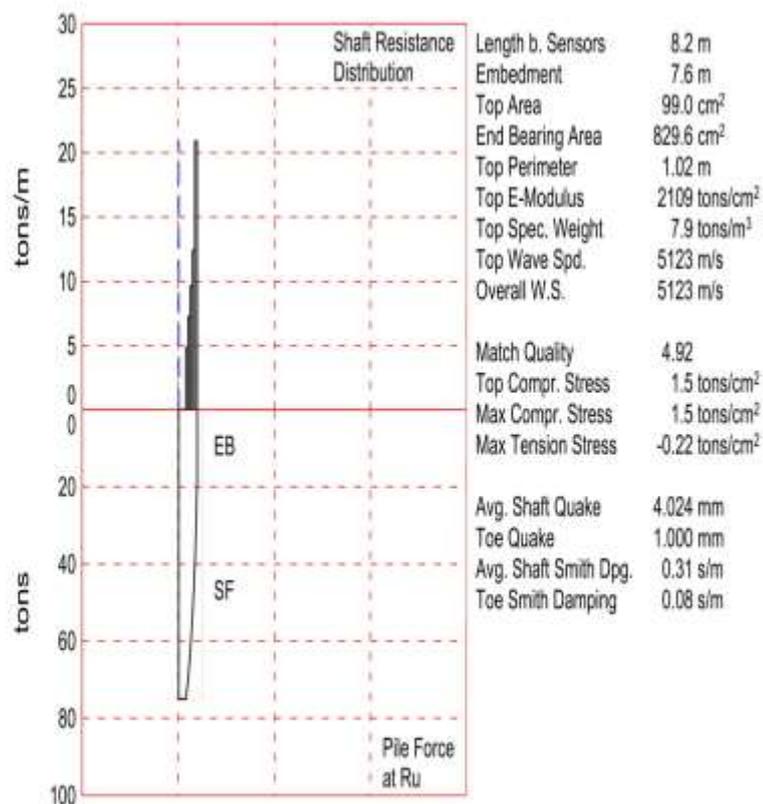
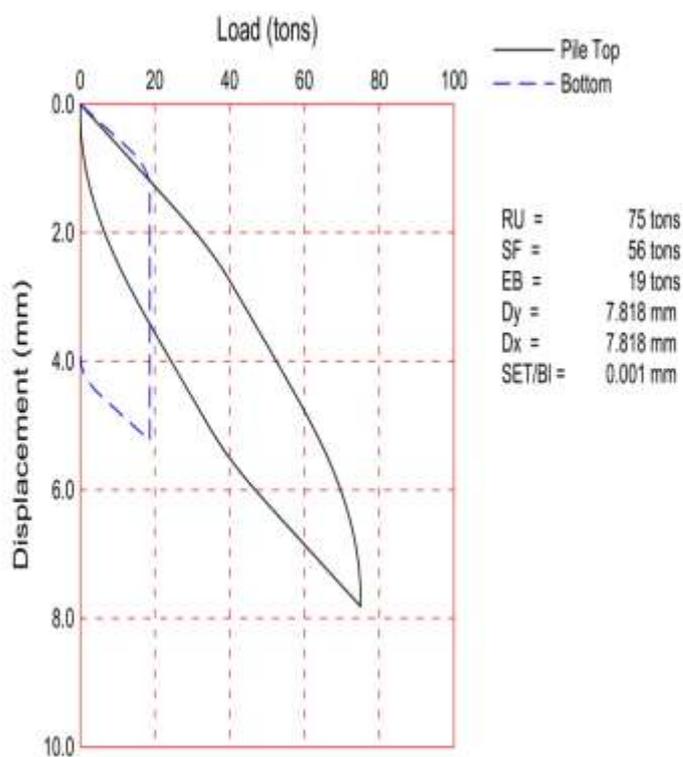
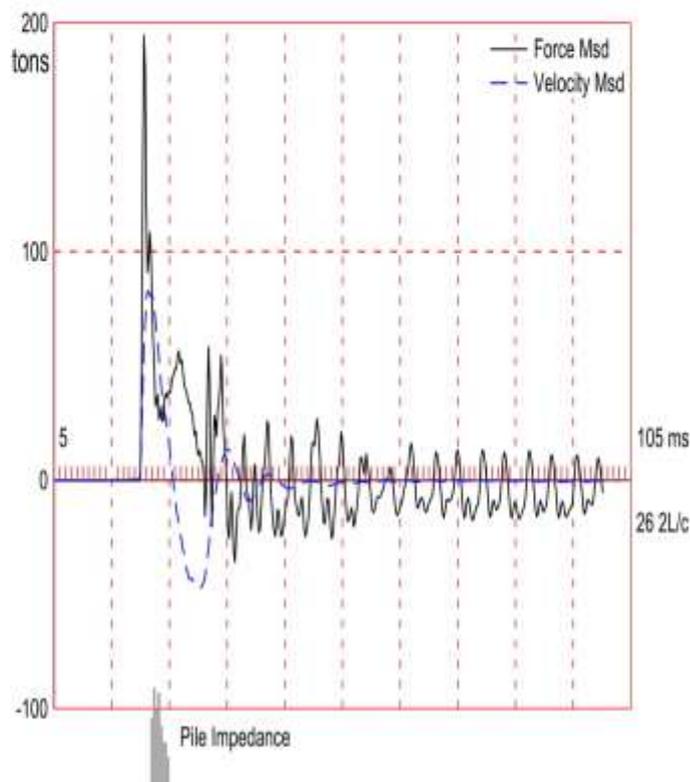
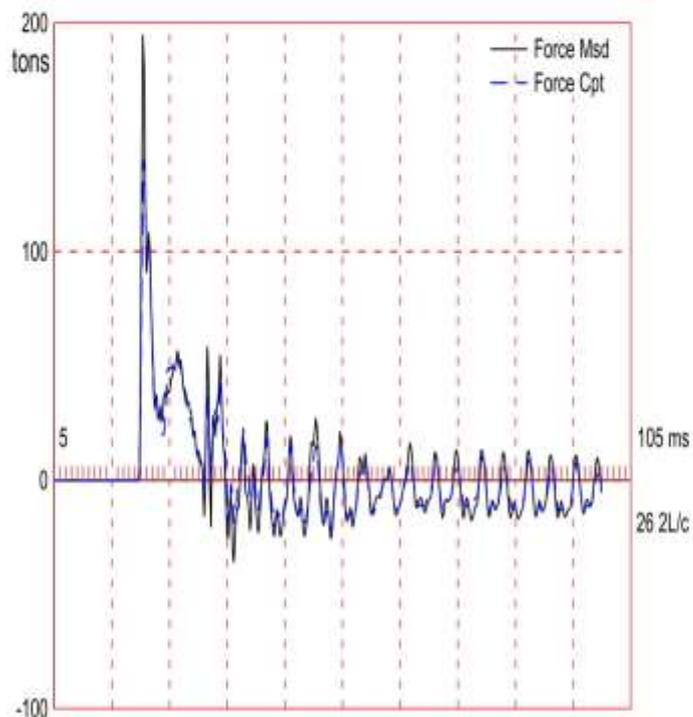
1. El sistema de adquisición de datos fue encendido, se ingresó información sobre el pilote, el martillo y otra necesaria para configurar los equipos.
2. El martillo fue posicionado para registrar al menos 10 golpes cada pilote.
3. Durante la prueba se analizó en campo los datos adquiridos para verificar la validez de los registros en los sensores. Se verificó la proporcionalidad entre fuerza y velocidad al inicio del registro y otros índices de calidad de la señal. Se evaluó la energía transferida al pilote, su integridad y los esfuerzos máximos causados en el pilote durante la prueba.
4. Finalmente se estimó la resistencia última del pilote con *iCAP*, para el golpe con mayor energía.

2. Análisis de resultados

El detalle del análisis se presenta como anexo.

Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

PILOTE	RESISTENCIA (TON) R ult	Esfuerzo máximo (ton/cm ²)	Energía transmitida (ton/cm ²)	FUSTE (TON) SF	PUNTA (TON) EB
P7	56.32	0.90	0.80	38.01	18.31
P9	67.94	1.10	1.00	35.15	32.79
P11	75.91	1.70	1.70	17.52	58.39
P1	75.00	1.50	1.50	18.66	56.34



About the CAPWAP Results

The CAPWAP program performs a signal matching or reverse analysis based on measurements taken on a deep foundation under an impact load. The program is based on a one-dimensional mathematical model. Under certain conditions, the model only crudely approximates the often complex dynamic situations.

The CAPWAP analysis relies on the input of accurately measured dynamic data plus additional parameters describing pile and soil behavior. If the field measurements of force and velocity are incorrect or were taken under inappropriate conditions (e.g., at an inappropriate time or with too much or too little energy) or if the input pile model is incorrect, then the solution cannot represent the actual soil behavior.

Generally the CAPWAP analysis is used to estimate the axial compressive pile capacity and the soil resistance distribution. The long-term capacity is best evaluated with restrike tests since they incorporate soil strength changes (set-up gains or relaxation losses) that occur after installation. The calculated load settlement graph does not consider creep or long term consolidation settlements. When uplift is a controlling factor in the design, use of the CAPWAP results to assess uplift capacity should be made only after very careful analysis of only good measurement quality, and further used only with longer pile lengths and with nominally higher safety factors.

CAPWAP is also used to evaluate driving stresses along the length of the pile. However, it should be understood that the analysis is one dimensional and does not take into account bending effects or local contact stresses at the pile toe.

Furthermore, if the user of this software was not able to produce a solution with satisfactory signal "match quality" (MQ), then the associated CAPWAP results may be unreliable. There is no absolute scale for solution acceptability but solutions with MQ above 5 are generally considered less reliable than those with lower MQ values and every effort should be made to improve the analysis, for example, by getting help from other independent experts.

Considering the CAPWAP model limitations, the nature of the input parameters, the complexity of the analysis procedure, and the need for a responsible application of the results to actual construction projects, it is recommended that at least one static load test be performed on sites where little experience exists with dynamic behavior of the soil resistance or when the experience of the analyzing engineer with both program use and result application is limited.

Finally, the CAPWAP capacities are ultimate values. They MUST be reduced by means of an appropriate factor of safety to yield a design or working load. The selection of a factor of safety should consider the quality of the construction control, the variability of the site conditions, uncertainties in the loads, the importance of structure and other factors. The CAPWAP results should be reviewed by the Engineer of Record with consideration of applicable geotechnical conditions including, but not limited to, group effects, potential settlement from underlying compressible layers, soil resistances provided from any layers unsuitable for long term support, as well as effective stress changes due to soil surcharges, excavation or change in water table elevation.

The CAPWAP analysis software is one of many means by which the capacity of a deep foundation can be assessed. The engineer performing the analysis is responsible for proper software application and the analysis results. Pile Dynamics accepts no liability whatsoever of any kind for the analysis solution and/or the application of the analysis result.

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 75.00; along Shaft 56.34; at Toe 18.66 tons

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
				75.0				
1	2.0	1.4	0.00	75.0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.1	2.5	0.00	75.0	0.00	0.00	0.00	0.00
3	4.1	3.5	4.94	70.1	4.94	4.83	4.73	0.31
4	5.1	4.5	7.42	62.6	12.36	7.25	7.10	0.31
5	6.1	5.5	9.87	52.8	22.23	9.64	9.44	0.31
6	7.2	6.5	12.72	40.0	34.95	12.42	12.17	0.31
7	8.2	7.6	21.39	18.7	56.34	20.89	20.46	0.31
Avg. Shaft			8.05			7.44	7.29	0.31
Toe			18.66				224.93	0.08

Soil Model Parameters/Extensions

		Shaft	Toe
Quake	(mm)	4.024	1.000
Case Damping Factor		0.43	0.04
Damping Type		Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	95	81
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	77	
Soil Plug Weight	(tons)		0.041

CAPWAP match quality = 4.92 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 0.001 mm; Blow Count = 1000000 b/m
 Computed: Final Set = 1.001 mm; Blow Count = 999 b/m
 max. Top Comp. Stress = 1.5 tons/cm² (T= 20.8 ms, max= 1.000 x Top)
 max. Comp. Stress = 1.5 tons/cm² (Z= 1.0 m, T= 20.8 ms)
 max. Tens. Stress = -0.22 tons/cm² (Z= 1.0 m, T= 43.6 ms)
 max. Energy (EMX) = 0.55 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)= 6.768 mm

grupasa; Pile: pl
Blow: 6

Test: 07-Dec-2018 13:15
CAPWAP (R) 2014-3
OP: aguilár

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	145.2	-21.4	1.5	-0.22	0.55	2.7	7.311
2	2.0	140.4	-18.9	1.4	-0.19	0.54	2.8	7.129
3	3.1	137.6	-20.1	1.4	-0.20	0.53	3.0	6.870
4	4.1	113.1	-15.7	1.1	-0.16	0.53	3.3	6.640
5	5.1	102.4	-11.1	1.0	-0.11	0.47	3.3	6.276
6	6.1	91.5	-10.2	0.9	-0.10	0.40	3.4	5.837
7	7.2	84.5	-8.3	0.9	-0.08	0.32	3.3	5.451
8	8.2	63.8	-9.8	0.6	-0.10	0.10	3.9	5.007
Absolute	1.0			1.5			(T =	20.8 ms)
	1.0				-0.22		(T =	43.6 ms)

CASE METHOD

	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
J =										
RP	91	75	60	44	28					
RX	105	88	77	77	77	77	77	77	77	77
RU	91	75	60	44	28					

RAU = 75 (tons); RA2 = 70 (tons)

Current CAPWAP Ru = 75 (tons); Corresponding J(RP)= 0.21; matches RX20 within 5%

VMX m/s	TVP ms	VT1+Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tons-m	QUS tons	KEB tons/mm
2.1	21.98	84	87	210	6.768	-0.082	0.001	0.52	153	19

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	99.0	2109.2	7.881	1.02
8.2	99.0	2109.2	7.881	1.02

Toe Area 829.6 cm²

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s
1	1.0	40.74	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
2	2.0	59.06	44.97	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
3	3.1	46.08	13.09	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
4	4.1	56.09	37.68	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
5	5.1	36.40	-10.66	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0

grupasa; File: pl
Blow: 6

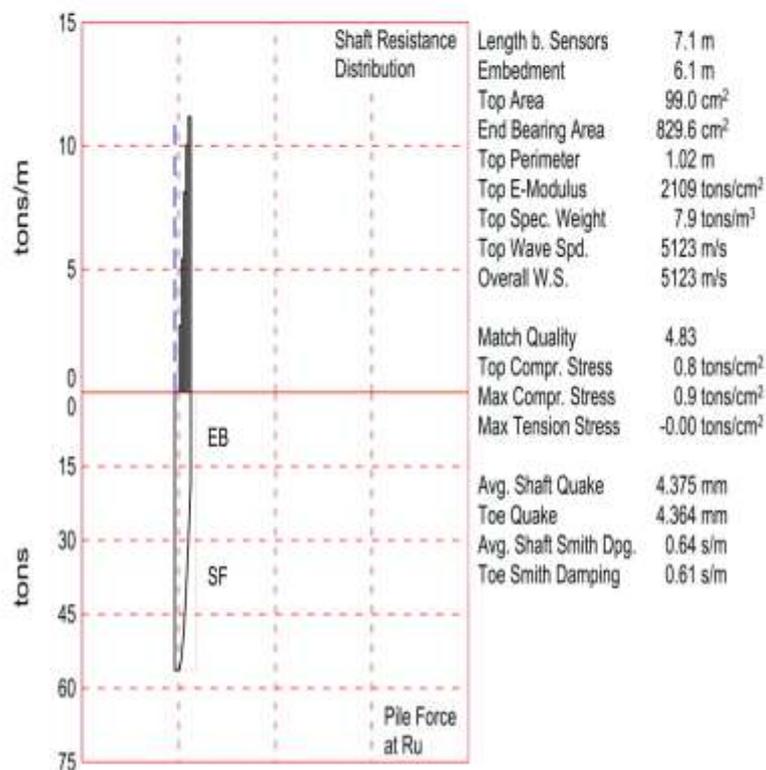
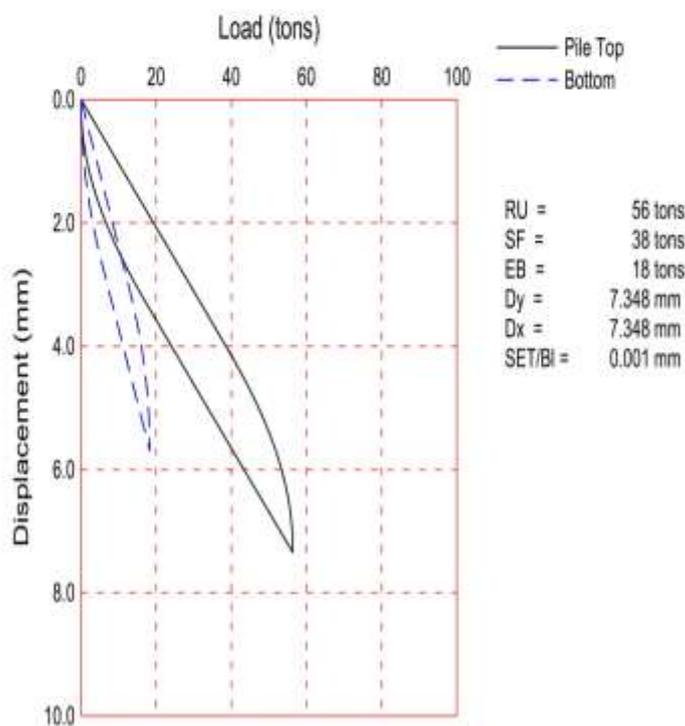
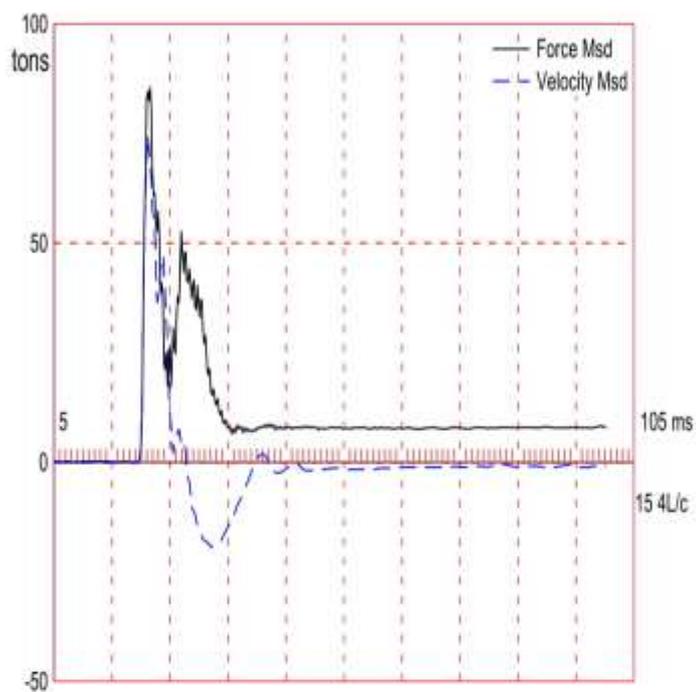
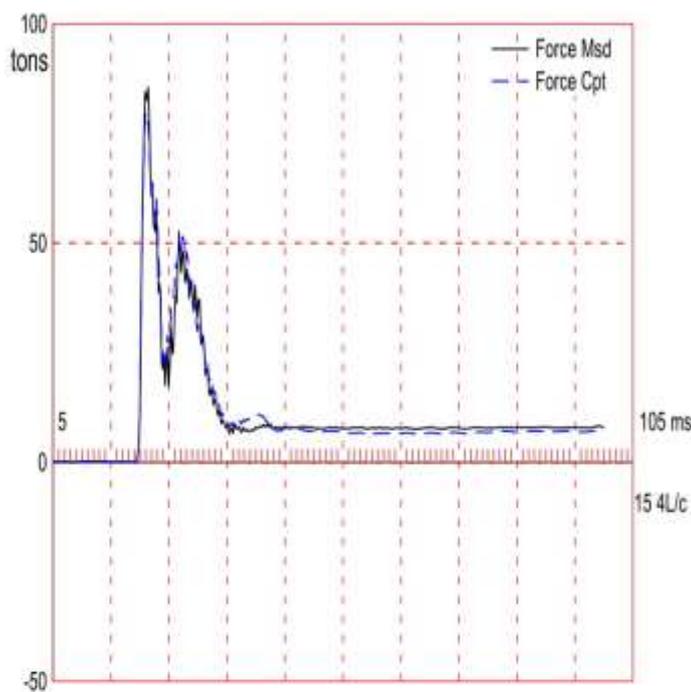
Test: 07-Dec-2018 13:15
CAPWAP (R) 2014-3
OP: aguilar

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s
6	6.1	26.70	-34.46	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
7	7.2	25.57	-37.24	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
8	8.2	17.21	-57.75	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0

Wave Speed: Pile Top 5123.0, Elastic 5123.0, Overall 5123.0 m/s

Pile Damping 1.00 %, Time Incr 0.200 ms, 2L/c 3.2 ms

Total volume: 0.081 m³ Volume ratio considering added impedance: 1.000



About the CAPWAP Results

The CAPWAP program performs a signal matching or reverse analysis based on measurements taken on a deep foundation under an impact load. The program is based on a one-dimensional mathematical model. Under certain conditions, the model only crudely approximates the often complex dynamic situations.

The CAPWAP analysis relies on the input of accurately measured dynamic data plus additional parameters describing pile and soil behavior. If the field measurements of force and velocity are incorrect or were taken under inappropriate conditions (e.g., at an inappropriate time or with too much or too little energy) or if the input pile model is incorrect, then the solution cannot represent the actual soil behavior.

Generally the CAPWAP analysis is used to estimate the axial compressive pile capacity and the soil resistance distribution. The long-term capacity is best evaluated with restrike tests since they incorporate soil strength changes (set-up gains or relaxation losses) that occur after installation. The calculated load settlement graph does not consider creep or long term consolidation settlements. When uplift is a controlling factor in the design, use of the CAPWAP results to assess uplift capacity should be made only after very careful analysis of only good measurement quality, and further used only with longer pile lengths and with nominally higher safety factors.

CAPWAP is also used to evaluate driving stresses along the length of the pile. However, it should be understood that the analysis is one dimensional and does not take into account bending effects or local contact stresses at the pile toe.

Furthermore, if the user of this software was not able to produce a solution with satisfactory signal "match quality" (MQ), then the associated CAPWAP results may be unreliable. There is no absolute scale for solution acceptability but solutions with MQ above 5 are generally considered less reliable than those with lower MQ values and every effort should be made to improve the analysis, for example, by getting help from other independent experts.

Considering the CAPWAP model limitations, the nature of the input parameters, the complexity of the analysis procedure, and the need for a responsible application of the results to actual construction projects, it is recommended that at least one static load test be performed on sites where little experience exists with dynamic behavior of the soil resistance or when the experience of the analyzing engineer with both program use and result application is limited.

Finally, the CAPWAP capacities are ultimate values. They MUST be reduced by means of an appropriate factor of safety to yield a design or working load. The selection of a factor of safety should consider the quality of the construction control, the variability of the site conditions, uncertainties in the loads, the importance of structure and other factors. The CAPWAP results should be reviewed by the Engineer of Record with consideration of applicable geotechnical conditions including, but not limited to, group effects, potential settlement from underlying compressible layers, soil resistances provided from any layers unsuitable for long term support, as well as effective stress changes due to soil surcharges, excavation or change in water table elevation.

The CAPWAP analysis software is one of many means by which the capacity of a deep foundation can be assessed. The engineer performing the analysis is responsible for proper software application and the analysis results. Pile Dynamics accepts no liability whatsoever of any kind for the analysis solution and/or the application of the analysis result.

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 56.32; along Shaft 38.01; at Toe 18.31 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 ²	Smith Damping Factor s/m
				56.3				
1	2.0	1.1	0.00	56.3	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.0	2.1	2.75	53.6	2.75	2.71	2.66	0.64
3	4.1	3.1	5.49	48.1	8.24	5.41	5.30	0.64
4	5.1	4.1	8.24	39.8	16.48	8.12	7.96	0.64
5	6.1	5.1	10.19	29.6	26.67	10.05	9.84	0.64
6	7.1	6.1	11.34	18.3	38.01	11.18	10.95	0.64
Avg. Shaft			6.34			6.20	6.07	0.64
Toe			18.31				220.72	0.61

Soil Model Parameters/Extensions

		Shaft	Toe
Quake	(mm)	4.375	4.364
Case Damping Factor		0.60	0.27
Damping Type		Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	100	30
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	83	
Soil Plug Weight	(tons)		0.061

CAPWAP match quality = 4.83 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 0.001 mm; Blow Count = 1000000 b/m
 Computed: Final Set = 1.066 mm; Blow Count = 939 b/m
 max. Top Comp. Stress = 0.8 tons/cm² (T= 21.4 ms, max= 1.093 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.9 tons/cm² (Z= 3.0 m, T= 22.2 ms)
 max. Tens. Stress = -0.00 tons/cm² (Z= 7.1 m, T= 35.6 ms)
 max. Energy (EMX) = 0.32 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)= 5.965 mm

EXTREMA TABLE

File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	80.6	-0.1	0.8	-0.00	0.32	1.9	5.409
2	2.0	83.7	-0.1	0.8	-0.00	0.31	1.9	5.227
3	3.0	88.1	-0.0	0.9	-0.00	0.31	1.8	5.024
4	4.1	87.1	-0.1	0.9	-0.00	0.29	1.7	4.824
5	5.1	80.2	-0.1	0.8	-0.00	0.25	1.9	4.642
6	6.1	60.1	-0.1	0.6	-0.00	0.20	2.1	4.499
7	7.1	35.5	-0.4	0.4	-0.00	0.07	2.2	4.376
Absolute	3.0			0.9			(T =	22.2 ms)
	7.1				-0.00		(T =	35.6 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	70	60	51	42	33	24	15	6	0	0
RX	74	66	59	57	57	57	56	56	56	56
RU	70	60	51	42	33	24	15	6	0	0
RAU =	40 (tons);		RA2 =		42 (tons)					

Current CAPWAP Ru = 56 (tons); Corresponding J(RP) = 0.15; J(RX) = 0.71

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tons-m	QUS tons	KEB tons/mm
1.9	21.18	77	83	89	5.965	-0.187	0.001	0.33	112	4

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	99.0	2109.2	7.881	1.02
7.1	99.0	2109.2	7.881	1.02

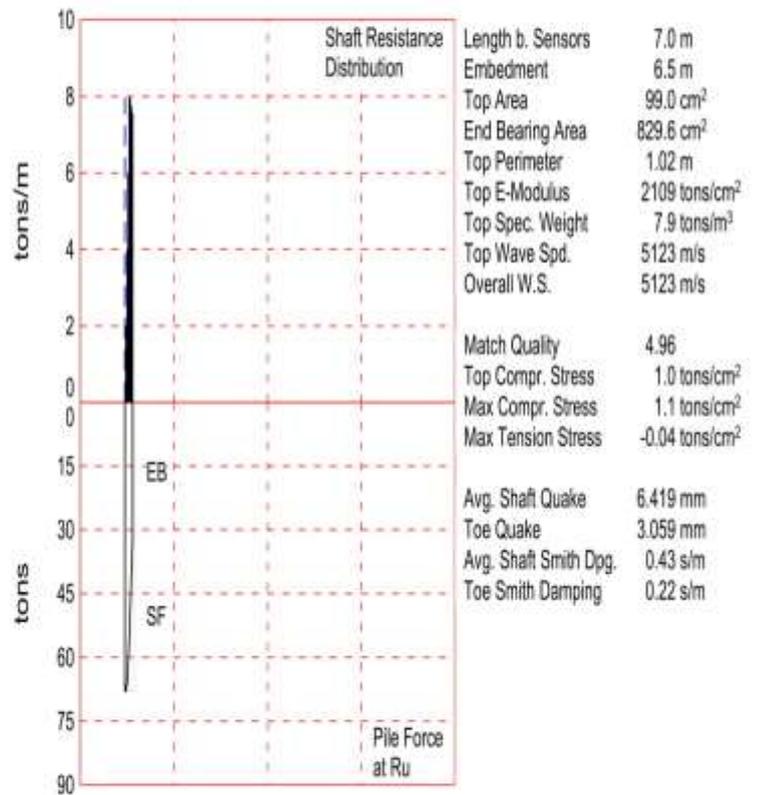
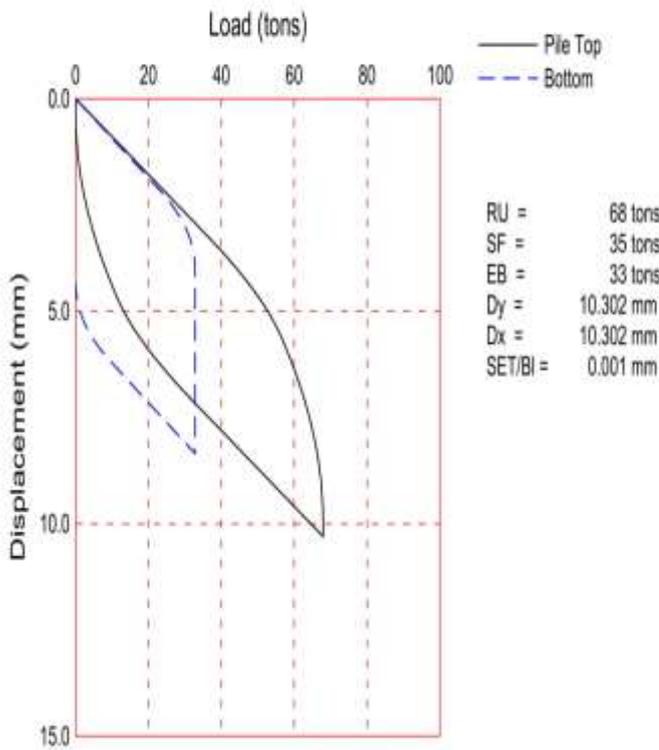
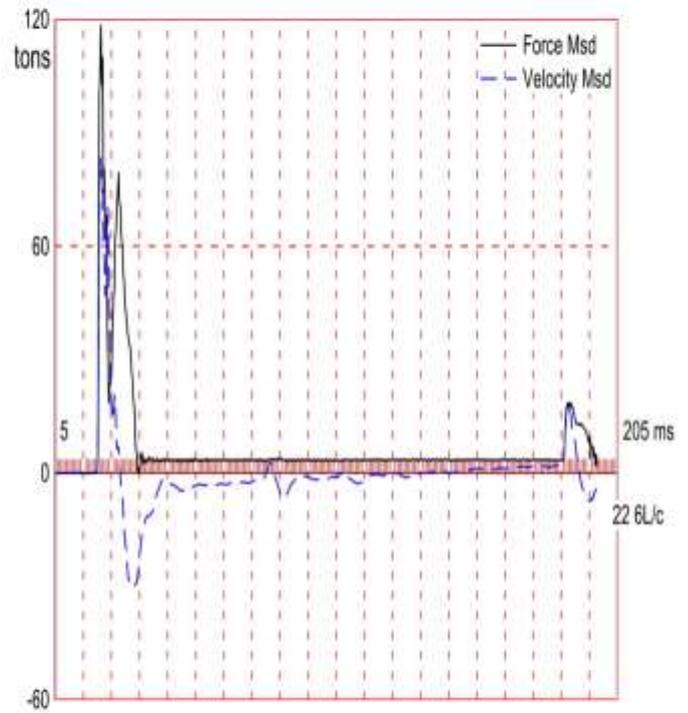
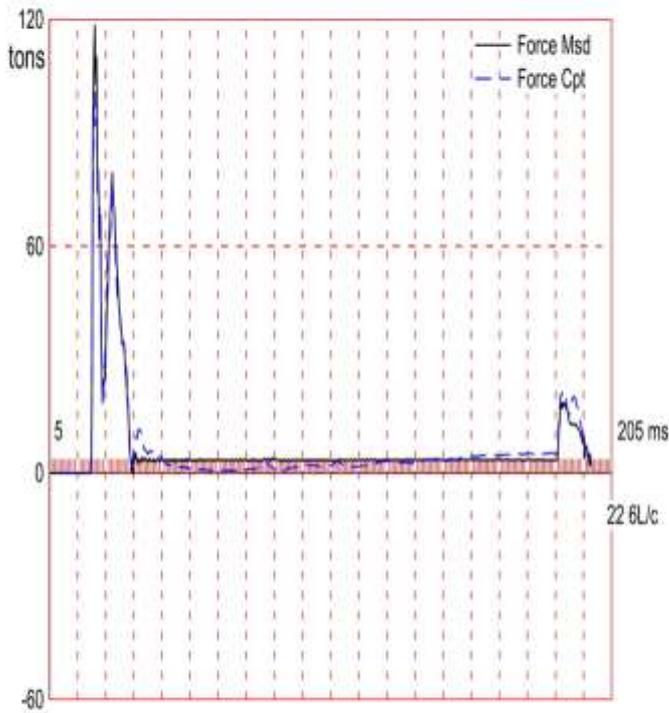
Toe Area 829.6 cm²

Top Segment Length 1.01 m, Top Impedance 41 tons/m/s

Wave Speed: Pile Top 5123.0, Elastic 5123.0, Overall 5123.0 m/s

Pile Damping 1.00 %, Time Incr 0.198 ms, 2L/c 2.8 ms

Total volume: 0.070 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000



About the CAPWAP Results

The CAPWAP program performs a signal matching or reverse analysis based on measurements taken on a deep foundation under an impact load. The program is based on a one-dimensional mathematical model. Under certain conditions, the model only crudely approximates the often complex dynamic situations.

The CAPWAP analysis relies on the input of accurately measured dynamic data plus additional parameters describing pile and soil behavior. If the field measurements of force and velocity are incorrect or were taken under inappropriate conditions (e.g., at an inappropriate time or with too much or too little energy) or if the input pile model is incorrect, then the solution cannot represent the actual soil behavior.

Generally the CAPWAP analysis is used to estimate the axial compressive pile capacity and the soil resistance distribution. The long-term capacity is best evaluated with restrike tests since they incorporate soil strength changes (set-up gains or relaxation losses) that occur after installation. The calculated load settlement graph does not consider creep or long term consolidation settlements. When uplift is a controlling factor in the design, use of the CAPWAP results to assess uplift capacity should be made only after very careful analysis of only good measurement quality, and further used only with longer pile lengths and with nominally higher safety factors.

CAPWAP is also used to evaluate driving stresses along the length of the pile. However, it should be understood that the analysis is one dimensional and does not take into account bending effects or local contact stresses at the pile toe.

Furthermore, if the user of this software was not able to produce a solution with satisfactory signal "match quality" (MQ), then the associated CAPWAP results may be unreliable. There is no absolute scale for solution acceptability but solutions with MQ above 5 are generally considered less reliable than those with lower MQ values and every effort should be made to improve the analysis, for example, by getting help from other independent experts.

Considering the CAPWAP model limitations, the nature of the input parameters, the complexity of the analysis procedure, and the need for a responsible application of the results to actual construction projects, it is recommended that at least one static load test be performed on sites where little experience exists with dynamic behavior of the soil resistance or when the experience of the analyzing engineer with both program use and result application is limited.

Finally, the CAPWAP capacities are ultimate values. They MUST be reduced by means of an appropriate factor of safety to yield a design or working load. The selection of a factor of safety should consider the quality of the construction control, the variability of the site conditions, uncertainties in the loads, the importance of structure and other factors. The CAPWAP results should be reviewed by the Engineer of Record with consideration of applicable geotechnical conditions including, but not limited to, group effects, potential settlement from underlying compressible layers, soil resistances provided from any layers unsuitable for long term support, as well as effective stress changes due to soil surcharges, excavation or change in water table elevation.

The CAPWAP analysis software is one of many means by which the capacity of a deep foundation can be assessed. The engineer performing the analysis is responsible for proper software application and the analysis results. File Dynamics accepts no liability whatsoever of any kind for the analysis solution and/or the application of the analysis result.

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 67.94; along Shaft 35.15; at Toe 32.79 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 ²	Smith Damping Factor s/m
				67.9				
1	1.0	0.5	0.00	67.9	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2.0	1.5	1.99	65.9	1.99	1.99	1.95	0.43
3	3.0	2.5	3.98	62.0	5.97	3.98	3.90	0.43
4	4.0	3.5	5.96	56.0	11.93	5.96	5.84	0.43
5	5.0	4.5	7.95	48.1	19.88	7.95	7.79	0.43
6	6.0	5.5	7.73	40.3	27.61	7.73	7.57	0.43
7	7.0	6.5	7.54	32.8	35.15	7.54	7.38	0.43
Avg. Shaft			5.02			5.41	5.30	0.43
Toe			32.79				395.26	0.22

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Quake (mm)	6.419	3.059
Case Damping Factor	0.37	0.18
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	97	30
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	69	
Soil Plug Weight (tons)		0.068

CAPWAP match quality = 4.96 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 0.001 mm; Blow Count = 1000000 b/m
 Computed: Final Set = 0.608 mm; Blow Count = 1644 b/m
 max. Top Comp. Stress = 1.0 tons/cm² (T= 21.5 ms, max= 1.039 x Top)
 max. Comp. Stress = 1.1 tons/cm² (Z= 3.0 m, T= 21.9 ms)
 max. Tens. Stress = -0.04 tons/cm² (Z= 7.0 m, T= 34.9 ms)
 max. Energy (EMX) = 0.55 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)= 7.697 mm

grupasa; Pile: p9
Blow: 10

Test: 29-Nov-2018 17:25
CAPWAP (R) 2014-3
OP: yepes

EXTREMA TABLE

File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	102.6	-0.3	1.0	-0.00	0.55	2.4	7.831
2	2.0	105.4	-0.6	1.1	-0.01	0.54	2.3	7.566
3	3.0	106.6	-0.5	1.1	-0.01	0.51	2.2	7.295
4	4.0	105.7	-0.4	1.1	-0.00	0.47	2.5	7.028
5	5.0	97.4	-0.7	1.0	-0.01	0.41	2.8	6.789
6	6.0	76.0	-2.2	0.8	-0.02	0.34	3.0	6.593
7	7.0	52.9	-3.6	0.5	-0.04	0.23	3.1	6.418
Absolute	3.0			1.1			(T =	21.9 ms)
	7.0				-0.04		(T =	34.9 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
RP	82	57	33	9	0					
RX	92	74	70	68	68	68	68	68	68	68
RU	82	57	33	9	0					
RAU =	64 (tons);		RA2 =		62 (tons)					

Current CAPWAP Ru = 68 (tons); Corresponding J(RP)= 0.11; J(RX) = 1.14

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
2.1	21.08	85	118	121	7.697	-0.570	0.001	0.55	143	11

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	99.0	2109.2	7.881	1.02
7.0	99.0	2109.2	7.881	1.02

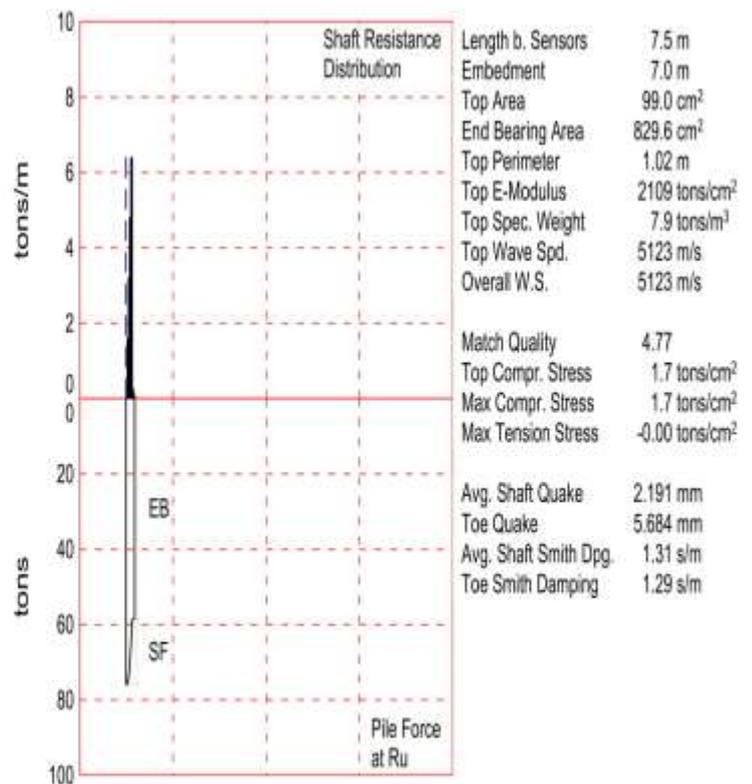
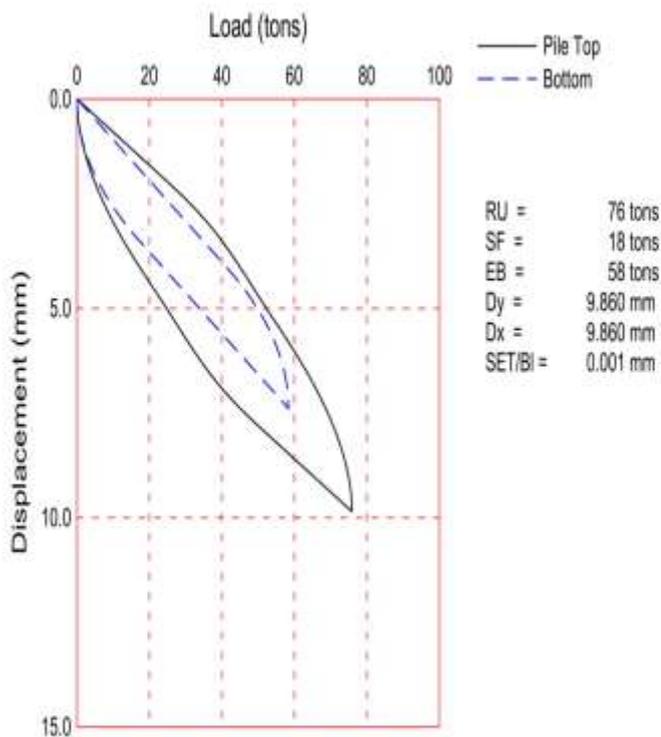
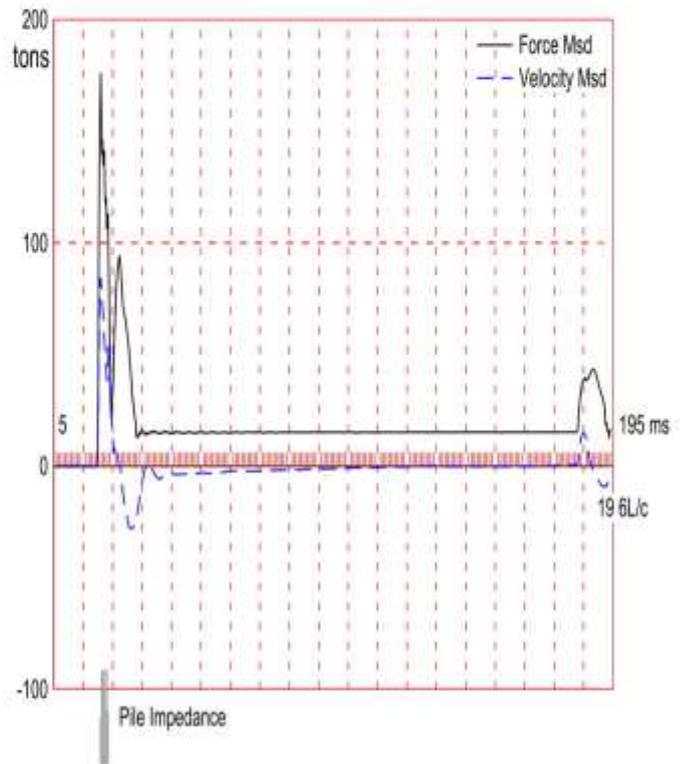
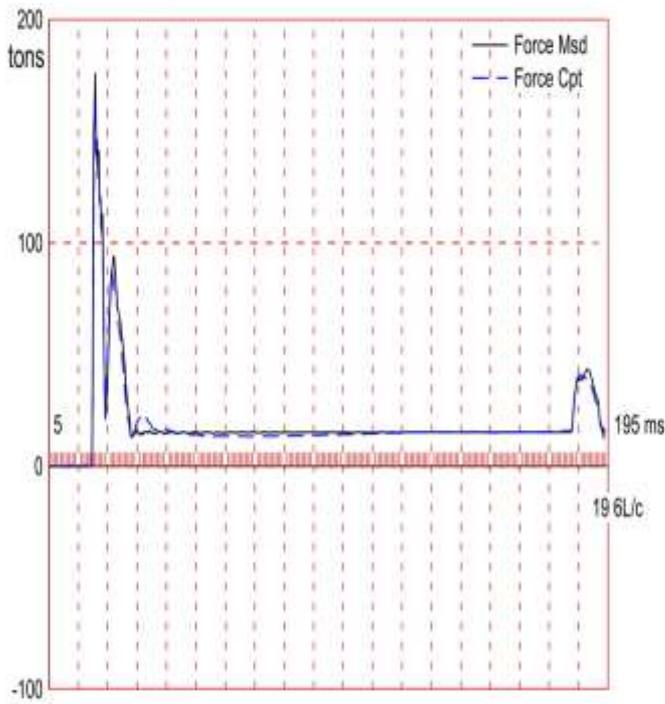
Toe Area 829.6 cm²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 41 tons/m/s

Wave Speed: Pile Top 5123.0, Elastic 5123.0, Overall 5123.0 m/s

Pile Damping 1.00 %, Time Incr 0.195 ms, 2L/c 2.7 ms

Total volume: 0.069 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000



About the CAPWAP Results

The CAPWAP program performs a signal matching or reverse analysis based on measurements taken on a deep foundation under an impact load. The program is based on a one-dimensional mathematical model. Under certain conditions, the model only crudely approximates the often complex dynamic situations.

The CAPWAP analysis relies on the input of accurately measured dynamic data plus additional parameters describing pile and soil behavior. If the field measurements of force and velocity are incorrect or were taken under inappropriate conditions (e.g., at an inappropriate time or with too much or too little energy) or if the input pile model is incorrect, then the solution cannot represent the actual soil behavior.

Generally the CAPWAP analysis is used to estimate the axial compressive pile capacity and the soil resistance distribution. The long-term capacity is best evaluated with restrike tests since they incorporate soil strength changes (set-up gains or relaxation losses) that occur after installation. The calculated load settlement graph does not consider creep or long term consolidation settlements. When uplift is a controlling factor in the design, use of the CAPWAP results to assess uplift capacity should be made only after very careful analysis of only good measurement quality, and further used only with longer pile lengths and with nominally higher safety factors.

CAPWAP is also used to evaluate driving stresses along the length of the pile. However, it should be understood that the analysis is one dimensional and does not take into account bending effects or local contact stresses at the pile toe.

Furthermore, if the user of this software was not able to produce a solution with satisfactory signal "match quality" (MQ), then the associated CAPWAP results may be unreliable. There is no absolute scale for solution acceptability but solutions with MQ above 5 are generally considered less reliable than those with lower MQ values and every effort should be made to improve the analysis, for example, by getting help from other independent experts.

Considering the CAPWAP model limitations, the nature of the input parameters, the complexity of the analysis procedure, and the need for a responsible application of the results to actual construction projects, it is recommended that at least one static load test be performed on sites where little experience exists with dynamic behavior of the soil resistance or when the experience of the analyzing engineer with both program use and result application is limited.

Finally, the CAPWAP capacities are ultimate values. They MUST be reduced by means of an appropriate factor of safety to yield a design or working load. The selection of a factor of safety should consider the quality of the construction control, the variability of the site conditions, uncertainties in the loads, the importance of structure and other factors. The CAPWAP results should be reviewed by the Engineer of Record with consideration of applicable geotechnical conditions including, but not limited to, group effects, potential settlement from underlying compressible layers, soil resistances provided from any layers unsuitable for long term support, as well as effective stress changes due to soil surcharges, excavation or change in water table elevation.

The CAPWAP analysis software is one of many means by which the capacity of a deep foundation can be assessed. The engineer performing the analysis is responsible for proper software application and the analysis results. Pile Dynamics accepts no liability whatsoever of any kind for the analysis solution and/or the application of the analysis result.

grupasa; File: p11
Blow: 4

Test: 30-Nov-2018 13:11
CAPWAP (R) 2014-3
OP: yopez

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 75.91; along Shaft 17.52; at Toe 58.39 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 ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				75.9					
1	1.1	0.6	0.00	75.9	0.00	0.00	0.00	0.00	2.191
2	2.1	1.7	1.71	74.2	1.71	1.60	1.56	1.31	2.191
3	3.2	2.8	3.44	70.8	5.15	3.21	3.14	1.31	2.191
4	4.3	3.8	5.14	65.6	10.29	4.80	4.70	1.31	2.191
5	5.4	4.9	6.85	58.8	17.14	6.39	6.26	1.31	2.191
6	6.4	6.0	0.26	58.5	17.40	0.24	0.24	1.31	2.191
7	7.5	7.0	0.12	58.4	17.52	0.11	0.11	1.31	2.128
Avg. Shaft			2.50			2.49	2.44	1.31	2.191
Toe			58.39				703.86	1.29	5.684

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Case Damping Factor		0.56	1.85
Damping Type		Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake	(% of loading quake)	35	100
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
Unloading Level	(% of Ru)	0	
Soil Plug Weight	(tons)		0.192

CAPWAP match quality	=	4.77	(Wave Up Match) ; RSA = 0
Observed: Final Set	=	0.001 mm;	Blow Count = 1000000 b/m
Computed: Final Set	=	2.128 mm;	Blow Count = 470 b/m
max. Top Comp. Stress	=	1.7 tons/cm ²	(T= 21.1 ms, max= 1.034 x Top)
max. Comp. Stress	=	1.7 tons/cm ²	(Z= 2.1 m, T= 21.3 ms)
max. Tens. Stress	=	-0.00 tons/cm ²	(Z= 2.1 m, T= 4.4 ms)
max. Energy (EMX)	=	0.82 tons-m;	max. Measured Top Displ. (DMX)= 6.904 mm

grupasa; Pile: p11
Blow: 4

Test: 30-Nov-2018 13:11
CAPWAP (R) 2014-3
OP: yopez

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.1	166.6	-0.1	1.7	-0.00	0.82	2.3	7.260
2	2.1	172.4	-0.1	1.7	-0.00	0.81	2.2	7.046
3	3.2	159.5	-0.1	1.6	-0.00	0.77	2.3	6.794
4	4.3	166.5	-0.1	1.7	-0.00	0.69	2.1	6.594
5	5.4	146.7	-0.1	1.5	-0.00	0.58	2.5	6.282
6	6.4	114.0	-0.1	1.2	-0.00	0.45	2.6	6.133
7	7.5	111.5	-0.1	1.1	-0.00	0.43	3.0	5.881
Absolute	2.1			1.7			(T =	21.3 ms)
	2.1				-0.00		(T =	4.4 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
RP	136	109	83	56	30					
RX	139	117	108	99	94	93	93	92	92	91
RU	136	109	83	56	30					

RAU = 88 (tons); RA2 = 122 (tons)

Current CAPWAP Ru = 76 (tons); Corresponding J(RP) = 0.45;

RMX requires higher damping; see PDA-W

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
2.2	20.91	88	179	190	6.904	-0.367	0.001	0.80	233	10

Possible Pile Damage at 0.3 L Below Gages?

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	99.0	2109.2	7.881	1.02
7.5	99.0	2109.2	7.881	1.02

Toe Area 829.6 cm²

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s
1	1.1	40.74	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
2	2.1	79.74	95.71	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
3	3.2	64.56	58.46	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
4	4.3	79.76	95.77	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0

grupasa; Pile: p11
Blow: 4

Test: 30-Nov-2018 13:11
CAPWAP (R) 2014-3
OP: yepcz

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s
5	5.4	45.68	12.12	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
6	6.4	81.29	99.53	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0
7	7.5	45.44	11.54	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.02	5123.0

Wave Speed: Pile Top 5123.0, Elastic 5123.0, Overall 5123.0 m/s

Pile Damping 1.00 %, Time Incr 0.209 ms, 2L/c 2.9 ms

Total volume: 0.074 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

HINCA DE MICRO-PILOTES CRONOLOGICAMENTE REALIZADAS

CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #4	04/12/2018	6	1,3	7,3
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
2,018	2,089	0,071	10	7,1
2,089	2,138	0,049	10	4,9
2,138	2,178	0,04	10	4
2,178	2,229	0,051	10	5,1
2,229	2,348	0,119	10	11,9
2,348	2,375	0,027	20	2,7
2,375	2,408	0,033	10	3,3
TOTAL			80	39

CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #5	04/12/2018	6.10 m	1,05	7,15
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,548	2,144	0,596	40	59,6
2,144	2,332	0,188	20	18,8
2,332	2,408	0,076	20	7,6
2,408	2,427	0,019	10	1,9
2,427	2,439	0,012	10	1,2
TOTAL			100	89,1

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL		
PILOTE #6		04/12/2018	5,5	1,4	7,3	
LECTURA INICIAL		LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES		ASENTAMIENTO (cm)
1,249		2,335	1,086	50		108,6
2,335		2,452	0,117	10		11,7
				20		17
				20		16
				20		13
				20		10
				20		7
				10		3
				10		3
				10		2
TOTAL				190		191,3

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL (m)		
PILOTE #8		04/12/2018	6,6	2,31	8,91	
LECTURA INICIAL		LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES		ASENTAMIENTO (cm)
1,288		1,983	0,695	50		69,5
1,983		2,188	0,205	40		20,5
2,188		2,448	0,26	20		26
1,267		1,343	0,076	20		7,6
1,343		1,367	0,024	20		2,4
TOTAL				150		126

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES			
			LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #12		04/12/2018	6.70 m	1.50 m	8.20 m
LECTURA INICIAL		LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,218		1,415	0,197	20	19,7
1,415		1,705	0,29	20	29
1,705		2,031	0,326	20	32,6
2,031		2,234	0,203	20	20,3
2,234		2,361	0,127	20	12,7
2,361		2,486	0,125	20	12,5
2,486		2,567	0,081	20	8,1
			TOTAL	140	134,9

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES			
			LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #1		04/12/2018	6.80 m	1,8	8,6
LECTURA INICIAL		LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,323		1,888	0,565	40	56,5
1,888		2,126	0,238	40	23,8
2,126		2,309	0,183	40	18,3
2,309		2,352	0,043	10	4,3
2,352		2,398	0,046	10	4,6
2,398		2,447	0,049	10	4,9
2,447		2,517	0,07	10	7
1,923		1,989	0,066	10	6,6
1,989		2,045	0,056	10	5,6
2,045		2,088	0,043	10	4,3
2,088		2,118	0,03	10	3
2,118		2,145	0,027	10	2,7
			TOTAL	210	141,6

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES		
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #2	04/12/2018	7	1,2	8,2
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,159	1,818	0,659	40	65,9
1,818	2,028	0,21	20	21
2,028	2,217	0,189	20	18,9
2,223	2,255	0,032	10	3,2
TOTAL			90	109

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES		
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #3	04/12/2018	6.50 m	0,98	7,48
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,484	1,812	0,328	50	32,8
1,812	1,908	0,096	40	9,6
1,908	1,973	0,065	20	6,5
1,973	2,057	0,084	20	8,4
2,057	2,181	0,124	20	12,4
2,181	2,325	0,144	20	14,4
2,325	2,424	0,099	20	9,9
2,424	2,433	0,009	20	0,9
TOTAL			210	94,9

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES		
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #10	04/12/2018	6.50 m	1.40 m	7.90 m
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,187	1,872	0,685	40	68,5
1,872	2,097	0,225	20	22,5
2,097	2,255	0,158	20	15,8
2,255	2,311	0,056	10	5,6
2,311	2,357	0,046	10	4,6
2,357	2,398	0,041	10	4,1
TOTAL			110	121,1

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES			
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL	
PILOTE #18		01/12/2018	8 m	1,42	9,42
LECTURA INICIAL		LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
0,79		1,113	0,323	10	32,3
1,113		1,362	0,249	10	24,9
1,362		1,372	0,01	10	1
1,372		1,427	0,055	10	5,5
1,427		1,498	0,071	10	7,1
1,498		1,563	0,065	10	6,5
1,563		1,658	0,095	10	9,5
1,658		1,766	0,108	10	10,8
1,766		1,883	0,117	10	11,7
1,883		1,989	0,106	10	10,6
1,989		2,077	0,088	10	8,8
2,077		2,168	0,091	10	9,1
2,168		2,229	0,061	10	6,1
1,189		1,245	0,056	10	5,6
1,245		1,288	0,043	10	4,3
1,288		1,343	0,055	10	5,5
1,343		1,402	0,059	10	5,9
1,402		1,452	0,05	10	5
1,452		1,506	0,054	10	5,4
1,506		1,788	0,282	50	28,2
1,788		1,842	0,054	10	5,4
1,842		1,882	0,04	10	4
			TOTAL	260	213,2

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES		
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #16	03/12/2018	5.7 m	2,57	8,27
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,353	1,968	0,615	10	61,5
1,968	2,192	0,224	10	22,4
2,192	2,338	0,146	10	14,6
1,763	1,872	0,109	10	10,9
1,872	1,972	0,1	10	10
1,972	2,052	0,08	10	8
2,052	2,108	0,056	10	5,6
2,108	2,18	0,072	10	7,2
2,18	2,246	0,066	10	6,6
2,246	2,312	0,066	10	6,6
2,312	2,378	0,066	10	6,6
2,378	2,446	0,068	10	6,8
2,446	2,503	0,057	10	5,7
2,503	2,565	0,062	10	6,2
2,565	2,622	0,057	10	5,7
2,622	2,695	0,073	10	7,3
1,499	1,528	0,029	10	2,9
1,528	1,557	0,029	10	2,9
1,553	1,579	0,026	10	2,6
1,579	1,603	0,024	10	2,4
TOTAL			200	202,5

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
			LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL	
PILOTE #11		30/11/2018	5,8	1,25	7,05	
LECTURA INICIAL		LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES		ASENTAMIENTO (cm)
1,192		1,282	0,09	10		9
1,282		1,372	0,09	10		9
1,372		1,464	0,092	10		9,2
1,464		1,544	0,08	10		8
1,544		1,624	0,08	10		8
1,624		1,698	0,074	10		7,4
1,698		1,752	0,054	10		5,4
1,752		1,795	0,043	6		4,3
1,795		1,839	0,044	6		4,4
1,839		1,883	0,044	6		4,4
1,883		1,927	0,044	6		4,4
1,927		1,961	0,034	6		3,4
1,961		1,99	0,029	6		2,9
1,99		2,018	0,028	6		2,8
2,018		2,033	0,015	6		1,5
2,033		2,057	0,024	6		2,4
2,057		2,085	0,028	10		2,8
			TOTAL	134		89,3

CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #14	03/12/2018	6 m	2.55 m	8.55 m
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,286	1,822	0,536	20	53,6
1,822	2,152	0,33	20	33
2,152	2,342	0,19	20	19
1,083	1,236	0,153	20	15,3
1,236	1,383	0,147	20	14,7
1,383	1,499	0,116	20	11,6
1,499	1,617	0,118	10	11,8
1,617	1,668	0,051	10	5,1
1,668	1,801	0,133	20	13,3
1,801	1,899	0,098	20	9,8
TOTAL			180	187,2

CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #07	28/11/2018	7,6	1,4	9
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
			10	12
			9	10
			6	5
			6	5
			6	5
			6	5
			6	5
			6	4
			6	5
			6	1
			6	1
			6	3
			6	3
2,157	2,178	0,021	9	2,1
TOTAL			94	66,1

CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #09	29/11/2018	6.1 m	1.4 m	7.5 m
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
			8	30
1,62	1,702	0,082	10	8
1,702	1,763	0,061	10	6
1,763	1,803	0,04	6	4
1,803	1,875	0,072	6	2
1,875	1,902	0,027	6	2
1,902	1,922	0,02	6	2
1,922	1,937	0,015	6	1
1,937	1,954	0,017	6	1
1,954	1,967	0,013	6	1
1,879	1,907	0,028	10	3
TOTAL			80	60

CONTROL DE HINCADO DE PILOTES				
		LONGUITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #13	30/11/2018	5.8 m	1,2	7
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,212	1,699	0,487	10	48,7
1,699	1,827	0,128	10	12,8
1,827	1,934	0,107	10	10,7
1,934	2,032	0,098	10	9,8
2,032	2,115	0,083	10	8,3
2,115	2,174	0,059	10	5,9
2,174	2,253	0,079	10	7,9
2,253	2,35	0,097	10	9,7
2,35	2,402	0,052	10	5,2
2,402	2,448	0,046	10	4,6
2,448	2,48	0,032	10	3,2
2,48	2,489	0,009	10	0,9
TOTAL			120	127,7

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES		
		LONGITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #15	01/12/2018	6.7 m	1,5	8,2
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
1,338	1,536	0,198	10	19,8
1,536	1,68	0,144	10	14,4
1,68	1,766	0,086	10	8,6
1,766	1,832	0,066	10	6,6
1,832	1,889	0,057	10	5,7
1,889	1,953	0,064	10	6,4
1,953	2,039	0,086	10	8,6
2,039	2,132	0,093	10	9,3
2,132	2,237	0,105	10	10,5
2,237	2,302	0,065	10	6,5
2,302	2,361	0,059	10	5,9
2,361	2,408	0,047	10	4,7
2,408	2,448	0,04	10	4
2,448	2,476	0,028	10	2,8
2,476	2,502	0,026	10	2,6
2,502	2,528	0,026	10	2,6
TOTAL			160	119

		CONTROL DE HINCADO DE PILOTES		
		LONGITUD INICIAL	INCREMENTO	TOTAL
PILOTE #17	01/12/2018	8 m		8 m
LECTURA INICIAL	LECTURA FINAL	DIFERENCIA	# DE GOLPES	ASENTAMIENTO (cm)
0,807	0,967	0,16	10	16
0,967	1,095	0,128	10	12,8
1,095	1,198	0,103	10	10,3
1,198	1,268	0,07	10	7
1,268	1,327	0,059	10	5,9
1,327	1,374	0,047	10	4,7
1,374	1,423	0,049	10	4,9
1,423	1,478	0,055	10	5,5
1,478	1,523	0,045	10	4,5
1,523	1,571	0,048	10	4,8
1,571	1,617	0,046	10	4,6
1,617	1,658	0,041	10	4,1
1,658	1,713	0,055	10	5,5
1,713	1,767	0,054	10	5,4
1,767	1,77	0,003	10	0,3
1,77	1,779	0,009	10	0,9
1,779	1,8	0,021	10	2,1
TOTAL			170	99,3

CAPITULO III

Conclusiones y Recomendaciones

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS VARIAS

Se realizaron trece ensayos CPT, con profundidades de entre 7 y 11 metros por debajo de la cota de terreno existente, como lo indica la Tabla 1. Se ejecutaron adicionalmente siete perforaciones con muestreo alterado e inalterado de entre 8 y 13 m y 2 calicatas en el material de relleno dentro de la planta actual.

La descripción estratigráfica se encuentra referida considerando como nivel 0 el nivel actual de la planta operativa (AGP), en el sector de la garita. La estratigrafía está compuesta en general por una capa de relleno de alrededor de 2 m de espesor de compacidad variable entre medianamente densa y muy densa. Posteriormente se identifican materiales granulares de compacidad variable entre medianamente densa y densa, con presencia de mezclas limosas, hasta aproximadamente el nivel -2.5 m. Debajo de este material se encuentra un estrato de suelos finos de 3 a 4 m de espesor de consistencia variable generalmente entre blanda y rígida. Según el CPT-2 y P-2 existe material orgánico en esta capa, en un espesor de alrededor de 2.5 m. La consistencia de este material orgánico es muy blanda. Finalmente se identifica un estrato de mezclas limosas y posteriormente arena de compacidad variable entre medianamente densa y muy densa desde el nivel -6.0 m aprox. en la mayoría de los sondeos.

El sitio tiene un riesgo menor de licuación en las diferentes áreas analizadas, dado que el indicador LSN es menor a 15 para todos los CPT ejecutados.

Para la imprenta se recomienda la configuración de una cimentación superficial consistente en una losa rígida de entre 5 y 9 m de ancho, para minimizar la transmisión de esfuerzos al suelo y por ende la generación de asentamientos durante la vida útil. Se ha evaluado también una cimentación con zapatas corridas en una dirección de ancho $B=1.5$ m, pero debido a la posible generación de asentamientos diferenciales por la descarga del relleno, se prefiere la alternativa de losa.

En el sector de la corrugadora, se recomienda como sistema de cimentación para las sub-estructuras mencionadas en la sección 6.2, losas con ancho B entre 4 y 11 m, lo cual constituiría un escenario conservador, dado que los esfuerzos de transferencia al suelo serían menores que construyendo zapatas corridas. Se analizó también la alternativa de zapatas corridas dispuestas en el perímetro y actuando independientemente bajo cada sub-estructura de la corrugadora, pero se prefiere la alternativa de losa, por los posibles asentamientos diferenciales que puedan producirse en cada sub-estructura.

Para los galpones, al considerar el nivel de descargas asumido de 5.3 t/m^2 como máximo, la cimentación podría consistir en zapatas corridas en una dirección, con un ancho recomendado $B=1.5$ m.

El asentamiento inducido por la cimentación en el sector de la imprenta es menor a 5 cm considerando una losa rígida de ancho B entre 5 y 9 m con 2.5 t/m^2 de transferencia de esfuerzos

y considerando zapatas corridas de ancho $B= 1.5$ m con esfuerzo de contacto de 5.0 t/m². Estos son esfuerzos mayores a los actuantes estimados según las descargas de la imprenta. Al considerar los esfuerzos actuantes estimados y la disipación en el relleno, los asentamientos por descarga estructural resultan de alrededor de 1 cm.

Los asentamientos por colocación de relleno en el sector de la imprenta, considerando una carga de 38 kPa (equivalente a 2 m de espesor de relleno) en un ancho $B= 85$ m aproximadamente, son de alrededor de 2 cm considerando los sondeos CPT-1,3, 4-6, pero según CPT-2 donde se detectó el material orgánico, la magnitud es mayor a 5 cm. El tiempo de generación de estos asentamientos se ha estimado en el rango de 2 a 6 meses según los ensayos CPT. Ahora bien, según el ensayo de consolidación ejecutado, el tiempo de asentamiento podría ser mayor, debido a que se trata de un material con un esfuerzo de pre-consolidación relativamente alto, por lo que existe la posibilidad de que se produzcan asentamientos en el rango de magnitud estimado, luego de la construcción de la estructura.

En el sector de la corrugadora y para todas las distribuciones de carga consideradas, la magnitud de asentamientos estimada es del orden de 1 cm o menor, salvo en CPT-4 para la descarga del material de relleno, donde las estimaciones indican un valor ligeramente más alto. Se satisface el estado límite de servicio para las descargas estructurales, debido a que la magnitud de asentamientos por este motivo es despreciable. Los asentamientos diferenciales por relleno podrían ser de alrededor de 2 cm entre ejes sucesivos o incluso en la misma zapata o losa, lo cual es ligeramente mayor al mínimo admisible para estructuras no susceptibles a deformaciones.

En el área de los galpones, tanto los asentamientos por descarga estructural como los asentamientos estimados por relleno son despreciables para los escenarios planteados.

La magnitud de asentamientos estimada por relleno, según el perfil stratigráfico de las perforaciones analizadas, es menor a 5 cm, y en general, el estado de saturación del suelo es parcial, por lo que lo que la magnitud estimada podría ser aún menor. Se considera que en el peor escenario se producirían asentamientos menores a 5 cm en un tiempo mayor al lapso de construcción, para el sector de la imprenta, y en un rango un poco menor en la corrugadora. Cabe destacar que en algunas perforaciones, en la capa de material compresible se detectó cierto contenido orgánico, lo que coincide con una mayor compresibilidad en las estimaciones de asentamientos de los CPT cercanos.

Por lo tanto, debido a la posibilidad de que se produzcan asentamientos diferenciales luego de la construcción de la imprenta y de la corrugadora, se debería monitorear la generación de los mismos con placas de asentamiento. Sin embargo, dado que el material de relleno ya se encuentra conformado en la actualidad, se recomienda que el especialista estructural asegure el diseño de un espesor de losa de cimentación con la rigidez necesaria para mitigar la transferencia de deformaciones a las estructuras.

En caso de considerar zapatas corridas, esta recomendación resulta aún mucho más relevante, pues los asentamientos diferenciales podrían ser de casi 5 cm entre dos ejes sucesivos para la imprenta, debido a las características del material arcilloso en P-2, y aproximadamente 2 cm entre dos ejes sucesivos para la corrugadora, lo cual superaría el máximo admisible para estructuras susceptibles a deformaciones. Por lo tanto, el especialista estructural debería aportar al diseño la rigidez necesaria para que los posibles asentamientos diferenciales, no generen

deformaciones en la superestructura.

En la corrugadora, dado que se compone de varias sub-estructuras que funcionarán simultáneamente, el especialista estructural debería considerar el diseño de elementos estructurales con la rigidez suficiente para mitigar los asentamientos diferenciales que podrían producirse entre las distintas sub-estructuras que la componen, según las tolerancias especificadas por el fabricante.

Se recomienda que en las zonas en las que no se ha conformado el relleno en su totalidad, (por ejemplo hacia el sector central de la corrugadora), se coloquen placas para monitorear la magnitud de asentamientos producida. La base de estas placas se deberían colocar al nivel 0, es decir, en la base del material de relleno.

El material de relleno compactado colocado debería tener las siguientes características:

Tamaño máximo de agregado: 10 cm

Pasante del tamiz No. 200 menor a 15%

Límite líquido menor a 30%

Índice plástico menor a 12%

Capas de compactación de un máximo de 20 cm

Densidad de compactación mayor a 95% de la máxima de Proctor y +/- 2% de la humedad óptima (ASTM D1557).

ADENDA PARA EL SECTOR DE LA IMPRENTA

Para una carga total de 125 t, los asentamientos por descarga estructural serían de menos de 1 cm empleando cimentación superficial. Sin embargo, para el estado de carga considerando que el peso muerto equivale a 3 veces el peso de la estructura de la imprenta, los asentamientos inducidos con zapatas corridas y losas, son de entre 1 y 3 cm.

Por otro lado, considerando que el espesor de relleno es de 2 m (espesor indicado por Grupasa) y que tiene un ancho B aproximado de 85 m, según la mayoría de los sondeos CPT, los asentamientos por relleno independientemente del tipo de cimentación directa que se empleare, son de alrededor de 2 cm, salvo según CPT-2 donde se detectó material orgánico y la magnitud estimada es de alrededor de 5 cm. Cabe destacar que si el espesor de relleno fuere mayor, la estimación de asentamientos consecuentemente sería mayor.

El tiempo de generación de estos asentamientos se ha estimado en el rango de 2 a 6 meses según los ensayos CPT (véase informe principal). Sin embargo, según el ensayo de consolidación, el tiempo de asentamiento podría ser mayor, debido a que se trata de un material con un esfuerzo de pre-consolidación relativamente alto, por lo que podrían producirse asentamientos por relleno en el rango de magnitud estimado, luego de la construcción de la estructura. Adicionalmente, los asentamientos por descarga estructural se darán en su totalidad luego de la construcción e instalación de la imprenta.

Aunque según las perforaciones realizadas (SPT), la estimación de asentamientos por relleno es menor a 5 cm, y a pesar de que el estado de saturación del suelo es parcial, y por lo tanto los asentamientos finales en campo podrían ser menores a los mencionados; se considera que en el peor escenario podrían producirse asentamientos totales de aproximadamente 5 cm en un tiempo mayor al lapso de construcción, para el sector de la imprenta. Según la tolerancia indicada por los fabricantes de la máquina, no se debería exceder 0.5 cm de deformación vertical a lo largo de toda la cimentación de la máquina, por lo que se ha analizado una alternativa de cimentación profunda.

Considerando que la descarga estructural debe ser de al menos 3 veces el peso de la máquina, y considerando que se requiere una tolerancia de 0.5 cm de asentamientos a lo largo de toda la imprenta, se recomienda como alternativa adicional de cimentación la configuración de una cimentación profunda con micro-pilotes metálicos circulares de sección hueca (HSS) de 30 cm de diámetro, 12.7 mm de espesor (½ pulgada) y longitud entre 8.5 y 9 m desde el nivel de piso terminado (nivel +2.0 m), para la obtención de una capacidad admisible de aproximadamente 30 t, con un FS de 2.5 para fuste y punta.

La longitud final de los pilotes deberá considerar el nivel de cabeza de los mismos, que según los planos actuales en ciertos sectores de la imprenta sería 1.5 m por debajo del nivel de proyecto final. Se deberá añadir la longitud de acople o anclaje requerida según las especificaciones del diseño estructural.

A partir de estos análisis se puede concluir que para la imprenta se requerirían de entre 15 y 20 pilotes para satisfacer una carga total de 450 t. Al nivel de capacidad admisible indicado, el asentamiento máximo en los pilotes sería de menos de 5 mm.

Se ha realizado un análisis de hincabilidad para evaluar las condiciones de rechazo durante la hincada de pilote. Al evaluar la condición de rechazo los resultados indican que para pilotes HSS de 30 cm de diámetro con un martillo PILECO D8-22 o equivalente, se activa una resistencia a la hincada de 70 a 90 t (capacidad última) en el rango de 15 a 22 golpes/10cm para pilotes de 8.5 a 9 m de longitud, medidos desde el nivel final de proyecto (nivel +2.0 m).

Según los planos disponibles de la imprenta, existe una fosa de desperdicios, cerca de la zona más cargada de la máquina. Se deberá diseñar una junta constructiva idónea para que el sistema de cimentación actúe independientemente de la misma.

Informe de Interpretación de las pruebas de Carga Dinámica de Alta Deformación PDA (High Strain Dynamic Testing of Driven Piles)

Se ejecutaron pruebas de carga dinámica de alta deformación, en micro pilotes de acero P7, P9, P11 y P1 de área circular 99 cm², de 7.5 m de longitud.

Las 4 estructuras analizadas presentan una capacidad de carga que supera el criterio de diseño de 30 Ton.

BIBLIOGRAFIA

- Bustamante, M. and Gianceselli, L. (1982). *Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer*. Proceedings, European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, Amsterdam, The Netherlands, pp 493-500
- Eslami, A. and Fellenius, B.H. (1997). *Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, No. 6, pp. 880-898
- Eslami, A. (2006). *Bearing Capacity of Shallow and Deep Foundations from CPT Resistance*. Proceedings, GeoCongress (Atlanta, GA), American Society of Civil Engineers, Reston, VA., Feb. 26-Mar. 1, pp. 6
- Fellenius, B.H. (2012). *Red Book: Basics of Foundation Design*. Electronic Edition. www.fellenius.net, 384 p.
- Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M. and Pedroni, S. (1995). Proceedings 10th Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Beijing.
- Jamiolkowski, M. (2003). *Soil Parameters relevant to bored pile design from laboratory and in-situ tests*. Deep Foundations on Bored and Augered Piles, Millpress, Rotterdam: 83-100
- Kulhawy, F.H., Trautman, C.H., Beech, J.F., and O'Rourke, T.D. (1983). *Transmission line structure foundations for uplift-compression loading*. Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 412 p.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p.
- Mayne, P.W. (2007). *NCHRP Synthesis 368: Cone Penetration Testing*. Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, DC. 118 p.
- Robertson, P.K. (2009). *Interpretation of CPT data: a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal 46 (11): 1337-1355
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L. (2010a). *Estimating soil unit weight from CPT*. Proc. 2nd Intl. Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L. (2010b). *Guide to Cone Penetration Testing*. 4th Edition, 138 p.
- Senneset, K., Sandven, R., and Janbu, N. (1989). *Evaluation of soil parameters from piezocone tests*. Transportation Research Record 1235, National Acad. Press, Washington DC, pp. 24-37
- Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for cone penetration test, performance, and design*. US Federal Highway Administration, Washington, Report FHWA-TS-78-209, 145 p.

American Society for Testing and Materials ASTM D4945-00 "Standard Test Method for High Strain Testing of Piles". Describe la ejecución apropiada de una prueba de carga dinámica de la misma forma que ASTM 1143 describe la ejecución de una prueba estática

American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO, "Standard Method of Test for High Strain Dynamic Testing of Piles." AASHTO Designation T 298-93 (1993). Refleja la aceptación de las pruebas dinámicas de alta deformación para la determinación de la capacidad de carga en pilotes.

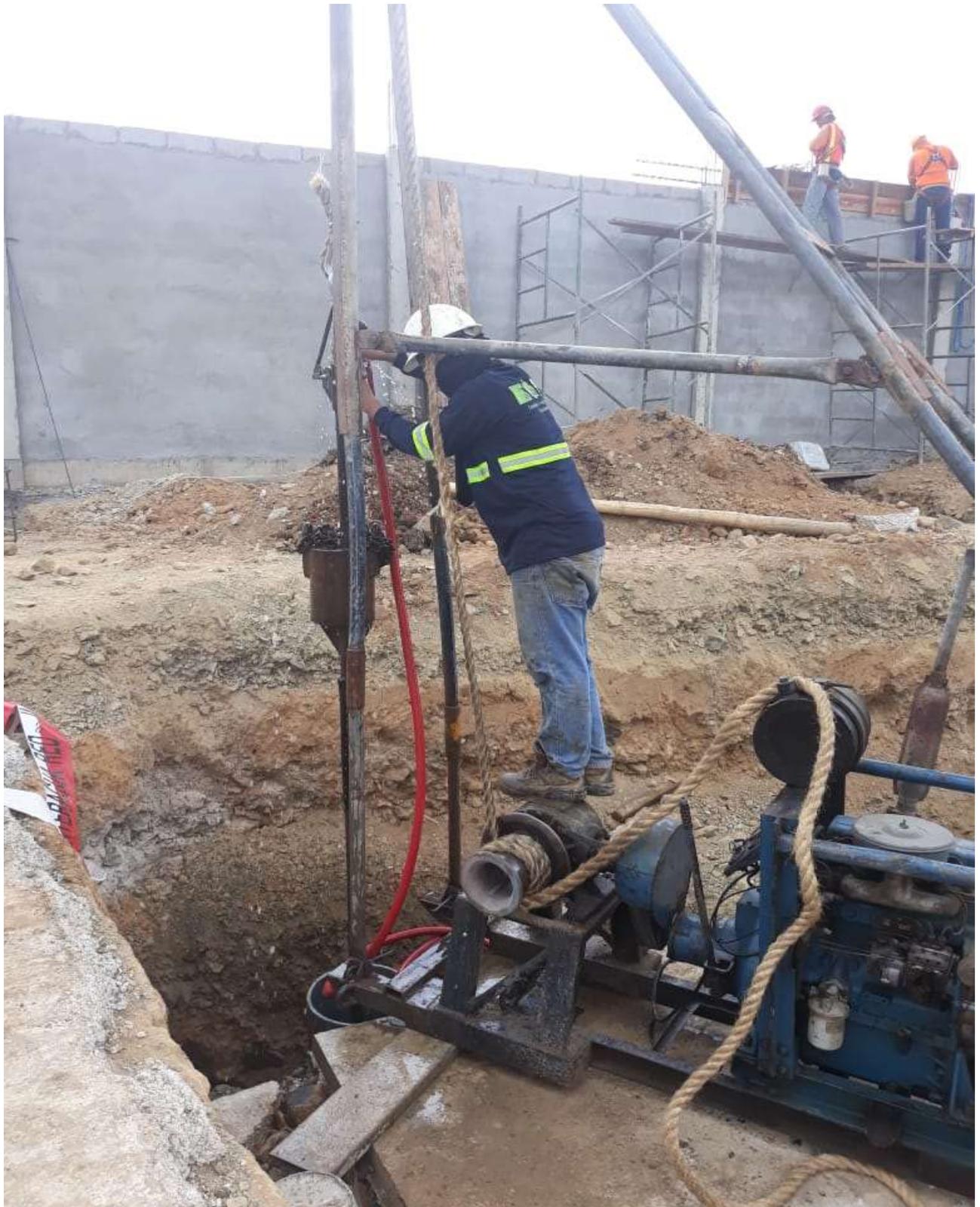
American Society of Civil Engineers "Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations", ASCE 20-96. (1997). Menciona a las pruebas dinámicas de alta deformación como un método apropiado para la determinación de la capacidad de carga de cimentaciones profundas

ANEXOS

ARCHIVO FOTOGRAFICO HINCADO DE MICROPILOTES METALICOS











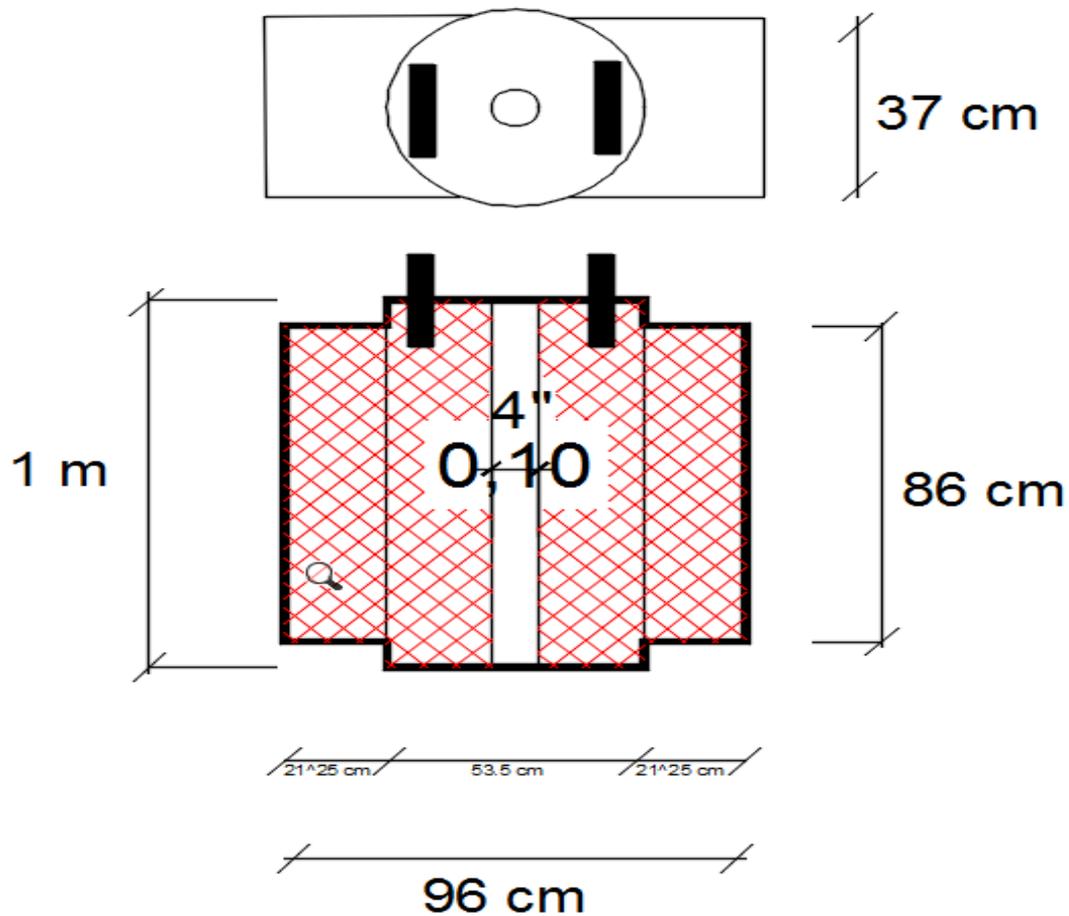


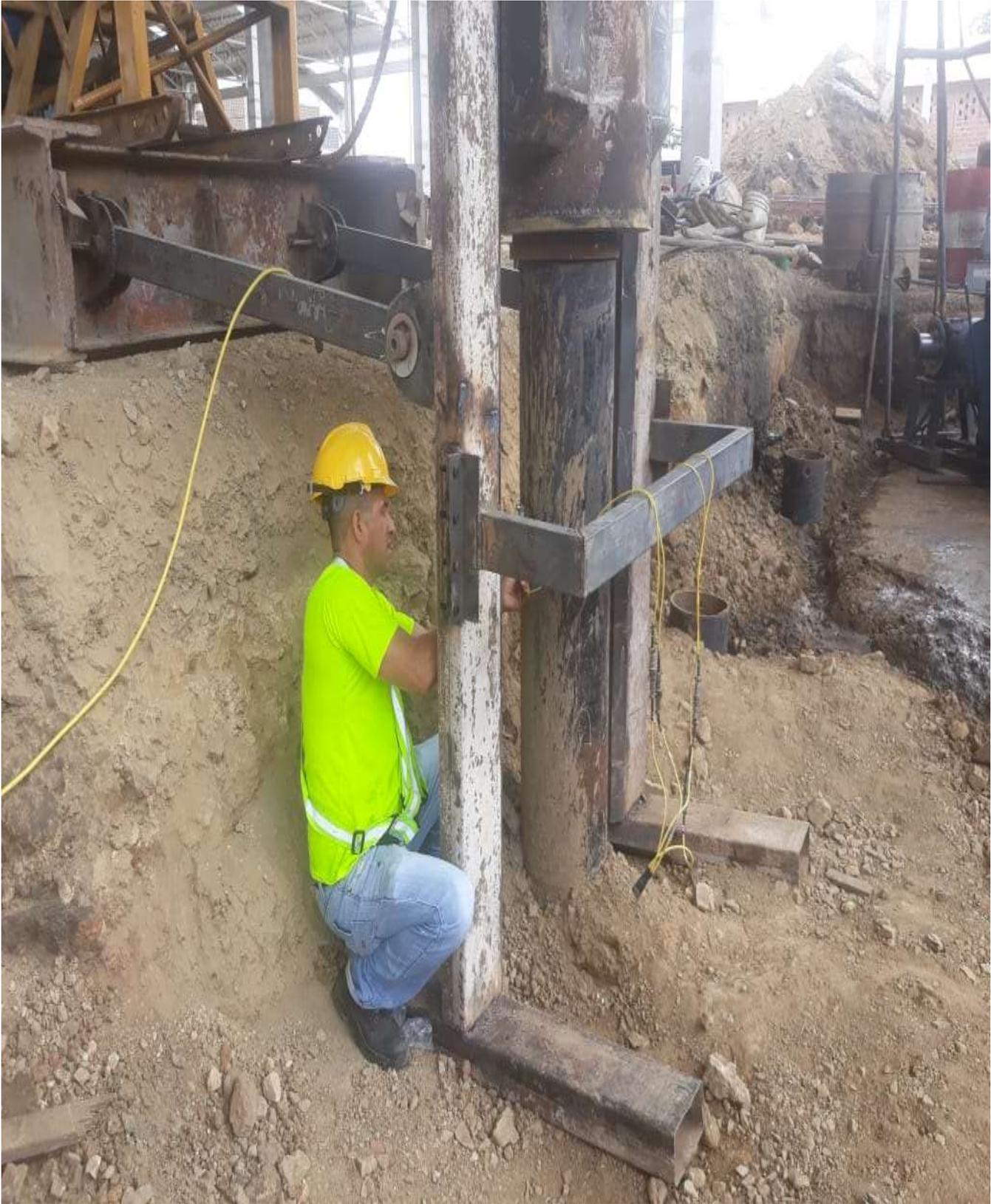






PESO PARA PRUEBA PDA

















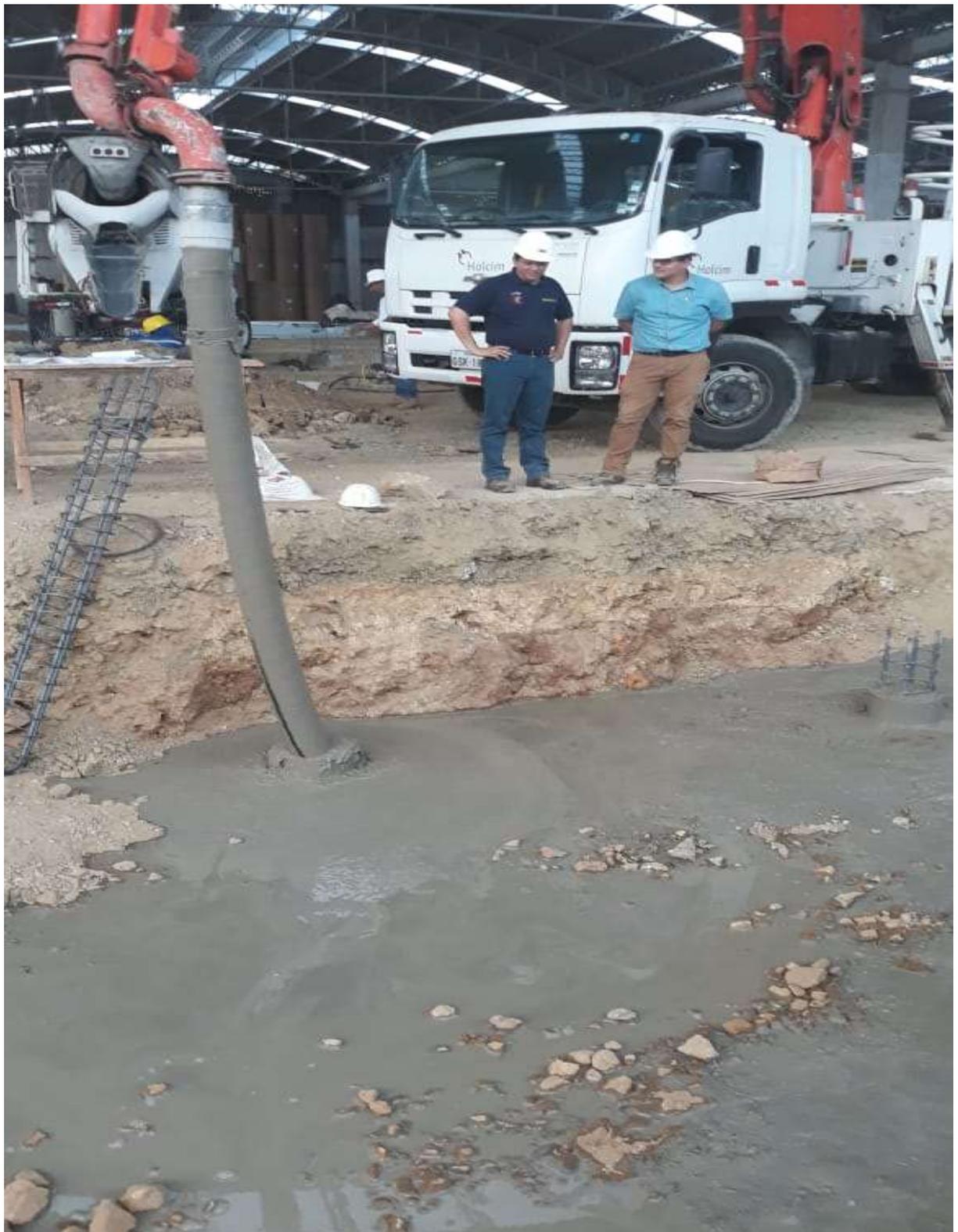












DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Córdova Neumane Antonio Edmundo**, con C.C: # 0907599468 autor/a del **componente práctico del examen complejo**: Análisis de la capacidad portante del suelo, mediante los ensayos de campo CPT– DPSH SPT y PDA, para la cimentación mediante el uso de pilotes metálicos hueco, trabajando de punta y fricción, de una maquina impresora a instalarse en los terrenos de la planta Industrial PRAMERCI S.A. de la empresa GRUPASA. Previo a la obtención del título de **Magister en ingeniería de la construcción** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **18 de febrero del 2018**

f. _____

Nombre: **Córdova Neumane Antonio Edmundo**

C.C: **0907599468**



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TEMA Y SUBTEMA:	Análisis de la capacidad portante del suelo, mediante los ensayos de campo CPT- DPSH SPT y PDA, para la cimentación mediante el uso de pilotes metálicos hueco, trabajando de punta y fricción, de una maquina impresora a instalarse en los terrenos de la planta Industrial PRAMERCI S.A. de la empresa GRUPASA.		
AUTOR(ES)	Antonio Edmundo Córdova Neumane		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Alex Villacres Sanchez		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Sistema de Posgrado		
CARRERA:	Maestría en Ingeniería de la Construcción		
TITULO OBTENIDO:	Magíster en Ingeniería de la Construcción		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	18 de febrero del 2019	No. DE PÁGINAS:	122
ÁREAS TEMÁTICAS:	Geo construcción, movimiento de tierras y equipos de construcción		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	técnicas de trabajabilidad, DPSH, blandos arcilloso, solidos rocosos, cimentación idealizada y metodología		
RESUMEN/ABSTRACT:	<p>Caso práctico de un terreno ubicado en la ciudad de Guayaquil, en el sector industrial de Parque California en la vía a Daule, perteneciente a la empresa GRUPASA, cuya necesidad de instalar una máquina de imprenta y corrugadora cuyo peso aproximado es de 400 Ton., sus especificaciones técnicas de trabajabilidad es de obtener asentamiento cero en el funcionamiento de la misma, esta condicionante nos llevó a investigar y posteriormente, remediar las condiciones adversas del tipo de suelo encontrado y ver cómo Identificar con la variabilidad de métodos de estudio de campo, sean CPT DPSH SPT PDA, para los distintos tipos de suelo (blandos arcilloso o Solidos Rocosos) y posteriormente la certeza de obtener los resultados finales lógicos a través de diferente metodología sustentada en ensayos y cálculos realizados, obteniendo una cimentación idealizada.</p> <p>Posteriormente la obra fue ejecutada con la remediación de suelo prevista según resultados de los estudios realizados, encontrándose al momento en pleno funcionamiento.</p>		
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-999448508	E-mail: acn1961@hotmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN:	Nombre: Beltrán Velásquez, Mercedes. M.I		
	Teléfono: +593-4-3804600 ext. 1021		
	E-mail: mercedesbel@yahoo.com		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			