



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Pruebas de control de
calidad en cimentaciones
profundas**

INFORME DE ACTIVIDADES PROFESIONALES

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Alan Gabriel Méndez Díaz

ASESOR(A) DE INFORME

M.I. Sergio Hugo Haaz Mora



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023

CONTENIDOS

Objetivo	1
Introducción	1
I. Descripción de la empresa o medio en el que labora	2-3
II. Antecedentes	3-6
III. Definición del problema o contexto de la participación profesional	6-8
IV. Metodología utilizada	8-25
IV. 1. Pruebas de carga dinámica de alta deformación	9-14
IV. 2. Pruebas dinámicas de baja deformación	14-16
IV. 3. Pruebas ultrasónicas de integridad CSL	16-18
IV. 4. Pruebas de integridad térmicas TIP	18-19
IV. 5. Pruebas de carga estática axial	19-21
IV. 6. Pruebas de carga estática lateral.....	22-24
IV. 7. Análisis de ecuación de onda GRLWEAP.....	25
V. Resultados	25-27
V. 1. Resultados de proyectos	26-27
VI. Conclusiones	27
Bibliografía	28
Anexos	29-168

Objetivo

El objetivo del presente documento es demostrar la aplicación de los conocimientos de ingeniería adquiridos durante mi formación en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, en una causa que de igual manera continúe nutriendo mi formación como profesional, y que a partir de esta experiencia cumplo con los requerimientos de titulación establecidos por mencionada institución.

Introducción

El presente documento tiene como tema el presentar una relación de proyectos de los cuales un servidor: Alan Gabriel Méndez Díaz, he sido participe y colaborador. Lo anteriormente mencionado sucedió entre el año 2010 y el año 2022, siendo también que durante el 2022 se terminó de escribir y adecuar el artículo presentado en el **Anexo 3**, para su publicación en marzo del 2023 en el **Geo-congress** por parte de la *ASCE*; el cual sucede por las mismas fechas en Los Angeles, California. Más abajo en el **Anexo 1** se mencionan los proyectos en los que fui participe, el año en el que se realizaron los trabajos y además el tipo de trabajo realizado en cada uno. El propósito de dicha participación ha sido la de otorgar apoyo para la correcta construcción, ejecutando la revisión de calidad en elementos de cimentación profunda; siempre procurando se realice de acuerdo con especificaciones válidas como aquellas expedidas por la ASTM, ASHTOO, FHWA LRFD, NTCs de la CDMX, los requerimientos particulares especificados para cada uno de los proyectos, entre otros códigos.

Todas las fotografías mostradas en este documento son propiedad de PDPSA, la empresa donde se laboró; y fueron capturadas en proyectos en los cuales un servidor ha tomado participación. PDPSA autoriza el uso de dichas fotos para la extensión de este documento.

I. Descripción de la empresa

Un problema recurrente que se presenta en el ámbito de la ingeniería en cimentaciones es la imposibilidad de observar de manera directa el resultado final de los procedimientos constructivos; puede existir mucha incertidumbre con respecto a su colocación y correcto funcionamiento al final del día, en el momento que nuestra edificación se encuentre en operación.

A partir de esta necesidad nace la empresa PDPSA, y por lo tanto el origen de la actividad empresarial que he realizado durante ya más de 10 años.

La empresa Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A. fue fundada hace más de 40 años, tras probar satisfactoriamente más de 100 pilotes con respecto a su capacidad de carga en la Siderúrgica Lázaro Cárdenas “Las Truchas, S.A.” con el método CASE e implementación del, en su época, reciente método CAPWAP desarrollado por el profesor J. Goebbels, F. Rausche y G. Likins y que sería adoptado y patentado por Pile Dynamics Inc. (empresa ubicada en Cleveland, Ohio).

A través de los años participando con excelentes resultados en cientos de obras de gran relevancia: como plantas industriales, muelles, puentes, plataformas marinas, hoteles, hospitales y centros comerciales, incluso fuera del país; siempre manteniendo los altos estándares de certificación (tales como certificaciones por parte de PDI y la PDCA, como el PDA proficiency test, y distintos entrenamientos) y lo último en tecnología en cada momento a través del tiempo.

La empresa se especializa principalmente en la evaluación de la calidad y continuidad en los materiales de cimientos profundos. Lo anterior se realiza aplicando métodos indirectos, que están relacionados con las propiedades de los materiales de los cuales están contruidos los cimientos y de la composición de los suelos que los rodean; lo anterior se detalla un poco más a fondo más adelante en la metodología.

De igual manera se especializa en realizar análisis de ecuación de onda (WEAP), utilizando específicamente el programa de elementos finitos de PDI, GRLWEAP. Otro de los servicios en los cuales la empresa ha contribuido es en la ejecución de pruebas de

carga dinámica y/o estática de acuerdo con la conveniencia y requerimientos de cada proyecto.

II. Antecedentes

El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, de manera estable y con asentamientos tolerables durante su vida útil.

Las cimentaciones pueden ser clasificadas de acuerdo con diferentes criterios, los cuales incluyen principalmente la carga que será apoyada sobre dichos elementos que conforman la cimentación y el mecanismo de falla del suelo de cimentación:

- **Cimentaciones superficiales o someras:** Como su nombre lo indica, son aquellas cimentaciones que se construyen sobre estratos resistentes superficiales, donde por lo general no se requiere de maquinaria pesada ni procedimientos constructivos especiales y su diseño no acepta esfuerzos de tensión. Las cimentaciones superficiales más comunes son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas.
- **Cimentaciones compensadas:** Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante una excavación en donde se aloja un cajón de cimentación.
- **Cimentaciones profundas:** Son aquellas que alcanzan estratos profundos que tengan la capacidad de soportar las cargas adicionales que se aplican al subsuelo, utilizándose generalmente procedimientos constructivos y equipos especiales.
-

Así mismo las cimentaciones profundas se pueden clasificar de acuerdo con el material del cual están fabricadas, de su procedimiento constructivo, su forma y de su mecanismo de transmitir la carga al subsuelo:

- **Material de fabricación:** Concreto reforzado (prefabricados o colados en sitio), acero y madera.
- **Procedimiento constructivo:** Hincados a percusión, presión o vibración; ya sea directamente en el subsuelo natural, con una perforación previa (parcial o total) o con el uso de un chiflón de agua.
- **Forma:** Pilotes cuadrados, tubulares, sección en H, pilas oblongas, tablestacado, y muros Milán o también conocidos como muros pantalla.
- **Transmisión de la carga al subsuelo:**
 - o *Para las cargas verticales:* Por punta, por fricción o a través de una combinación de ambas.
 - o *Para las cargas horizontales:* uso de pilotes inclinados, para transmisión horizontal de cargas, anclajes y empotramiento.

En el caso de que en la construcción de una cimentación superficial o incluso compensada (Que como ya se mencionó son zapatas, losas, y cajones) no fuese suficiente para un tipo de suelo en específico, es cuando las cimentaciones profundas comienzan a ser necesarias. Por supuesto, su frecuente uso nos ha llevado a la necesidad de cada vez ir formando especificaciones y códigos para el diseño y construcción de estos elementos, por lo que la necesidad de un control de calidad y pruebas para verificar la correcta construcción y en general el suficiente funcionamiento que salvaguarde al proyecto no fue la excepción.

A diferencia de las cimentaciones someras o compensadas, la mayoría de las veces es imposible detectar a simple vista si algún elemento de cimentación profunda ha quedado correctamente instalado, es decir, si no sufrió algún daño/ruptura durante su instalación y/o contaminación del material del que está compuesto en algún punto clave que afecte su mecanismo de trabajo esperado con el suelo.

Muchas veces puede suceder que material suelto de las partes superiores de una excavación pudieran caer y mezclarse con el concreto sano en partes subsecuentes, a la mitad del colado, o que se sufran intrusiones por un material proveniente de un estrato suelto; incluso podría pasar que se genere una contaminación con la influencia de la

corriente de agua proveniente del nivel freático hacia la excavación, o que se generara alguna oquedad en el concreto. Lo anterior podría ser aplicable para cualquier elemento de cimentación profunda colado in situ, aunque también depende mucho del tipo de suelo en donde se esté trabajando.

De igual manera no es menos común que los pilotes hincados, durante una hinca inicial de poca resistencia, puedan agrietarse significativamente debido a la tensión generada por su rápido desplazamiento vertical. Tampoco que se dañe al no detener una hinca cuando ya ha alcanzado el criterio de rechazo.

De igual forma cuando un martillo es demasiado grande (especialmente para pilotes de concreto) un solo golpe contra un estrato de fondo, compuesto de roca, podría comprometer la integridad estructural del elemento. Los pilotes de acero, por más resistentes que sean, pueden ser “achataados” por medio de la compresión entre el martillo y el mencionado estrato de roca por tiempo indefinido si no se detiene la hinca, o si el martillo no es el adecuado para ejecutar dicha hinca.

Estos potenciales problemas en la calidad, difíciles de detectar, llevaron finalmente a la creación de empresas que ofrecerían servicios de pruebas de calidad en cimentaciones profundas, y a la vez el nacimiento de los muchos métodos y variaciones de estos que se han propuesto, moldeando los estándares que hoy conocemos de todas estas revisiones de seguridad.

El correcto funcionamiento de los elementos de cimentación profunda es de suma importancia, ya que cualquier fallo en esto puede comprometer a la estructura entera, y resultar en pérdida de vidas o pérdida económica importante.

Al mismo tiempo, y no siendo de menor importancia, la ASHTOO (2014) especifica que los factores de resistencia de los elementos pueden ser incrementados al implementar algunas de estas herramientas de control de calidad. Lo anterior resulta frecuentemente en un cambio en el diseño y un significativo ahorro en el proyecto en general. En México aún no hay una especificación propia al respecto.

De esta manera las pruebas en pilas, pilotes, y muros Milán se implementan en distintos proyectos, para bien o para mal. Y de este modo se nos ha permitido encontrar una

inevitable relación entre la calidad en la implementación de estos elementos y el funcionamiento del sistema suelo-estructura, siendo la geotecnia el tema de día a día.

En muchas ocasiones los diseños de cimentación están sobre calculados, con el objetivo de que los ingenieros especializados en geotecnia tengan la suficiente certeza de que absolutamente nada negativo sucederá. Este es un ejemplo de la aplicación de los métodos de PDPSA en el mundo de la construcción de cimentaciones profundas, ya que a partir de sus métodos para la investigación de la capacidad de carga de dichos elementos, se puede descubrir que en efecto el diseño no funciona y habría que rediseñar (pruebas que hechas a tiempo, al inicio del proyecto, pudiesen ahorrar mucho dinero y dolores de cabeza) o en su defecto descubrir que el diseño funciona demasiado bien, por lo que se podría recurrir a un rediseño menos conservador y basado en datos de campo directamente relacionados con los elementos de cimentación instalados.

III._ Contexto de la participación profesional

En México las necesidades en el control de calidad en cimentaciones profundas están presente en toda obra que las incluya. A pesar de todos los controles y cuidados que se puedan tener desde el diseño, hasta la instalación de la cimentación, pueden existir desperfectos circunstanciales y/o metódicos a lo largo de todo el proceso. Durante mi participación profesional, si algo ha quedado claro, es que queda mucho trabajo por hacer en cuestión de calidad en las obras de infraestructura en este país, nuestro México.

Los libros me han dado la teoría, y me han especializado con conocimiento para poder realizar el trabajo técnico en el que me he desenvuelto durante todos estos años. Sin embargo, el verdadero reto y aprendizaje durante el periodo laboral se ha dado en aprender a desenvolverse con el resto de los profesionistas involucrados. En veces se tiene que lidiar con actos de idiosincrasia en tema de corrupción, otras veces en poco entendimiento y juicio hacia la revisión de las cimentaciones (argumentando que no son necesarias, ya que no hay posibilidad por parte del diseñador y/o el constructor de caer en el error); hasta incluso el poder organizar a los trabajadores para que los preparativos necesarios para la ejecución de los trabajos sean logrados adecuadamente. Se aprende

grandemente sobre la organización y distribución de las responsabilidades a las diferentes empresas en una misma obra.

A pesar de que la formación en la facultad de ingeniería me ha dado una base en la cual construir a mi ser profesionalista, es importante entender que hay que estar en constante profundización de los temas. Al final del día, solo nosotros somos capaces de construirnos al nivel necesario para poder ejecutar nuestras labores con precisión, en tiempo y calidad.

El constante estudio y entrenamiento en nuestras labores es importante, y afortunadamente para muchos casos que he podido ver, este es en cierta medida facilitado por las empresas para las que hemos laborado, pero muchas otras veces no.

En otras ocasiones uno es del todo responsable de los trabajos profesionales que ofrece y ejecuta. Por lo tanto, bajo esta responsabilidad, es importante también actuar para ofrecer lo justo y necesario por nuestra parte, para que la necesidad en cuestión sea satisfecha por completo y finalmente sin dudas.

A continuación, se enlistan los trabajos y funciones que un servidor ha tomado desde el año 2010 hasta el 2022 en la empresa Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A, en el continente americano, normalmente en México:

- Recolección de información de campo, organización y planeación de proyectos de calidad en cimentaciones profundas.
- Análisis y procesamiento de información de campo, canalización de resultados y elaboración de reporte entregable al cliente.
- Responsabilidad hacia la representación de la empresa para distintas obras en donde se han implementado controles de calidad en los cimientos profundos.
- Asesoría técnica sobre el control de calidad de proyectos de cimentación profunda, así como revisión de documentos por parte de terceros relacionados con revisión de calidad en elementos de cimentación profunda.
- Traducción de textos del inglés al español, para empresas extranjeras relacionadas a la implementación de tecnologías propuestas para el control de calidad en elementos de cimentación profunda.

- Entrenamiento técnico para empresas y/o personal con introducción reciente a los métodos en los cuales me he logrado especializar.
- Compra, venta y manejo, de equipos y materiales utilizados en el control de calidad en cimentaciones profundas.
- Participación en un artículo técnico relacionado a un exhaustivo control de calidad en una porción de la cimentación de la refinería de Dos Bocas, en el estado de Tabasco (*Ver anexo 3*).
- Elaboración de presupuestos de proyecto.
- Realización y seguimiento de papeleo para control de accesos, especialmente en plantas industriales, refinerías, muelles y aeropuertos.
- Asesoría en instalación y funcionamiento de programas computacionales, relacionados al control de calidad en cimentaciones profundas.
- Elaboración de portafolio de evidencias, relacionado con la ejecución de los trabajos.
- Atención en “stand/booth” en simposios en construcción, geotecnia y cimentaciones profundas, con la intención de presentar los métodos utilizados para la solución de necesidades relacionadas con el correcto funcionamiento de cimientos profundos, logrando un mayor alcance y conciencia dentro del gremio ingenieril.

Además, a lo largo de los años he recibido constantes capacitaciones (ya sea cursos con empresas con participación relevante a los métodos y/o seminarios). Algunos certificados de capacitación se presentan más adelante (*Ver anexo 4*).

IV._ Metodología

Los métodos utilizados en el control de calidad de cimentaciones profundas, el cual es la principal razón de la existencia de la empresa, son una combinación de herramientas otorgadas desde el salón de clases hasta una serie de métodos especializados. Estos están basados principalmente en la teoría de propagación de las ondas, de la

temperatura del fraguado del concreto, y de la interacción directa de fuerzas mecánicas en simulación al funcionamiento final de un determinado elemento de cimentación.

Algunos métodos de control de calidad pueden ser adecuados para distintos tipos de materiales; aunque principalmente, por su común uso y delicado manejo, el concreto reforzado a pasado a ser de especial y común interés en tema de la integridad de los elementos de cimentación profunda.

Los principales métodos que un servidor ha aplicado para el control de calidad en cimentaciones profundas son de acuerdo con lo siguiente:

- **IV. 1. Prueba de carga dinámica de alta deformación:** o también conocida como prueba de capacidad de carga dinámica. Como su nombre lo indica, tiene una metodología cuyo propósito es el de evaluar la capacidad de carga actual de un elemento de cimentación profunda; es decir, de revisar la interacción que tiene un elemento de determinado material y propiedades ante su interacción con el suelo al momento de su instalación o en algún momento posterior a esta.

La diferencia entre dicha prueba y la prueba de carga estática, es que lejos de obtener información a través de una interacción mecánica de una carga inmóvil y mediciones directas acerca del movimiento en la cabeza del elemento, esta propone el otorgar la fuerza necesaria para la movilización de la carga a través de un impacto de suficiente magnitud para producir un asentamiento permanente previamente definido y estudiado a través del empirismo.

De tal manera que la prueba de carga dinámica, al realizarse en pilotes hincados, por su naturaleza, es capaz de evaluar la integridad y la resistencia del elemento que se encuentra siendo instalado a cada momento. Esto se logra a través del constante monitoreo acerca del comportamiento de las ondas de esfuerzo que el martillo de hinca otorga hacia el elemento golpe tras golpe; estas ondas, son reflejadas a través del tiempo por acción de las fuerzas generadas a causa de la interacción suelo-estructura, por las deformaciones elásticas del material y movimientos permanentes resultantes de la combinación de la aplicación de la fuerza.



Imagen 1: Prueba de carga en rehinca a punto de ser ejecutada en pilote de concreto.

Toda la información es capturada por dos o cuatro transductores de deformación y dos o cuatro sensores de aceleración, fijados cerca de la cabeza del pilote previo a los trabajos. Los datos provenientes de estos sensores son posteriormente promediados para su análisis con la intención de mitigar los efectos generados por la flexión al impacto. Lo anterior es útil sobre todo si hay problemas al momento de nivelar el martillo utilizado para los trabajos. En algunos casos puede ser necesario la implementación de sensores adicionales, especialmente en casos donde el elemento a probar es de dimensiones muy amplias; lo anterior es muy común en la instalación de cimentaciones durante la construcción de plataformas petroleras.



Imagen 2: Transductor de deformación y sensor de aceleración fijados al fuste del pilote, cercano a su cabeza.

Dicha prueba puede ser aplicada a cualquier material que pueda ser utilizado como un elemento de cimentación profunda. La única condición para que esta metodología funcione, es su correcta instrumentación de acuerdo con cada caso y que el elemento a probar tenga una forma de “barra”; es decir, que su longitud sea de mucho mayor magnitud, con respecto a sus dimensiones transversales. De tal manera que no es del todo raro que se prueben elementos de acero de todo tipo de formas, pilotes de madera, pilas e incluso pilotes de plástico. También en algunos casos se han llegado a probar pilas oblongas. Para los elementos de cimentación profunda que no son instalados con un martillo de hincas, es posible ejecutar esta prueba con el apoyo de un martillo de caída libre, dotándolo con las

características necesarias para generar el impacto suficientemente fuerte y por ende la completa movilización de dichos elementos.



Imagen 3: Martillo improvisado de caída libre construido de concreto reforzado para prueba de carga dinámica en pilas. La pila presentada cuenta con una extensión construida con el único propósito de ejecutar la prueba de carga.

Por lo general, es recomendable aplicar la prueba de carga dinámica en conjunto con la prueba de carga estática en el mismo proyecto. Lo anterior se debe a que por ser un método indirecto con una gran cantidad de variables (las cuales se tienen que ir eliminando de acuerdo a lo posible), la prueba de carga estática otorga información muy valiosa para poder efectuar una calibración de los modelos matemáticos, los cuales pudiesen llegar a mostrar variaciones importantes en los cálculos finales de capacidad de carga. Lo anterior dependerá de cada proyecto y de las consideraciones realizadas por el ingeniero a cargo de

dichas pruebas, y de acuerdo con su experiencia. También es muy importante la participación de un topógrafo experimentado con el fin de corroborar el valor de los asentamientos permanentes logrados por una predefinida cantidad de golpes. Esto es sobre todo importante cuando el elemento de cimentación se encuentra en su posición y en el momento posterior a su instalación; los cuales son momentos de interés para una precisa y correcta revisión de la capacidad de carga.

La prueba de carga dinámica de alta deformación es capaz de mostrar información de los esfuerzos internos del pilote golpe a golpe ya sean de compresión o tensión; esta información es muy útil para tomar previsión de potenciales daños que pudiesen ser provocados durante la instalación de una cimentación, y pudiendo también detener la hincada de ser necesario. Además, es posible calcular la energía transferida por el martillo golpe a golpe; esto permite evaluar, en relación con los valores teóricos, la eficiencia del martillo y determinar si su funcionamiento es consistente y adecuado.

No es poco común que se tome la decisión de dejar reposar a los cimientos hincados posterior a su instalación, antes de probarlos (por lo general, entre 7 y 15 días). Lo anterior es de esta forma ya que por lo general el sistema suelo-estructura podría mostrar una mayor resistencia (para algunos tipos de suelos los cambios en la capacidad de carga pueden ser muy importantes incluso desde una instalación al final de una tarde a la mañana siguiente). Lo anterior es debido a los efectos de restitución del suelo; ya que el suelo es modificado de gran manera al momento de introducir estos elementos portantes.

En el anexo 2 se presentan un par de ejemplos de informe para proyectos relacionados a dicho método.

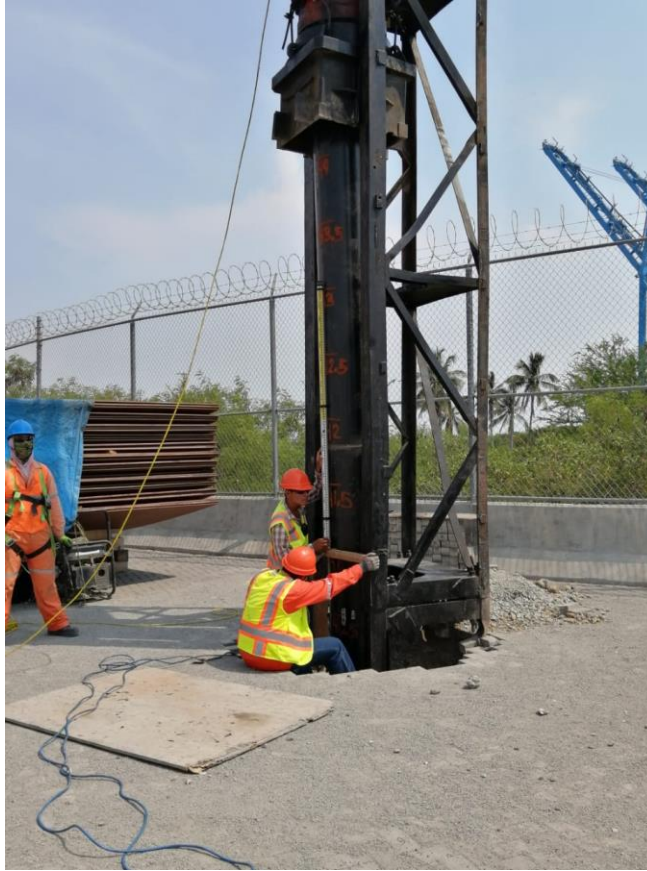


Imagen 4: Equipo de topografía midiendo los asentamientos de un pilote de acero de 40 metros de longitud, después de otorgarle 10 golpes con el martillo de hincas y un entre 1 a 2 días de reposo.

- **IV. 2. Prueba dinámicas de baja deformación:** Esta prueba es también conocida como la prueba de integridad PIT (Pile Integrity Testing). Es una prueba cuya metodología tiene como objetivo el poder evaluar daños importantes o anomalías notables en la instalación de un elemento de cimentación de concreto. En pilotes hincados, es posible revisar roturas y agrietamientos importantes a lo largo del fuste del elemento de cimentación; así mismo, en elementos colados en sitio es posible evaluar la posible presencia de reducciones de sección transversal ocasionadas por caídos de terreno previo o durante el colado, inclusión del terreno en el concreto (El cual lleva a contaminación y a la presencia de concreto de baja calidad) y en general a la ausencia de continuidad en el concreto de los elementos.

La prueba de integridad PIT está basada en los mismos principios que la prueba de capacidad de carga dinámica, con la diferencia de que únicamente es necesario utilizar un sensor de aceleración y un martillo de mano (o varios, de distintos pesos), para obtener información útil de cada elemento. De este modo su tiempo de ejecución es muy corto y hace de esta prueba un método muy práctico (incluso para la revisión de cimentaciones de un proyecto entero). Dentro de sus limitaciones se encuentra la imposibilidad de las ondas de atravesar juntas pre planeadas de otros materiales (típicamente acero), así también limitando hasta dicha profundidad la revisión de la integridad del elemento; así mismo esta limitación puede suceder ante la presencia de reducciones de calidad en partes superiores del cimiento, incrementos de sección transversal importantes (y frecuentemente retornos al diámetro nominal), la presencia de suelos muy rígidos o la combinación de las anteriores. Se recomienda que esta prueba sea realizada antes de unir cualquier otro elemento a la pila, incluyendo armados adicionales; lo anterior es debido a que dichos elementos pueden dotar de vibraciones adicionales al sistema, complicando la interpretación de la información.

A pesar de lo anterior descrito se ha demostrado que la implementación del método es posible en cimentaciones de edificios ya construidos tiempo atrás; esto ha sido muy útil en algunos casos en los que no se tiene idea de la longitud de la cimentación (por lo general en edificios de hace varias décadas), aunque desafortunadamente no siempre es posible llegar a una conclusión.

En el anexo 2 se presenta un ejemplo de informe para un proyecto relacionado a dicho método.



Imagen 5: Arreglo típico de captura de campo para la prueba de integridad PIT.

- **IV. III. Prueba de integridad ultrasónica CSL (Cross Hole Sonic Logging):**
Esta prueba es utilizada para evaluar la integridad de elementos de concreto de cualquier dimensión que mantengan una continuidad a través de dicho material. Este método a diferencia de la prueba de integridad PIT, tiene la posibilidad de analizar la longitud completa de los elementos y es ejecutada a través de tubos pre instalados a través del concreto a lo largo de toda la longitud del elemento. La intención es insertar una probeta transmisora ultrasónica en un tubo, e insertar una probeta receptora de dicha vibración en otro tubo cercano. Los tubos se llenan de agua para la correcta transmisión de la vibración hacia el concreto y se revisa la comunicación de ambos dispositivos mientras son introducidos a través de la longitud de los tubos. Por lo general se instala un tubo por cada 30 cm de diámetro de pila (siendo 4 tubos el mínimo) y se colocan amarrados con alambre por dentro

del armado, tapando firmemente la punta de los mismos y planeando una entrada en la parte superior. Por lo general los tubos deben ser de acero para lograr una buena adhesión de estos con el concreto, aunque en algunos casos en condiciones específicas el uso de tubo de PVC puede ser implementado.

Se busca localizar bajas en la velocidad de la transmisión de la onda entre las probetas, lo cual es un indicador de contaminación u oquedades en el concreto. Este método ha sido aplicado también para el control de calidad en muros Milán de longitudes de hasta 80 metros, longitud que se espera jamás podría ser alcanzada por el método de integridad PIT, incluso en óptimas condiciones de prueba.

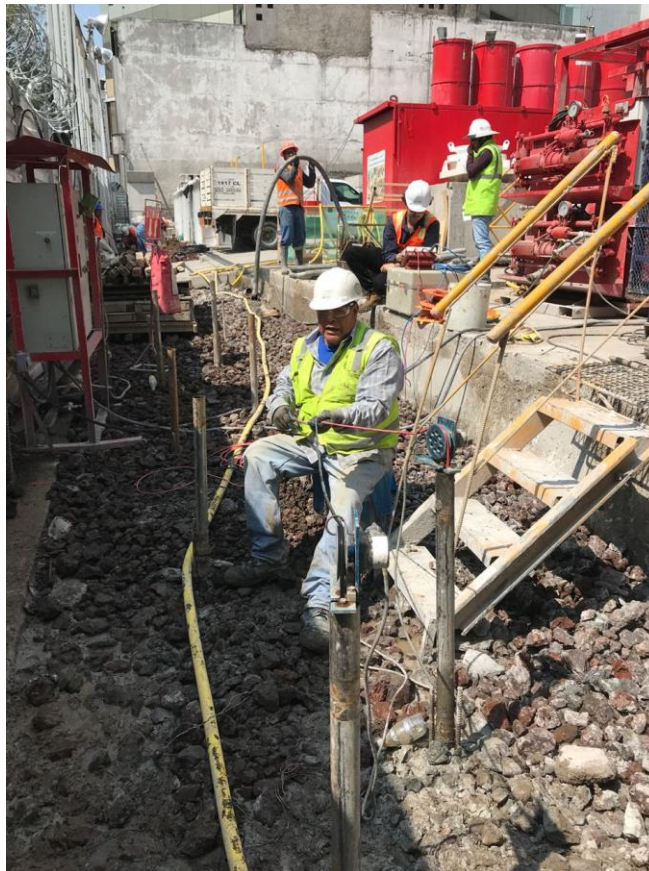


Imagen 6: Captura de campo de la prueba de integridad CSL, en un muro Milán.

En el anexo 2 se presenta un ejemplo de informe para un proyecto relacionado a dicho método.

- **IV. 4. Prueba de integridad térmica TIP:**

Durante esta prueba se busca evaluar la temperatura durante los primeros días de fraguado, teniendo en cuenta como especial momento de interés aquel en el que se da la temperatura máxima detectable en el concreto. Se tiene en cuenta que un concreto sano alcanzará altas temperaturas y que existirá un gradiente de temperatura desde el centro de la pieza evaluada hacia su parte exterior que está en contacto con el suelo, de menor temperatura. De esta manera, si se tiene un elemento con un defecto importante, es visible una baja notable en la temperatura a una profundidad dada. También es posible detectar una constante diferencia de temperaturas entre un lado u otro paralelo, indicando una desalineación del armado, causado probablemente por una colocación errónea.

Los datos de temperatura son obtenidos por medio de cables, los cuales están instrumentados a cada pie de distancia para capturar medidas constantes (por minuto) de temperatura. Estos datos son registrados en una memoria especial colocada junto con cada cable en la parte superior, y retirada al momento en el que se desee que se detenga la recolección de información.

Con estos datos es posible realizar una gráfica en tercera dimensión de como lucen cimientos de forma cilíndrica. Junto con información de control de calidad durante la instalación de cada elemento, estos resultados pueden ser contundentes para la detección de anomalías en los elementos de cimentación.

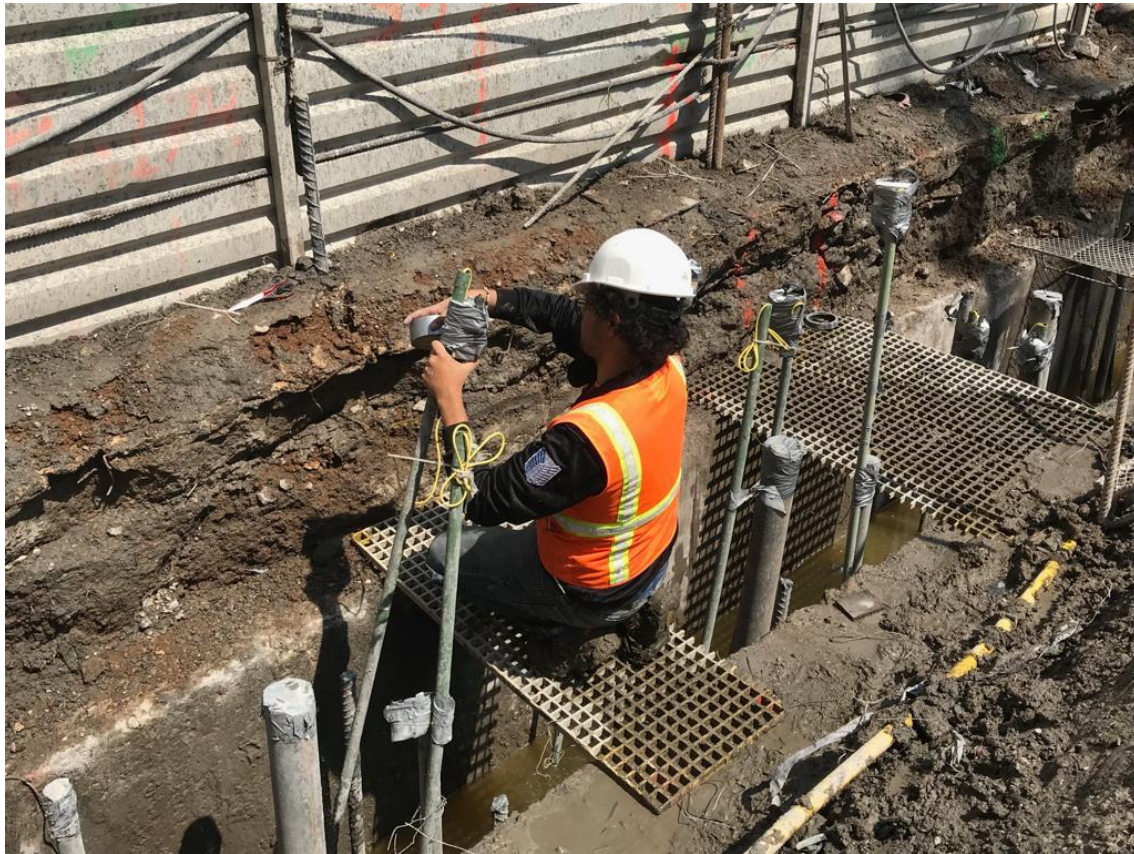


Imagen 7: Captura de campo de la prueba de integridad TIP, en un muro Milán (Los cables de temperatura bajan aproximadamente 3 metros sin instrumentar hasta inicio del concreto a través de las tuberías verdes).

- **V. Prueba de capacidad de carga estática axial:**

Hay varias formas de ejecutar esta prueba. Cada metodología tiene variaciones y distintas consideraciones durante la ejecución de la prueba misma, así como en la interpretación y por ende los resultados de la misma. Únicamente fue realizada la prueba de capacidad de carga estática axial a compresión, con el método de carga “A”.

De acuerdo con las normas por parte de la ASTM, el método de carga “A” implica cargar un 5% de la carga objetivo al elemento en cuestión, por no más de 15 minutos en incremento consecutivo; este es rápidamente descargado en aún

menor tiempo. El sistema de carga puede funcionar por medio de pilotes de reacción o con lastre o “kentledge”; en ambos casos es necesaria la utilización de gatos hidráulicos para hacer reaccionar al pilote de forma controlada, y una celda de carga es utilizada (de preferencia) para medir las reacciones de fuerza en los intervalos deseados; de igual forma la carga, en teoría, pudiese ser calculada a partir de lo mostrado por los manómetros conectados en la bomba hidráulica. Cuatro o más sensores de desplazamiento (dial gages) son instalados de tal forma que apunten verticalmente hacia arriba, para medir el movimiento en penetración; estos deben estar colocados en una estructura que no se encuentre apoyada en suelo cercano al sistema de reacción y/o el elemento que está siendo evaluado.



Imagen 8: Sistema de carga “KentLedge”, para aplicación de carga estática



Imagen 9: Arreglo de captura de datos SLT (Static Load Testing) y aplicación de carga.



Imagen 10: Sensores de desplazamiento (Dial gages).

Gráfica 1: Curva Carga – Desplazamiento de Prueba Estática de Carga

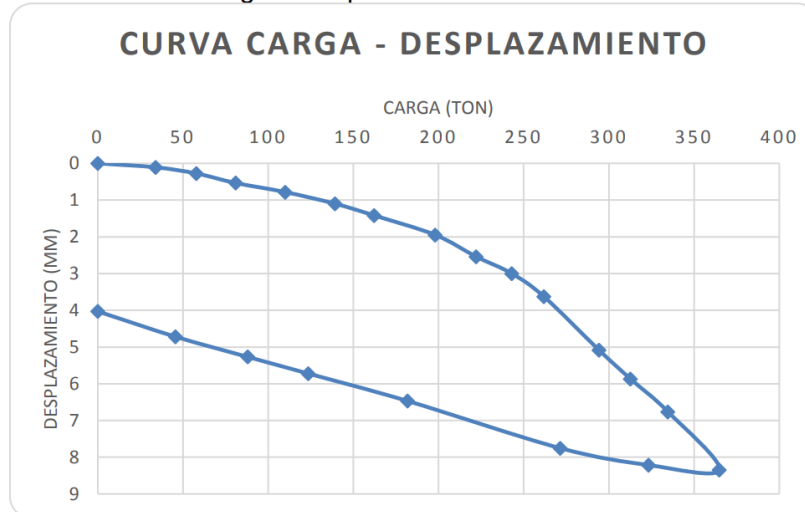
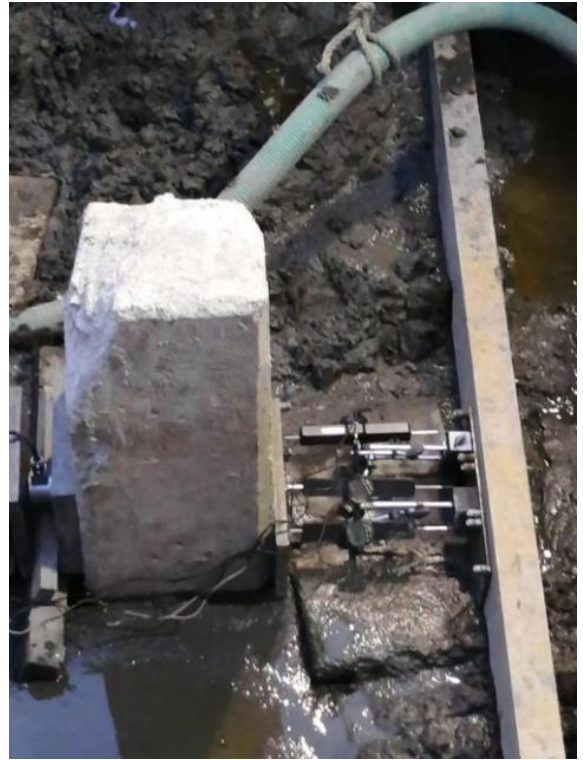


Imagen 11: Curva resultante de la prueba estática. No se alcanza la falla.

- **V. 6. Prueba de capacidad de carga estática lateral:**

Esta prueba consiste en aplicar una carga a un elemento de cimentación de forma lateral utilizando un gato hidráulico cuyo sistema de reacción apoya contra terreno o una estructura especialmente preparada para poder soportar dicha carga. Se colocan sensores de desplazamiento (dial gages) en la parte trasera del elemento, apuntando en dirección del movimiento esperado por parte del pilote, a la altura de su cabeza; también son colocados sobre un elemento rígido que no esté apoyado a una distancia mínima del elemento que se espera mostrará el movimiento.

Muchas veces es conveniente apoyar el sistema de carga entre dos pilotes, de esta manera probando ambos al mismo tiempo y utilizándolos para que reaccionen uno en contra del otro. De tal forma, se espera probar el desplazamiento que este sufre al ser empujado con una determinada fuerza, la cual simula empujes que posiblemente podrían ser otorgados por corrientes de agua y/o sismos. Las fuerzas normalmente son medidas con una celda de carga construida y calibrada con un cierto margen superior a la carga objetivo; de igual forma los datos de fuerza pueden ser calculados a partir de la presión mostrada (y por lo tanto ejercida) en los manómetros instalados en la bomba hidráulica que da fuerza al gato utilizado.



imágenes 12 y 13: Arreglo de carga y medición de prueba de carga lateral.



Imagen 14: Tablaestacado preparado especialmente para realizar pruebas en el pilote. El empuje se logra con apoyo de una sección de viga de acero, de fondo, fijada al tablaestacado y al mismo tiempo apoyada en el suelo.

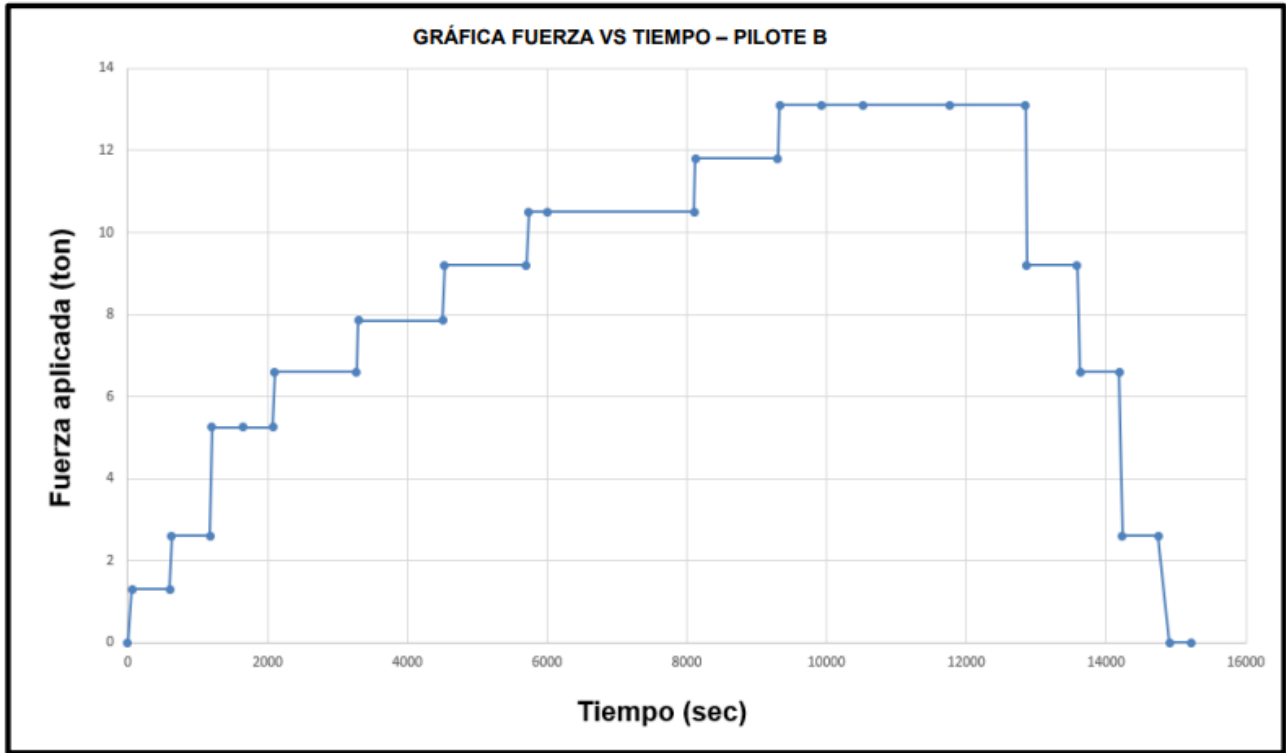
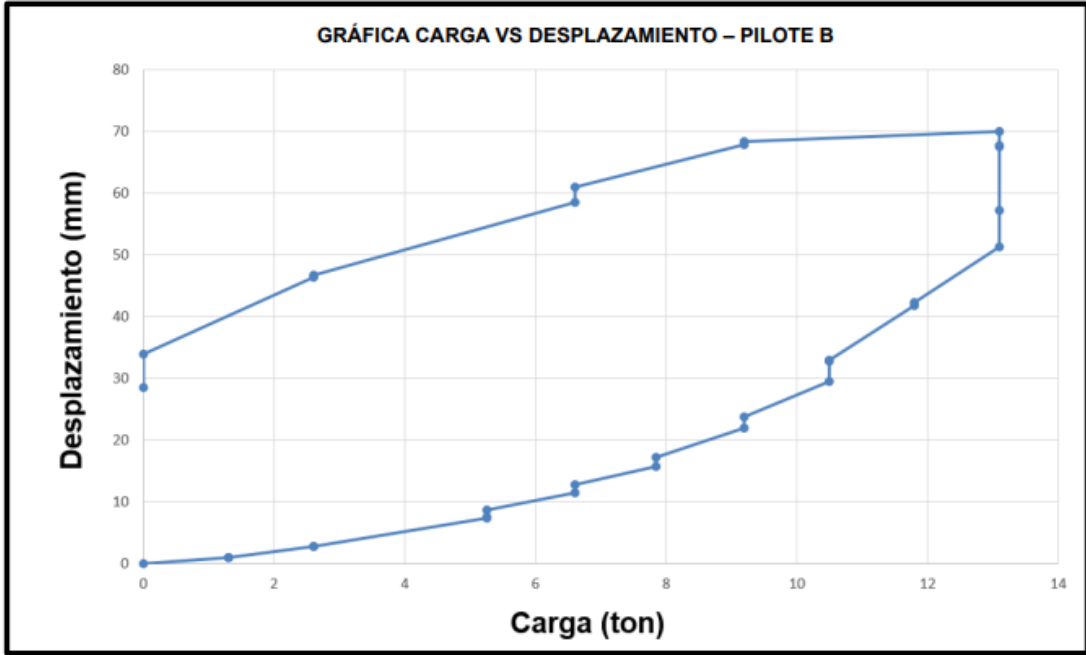


Imagen 15: Gráficos resultantes de la prueba de carga lateral ejecutada en el pilote mostrado.

- **IV. 7. Análisis de ecuación de onda GRLWEAP:**

La teoría de ecuación de onda es utilizada para predecir el comportamiento de pilotes durante sus hincas, en terrenos que muy posiblemente muestren distintos estratos con características variadas de acuerdo con una profundidad. Este análisis también toma en consideración el martillo que se utilizará para realizar dicha hinca, de tal modo que uno puede imprimir las variables a cada cierta profundidad y revisar si no pudiese existir algún riesgo estructural durante la instalación; e incluso si el martillo en cuestión es capaz de terminar de hincar el pilote. De esta manera, también es posible calcular las fuerzas que actúan en el sistema suelo-estructura, obteniendo una predicción de la capacidad de carga.

Además de verificación para el diseño de cimentaciones basadas en pilotes hincados (de cualquier forma y material), el análisis puede ser utilizado para calibrar pruebas de carga dinámica ejecutadas en los elementos. En muchos casos esto es realizado si la calidad de la información resultante no se considera del todo satisfactoria, y siempre puede ser un buen hábito el utilizarse en cualquier caso para verificar los valores de capacidad de carga de un elemento de cimentación.

V._ Resultados

La experiencia que el mercado laboral relacionado con el área en la que yo he elegido desarrollarme, que en este caso corresponde a la ingeniería geotécnica (y más específicamente a cimentaciones profundas), me ha otorgado muchas experiencias profesionales como ingeniero, pero sobre todo como persona.

A lo largo de los años he podido ver muchas cosas, de índole muy variada; y estoy agradecido por haber tenido la oportunidad de participar en algunos proyectos grandes y emblemáticos de nuestro país.

Mi recomendación para otros profesionales que están prontos a desarrollarse en el campo laboral, es que la mejor herramienta durante la ejecución de sus labores será la seguridad y solidez que tengan en sus conocimientos académicos y que serán poco a poco reforzados por su materialización en el campo en el día a día. Sin embargo, es importante no olvidar, que casi tan importante como nuestros conocimientos y habilidades técnicas, lo es la correcta comunicación y capacidad de entendimiento con las diferentes especializaciones y/o disciplinas que se involucrarán con nosotros durante la ejecución de nuestras responsabilidades; lo anterior es primordial, y esto es debido a que un proyecto de infraestructura puede llegar a ser algo extremadamente complejo, y si no tenemos un correcto canal de comunicación con los demás, es cuestión de tiempo para que muchos asuntos empiecen a no salir de forma suficientemente aceptable para la realización de nuestros objetivos.

Al final del día todos nos damos cuenta de que se trata de seguir aprendiendo, y es importante aprender de profesionistas de mucha mayor experiencia que nosotros, sin olvidar obviamente nuestro código de ética (algo que en mi experiencia puede darse a perder muy fácilmente, sobre todo si se tiene un puesto en el proyecto de responsabilidad y de decisión). Realmente tiene mucha verdad que nunca dejas de aprender; las experiencias en los proyectos son como en la vida misma; hay que esculpir nuestra persona día a día.

Resultados de proyectos

He aprendido a ejecutar proyectos de control de calidad en cimentaciones profundas, de distintos tipos (aunque los hay muchos otros más) para satisfacer distintas necesidades. Como se dice, cada proyecto es un traje a la medida, y verdaderamente cada proyecto presenta retos que en la mayoría de las veces no son iguales a los del anterior.

También una habilidad muy importante ha sido el representar a un empresa y los valores que dicha empresa quiere transmitir. Esto incluye el poder presentar la información y

discutir los resultados con proyectistas, diseñadores y directores en distintas obras, lo cual también ha sido de gran satisfacción profesional.

Por último, quisiera mencionar que, en todo momento sentí la oportunidad de crecer cada vez un poco más, y de introducirme un poco en nuevos temas, que incluso la misma empresa no tenía del todo experiencia realizando. Lo anterior me dio un gran sentir de crecimiento y de autorrealización en su momento.

VI. Conclusiones

Finalmente, la intención de este documento es evidenciar los abundantes resultados, de distintas aplicaciones de control de calidad, en distintos tipos de cimiento, en diferentes materiales, en diferentes proyectos que se han efectuado y en los cuales un servidor ha podido ser involucrado; todo lo anterior, a través de la aplicación de conocimientos aprendidos en mis estudios universitarios o de alguna manera relacionados estrechamente con ellos. También el expresar lo aprendido, es decir, las experiencias y vivencias que me han nutrido como profesionalista; lo anterior puede ser probablemente lo más valioso de este documento.

Los 10 años de experiencia profesional en un tanto menos de un centenar de proyectos, los cuales fueron realizados para empresas nacionales como internacionales, me ha llevado a tener un cierto dominio en algunas metodologías de prueba para el control de calidad en cimentaciones profundas, así como el manejo correcto y claro de proyectos, asesoría para nuestros clientes, y desde mis siempre crecientes capacidades, constante evaluación de toma de decisiones y acciones para satisfacer las necesidades de cada uno de ellos.

En general, pienso que los objetivos de este documento se cumplen con lo que en él se encuentra expuesto; considero que mi experiencia como profesionalista fue muy completa y que no hubo en realidad falta de retos en cada momento.

Bibliografía

D4945 – Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations.

D5882 – Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations.

D6760 – Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing.

D7949 – Standard Test Methods for Thermal Integrity Profiling of Concrete Deep Foundations.

D1143 – Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load.

D3966 – Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load.

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration “Design and Construction of Driven Pile Foundations”. **FHWA-NHI-132021, two volumes, (2006).**

Ingeniería de Cimentaciones Profundas 1 y 2, **Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. Walter I. Paniagua Zavala.**

<https://pruebasdinamicas.com.mx/>

Anexos

ANEXO 1: Listado de participación en proyectos

A continuación, se enlistan los trabajos y funciones que un servidor ha tomado desde enero del 2010 a agosto de 2022 para la empresa Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A. ubicada actualmente en la colonia Juárez, CDMX:

- 1._ Torre Reforma; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2010.
- 2._ Refinería “Ing. Antonio Dovalí Jaime”; Salina Cruz, Oaxaca. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2012.
- 3._Centro Tecnológico Bancomer; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2012.
- 4._ Muelle para Buques Oceanográficos; Tuxpan, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes tubulares de acero en 2012.
5. _ Nueva Planta AUDI. San José Chiapa, Puebla. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación del 2013 al 2015.
- 6._ Reforma 509; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad CSL en muros Milán en 2013.
- 7._ Hotel Secrets Playa Mujeres; Cancún, Quintana Roo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2013 y 2014.
- 8._ Losa de Alivio en Muelle 10; Manzanillo, Colima. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes H de acero en 2013.
- 9._ Construcción de la 3era viga de riel y entronque en el muelle 12 de la Terminal Especializada de Contenedores; Manzanillo, Colima. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes H de acero en 2014 y 2015.

- 10._ Terminal Especializada de Contenedores II; Lázaro Cárdenas, Michoacán. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga, pruebas de integridad PIT y pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2014.
- 11._ LT Libres – Zacatepec; Oriental, Puebla. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2014.
- 12._ Estación de Medición, Topolobampo; Topolobampo, Sinaloa. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto en 2015.
- 13._ Complejo Petroquímico “Cangrejera”; Coatzacoalcos, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto en 2014.
14. _ Bayer México; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2014.
15. _ CFE Lago Zurich; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
16. _ Zócalo 11 de Julio; Tijuana, Baja California. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes H de acero en 2014.
17. _ Techado de depósito de minerales Impala; Callao, Perú. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2014 y 2015.
- 18._ Edificio de Consultorios UAD; Los Mochis, Sinaloa. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga y pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2014.
- 19._ Igvanas Tara; San Pedro Sula, Honduras. En donde se realizaron pruebas de capacidad de carga y monitoreos de hinca en pilotes de concreto en 2014.
- 20._ Planta de Tratamiento de Aguas Residuales; Ecatepec, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto armado en 2014.
- 21._ KM28 Carretera México-Puebla. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto armado en 2014.

- 22._ Planta de Etileno; Coatzacoalcos, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en 2014.
- 23._ Reforma 26; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2014.
24. _ Siervos de la Nación; Ecatepec, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas d de capacidad de carga y monitoreos de hinca en pilotes de concreto huecos en 2015.
25. _ Planta de Coquización Retardada; Tula, Hidalgo. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga y pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
26. _ Libramiento Elevado; Carretera México-Puebla. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
- 27._ Puente Capulinares; Tlaxcala, Tlaxcala. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
- 28._ Complejo Petroquímico “Pajaritos”; Coatzacoalcos, Veracruz. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
- 29._ ACQUA Acapulco; Acapulco, Guerrero. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015 y 2016.
- 30._ Pilastrones Elevados; Carretera México – Puebla. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2015.
- 31._ Refinería Cadereyta; Cadereyta, Nuevo León. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
- 32._ Town Center; Cancún, Quintana Roo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
- 33._ Planta Draexlmaier; Edo de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2015.
- 34._ 311RMCCCTULA Paquete 1 y 2; Tula, Hidalgo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.

- 35._ Distribuidor Vial Tlalpan-Churubusco; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 36._ Hotel Dreams Playa Mujeres; Cancún, Quintana Roo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 37._ Tren Interurbano México-Toluca; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016 al 2019.
- 38._ 298 Valle de México, Casa de Máquinas; Edo. de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 39._ Be Grand Alto Polanco; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2016.
- 40._ Termoeléctrica Ecatepec; Ecatepec, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016 y 2017.
- 41._ Refinería General “Lázaro Cárdenas”; Minatitlán, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2016.
- 42._ Cogeneración Altamira; Tampico, Tamaulipas. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 43._ Heineken; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 44._ Temptation Cancun Resort; Cancún, Quintana Roo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 45._ Reforma 211 – Edificio PGR; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilotes de concreto armado en 2016.
- 46._ Condominios Puerto Cancún; Cancún, Quintana Roo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 47._ Costco Lindavista; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga y monitoreos de hinca en pilotes de concreto armado en 2016.

- 48._ Cervecería TECATE; Tecate, Baja California. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 49._ Hotel Iberostar; Cancún, Quintana Roo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2016.
- 50._ Reforzamiento del Muelle de Contenedores EIT; Ensenada, Baja California. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad y en pilotes de concreto armado en 2016.
- 51._ Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México; Carretera México-Texcoco, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto en 2017.
52. _ Laminador ArcelorMittal; Lázaro Cárdenas, Michoacán. En donde se realizaron pruebas dinámicas y estáticas de carga, así como pruebas de integridad PIT del 2017 al 2019.
- 53._ Carretera Escénica Tijuana – Ensenada Km 95 – 96; Ensenada, Baja California. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2017.
- 54._ Hotel Galerías Plaza Irapuato; Irapuato, Guanajuato. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2017.
- 55._ Puente Peatonal “Valle del Don”; En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto armado en 2017.
56. _ Puentes Cahuinahua y Sifón, termoeléctrica IBERDROLA; Los Mochis, Sinaloa. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2017.
- 57._ Viaducto 515; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de carga en pilotes de concreto armado en 2017.
- 58._ Metro Villa de Cortés; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en Pilotes H de acero en 2018.

- 59._ Muelle de Autos – Isla Cayacal – Duque de Alba 2 Lado Norte; Lázaro Cárdenas, Michoacán. En donde se realizaron pruebas de capacidad de carga en pilotes tubulares de acero en 2018.
- 60._ Tanques de Gasolina TCC; Tuxpan, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga, y pruebas de integridad PIT en pilotes de concreto armado en 2018 y 2019.
- 61._ Biblioteca y Servicios Administrativos Pedagógicos; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2018.
- 62._ Be Grand “La fragua”; Ciudad de México, En donde se realizaron pruebas de integridad CSL y capturas TIP en muros Milán en 2018.
- 63._ Bimbo Azcapotzalco; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2018.
- 64._ Corporativo Chapultepec esq. Monterrey; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2018.
- 65._ Hotel Four Seasons “El Tamarindo”; El Tamarindo, Jalisco. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2018.
- 66._ Punto Mar Acapulco, Acapulco, Guerrero. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2018.
- 67._ Muelle TCC; Tuxpan, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto y pilas tubulares de acero en 2019.
- 68._ Muelle TPT; Tuxpan, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes tubulares de acero en 2019.
- 69._ Reconstrucción del Puente Ferroviario Internacional Ojinaga-Presidio; Ojinaga, Chihuahua. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2019.

70._ Muelle Contecon Etapa 3; Manzanillo, Colima. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga y monitoreos de hincas en pilotes tubulares de acero en 2019.

71._ Neuchatel Polanco; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT, pruebas de integridad CSL y pruebas de integridad térmicas TIP en pilas de cimentación y barretes en 2019 y 2020.

72._ Plaza Puerto Paraíso; Cabo San Lucas, Baja California Sur. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2019.

73._ Bordo Poniente, Zona de Plantas; Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de carga en pilotes de concreto armado en 2019.

74._ Torre Habita; Veracruz, Veracruz. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2019.

75._ Terminal de Almacenamiento y Suministro; Tuxpan, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto en 2019.

76._ Reforzamiento del Muelle No. 3 de EIT para la operación de grúas pórtico de 100ft de span; Ensenada, Baja California. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga y monitoreo de hincas en pilotes de concreto armado en 2019.

77._ Mexideli; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto armado en 2019.

78._ Puente Vehicular en Río de los Remedios; Ciudad Nezahualcoyotl, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga y pruebas estáticas de carga lateral en pilotes de concreto armado en 2019.

79._ Proyecto Línea de Calcinación 5; Lagunas, Oaxaca. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT y pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2019.

80._ Gran Canal; Ecatepec, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto huecos en 2020.

81._ Muelle de 80 Metros – API Coatzacoalcos; Coatzacoalcos, Veracruz. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes tubulares de acero en 2020.

82._ Proyecto Cablebús; Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de carga y pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2020.

83._ Proyecto Ancora, Satélite, CDMX. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2020.

84._ Proyecto Landmark Baja Tijuana, Tijuana, BC. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT y pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2020.

85._ Diag. Patricio Sanz No. 37, Ciudad de México. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2021.

86._ Paso superior vehicular PEMEX, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilas de cimentación en 2021.

87._ Hotel Royale, Cancún, Qroo. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes cuadrados de concreto reforzado en 2021.

88._ CondoHotel Akoya, Mazatlán, Sin. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2022.

89._ Hotel Secrets Costa Mujeres, en Cancún, Qroo. En donde se realizaron pruebas de integridad PIT en pilas de cimentación en 2022.

90._ Tren interurbano México-Toluca (Estación Santa Fé), en donde se realizaron pruebas de integridad CSL en pilas de cimentación en 2022.

91._ Bordo Poniente, Etapa IV-PTLAB, en Ecatepec, Edo. de México. En donde se realizaron pruebas dinámicas de capacidad de carga en pilotes de concreto huecos en 2022.

92._ Extensión de Tercer Riel y Losa de Alivio, Muelle 14, en Manzanillo, Colima. En donde se realizaron pruebas de capacidad de carga en pilotes H de acero en 2021 y 2022.

ANEXO 2: EJEMPLO DE INFORMES DE LOS MÉTODOS APLICADOS

Pag. 38-75 Prueba de carga dinámica en pilas – Capacidad de carga

Pag. 76-96 Prueba de carga dinámica en pilotes – Monitoreo de Hinca

Pag. 97-121 Prueba de integridad PIT en pilas

Pag.122-146 Prueba de integridad CSL en pilas

Se muestra información y apéndices censurados de forma cautelosa para proteger la confidencialidad de los documentos para cada cliente

NOMBRE DEL CLIENTE

DIRECCIÓN DE LA EMPRESA

Re: Pruebas Dinámicas de Alta Deformación.

Localización del proyecto.

Proyecto – Nombre del proyecto.

Estimado **Nombre de a quien se dirige el informe:**

Este reporte presenta los resultados de las pruebas dinámicas, y análisis relacionados, ejecutados entre los días **Fecha de ejecución de los trabajos de campo**, en **Número de elementos probados (para efecto representativo se seleccionaron 3 pilas de 7 que se contenían en el informe original)** pilas en el proyecto mencionado anteriormente.

El objetivo de esta prueba es conseguir la carga última obtenida al momento de las pruebas de carga en rehíncas, revisando los esfuerzos de compresión y tensión para que no sobrepasen los valores máximos calculados durante la prueba, además se presenta la energía máxima transferida del martillo y la integridad de la pila. Estos objetivos se ejecutaron por medio del analizador de pilotes PDA modelo PAX. Análisis adicionales fueron obtenidos utilizando el programa CAPWAP™. Discusiones acerca de las pruebas en campo, equipos, teoría, procedimientos analíticos y limitaciones se presentan en el Apéndice A. Los resultados de la prueba de carga se presentan en el Apéndice B.

DETALLES DE CAMPO

Instrumentación

Las medidas dinámicas de deformación y aceleración, fueron tomadas en un punto ubicado por lo menos a 1.5 diámetros por debajo de la cabeza de la pila. Cuatro deformímetros, dos acelerómetros piezo-eléctricos y dos acelerómetros piezo-resistivos son colocados en lados opuestos del alma de la pila para registrar deformación y aceleración y así obtener resultados axiales promedios. Las señales de deformación y de aceleración, fueron condicionadas y convertidas a fuerza y velocidad respectivamente, y almacenadas digitalmente por el PDA para su posterior proceso.

Los registros de fuerza y velocidad son vistos continuamente (cada golpe) en la pantalla del PDA para evaluar la calidad de los datos así como también la integridad de la pila.

Secuencia de las Pruebas

Las pilas probadas fueron reportadas de acuerdo a la siguiente tabla:

NOMENCLATURA DE PILA	
PILA 1	PILA 2
PILA 3	

Las pilas presentadas en este informe fueron construidas y preparadas para la prueba de carga por el contratista **Mención del contratista que construyó las pilas a estudiar (En el presente caso, el cliente que contrató las pruebas era el cliente de los contratistas del sitio, aunque no siempre es el caso).**

Se utilizó un martillo de caída libre con una maza de 22.2 toneladas para la ejecución de las pruebas.

Detalles de las Pilas

Las pilas probadas son de concreto armado, con diámetros de 0.6 y 1 m, con longitud de penetración aproximada de 30 metros para los golpes analizados. Los sensores fueron ajustados sobre las extensiones de las pilas, a por lo menos 1.5 diámetros por debajo de sus respectivos topes.





Detalles del Sistema de Carga

La prueba de carga dinámica fue realizada utilizando un martillo de caída libre con una maza de 22.2 ton; el martillo fue fabricado por el contratista **En este caso, se menciona al contratista que apoyó con el diseño y construcción del martillo de caída libre, si se diera el caso** con el único propósito de ejecutar pruebas dinámicas de carga.



Detalles del Suelo

El lector es referido al informe de suelos para encontrar los detalles sobre la geotecnia encontrada en el lugar de empotramiento de las pilas.

ANÁLISIS Y RESULTADOS CAPWAP

Utilizando los datos de fuerza y velocidad dinámica del pilote, el CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) permite:

- El cálculo de las fuerzas de resistencia del suelo y su distribución (resistencia e impedancia).
- Separa la resistencia por fricción y la resistencia por punta del sistema.
- Simula la curva esfuerzo deformación al igual que una prueba estática de carga rápida.
- Calcula los esfuerzos a lo largo de todo el pilote.

Los resultados del CAPWAP (en tablas y en gráficas) se presentan en el Apéndice B, incluyendo la separación entre la fricción a lo largo y en la punta de la pila, así como también la obtención de los parámetros dinámicos del suelo. Las Tablas 1 y 2 presentan un resumen de los resultados CAPWAP.

DISCUSION DE RESULTADOS

Discusión sobre el Martillo y Sistema de Golpeo

Los parámetros de la energía transferida (EMX) durante las pruebas de carga de las pilas se muestran en la siguiente tabla:

NOMENCLATURA DE PILA	ENERGIA MAXIMA TRANSFERIDA (TN-M)
PILA 1	7.2
PILA 2	7.0
PILA 3	7.9

Un resumen de las energías transferidas para los golpes analizados es mostrado en la Tabla 1.

Un conjunto de graficas indicando el comportamiento de las energías transferidas a lo largo de todos los golpes puede ser encontrado en el Apéndice B.

Esfuerzos e Integridad de las Pilas

Los esfuerzos a compresión (CSX) y a tensión (TSX) alcanzaron valores máximos durante las pruebas de carga en el tope de acuerdo a la siguiente tabla:

NOMENCLATURA DE PILA	ESFUERZO MAXIMO DE COMPRESION (CSX) en MPa	ESFUERZO MAXIMO DE TENSION (TSX) en MPa
PILA 1	16.7	1.3
PILA 2	14.2	2.6
PILA 3	20.8	1.6

No se evidenciaron características de daños estructurales en ninguna de las pilas al momento de hacer las pruebas dinámicas, por debajo de los sensores.

Se considera que la relación BTA, la cual es una indicadora de integridad, es más útil para identificar rupturas en pilotes hincados de sección uniforme; sin embargo, para el análisis de pilas, el factor BTA es influenciado por otras variables que limitan su utilidad en la gran mayoría de estos casos. De esta manera, la integridad se revisa durante el análisis CAPWAP, al efectuar un modelo para cada pila. En el artículo “Pile Damage Prevention and Assesment Using Dynamic Monitoring and the Beta Method” por Likins y Rausche (El cual se puede encontrar en el sitio oficial de Pile Dynamics Inc.), se pueden observar algunos ejemplos de cómo la relación BTA es muy útil para revisar la integridad en cimentaciones en las cuales se da golpe tras golpe de manera continua (de esta forma, pudiendo detectar diferencias en las curvas y disminuciones del factor Beta a través del tiempo).

Un conjunto de gráficas indicando el comportamiento de los esfuerzos de compresión y de tensión a lo largo de la rehinca es encontrado en el Apéndice B.

Capacidad Portante

Una vez obtenidas las señales en campo por el PDA-W, las mismas se analizan en el programa CAPWAP™. Dicho análisis indica la resistencia estática total del suelo (R_u), y la divide en la carga de fricción a lo largo de la pila (R_s) y la carga en la punta de la pila (R_b). Las pilas fueron analizadas con el programa CAPWAP. Las cargas calculadas con el programa CAPWAP al momento de las pruebas para estos pilotes resultaron de la manera siguiente:

NOMENCLATURA DE PILA	CAPACIDAD DE CARGA ACTIVADA (TON)	DIÁMETRO (M)	CRITERIO DE FALLA (90% DE LA CARGA ÚLTIMA) (TON)
PILA 1	500	0.8	492
PILA 2	655	1.0	645
PILA 3	355	0.6	351

De acuerdo a los valores de asentamiento por golpe, se considera que la capacidad de carga mostrada para todas las pilas alcanzó valores cercanos de sus respectivas **capacidades de carga última**.

Los asentamientos son continuamente medidos con un equipo de precisión milimétrica por un topógrafo facilitado por el contratista [Mención del contratista que apoyó con la topografía durante las pruebas](#), y presentados a continuación:

PILA 1

NÚMERO DE GOLPE	ALTURA DE CAÍDA (m)	ASENTAMIENTO VERTICAL PERMANENTE (mm)
1	0.40	2
2	0.90	4

PILA 2

NÚMERO DE GOLPE	ALTURA DE CAÍDA (m)	ASENTAMIENTO VERTICAL PERMANENTE (mm)
1	0.40	0
2	1.10	3

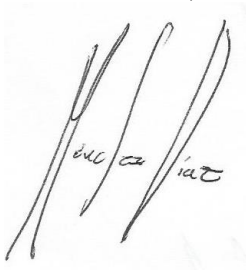
PILA 3

NÚMERO DE GOLPE	ALTURA DE CAÍDA (m)	ASENTAMIENTO VERTICAL PERMANENTE (mm)
1	0.40	1
2	0.70	5

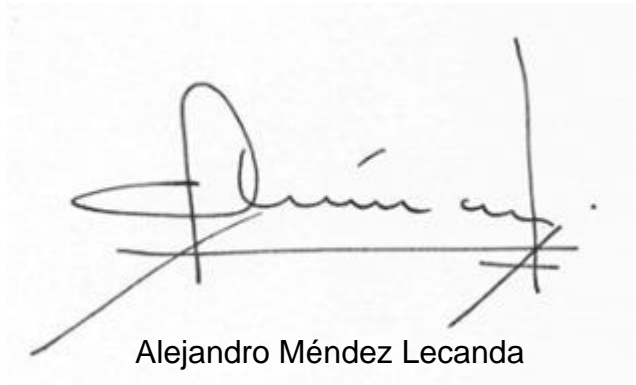
La distribución en componentes entre fricción lateral por fuste, y capacidad por punta están resumidos en la Tabla 2 y presentada en el Apéndice B.

Apreciamos la oportunidad de serles de asistencia en este proyecto. Cualquier tipo de pregunta con respecto a este reporte por favor contacte a nuestra oficina.

Atentamente,



Gabriel Méndez
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Responsable de la Actividad



Alejandro Méndez Lecanda
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Director General

Tabla 1: Resumen de Resultados del Método CASE

Hammer: 22.2 ton caída libre

Nomenclatura de Pila	Área de Ubicación	Equipo	Fecha de Prueba	Tipo ¹ de Prueba	Profundidad de Penetración ² (m)	Asentamiento observado del golpe analizado (mm)	Energía Transferida (ton-m)	Compresión máxima ³ Fuerza (ton)	Esfuerzo (MPa)	Tensión máxima ³ Esfuerzo (MPa)	Capacidad Mobilizada CAPWAP (ton)
PILA 1				BOR	30	4	7.2	853	16.7	1.3	500
PILA 2				BOR	30	3	7.0	1136	14.2	2.6	655
PILA 3				BOR	30	5	7.9	587	20.8	1.6	355

Notas:

1 - BOR: Principio de rehincia; EOID: Final de hinca inicial; EOR: Final de rehincia

2 - Profundidad de penetración existente al momento de la prueba

3 - Esfuerzo de promedio axial uniforme

Tabla 2: Resumen de Resultados CAPWAP

Nomenclatura de Pila	Área de Ubicación	Equipo	Fecha de Prueba	Tipo de Prueba	Profundidad de Penetración (m)	Capacidad Mobilizada			Amortiguamiento		Rampa	
						Total (ton)	Fuste (ton)	Punta (ton)	Fuste (sec/m)	Punta (sec/m)	Fuste (mm)	Punta (mm)
PILA 1				BOR	30	500	390	110	1.4	1.3	2.7	8.9
PILA 2				BOR	30	655	445	210	1.3	1.4	2.4	6.3
PILA 3				BOR	30	355	265	90	0.8	1.0	7.5	1.5

APENDICE A
INTRODUCCION A LAS PRUEBAS DINAMICAS PDA

APPENDIX A

AN INTRODUCTION INTO DYNAMIC PILE TESTING METHODS

The following has been written by GRL Engineers, Inc. and may only be copied with its written permission.

1. BACKGROUND

Modern procedures of design and construction control require verification of bearing capacity and integrity of deep foundations during both preconstruction test programs and production installation. Dynamic pile testing methods meet this need economically and reliably, and therefore, form an important part of a quality assurance program when deep foundations are executed. Several dynamic pile testing methods exist; they have different benefits and limitations and different requirements for proper execution.

The Case Method of dynamic pile testing, named after the Case Institute of Technology where it was developed between 1964 and 1975, requires that a substantial ram mass (e.g. a pile driving hammer) impacts the pile top such that the pile undergoes at least a small permanent set. The method is therefore also referred to as a “High Strain Method”. The Case Method requires dynamic measurements on the pile or shaft under the ram impact and then an evaluation of various quantities based on closed form solutions of the wave equation, a partial differential equation describing the motion of a rod under the effect of an impact. Conveniently, measurements and analyses are done by a single piece of equipment: the Pile Driving Analyzer® (PDA). However, for bearing capacity evaluations an important additional method is CAPWAP® which performs a much more rigorous analysis of the dynamic records than the simpler Case Method.

A related analysis method is the “Wave Equation Analysis” which calculates a relationship between bearing capacity and pile stress and field blow count. The GRLWEAP™ program performs this analysis and provides a complete set of helpful information and input data.

The following description deals primarily with the “High Strain Test” Method of pile testing. However, for the sake of completeness, two types of “Low Strain Tests” are also mentioned: the Pile Integrity Test (PIT) and Cross Hole Sonic Logging conducted with the Cross Hole Analyzer™ (CHA).

2. RESULTS FROM PDA DYNAMIC TESTING

There are two main objectives of high strain dynamic pile testing:

- *Dynamic Pile Monitoring* and
- *Dynamic Load Testing*.

Dynamic pile monitoring is conducted during the installation of impact driven piles to achieve a safe and economical pile installation. Dynamic load testing, on the other hand, has as its primary goal the assessment of pile bearing capacity. It is applicable to both drilled shafts and impact driven piles during restrike.

2.1 DYNAMIC PILE MONITORING

During pile installation, the sensors attached to the pile measure pile top force and velocity. A PDA conditions and processes these signals and calculates or evaluates:

- *Bearing capacity* at the time of testing, including an assessment of shaft resistance development and driving resistance. This information supports formulation of a driving criterion.
- *Dynamic pile stresses* axial and averaged over the pile cross section, both tensile and compressive, during pile driving to limit the potential of damage either near the pile top or along its length. Bending stresses can be evaluated at the point of sensor attachment.
- *Pile integrity* assessment by the PDA is based on the recognition of certain wave reflections from along the pile. If detected early enough, a pile may be saved from complete destruction. On the other hand, once damage is recognized measures can be taken to prevent reoccurrence.
- *Hammer performance* parameters including the energy transferred to the pile, the hammer speed in blows per minute and the stroke of open ended diesel hammers.

2.2 DYNAMIC PILE LOAD TESTING

Bearing capacity testing of either driven piles or drilled shafts employs the basic measurement approach of dynamic pile monitoring. However, the test is done independent of the pile installation process and therefore a pile driving hammer or other dynamic loading device may not be available. If a special ram has to be mobilized then its weight should be between 0.8 and 2% of the test load (e.g. between 4 and 10 tons for a 500 ton test load) to assure sufficient soil resistance activation.

For a successful test, it is most important that the test is conducted after a sufficient waiting time following pile installation for soil properties approaching their long term condition or concrete to properly set. During testing, PDA results of pile/shaft stresses and transferred energy are used to maintain safe stresses and assure sufficient resistance activation. For safe and sufficient testing of drilled shafts, ram energies are often increased from blow to blow until the test capacity has been activated. On the other hand, restrike tests on driven piles may require a warm hammer so that the very first blow produces a complete resistance activation. Data must be evaluated by CAPWAP for bearing capacity.

After the dynamic load test has been conducted with sufficient energy and safe stresses, the CAPWAP analysis provides the following results:

- *Bearing capacity* i.e. the mobilized capacity present at the time of testing
- *Resistance distribution* including shaft resistance and end bearing components
- *Stresses in pile or shaft* calculated for both the static load application and the dynamic test. These stresses are averages over the cross section and do not include bending effects or nonuniform contact stresses, e.g. when the pile toe is on uneven rock.
- *Shaft impedance vs. depth*; this is an estimate of the shaft shape if it differs substantially from the planned profile
- *Dynamic soil parameters* for shaft and toe, i.e. damping factors and quakes (related to the dynamic stiffness of the resistance at the pile/soil interface.)

3. FIELD MEASUREMENTS

The following is a general summary of dynamic measurements available to solve typical deep foundation problems.

3.1 PDA

The basis for the results calculated by the PDA are pile top strain and acceleration measurements which are converted to force and velocity records, respectively. The PDA conditions, calibrates and displays these signals and immediately computes average pile force and velocity thereby eliminating bending effects. Using closed form Case Method solutions, based on the one-dimensional linear wave equation, the PDA calculates the results described in the analytical solutions section below.

3.2 HPA

The ram velocity may be directly obtained using radar technology in the Hammer Performance Analyzer™. For this unit to be applicable, the ram must be visible. The impact velocity results can be automatically processed with a PC or recorded on a strip chart.

3.3 SAXIMETER™

For open end diesel hammers, the time between two impacts indicates the magnitude of the ram fall height or stroke. This information is not only measured and calculated by the PDA but also by the convenient, hand-held Saximeter.

3.4 PIT

The Pile Integrity Tester™ (PIT) helps in detecting major defects in concrete piles or shafts or assess the length of a variety of deep foundations, except steel piles. PIT performs the "Pulse-Echo Method" which only requires the measurement of motion (e.g., acceleration) at the pile top caused by a light hammer impact. PIT also supports the "Transient Response Method" which requires the additional measurement of the hammer force and an analysis in the frequency domain. PIT may also be used to evaluate the unknown length of deep foundations under existing structures.

3.5 CHA

This test requires that at least two tubes (typically steel tubes of 50 mm diameter) are installed vertically in the shaft to be tested. A high frequency signal is generated in one of the water filled tubes and received in the other tube. The received signal strength and its First Time of Arrival (FAT) yield important information about the concrete quality between a given pair(s) of tubes. The transmitting and recording of the signal is repeated typically every 50 mm starting at the shaft bottom and all records together establish a log or profile of the concrete quality between the tubes. The total number of tubes installed depends on the size of the drilled shaft. More tubes allow for the construction of more profiles.

4. ANALYTICAL SOLUTIONS

4.1 BEARING CAPACITY

4.1.1 WAVE EQUATION

The GRLWEAP program calculates a relationship between bearing capacity, pile stress and blow count. This relationship is often called the “bearing graph.” Once the blow count is known from pile installation

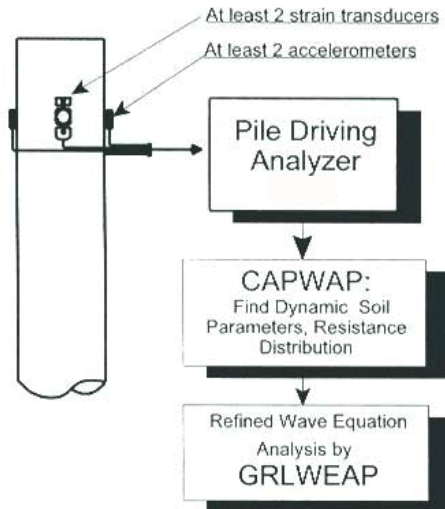


Figure 1. Block Diagram of Refined Wave Equation Analysis

logs, the bearing graph yields a corresponding bearing capacity. This approach requires no field measurements other than blow count. Rather it requires an accurate knowledge of the various parameters describing hammer, driving system, pile

and soil. The wave equation is also very useful during the design stage of a project for the selection of hammer, cushion and pile size.

After dynamic pile monitoring and/or dynamic load testing has been performed, the “Refined Wave Equation Analysis” or RWEA (Figure 1.) is often performed by inputting the PDA and CAPWAP calculated parameters. With many of the dynamic parameters verified by the dynamic tests, the RWEA offers a more reliable basis for a safe and sufficient driving criterion.

4.1.2 CASE METHOD

The Case Method is a closed form solution based on a few simplifying assumptions such as ideal plastic soil behavior and an ideally elastic and uniform pile. Given the measured pile top force, $F(t)$, and pile top velocity, $v(t)$, the total soil resistance is

$$R(t) = \frac{1}{2}\{[F(t) + F(t_2)] + Z[v(t) - v(t_2)]\} \quad (1)$$

where

- t = a point in time after impact
- t_2 = time $t + 2L/c$
- L = pile length below gages
- c = $(E/\rho)^{1/2}$ is the speed of the stress wave
- ρ = pile mass density
- Z = EA/c is the pile impedance
- E = elastic modulus of the pile (ρc^2)
- A = pile cross sectional area

The total soil resistance consists of a dynamic (R_d) and a static (R_s) component. The static component is therefore

$$R_s(t) = R(t) - R_d(t) \quad (2)$$

The dynamic component may be computed from a soil damping factor, J , and the pile velocity, $v_i(t)$ which is conveniently calculated for the pile toe. Using wave considerations, this approach leads immediately to the dynamic resistance

$$R_d(t) = J[F(t) + Zv(t) - R(t)] \quad (3)$$

and finally to the static resistance by means of Equation 2.

There are a number of ways in which Eq. 1 through 3 could be evaluated. Most commonly, T is set to that time at which the static resistance becomes maximum. The result is the so-called **RMX** capacity. Damping factors for RMX typically range between 0.5 for coarse grained materials to 1.0 for clays. The **RSP** capacity (this method is most commonly referred to in the literature, yet it is not very frequently used) requires damping factors between 0.1 for sand and 1.0 for clay. Another capacity, **RA2**, determines the capacity at a time when the pile is essentially at rest and thus damping is small; RA2 therefore requires no damping parameter. In any event, the proper Case Method and its associated damping parameter is most conveniently found after a CAPWAP analysis has been performed for one record. The capacities for other hammer blows are then quickly calculated for the thus selected Case Method and its associated damping factor.

The static resistance calculated by either Case Method or CAPWAP is the mobilized resistance at the time of testing. Consideration therefore has to be given to soil setup or relaxation effects and whether or not a sufficient set has been achieved under the test loading that would correspond to a full activation of the ultimate soil resistance.

The PDA also calculates an estimate of shaft resistance as the difference between force and velocity times impedance at the time immediately prior to the return of the stress wave from the pile toe. This shaft resistance is not reduced by damping effects and is therefore called the total shaft resistance **SFT**. A correction for damping effects produces the static shaft resistance estimate, **SFR**.

The Case Method solution is simple enough to be evaluated "in real time," i.e. between hammer blows, using the PDA. It is therefore possible to calculate all relevant results for all hammer blows and plot these results as a function of depth or blow number. This is done in the PDI-PLOT program or formerly in the DOS based PDAPLOT program.

4.1.3 CAPWAP

The CAsE Pile Wave Analysis Program combines the wave equation pile and soil model with the Case Method measurements. Thus, the solution includes not only the total and static bearing capacity values but also the shaft resistance, end bearing, damping factors and soil stiffness values. The method iteratively calculates a number of unknowns by signal matching.

While it is necessary to make hammer performance assumptions for a GRLWEAP analysis, the CAPWAP program works with the pile top measurements. Furthermore, while GRLWEAP and Case Method require certain assumptions regarding the soil behavior, CAPWAP calculates these soil parameters based on the dynamic measurements.

4.1.4 Capacity of damaged piles

Occasionally piles are damaged during driving and such damage may be indicated in the PDA collected records, if it occurs below the sensor location. Damage on steel piles is often a broken splice, a collapsed pile bottom section, a ripped off flange on an H-pile or a sharp bend (a gradual dog leg is usually not recognized in the records). For concrete piles, among the problems encountered are cracks, perpendicular due to the pile axis, which deteriorate into a major damage, slabbing (loss of concrete cover) or a compressive failure at the bottom which in effect makes the pile shorter.

Damaged piles, with beta values less than 0.8 should never be evaluated for bearing capacity by the Case Method alone, because these are non-uniform piles which therefore violate the basic premise of the Case Method: a uniform, elastic pile.

Using the CAPWAP program, it is sometimes possible to obtain a reasonable match between computed and measured pile top quantities. In such an analysis the damaged section has to be modeled either by impedance reductions or by slacks. For piles with severe damage along their length it may be necessary to analyze a short pile. It should be born in mind, however, that such an analysis also violates the basic principles of the CAPWAP analysis, namely that the pile is elastic. Also, the nature of the damage is never be known with certainty. For example, a broken splice could be a cracked weld either with the neighboring sections lining up well or shifted laterally. In the former case the stresses would be similar to those in the undamaged pile; in the latter situation, high stress concentrations would develop. A sharp bend or toe damage present equally unpredictable situations under sustained loads which may cause further structural deterioration. If a short pile is analyzed then the lower section of the pile below the damage may offer unreliable end bearing and therefore should be discounted.

It is GRL's position that damaged piling should be replaced. Utilizing the CAPWAP calculated

capacities should only be done after a very careful consideration of the effects of a loss of the foundation member while in service. Under no circumstances should the CAPWAP calculated capacity be utilized in the same manner in which the capacity of an undamaged pile be used. Under the best of circumstances the capacity should be used with an increased factor of safety and discounting all questionable capacity components. This evaluation cannot be made by GRL as it involves consideration of the type of structure, its seismic environment, the nature of the loads expected, the corrosiveness of the soil material, considerations of scour on the shortened pile, etc.

4.2 STRESSES

During pile monitoring, it is important that compressive stress maxima at pile top and toe and tensile stress maxima somewhere along the pile be calculated for each hammer blow.

At the pile top (location of sensors) both the maximum compression stress, **CSX**, and the maximum stress from individual strain transducers, **CSI**, are directly obtained from the measurements. Note that CSI is greater than or equal to CSX and the difference between CSI and CSX is a measure of bending in the plane of the strain transducers. Note also that all stresses calculated for locations below the sensors are averaged over the pile cross section and therefore do not include components from either bending or eccentric soil resistance effects.

The PDA calculates the compressive stress at the pile bottom, **CSB**, assuming (a) a uniform pile and (b) that the pile toe force is the maximum value of the total resistance, $R(t)$, minus the total shaft resistance, SFT . Again, for this stress estimation uniform resistance force are assumed (e.g. not a sloping rock.)

For concrete piles, the maximum tension stress, **TSX**, is also of great importance. It occurs at some point below the pile top. The maximum tension stress, again averaged over the cross section and therefore not including bending stresses, can be computed from the pile top measurements by finding the maximum tension wave (either traveling upward, W_u , or downward, W_d) and reducing it by the minimum compressive wave traveling in opposite direction.

$$W_u = \frac{1}{2}[F(t) - Zv(t)] \quad (4)$$

$$W_d = \frac{1}{2}[F(t) + Zv(t)] \quad (5)$$

CAPWAP also calculates tensile and compressive stresses along the pile and, in general, more accurately than the PDA. In fact, for non-uniform piles or piles with joints, cracks or other discontinuities, the closed form solutions from the PDA may be in error.

4.3 PILE INTEGRITY BY PDA

Stress waves in a pile are reflected wherever the pile impedance, $Z = EA/c = \rho cA = A \sqrt{E \rho}$, changes. Therefore, the pile impedance is a measure of the quality of the pile material (E , ρ , c) and the size of its cross section (A). The reflected waves arrive at the pile top at a time which is greater the farther away from the pile top the reflection occurs. The magnitude of the change of the upward traveling wave (calculated from the measured force and velocity, Eq. 4) indicates the extent of the cross sectional change. Thus, with β (**BTA**) being a relative integrity factor which is unity for no impedance change and zero for the pile end, the following is calculated by the PDA.

$$\beta = (1 - \alpha)/(1 + \alpha) \quad (6)$$

with

$$\alpha = \frac{1}{2}(W_{UR} - W_{UD})/(W_{Di} - W_{UR}) \quad (7)$$

where

W_{UR} is the upward traveling wave at the onset of the damage reflected wave. It is caused by resistance.

W_{UD} is the upwards traveling reflection wave due to the damage.

W_{Di} is the maximum downward traveling wave due to impact.

It can be shown that this formulation is quite accurate as long as individual reflections from different pile impedance changes have no overlapping effects on the stress wave reflections.

Without rigorous derivation, it has been proposed to consider as slight damage when β is above 0.8 and a serious damage when β is less than 0.6.

4.4 HAMMER PERFORMANCE BY PDA

The PDA calculates the energy transferred to the pile top from:

$$E(t) = \int_0^t F(\tau)v(\tau) d\tau \quad (8a)$$

The maximum of the $E(t)$ curve is often called **ENTHRU**; it is the most important information for an overall evaluation of the performance of a hammer and driving system. **ENTHRU** or **EMX** allow for a classification of the hammer's performance when presented as, e_T , the rated transfer efficiency, also called energy transfer ratio (**ETR**) or global efficiency.

$$e_T = EMX/E_R \quad (8b)$$

where

E_R is the hammer manufacturer's rated energy value.

Both Saximeter and PDA calculate the stroke (**STK**) of an open end diesel hammer using

$$STK = (g/8) T_B^2 - h_L \quad (9)$$

where

g is the earth's gravitational acceleration,
 T_B is the time between two hammer blows,
 h_L is a stroke loss value due to gas compression and time losses during impact (usually 0.3 ft or 0.1 m).

4.5 DETERMINATION OF WAVE SPEED

An important facet of dynamic pile testing is an assessment of pile material properties. Since, in most cases general force is determined from strain by multiplication with elastic modulus, E , and cross sectional area, A , the dynamic elastic modulus has to be determined for pile materials other than steel. In general, the records measured by the PDA clearly indicate a pile toe reflection as long as pile penetration per blow is greater than 1 mm or .04 inches. The time between the onset of the force and velocity records at impact and the onset of the reflection from the toe (usually apparent by a local maximum of the wave up curve) is the so-called wave travel time, T . Dividing $2L$ (L is here the length of the pile below sensors) by T leads to the stress wave speed in the pile:

$$c = 2L/T \quad (10)$$

The elastic modulus of the pile material is related to the wave speed according to the linear elastic wave equation theory by

$$E = c^2\rho \quad (11)$$

Since the mass density of the pile material, ρ , is usually well known (an exception is timber for which samples should be weighed), the elastic modulus is easily found from the wave speed. Note, however, that this is a dynamic modulus which is generally higher than the static one and that the wave speed depends to some degree on the strain level of the stress wave. For example, experience shows that the wave speed from PIT is roughly 5% higher than the wave speed observed during a high strain test.

Other Notes:

- If the pile material is nonuniform then the wave speed c , according to Eq. 10, is an average wave speed and does not necessarily reflect the pile material properties of the location where the strain sensors are attached to the pile top. For example, pile driving often causes fine tension cracks some distance below the top of concrete piles. Then the average c of the whole pile is lower than the wave speed at the pile top. It is therefore recommended to determine E in the beginning of pile driving and not adjust it when the average c changes during the pile installation.
- If the pile has such a high resistance that there is no clear indication of a toe reflection then the wave speed of the pile material must be determined either by assumption or by taking a sample of the concrete and measuring its wave speed in a simple free column test. Another possibility is to use the proportionality relationship, discussed under "DATA QUALITY CHECKS" to find c as the ratio between the measured velocity and measured strain.

5. DATA QUALITY CHECKS

Quality data is the first and foremost requirement for accurate dynamic testing results. It is therefore important that the measurement engineer performing PDA or PIT tests has the experience necessary to recognize measurement problems and take appropriate corrective action should problems develop. Fortunately, dynamic pile testing allows for certain data quality checks because two independent measurements are taken that have to conform to certain relationships.

5.1 PROPORTIONALITY

As long as there is only a wave traveling in one direction, as is the case during impact when only a downward traveling wave exists in the pile, force and velocity measured at the pile top are proportional

$$F = v Z = v (EA/c) \quad (12a)$$

This relationship can also be expressed in terms of stress

$$\sigma = v (E/c) \quad (12b)$$

or strain

$$\varepsilon = v / c \quad (12c)$$

This means that the early portion of strain times wave speed must be equal to the velocity unless the proportionality is affected by high friction near the pile top or by a pile cross sectional change not far below the sensors. Checking the proportionality is an excellent means of assuring meaningful measurements.

5.2 NUMBER OF SENSORS

Measurements are always taken at opposite sides of the pile so that the average force and velocity in the pile can be calculated. The velocity on the two sides of the pile is very similar even when high bending exists. Thus, an independent check of the velocity measurements is easy and simple.

Strain measurements may differ greatly between the two sides of the pile when bending exists. It is even possible that tension is measured on one side while very high compression exists on the other side of the pile. In extreme cases, bending might be so high that

it leads to a nonlinear stress distribution. In that case the averaging of the two strain signals does not lead to the average pile force and proportionality will not be achieved.

When testing drilled shafts, measurements of strain may also be affected by local concrete quality variations. It is then often necessary to use four strain transducers spaced at 90 degrees around the pile for an improved strain data quality. The use of four transducers is also recommended for large pile diameters, particularly when it is difficult to mount the sensors at least two pile widths or diameters below the pile top.

6. LIMITATIONS, ADDITIONAL CONSIDERATIONS

6.1 MOBILIZATION OF CAPACITY

Estimates of pile capacity from dynamic testing indicate the **mobilized pile capacity at the time of testing**. At very high blow counts (low set per blow), dynamic test methods tend to produce lower bound capacity estimates as not all resistance (particularly at and near the toe) is fully activated.

6.2 TIME DEPENDENT SOIL RESISTANCE EFFORTS

Static pile capacity from dynamic method calculations provide an estimate of the axial pile capacity. Increases and decreases in the pile capacity with time typically occur as a result of soil setup and relaxation. Therefore, **restrike testing usually yields a better indication of long term pile capacity than a test at the end of pile driving**. Often a wait period of one or two days between end of driving and restrike is satisfactory for a realistic prediction of pile capacity but this waiting time depends, among other factors, on the permeability of the soil.

6.2.1 SOIL SETUP

Because excess positive pore pressures often develop during pile driving in fine grained soils (clays, silts or even fine sands), the capacity of a pile at the time of driving may often be less than the long term pile capacity. These pore pressures

reduce the effective stress acting on the pile thereby reducing the soil resistance to pile penetration, and thus the pile capacity at the time of driving. As these pore pressures dissipate, the soil resistance acting on the pile increases as does the axial pile capacity. This phenomena is routinely called soil setup or soil freeze. There are numerous other reasons for soil setup such as realignment of clay particles, arching that reduces effective stresses during pile installation in ver dense sands, soil fatigue in over-consolidated clays etc.

6.2.2 RELAXATION

Relaxation capacity reduction with time has been observed for piles driven into weathered shale, and may take several days to fully develop. Where relaxation occurs, pile capacity estimates based upon initial driving or short term restrrike tests can significantly overpredict long term pile capacity. Therefore, piles driven into shale should be tested after a minimum one week wait either statically or dynamically with particular emphasis on the first few blows. Relaxation has also been observed for displacement piles driven into dense saturated silts or fine sands due to a negative pore pressure effect at the pile toe. In general, relaxation occurs at the pile toe and is therefore relevant for end bearing piles. Restrike tests should be performed and compared with the records from early restrrike blows in order to avoid dangerous overpredictions

6.3 CAPACITY RESULTS FOR OPEN PILE PROFILES

Open ended pipe piles or H-piles which do not bear on rock may behave differently under dynamic and static loading conditions. Under dynamic loads the soil inside the pile or between its flanges may slip and produce internal friction while under static loads the plug may move with the pile, thereby creating end bearing over the full pile cross section. As a result both friction and end bearing components may be different under static and dynamic conditions.

6.4 CAPWAP ANALYSIS RESULTS

A portion of the soil resistance calculated on an individual soil segment in a CAPWAP analysis can usually be shifted up or down the shaft one soil segment without significantly altering the signal match quality. Therefore, use of the CAPWAP resistance distribution for uplift, downdrag, scour, or other geotechnical considerations should be made with an understanding of these analysis limitations.

6.5 STRESSES

PDA and CAPWAP calculated stresses are average values over the cross section. Additional allowance has to be made for bending or non-uniform contact stresses. To prevent damage it is therefore important to maintain good hammer-pile alignment and to protect the pile toes using appropriate devices or an increased cross sectional area.

In the United States is has become generally acceptable to limit the dynamic installation stresses of driven piles to the following levels:

- 90% of yield strength for steel piles
- 85% of the concrete compressive strength - after subtraction of the effective prestress - for concrete piles in compression
- 100% of effective prestress plus $\frac{1}{2}$ of the concrete's tension strength for prestressed piles in tension
- 70% of the reinforcement strength for regularly reinforced concrete piles in tension
- 300% of the static design allowable stress for timber

Note that the dynamic stresses may either be directly measured at the pile top by the PDA or calculated by the PDA for other locations along the pile based on the pile top measurements. The above allowable stresses also apply to those calculated by wave equation.

6.6 ADDITIONAL DESIGN CONSIDERATIONS

Numerous factors have to be considered in pile foundation design. Some of these considerations include

- additional pile loading from downdrag or negative skin friction,
- lateral and uplift loading requirements
- effective stress changes (due to changes in water table, excavations, fills or other changes in overburden),
- long term settlements in general and settlement from underlying weaker layers and/or pile group effects,
- loss of shaft resistance due to scour or other effects,
- loss of structural pile strength due to additional bending loads, buckling (the dynamic loads general due not cause buckling even though they may exceed the buckling strength of the pile section), corrosion etc.

These factors have not been evaluated by GRL and have not been considered in the interpretation of the dynamic testing results. The foundation designer should determine if these or any other considerations are applicable to this project and the foundation design.

6.7 WAVE EQUATION ANALYSIS RESULTS

The results calculated by the wave equation analysis program depend on a variety of hammer, pile and soil input parameters. Although attempts have been made to base the analysis on the best available information, actual field conditions may vary and therefore stresses and blow counts may differ from the predictions reported. Capacity predictions derived from wave equation analyses should use restrike information. However, because of the uncertainties associated with restrike blow counts and restrike hammer energies, correlations of such results with static test capacities with have often displayed considerable scatter.

As for PDA and CAPWAP, the theory on which GRLWEAP is based is the one-dimensional wave equation. For that reason, stress predictions by the wave equation analysis can only be averages over the pile cross section. Thus, bending stresses or stress concentrations due to non-uniform impact or uneven soil or rock resistance are not considered in these

results. Stress maxima calculated by the wave equation are usually subjected to the same limits as those measured directly or calculated from measurements by the PDA.

7. FACTORS OF SAFETY

Run to failure, static or dynamic load tests yield an ultimate pile bearing capacity, R_{ult} . If this failure load were applied to the pile, then excessive settlements would occur. Therefore, it is absolutely necessary that the actually applied load, also called the design load, R_d (or working load or safe load), is less than R_{ult} . In most soils, to limit settlements, it is necessary that R_{ult} is at least 50% higher than R_d . This means that

$$R_{ult} \geq 1.5 R_d,$$

or the Factor of Safety has to be at least 1.5.

Unfortunately, neither applied loads nor R_{ult} are exactly known. One static load test may be performed at a site, but that would not guarantee that all other piles have the same capacity and it is to be expected that a certain percentage of the production piles have lower capacities, either due to soil variability or due to pile damage. If, for example, dynamic pile tests are performed on piles in shale only a short time after pile installation, then the test capacity may be higher than the long term capacity of the pile. On the other hand, due to soil setup, piles generally gain capacity after installation and since tests are only done a short time after installation, a lower capacity value is ascertained than the capacity that eventually develops.

Not only bearing capacity values of all piles are unknown, even loads vary considerably and occasional overloads must be expected. We would not want a structure to become unserviceable or useless because of either an occasional overload or a few piles with low capacity. For this reason, and to avoid being overly conservative which would mean excessive cost, modern safety concepts suggest that the overall factor of safety should reflect both the uncertainty in loads and resistance. Thus, if all piles were tested statically and if we carefully

controlled the loads, we probably could live with F.S. = 1.5. However, in general, depending on the building type or load combinations and as a function of quality assurance of pile foundations, a variety of Factors of Safety have been proposed.

For example, for highway related loads and based on AASHTO specifications, the Federal Highway Administration proposes the following:

F.S.= 2.00 for static load test with wave equation.

F.S.=2.25 for dynamic testing with wave equation analysis.

F.S.=2.50 for indicator piles with wave equation analysis.

F.S.=2.75 for wave equation analysis.

F.S.=3.00 for Gates or other dynamic formula.

It should be mentioned that all of these methods should always be combined with soil exploration and static pile analysis. Also, specifications of what are occasionally updated and therefore the latest version should be various consulted for the appropriate factors of safety.

Codes, among them PDCA, ASCE, or specifications issued by State Departments of Transportation specify different factors of safety. However, the range of recommended overall factors of safety in the United States varies between 1.9 and 6.

It is the designer's responsibility to identify design loads together with the adopted safety factor concept and associated construction control procedure. The required factors of safety should be included in design drawings or specifications together with the required testing. Only contractors bid for the work and develop the most economical solution. This should include a program of increased testing for lower required pile capacities. This will also help to reduce the confusion that often exists on construction sites as to design loads and require capacities. In any event, it cannot be expected that the test engineer is aware of and responsible for the variety of considerations that must be met to find the appropriate factor of safety.

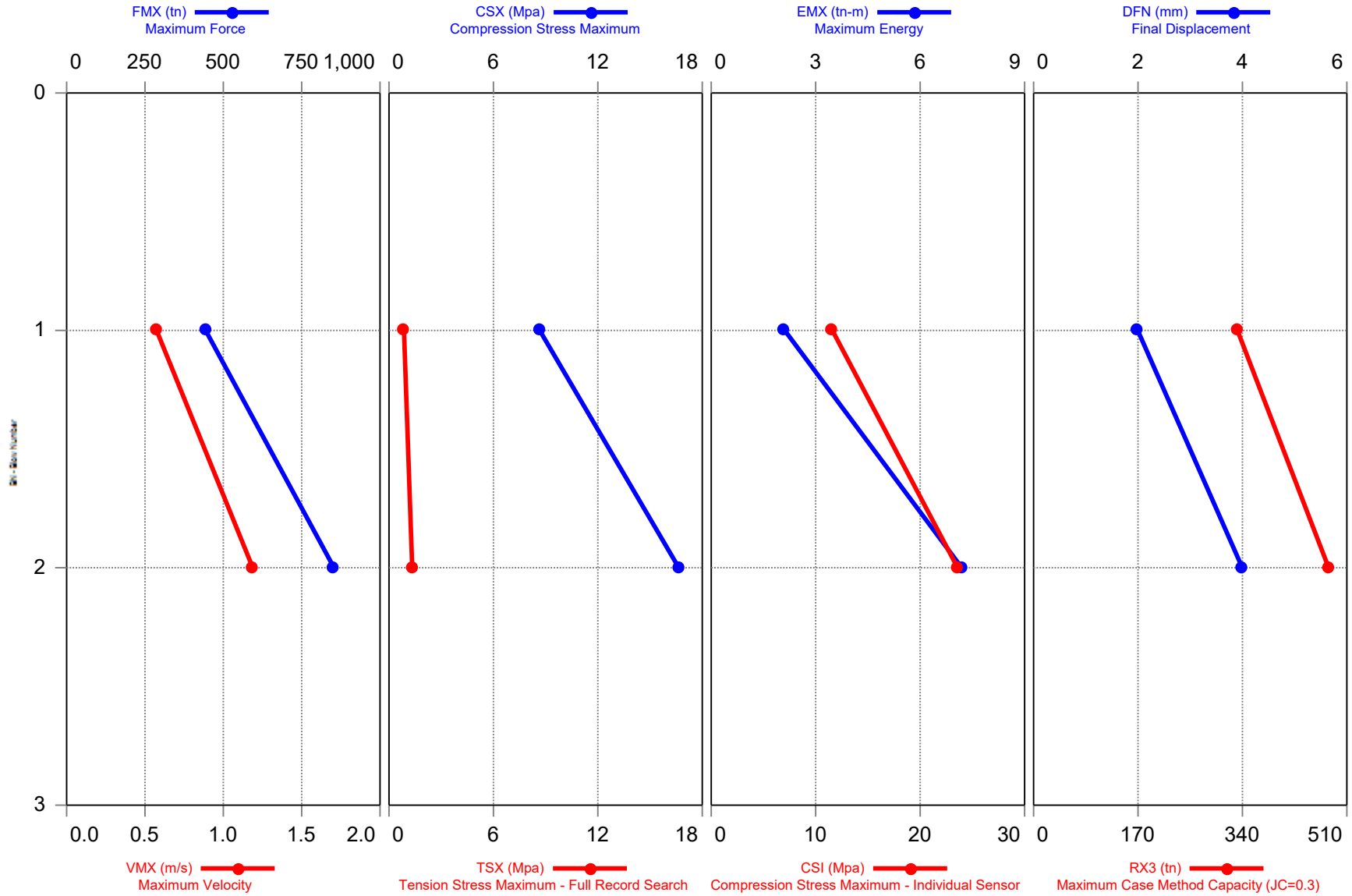
APENDICE B
RESULTADOS CAPWAP

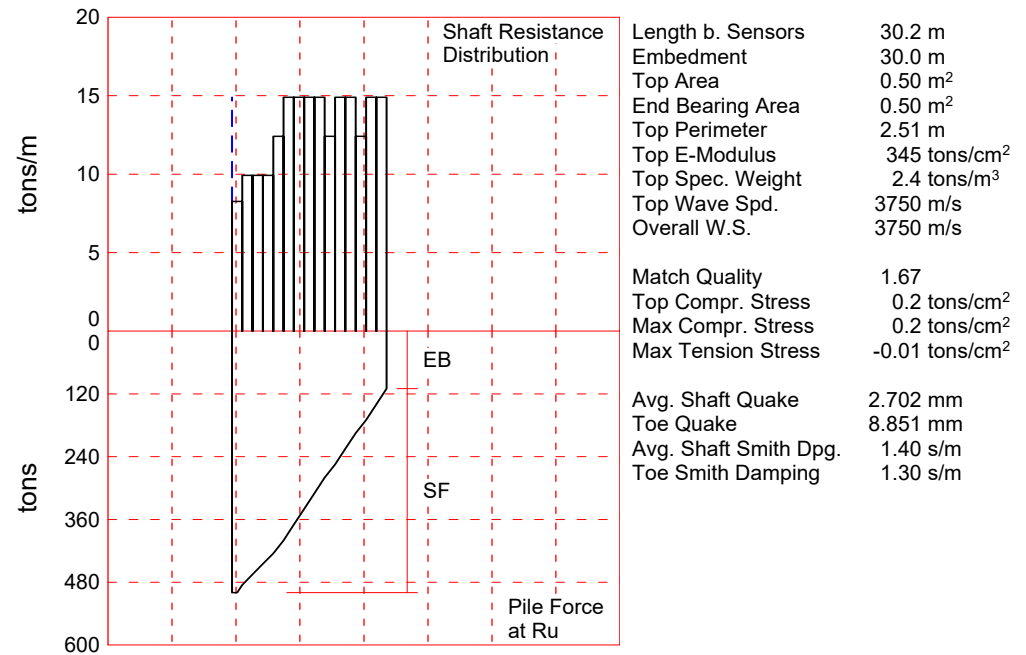
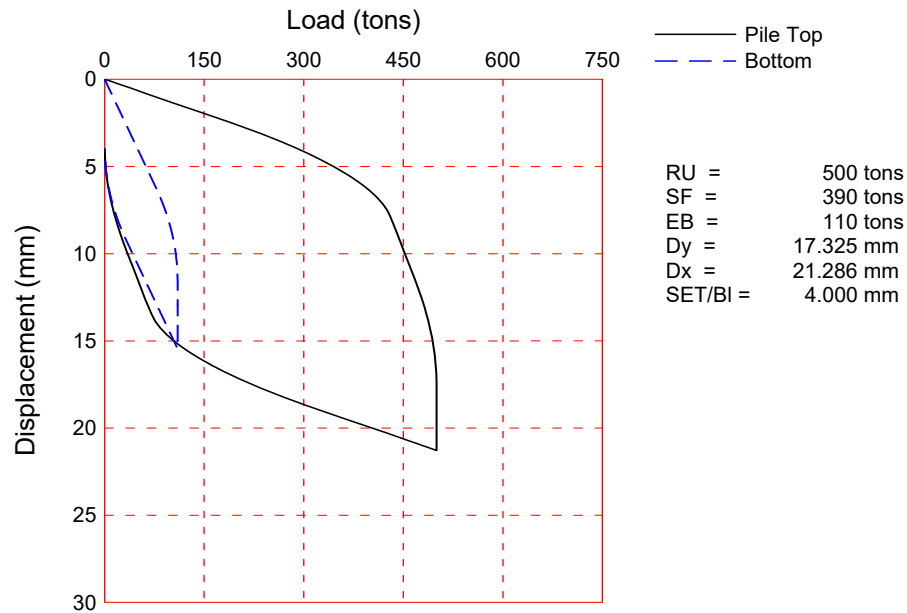
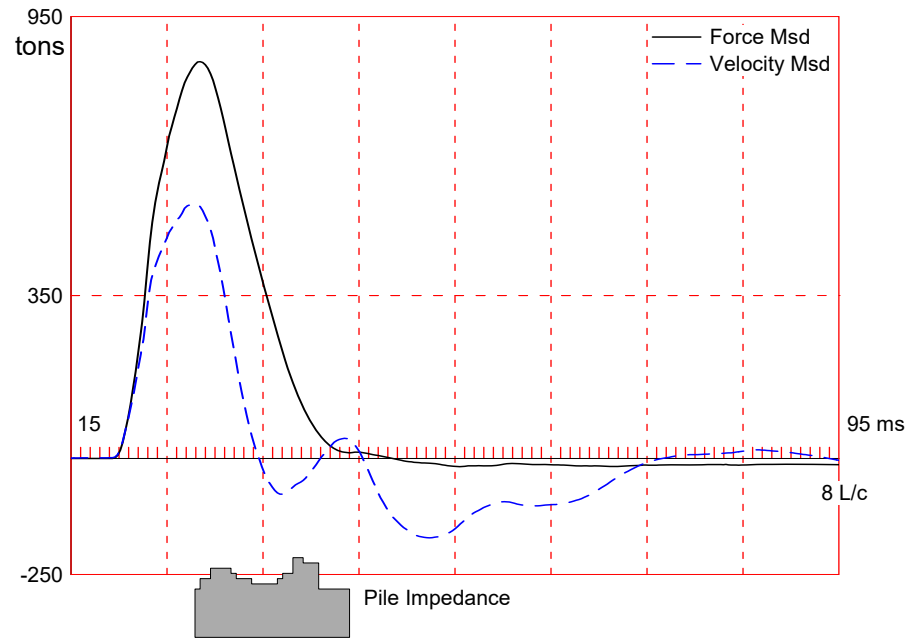
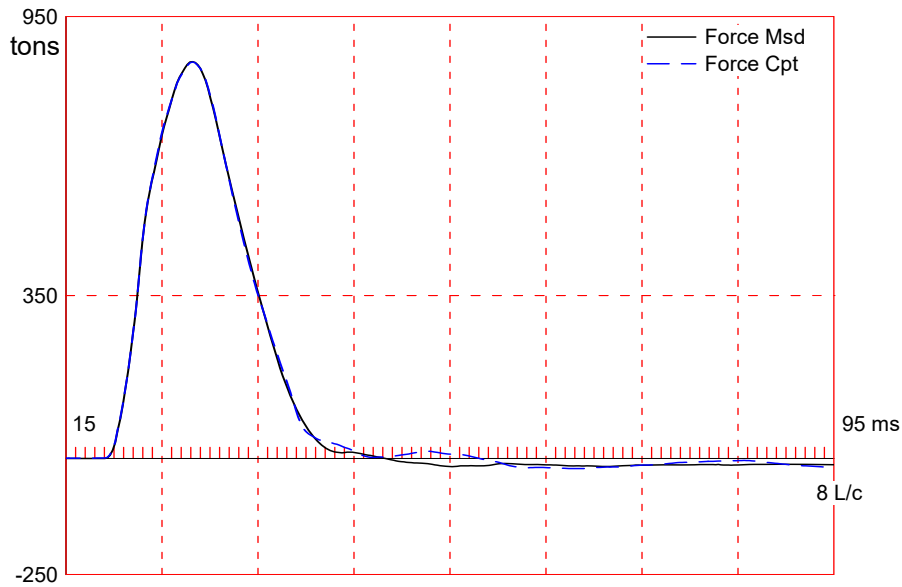


Printed:

Test started:

PROYECTO - PILA 1





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.

RTQ[GEVQ; PPILA 1

Test:

Blow: 2

CAPWAP(R) 2014-3

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

OP: AR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 500.00; along Shaft 390.00; at Toe 110.00 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
				500.0			
1	2.0	1.8	15.00	485.0	15.00	8.27	3.29
2	4.0	3.8	20.00	465.0	35.00	9.93	3.95
3	6.0	5.8	20.00	445.0	55.00	9.93	3.95
4	8.1	7.9	20.00	425.0	75.00	9.93	3.95
5	10.1	9.9	25.00	400.0	100.00	12.42	4.94
6	12.1	11.9	30.00	370.0	130.00	14.90	5.93
7	14.1	13.9	30.00	340.0	160.00	14.90	5.93
8	16.1	15.9	30.00	310.0	190.00	14.90	5.93
9	18.1	17.9	30.00	280.0	220.00	14.90	5.93
10	20.1	19.9	25.00	255.0	245.00	12.42	4.94
11	22.1	21.9	30.00	225.0	275.00	14.90	5.93
12	24.2	24.0	30.00	195.0	305.00	14.90	5.93
13	26.2	26.0	25.00	170.0	330.00	12.42	4.94
14	28.2	28.0	30.00	140.0	360.00	14.90	5.93
15	30.2	30.0	30.00	110.0	390.00	14.90	5.93
Avg. Shaft			26.00			13.00	5.17
Toe			110.00				218.84

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	1.40	1.30
Quake (mm)	2.702	8.851
Case Damping Factor	1.18	0.31
Damping Type	Viscous	Smith
Unloading Quake (% of loading quake)	203	91
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	73	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.304
Soil Support Dashpot	0.270	0.000
Soil Support Weight (tons)	2.58	0.00

CAPWAP match quality = 1.67 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 4.000 mm; Blow Count = 250 b/m
 Computed: Final Set = 3.555 mm; Blow Count = 281 b/m
 Transducer F1 (A859) CAL: 93.6; RF: 1.00; F2 (G336) CAL: 92.5; RF: 1.00
 F3 (I835) CAL: 93.1; RF: 1.00; F4 (M077) CAL: 150.7; RF: 1.00
 A1 (12836) CAL: 950; RF: 1.00; A2 (8043) CAL: 1190; RF: 1.00
 A3 (K2481) CAL: 356; RF: 1.00; A4 (K2482) CAL: 368; RF: 1.00

RTQ[GEVQ; PILA 1

Test:

Blow: 2

CAPWAP(R) 2014-3

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

OP: AR

max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 28.7 ms, max= 1.011 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 29.0 ms)
 max. Tens. Stress = -0.01 tons/cm² (Z= 15.1 m, T= 41.3 ms)
 max. Energy (EMX) = 7.16 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=10.494 mm

EXTREMA TABLE

Pile 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	859.0	-24.2	0.2	-0.00	7.16	1.2	10.257
2	2.0	868.0	-27.3	0.2	-0.01	7.12	1.2	10.071
4	4.0	861.6	-29.7	0.2	-0.01	6.79	1.1	9.929
6	6.0	858.8	-32.2	0.2	-0.01	6.45	1.1	9.896
8	8.1	856.5	-33.9	0.2	-0.01	6.12	1.0	9.873
10	10.1	840.5	-34.7	0.2	-0.01	5.81	1.0	9.874
12	12.1	806.1	-35.7	0.2	-0.01	5.45	0.9	9.900
14	14.1	759.0	-42.1	0.2	-0.01	5.04	0.9	9.941
16	16.1	695.1	-40.8	0.1	-0.01	4.63	1.0	9.984
18	18.1	614.1	-24.4	0.1	-0.00	4.20	1.1	10.018
19	19.1	543.1	-22.5	0.1	-0.00	3.76	1.1	10.030
20	20.1	518.5	-12.8	0.1	-0.00	3.76	1.1	10.033
21	21.1	446.7	-6.9	0.1	-0.00	3.36	1.1	10.031
22	22.1	424.1	-7.5	0.1	-0.00	3.36	1.1	10.018
23	23.2	355.8	-0.5	0.1	-0.00	2.90	1.1	10.001
24	24.2	365.0	-1.7	0.1	-0.00	2.90	1.1	9.974
25	25.2	315.0	-0.1	0.1	-0.00	2.43	1.1	9.931
26	26.2	319.1	-0.1	0.1	-0.00	2.43	1.1	9.879
27	27.2	273.2	-0.1	0.1	-0.00	2.02	1.1	9.824
28	28.2	276.6	-0.1	0.1	-0.00	2.02	1.1	9.762
29	29.2	232.7	-0.1	0.0	-0.00	1.56	1.0	9.700
30	30.2	249.7	-0.0	0.0	-0.00	1.13	1.0	9.627
Absolute	2.0			0.2			(T =	29.0 ms)
	15.1				-0.01		(T =	41.3 ms)

RTQ[GEVQ; PILA 1

Test:

Blow: 2

CAPWAP(R) 2014-3

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

OP: AR

CASE METHOD										
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	647	580	514	447	380	313	246	179	112	45
RX	690	620	550	480	414	349	286	233	192	168
RU	719	659	600	540	480	421	361	301	242	182

RAU = 156 (tons); RA2 = 503 (tons)

Current CAPWAP Ru = 500 (tons); Corresponding J(RP)= 0.22; J(RX) = 0.27

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
1.2	28.19	526	790	853	10.494	3.998	4.000	7.20	993	13

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
1	1.0	461.84	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
2	2.0	561.84	21.65	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
4	4.0	661.84	43.30	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
8	8.1	611.84	32.48	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
9	9.1	561.84	21.65	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
12	12.1	511.84	10.83	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
17	17.1	561.84	21.65	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
18	18.1	611.84	32.48	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
20	20.1	761.84	64.96	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
22	22.1	711.84	54.13	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
25	25.2	461.84	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0
30	30.2	461.84	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	2.51	3750.0

Wave Speed: Pile Top 3750.0, Elastic 3750.0, Overall 3750.0 m/s

Pile Damping 2.00 %, Time Incr 0.268 ms, 2L/c 16.1 ms

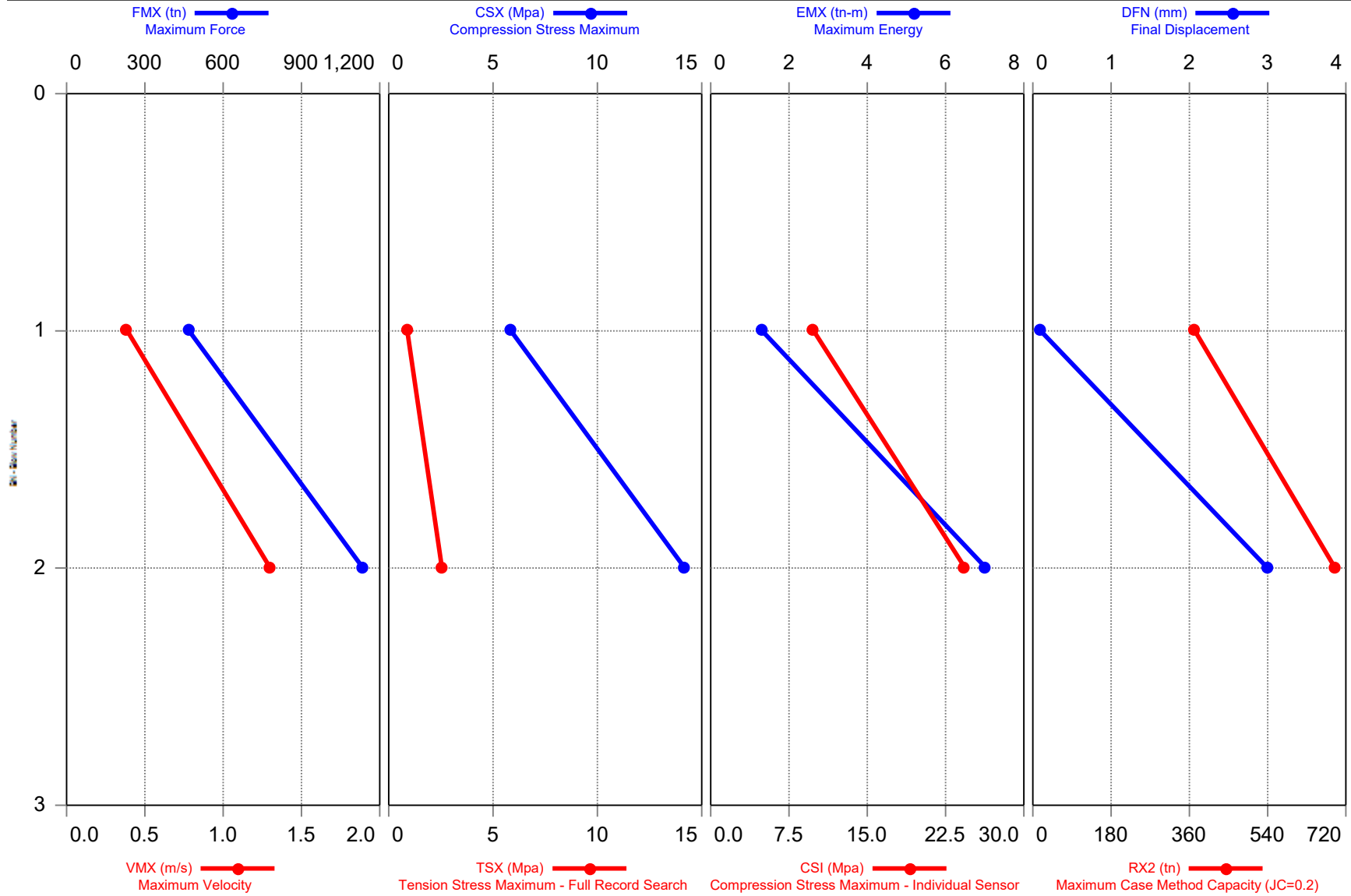
Total volume: 18.960 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.249

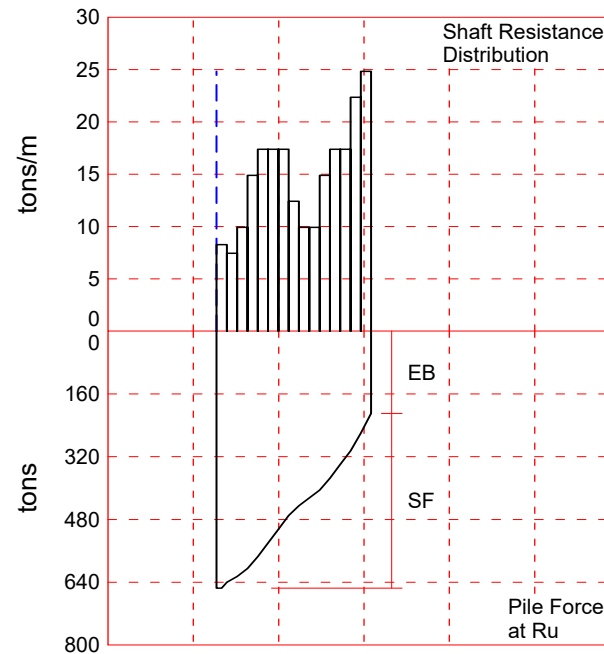
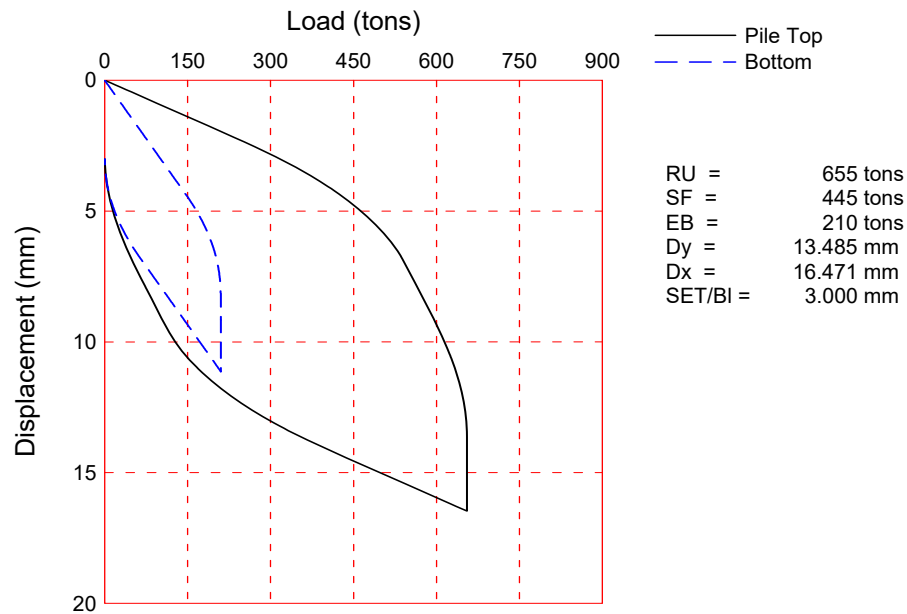
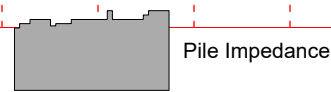
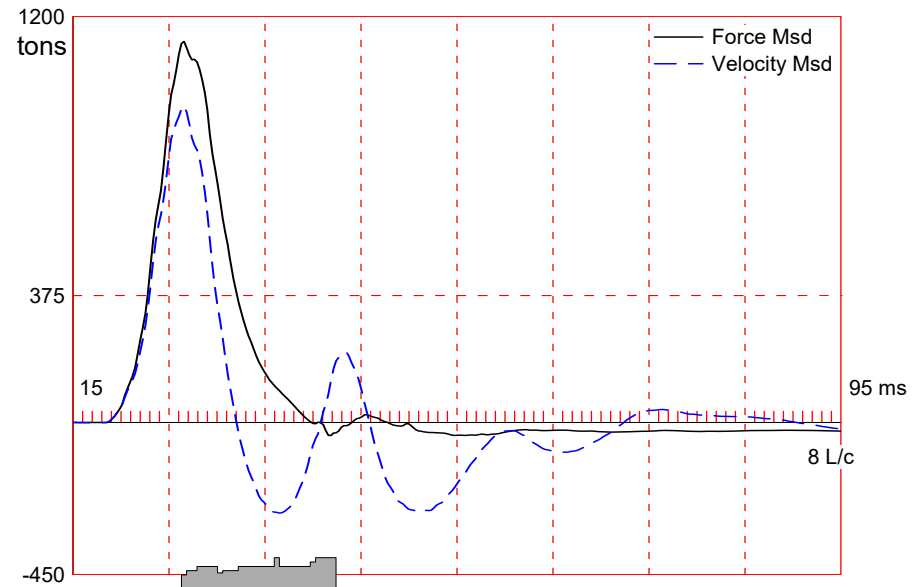
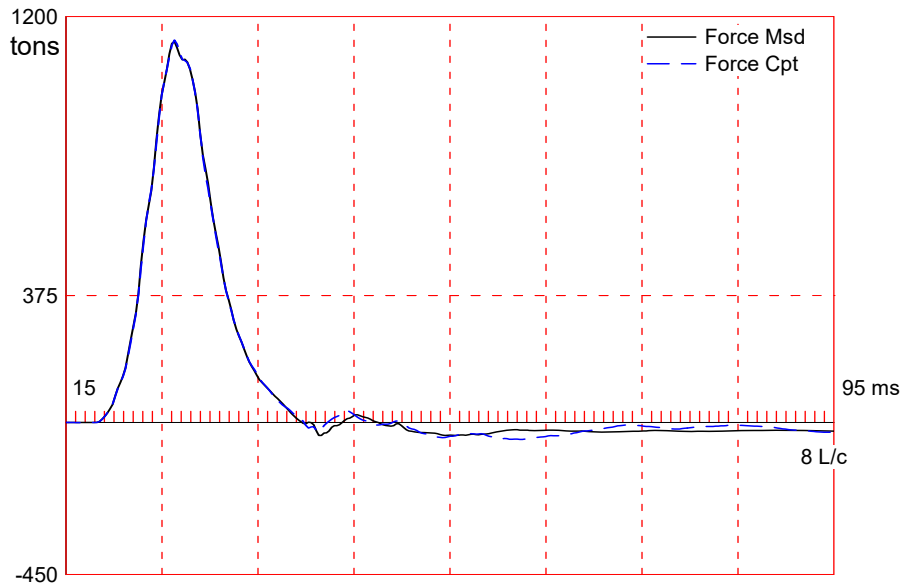


Printed:

Test started:

PROYECTO - PILA 2





Length b. Sensors	30.2 m
Embedment	30.0 m
Top Area	0.79 m ²
End Bearing Area	0.79 m ²
Top Perimeter	3.14 m
Top E-Modulus	345 tons/cm ²
Top Spec. Weight	2.4 tons/m ³
Top Wave Spd.	3750 m/s
Overall W.S.	3750 m/s
Match Quality	1.60
Top Compr. Stress	0.1 tons/cm ²
Max Compr. Stress	0.1 tons/cm ²
Max Tension Stress	-0.03 tons/cm ²
Avg. Shaft Quake	2.359 mm
Toe Quake	6.250 mm
Avg. Shaft Smith Dpg.	1.30 s/m
Toe Smith Damping	1.40 s/m

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 655.00; along Shaft 445.00; at Toe 210.00 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
				655.0			
1	2.0	1.8	15.00	640.0	15.00	8.27	2.63
2	4.0	3.8	15.00	625.0	30.00	7.45	2.37
3	6.0	5.8	20.00	605.0	50.00	9.93	3.16
4	8.1	7.9	30.00	575.0	80.00	14.90	4.74
5	10.1	9.9	35.00	540.0	115.00	17.38	5.53
6	12.1	11.9	35.00	505.0	150.00	17.38	5.53
7	14.1	13.9	35.00	470.0	185.00	17.38	5.53
8	16.1	15.9	25.00	445.0	210.00	12.42	3.95
9	18.1	17.9	20.00	425.0	230.00	9.93	3.16
10	20.1	19.9	20.00	405.0	250.00	9.93	3.16
11	22.1	21.9	30.00	375.0	280.00	14.90	4.74
12	24.2	24.0	35.00	340.0	315.00	17.38	5.53
13	26.2	26.0	35.00	305.0	350.00	17.38	5.53
14	28.2	28.0	45.00	260.0	395.00	22.35	7.11
15	30.2	30.0	50.00	210.0	445.00	24.83	7.91
Avg. Shaft			29.67			14.83	4.72
Toe			210.00				267.38

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	1.30	1.40
Quake (mm)	2.359	6.250
Case Damping Factor	0.80	0.41
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	101	70
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	16	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.296
Soil Plug Weight (tons)		3.961
Soil Support Dashpot	0.250	0.000
Soil Support Weight (tons)	3.23	0.00

CAPWAP match quality = 1.60 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 3.000 mm; Blow Count = 333 b/m
 Computed: Final Set = 3.004 mm; Blow Count = 333 b/m
 Transducer F1 (A859) CAL: 93.6; RF: 1.00; F2 (G336) CAL: 92.5; RF: 1.00
 F3 (I835) CAL: 93.1; RF: 1.00; F4 (M077) CAL: 150.7; RF: 1.00
 A1 (12836) CAL: 950; RF: 1.00; A2 (8043) CAL: 1190; RF: 1.00
 A3 (K2481) CAL: 356; RF: 1.00; A4 (K2482) CAL: 368; RF: 1.00

Blow: 2

CAPWAP(R) 2014-3

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

OP: AR

max. Top Comp. Stress = 0.1 tons/cm² (T= 26.8 ms, max= 1.012 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.1 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 27.1 ms)
 max. Tens. Stress = -0.03 tons/cm² (Z= 13.1 m, T= 40.0 ms)
 max. Energy (EMX) = 7.01 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)= 8.175 mm

EXTREMA TABLE

Pile 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	1141.6	-53.0	0.1	-0.01	7.01	1.3	8.079
2	2.0	1155.3	-69.2	0.1	-0.01	6.98	1.3	7.938
4	4.0	1145.8	-120.2	0.1	-0.02	6.71	1.2	7.665
6	6.0	1144.7	-167.4	0.1	-0.02	6.45	1.2	7.398
8	8.1	1135.5	-195.9	0.1	-0.02	6.15	1.1	7.127
10	10.1	1105.6	-217.1	0.1	-0.03	5.79	1.1	6.890
12	12.1	1065.4	-226.3	0.1	-0.03	5.41	1.0	6.721
14	14.1	1019.8	-227.1	0.1	-0.03	5.07	1.0	6.838
16	16.1	978.6	-215.0	0.1	-0.03	4.73	1.0	6.991
18	18.1	947.7	-186.3	0.1	-0.02	4.46	1.0	7.129
19	19.1	911.7	-179.3	0.1	-0.02	4.25	0.9	7.185
20	20.1	911.2	-157.8	0.1	-0.02	4.24	0.9	7.241
21	21.1	868.9	-146.8	0.1	-0.02	4.01	1.0	7.293
22	22.1	862.5	-113.7	0.1	-0.01	4.00	1.0	7.336
23	23.2	789.1	-103.3	0.1	-0.01	3.67	1.0	7.375
24	24.2	768.1	-69.7	0.1	-0.01	3.65	1.0	7.402
25	25.2	668.5	-54.4	0.1	-0.01	3.26	1.1	7.424
26	26.2	625.5	-45.8	0.1	-0.01	3.25	1.1	7.430
27	27.2	527.9	-35.5	0.1	-0.00	2.84	1.1	7.429
28	28.2	503.4	-35.6	0.1	-0.00	2.84	1.2	7.414
29	29.2	398.3	-20.5	0.1	-0.00	2.34	1.2	7.392
30	30.2	436.6	-22.8	0.1	-0.00	1.83	1.1	7.357
Absolute	2.0			0.1			(T =	27.1 ms)
	13.1				-0.03		(T =	40.0 ms)

RTQ[GEVQ; PILA 2

Test:

Blow: 2

CAPWAP(R) 2014-3

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

OP: AR

CASE METHOD										
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	923	809	695	581	467	353	239	126	12	0
RX	923	809	695	581	467	353	260	229	223	222
RU	994	887	781	674	567	460	353	247	140	33

RAU = 222 (tons); RA2 = 460 (tons)

Current CAPWAP Ru = 655 (tons); Corresponding J(RP)= 0.24; J(RX) = 0.24

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
1.3	26.58	939	1124	1136	8.175	2.999	3.000	7.03	1259	35

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
1	1.0	721.63	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
2	2.0	771.63	6.93	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
4	4.0	821.63	13.86	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
8	8.1	746.63	3.46	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
9	9.1	771.63	6.93	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
12	12.1	821.63	13.86	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
19	19.1	921.63	27.72	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
20	20.1	821.63	13.86	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
26	26.2	871.63	20.79	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
27	27.2	921.63	27.72	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0
30	30.2	921.63	27.72	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.14	3750.0

Wave Speed: Pile Top 3750.0, Elastic 3750.0, Overall 3750.0 m/s

Pile Damping 2.00 %, Time Incr 0.268 ms, 2L/c 16.1 ms

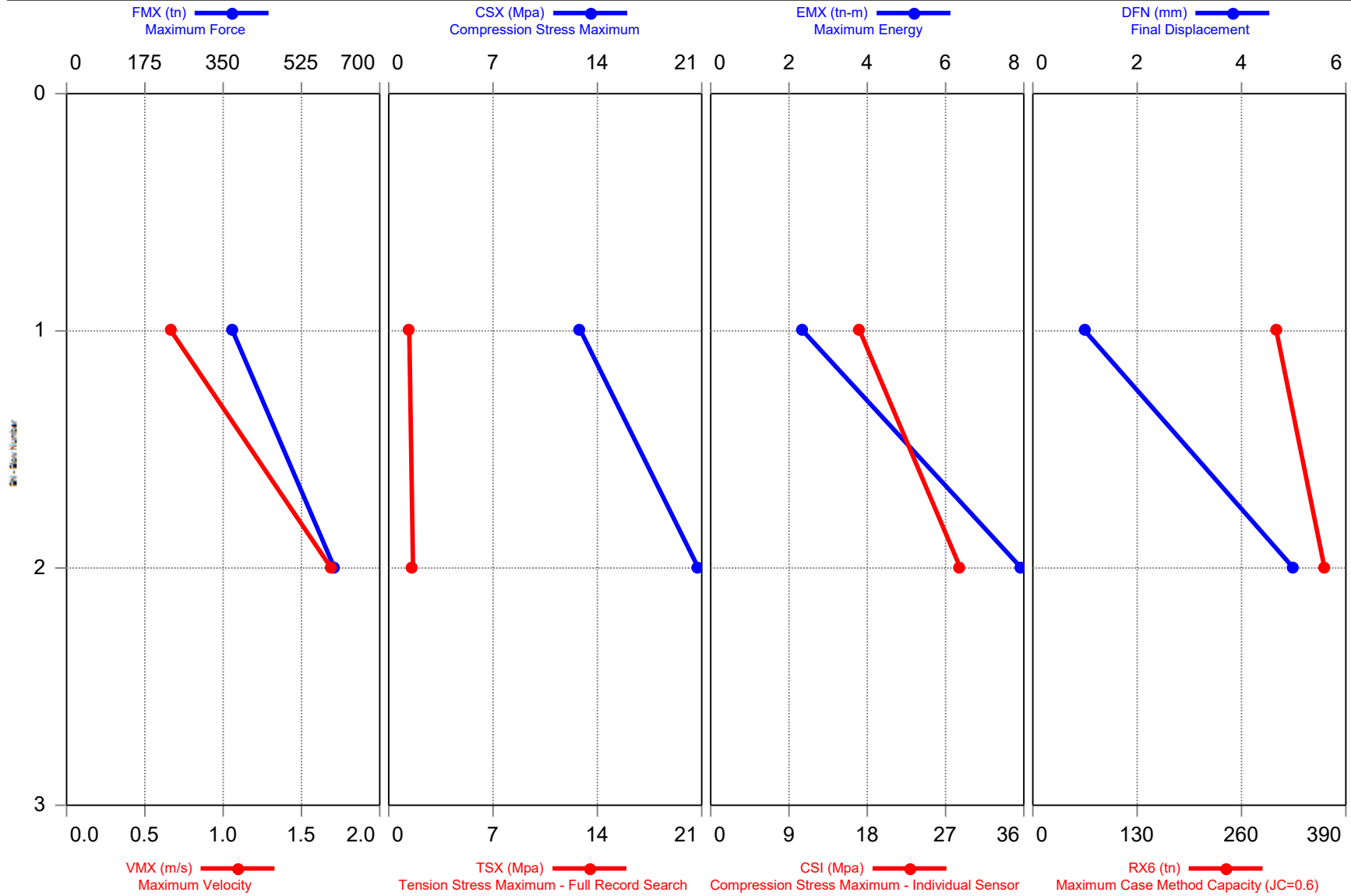
Total volume: 27.143 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.144

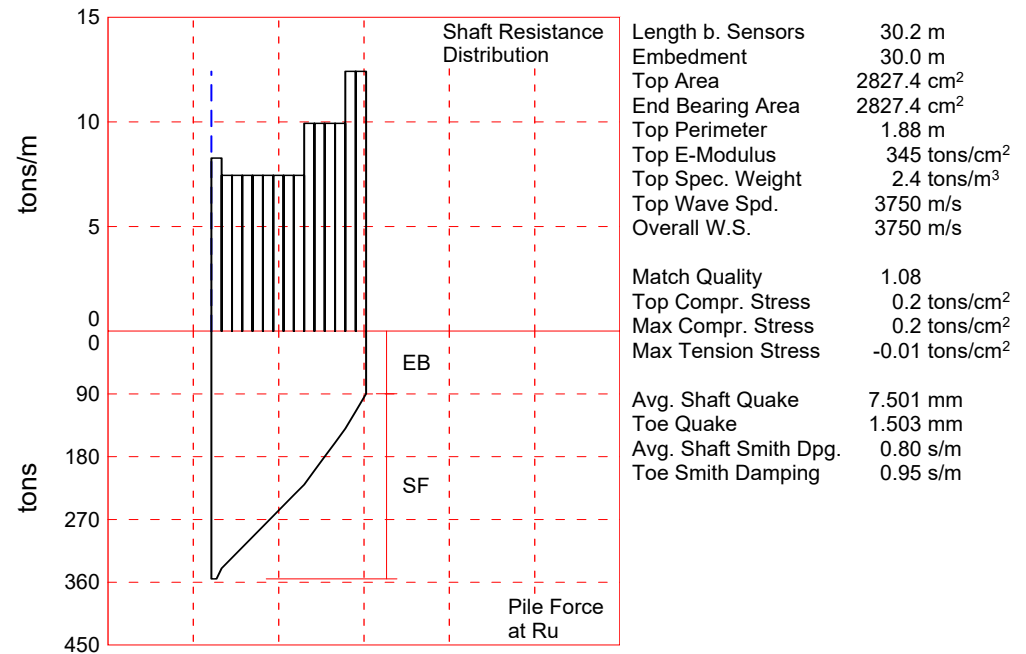
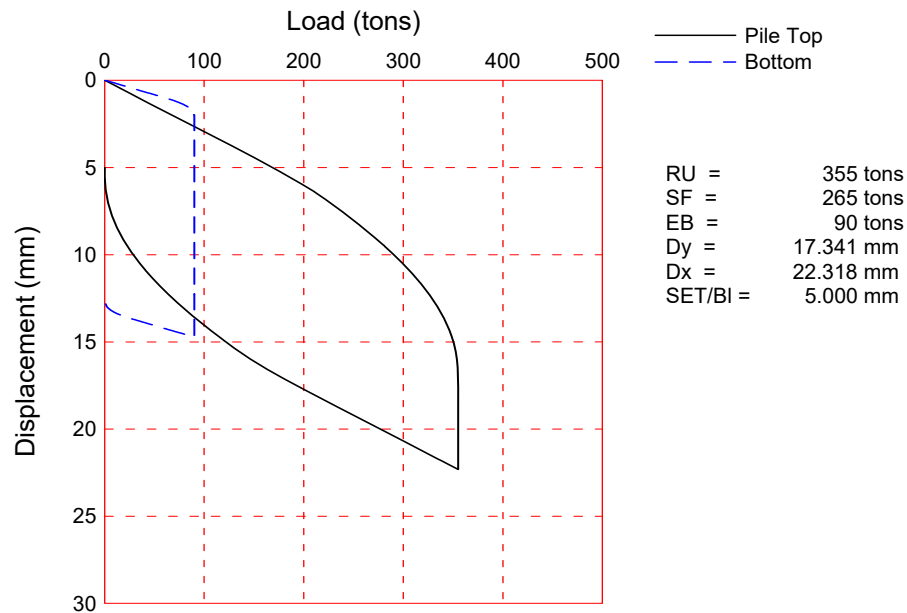
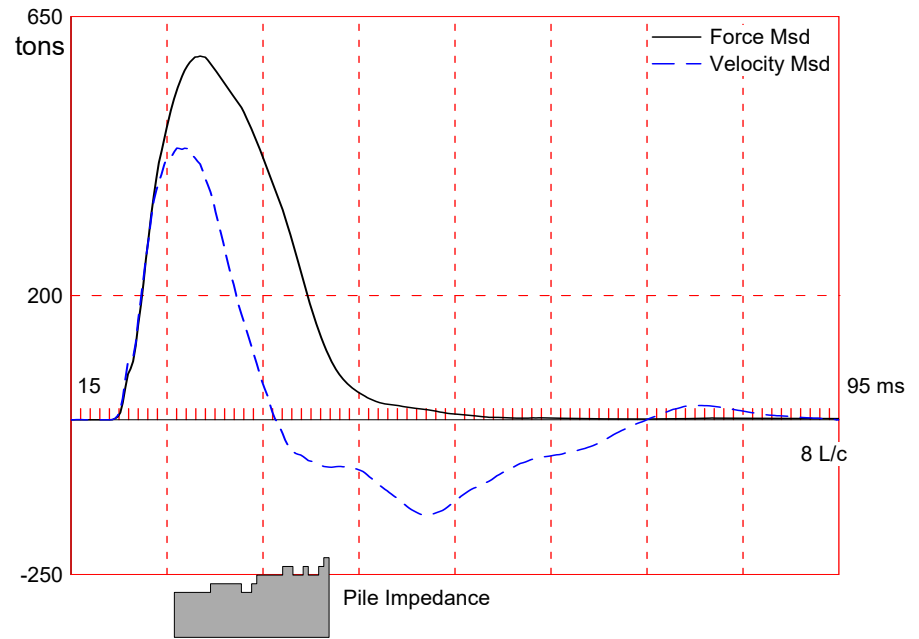
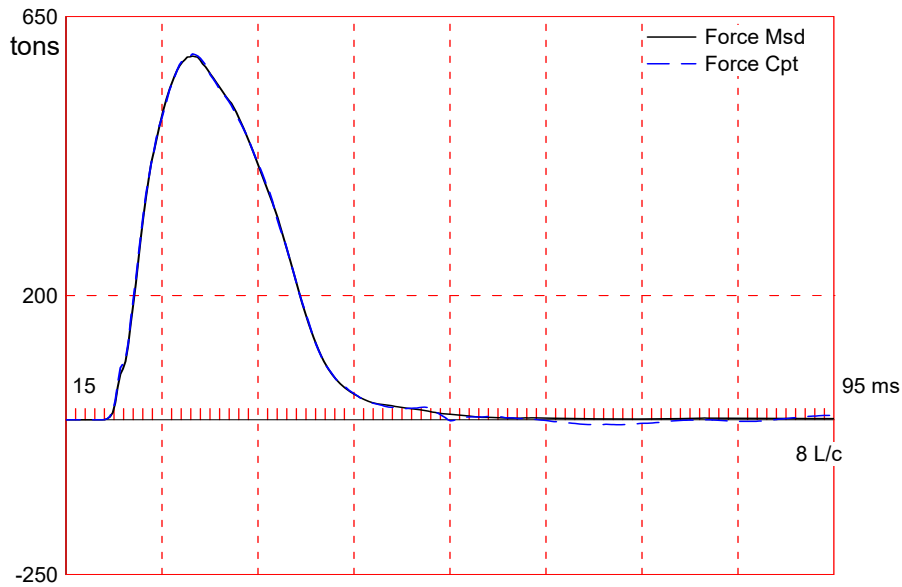


Printed:

Test started:

PROYECTO - PILA 3





CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 355.00; along Shaft 265.00; at Toe 90.00 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
				355.0			
1	2.0	1.8	15.00	340.0	15.00	8.27	4.39
2	4.0	3.8	15.00	325.0	30.00	7.45	3.95
3	6.0	5.8	15.00	310.0	45.00	7.45	3.95
4	8.1	7.9	15.00	295.0	60.00	7.45	3.95
5	10.1	9.9	15.00	280.0	75.00	7.45	3.95
6	12.1	11.9	15.00	265.0	90.00	7.45	3.95
7	14.1	13.9	15.00	250.0	105.00	7.45	3.95
8	16.1	15.9	15.00	235.0	120.00	7.45	3.95
9	18.1	17.9	15.00	220.0	135.00	7.45	3.95
10	20.1	19.9	20.00	200.0	155.00	9.93	5.27
11	22.1	21.9	20.00	180.0	175.00	9.93	5.27
12	24.2	24.0	20.00	160.0	195.00	9.93	5.27
13	26.2	26.0	20.00	140.0	215.00	9.93	5.27
14	28.2	28.0	25.00	115.0	240.00	12.42	6.59
15	30.2	30.0	25.00	90.0	265.00	12.42	6.59
Avg. Shaft			17.67			8.83	4.69
Toe			90.00				318.31

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.80	0.95
Quake (mm)	7.501	1.503
Case Damping Factor	0.81	0.33
Damping Type	Viscous	Viscous
Unloading Quake (% of loading quake)	100	32
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	66	
Soil Plug Weight (tons)		0.126

CAPWAP match quality = 1.08 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 5.000 mm; Blow Count = 200 b/m
 Computed: Final Set = 5.157 mm; Blow Count = 194 b/m
 Transducer F1 (A859) CAL: 93.6; RF: 1.00; F2 (G336) CAL: 92.5; RF: 1.00
 F3 (I835) CAL: 93.1; RF: 1.00; F4 (M077) CAL: 150.7; RF: 1.00
 A1 (12836) CAL: 950; RF: 1.00; A2 (8043) CAL: 1190; RF: 1.00
 A3 (K2481) CAL: 356; RF: 1.00; A4 (K2482) CAL: 368; RF: 1.00
 max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 28.7 ms, max= 1.013 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 2.0 m, T= 29.0 ms)
 max. Tens. Stress = -0.01 tons/cm² (Z= 30.2 m, T= 58.3 ms)
 max. Energy (EMX) = 7.70 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=16.095 mm

EXTREMA TABLE

Pile 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	598.9	-10.1	0.2	-0.00	7.70	1.6	15.626
2	2.0	606.7	-12.5	0.2	-0.00	7.64	1.6	15.259
4	4.0	591.1	-10.4	0.2	-0.00	7.16	1.5	14.653
6	6.0	585.1	-9.3	0.2	-0.00	6.77	1.5	14.296
8	8.1	577.0	-8.3	0.2	-0.00	6.42	1.4	14.078
10	10.1	569.0	-9.2	0.2	-0.00	6.10	1.3	13.918
12	12.1	558.7	-13.0	0.2	-0.00	5.78	1.3	13.780
14	14.1	546.0	-16.1	0.2	-0.01	5.48	1.2	13.641
16	16.1	529.3	-18.4	0.2	-0.01	5.19	1.1	13.513
18	18.1	507.6	-21.7	0.2	-0.01	4.91	1.1	13.408
19	19.1	481.1	-22.8	0.2	-0.01	4.64	1.1	13.354
20	20.1	476.5	-24.8	0.2	-0.01	4.64	1.2	13.294
21	21.1	443.9	-25.5	0.2	-0.01	4.29	1.2	13.240
22	22.1	438.9	-27.1	0.2	-0.01	4.29	1.2	13.185
23	23.2	401.3	-27.8	0.1	-0.01	3.93	1.2	13.135
24	24.2	389.1	-28.9	0.1	-0.01	3.93	1.2	13.067
25	25.2	351.3	-29.6	0.1	-0.01	3.58	1.3	13.003
26	26.2	342.9	-30.8	0.1	-0.01	3.58	1.3	12.940
27	27.2	304.5	-31.5	0.1	-0.01	3.23	1.3	12.871
28	28.2	292.2	-32.7	0.1	-0.01	3.23	1.3	12.791
29	29.2	247.5	-34.1	0.1	-0.01	2.80	1.3	12.728
30	30.2	245.2	-35.3	0.1	-0.01	2.39	1.3	12.663
Absolute	2.0			0.2			(T =	29.0 ms)
	30.2				-0.01		(T =	58.3 ms)

RTQ[GEOVQ; PILA 3

Test:

Blow: 2

CAPWAP(R) 2014-3

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

OP: AR

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	285	291	297	303	309	315	321	327	333	339
RX	576	532	491	451	412	377	350	332	331	331
RU	290	297	303	310	316	323	330	336	343	349

RAU = 285 (tons); RA2 = 285 (tons)

Current CAPWAP Ru = 355 (tons); Corresponding J(RP)= 0.00; J(RX) = 0.58

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
1.7	26.04	114	110	587	16.095	4.996	5.000	7.78	737	60

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
1	1.0	259.79	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
8	8.1	309.79	19.25	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
14	14.1	259.79	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
16	16.1	309.79	19.25	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
17	17.1	359.79	38.49	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
22	22.1	409.79	57.74	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
24	24.2	359.79	38.49	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
26	26.2	409.79	57.74	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
27	27.2	359.79	38.49	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
29	29.2	409.79	57.74	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0
30	30.2	459.79	76.99	0.00	0.000	-0.00	0.000	1.88	3750.0

Wave Speed: Pile Top 3750.0, Elastic 3750.0, Overall 3750.0 m/s

Pile Damping 2.00 %

Total volume: 10.785 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.263

Time (ms) 0.0 42.0 50.0

Time Incr 0.268 0.230 0.270

NOMBRE DEL CLIENTE

DIRECCIÓN DE LA EMPRESA

Re: Pruebas Dinámicas de Alta Deformación.

Localización del proyecto.

Proyecto – Nombre del proyecto.

Estimado **Nombre de a quien se dirige el informe:**

Este reporte presenta los resultados de las pruebas dinámicas, y análisis relacionados, ejecutados en **Número de elementos probados (se seleccionaron 2 pilotes de los 4 que originalmente contenía el presente informe)** pilotes en el proyecto mencionado anteriormente.

El objetivo de estas pruebas fue conseguir la carga última obtenida al final de la hinca, revisando los esfuerzos de compresión y tensión para que no sobrepasen los valores máximos calculados durante la misma, además se presenta la energía máxima transferida del martillo y la integridad de los pilotes. Estos objetivos se ejecutaron por medio del analizador de hincado de pilotes PDA modelo PAX. Análisis adicionales fueron obtenidos utilizando el programa CAPWAP™. Discusiones acerca de las pruebas en campo, equipos, teoría, procedimientos analíticos y limitaciones se presentan en el Apéndice A. Los resultados de las pruebas de carga y monitoreo de hinca se presentan en el Apéndice B.



DETALLES DE CAMPO

Instrumentación

Las medidas dinámicas de deformación y aceleración, fueron tomadas en un punto ubicado por lo menos a 1.5 diámetros por debajo de la cabeza de cada pilote. Dos deformímetros y dos acelerómetros piezo-resistivos son colocados en lados opuestos de los pilotes para registrar deformación y aceleración, y así obtener resultados axiales promedio. Las señales de deformación y de aceleración, fueron condicionadas y convertidas a fuerza y velocidad respectivamente, y almacenadas digitalmente por el PDA para su posterior proceso.

Los registros de fuerza y velocidad son vistos continuamente (cada golpe) en la pantalla del PDA para evaluar la calidad de los datos, así como también la integridad de los pilotes.

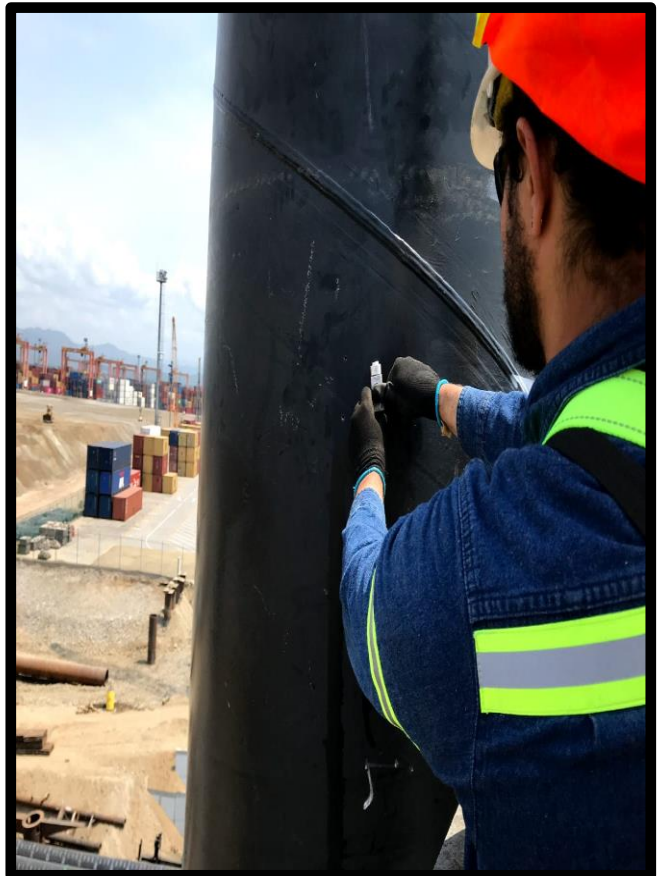


Secuencia de las Pruebas

Los pilotes monitoreados durante la hincada fueron reportados como: **PILOTE 1 Y PILOTE 2**. Se utilizó un martillo de hincada de diésel **APE D100-42** de simple acción.

Detalles de los Pilotes

Los pilotes probados son de sección circular abiertos de 42" de acero, un espesor de pared de $\frac{3}{4}$ ", y longitudes de penetración aproximada entre 23.5 y 32 metros para los golpes analizados. La resistencia del acero se consideró de 3515 kg/cm² o 345 MPa, estableciéndose como límite el 80% de esta, de acuerdo a lo especificado. Los pilotes cuentan con un recubrimiento protector contra la corrosión epoxi interzone 954. Los sensores fueron ajustados sobre los pilotes, a por lo menos 1.5 diámetros por debajo de sus respectivos topes.



Detalles del Sistema de Carga

Las pruebas de carga dinámica y monitoreo de hinca fueron realizadas utilizando un martillo de hinca de diésel *APE D100-42* de simple acción. De acuerdo a la literatura de los fabricantes, el modelo de martillo tiene un peso de ariete de 10 ton, y una energía máxima de 34.3 ton-m.

Detalles del Suelo

El lector es referido al informe de suelos para encontrar los detalles sobre la geotecnia encontrada en el lugar de empotramiento de los pilotes.

ANÁLISIS CAPWAP Y SUS RESULTADOS

CAPWAP es un análisis con un procedimiento rigurosamente numérico el cuál utiliza los datos de velocidad y fuerza medidos para llegar a resultados de parámetros de resistencia del suelo y su distribución. Este proceso determina, a través de iteraciones, la mejor coincidencia entre las incógnitas del modelo de suelo.

Utilizando los datos de fuerza y velocidad dinámica del pilote, el CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) permite:

- El cálculo de las fuerzas de resistencia del suelo y su distribución (resistencia e impedancia).
- Separa la resistencia por fricción y la resistencia por punta del sistema.
- Simula la curva esfuerzo deformación al igual que una prueba estática de carga rápida.
- Calcula los esfuerzos a lo largo de todo el pilote.

Los resultados del CAPWAP (en tablas y graficas) se presentan en el Apéndice B, incluyendo la separación entre la fricción a lo largo y en la punta de la pila, así como también la obtención de los parámetros dinámicos del suelo.

DISCUSION DE RESULTADOS

Discusión sobre el Martillo y Sistema de Hinca

La energía transferida (EMX) durante la hinca del **PILOTE 1** tuvo un valor máximo de 14 ton-m; sin embargo, la energía transferida promedio estimada para la hinca fue de 11.1 ton-m.

La energía transferida (EMX) durante la hinca del **PILOTE 2** tuvo un valor máximo de 13.7 ton-m; sin embargo, la energía transferida promedio estimada para la hinca fue de 10.6 ton-m.

Un conjunto de graficas indicando el comportamiento de la energía durante la hinca puede ser encontrado en el Apéndice B, así como información acerca de la energía para los golpes analizados en la Tabla 1.

Esfuerzos e Integridad del Pilote

Para el **PILOTE 1** los esfuerzos a compresión (CSX) alcanzaron valores máximos cercanos a 229 MPa en el tope durante la hinca. Los esfuerzos a tensión (TSX) alcanzaron valores máximos cercanos a 97 MPa.

Para el **PILOTE 2** los esfuerzos a compresión (CSX) alcanzaron valores máximos cercanos a 211 MPa en el tope durante la hinca. Los esfuerzos a tensión (TSX) alcanzaron valores máximos cercanos a 89 MPa.

No se evidenciaron características de daños estructurales en los pilotes al momento de hacer la prueba dinámica de monitoreo de hinca, por debajo de los sensores.

Un conjunto de gráficas indicando el comportamiento de los esfuerzos de compresión y de tensión a lo largo de los golpes, a partir del momento en que fueron instrumentados los pilotes, es encontrado en el Apéndice B.

Capacidad Portante

Una vez obtenidas las señales en campo por el PDA-W, las mismas se analizan en el programa CAPWAP™. Dicho análisis indica la resistencia estática total del suelo (R_u), y la divide en la carga de fricción a lo largo del pilote (R_s) y la carga en la punta del pilote (R_b). La resistencia activada durante las pruebas de carga fue de:

NOMENCLATURA DEL ELEMENTO	RESISTENCIA ACTIVADA (ton)
PILOTE 1	366
PILOTE 2	335

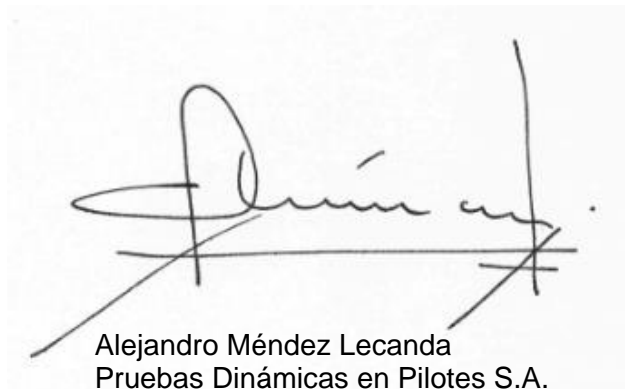
Las cargas se reportan de esta manera como **cargas últimas** al final de la hincada, para todos los pilotes en referencia.

Apreciamos la oportunidad de serles de asistencia en este proyecto. Cualquier tipo de pregunta con respecto a este reporte por favor contacte a nuestra oficina.

Atentamente,



Gabriel Méndez
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Responsable de la Actividad



Alejandro Méndez Lecanda
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Director General

Tabla 1: Resumen de Resultados del Método CASE

Martillo: APE D100-42

Pilote No.	Fecha de Prueba	Tipo ¹ de Prueba	Profundidad de Penetración ² (m)	Cuento de golpes golpes/m	Energía Transferida (ton-m)	Compresión máxima ³		Tensión máxima		Método CASE RX9/RX8 (ton)	Capacidad Mobilizada CAPWAP (ton)
						Fuerza (ton)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (MPa)			
PILOTE 1		EOD	32	133	11.4	1334	200	20		365	366
PILOTE 2		EOD	32	118	11.2	1232	190	31		333	335

Notas:

- 1 - BOR: Principio de rehincia; EOD: Final de hincia inicial; EOR: Final de rehincia
- 2 - Profundidad de penetración existente al momento de ocurrencia del golpe analizado
- 3 - Esfuerzo de promedio axial uniforme
- 4 - Factores de Amortiguamiento del Método CASE (μ_c) entre 0.8 y 0.9 fueron utilizados

Tabla 2: Resumen de Resultados CAPWAP

Pilote No.	Fecha de Prueba	Tipo de Prueba	Profundidad de Penetración (m)	Capacidad Mobilizada			Amortiguamiento		Rampa	
				Total (ton)	Fuste (ton)	Punta (ton)	Fuste (sec/m)	Punta (sec/m)	Fuste (mm)	Punta (mm)
PILOTE 1		EOD	32	366	271	95	0.7	0.6	5.3	10.1
PILOTE 2		EOD	32	335	243	92	0.9	1.1	1.0	9.1

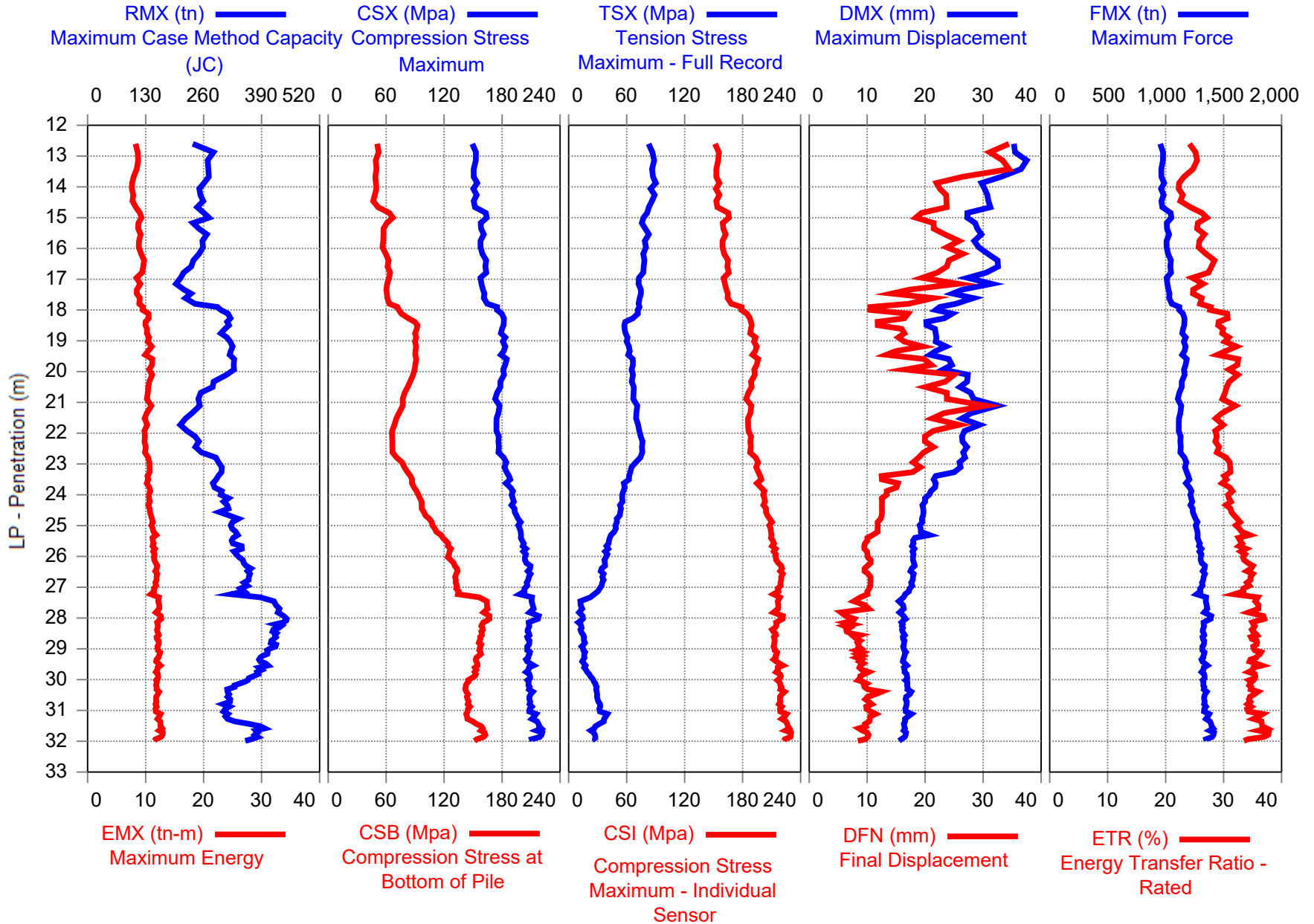
APENDICE B
RESULTADOS CAPWAP

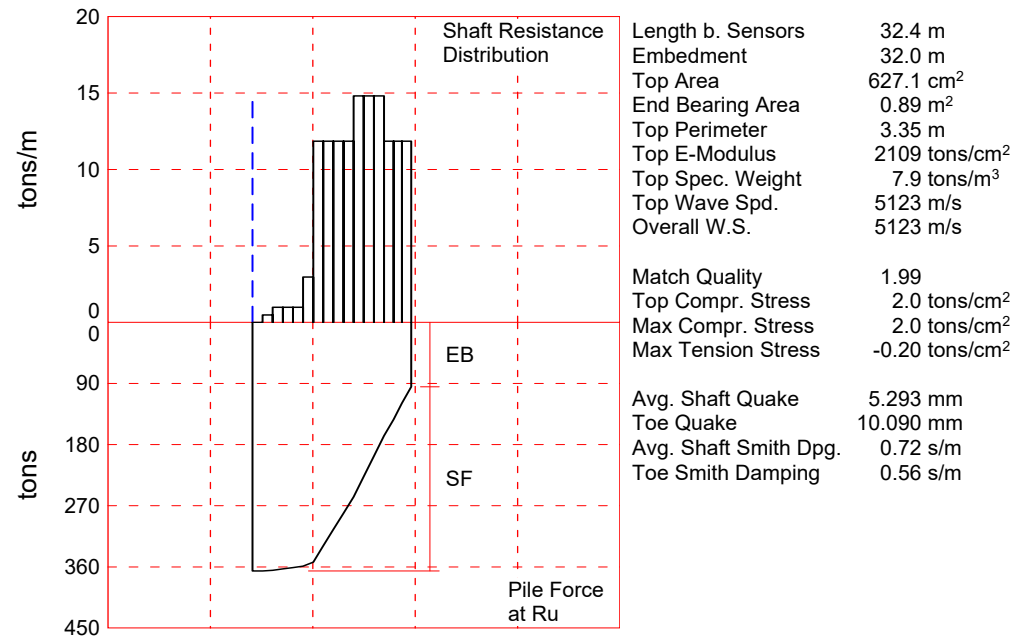
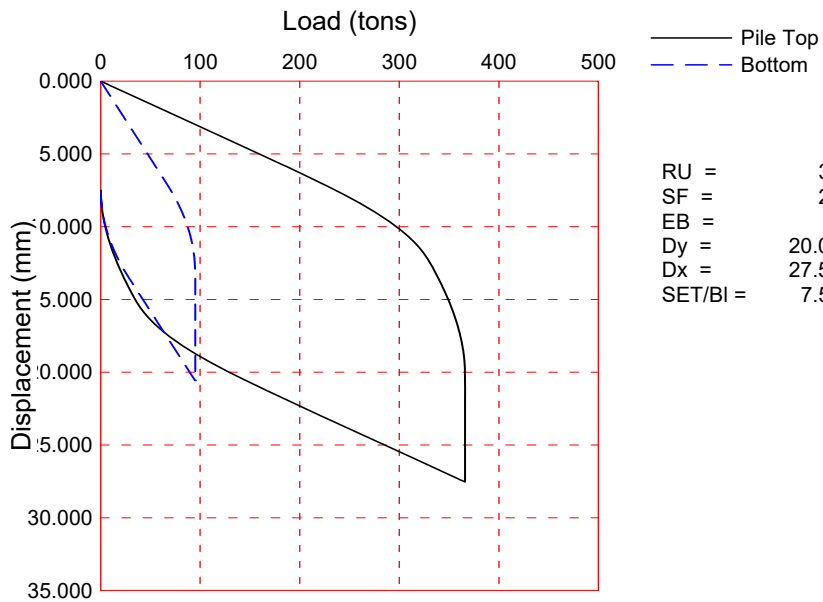
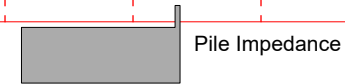
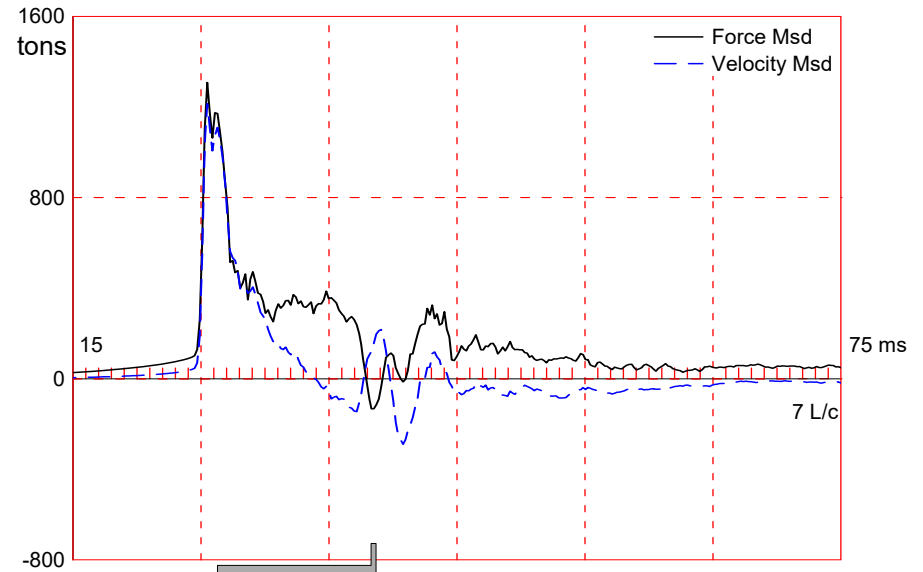
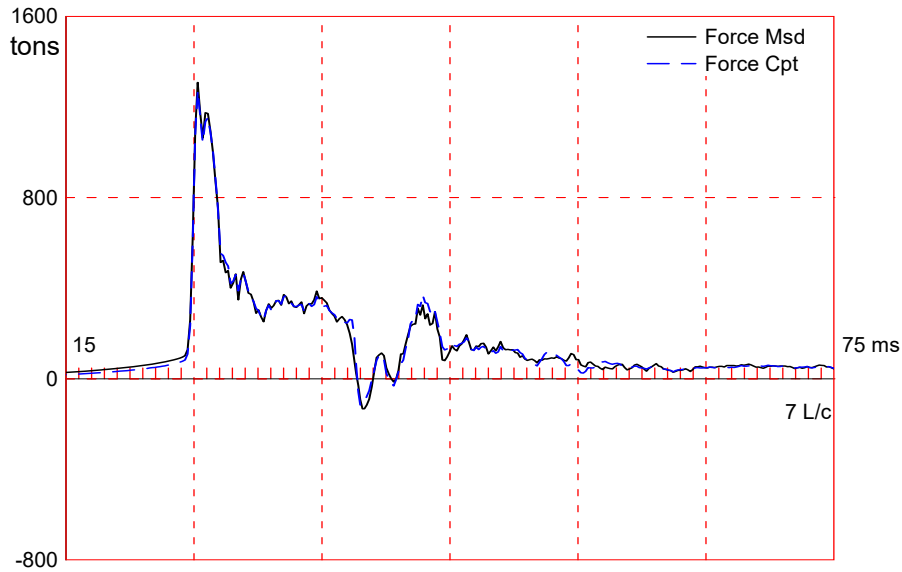


Printed:

Test started:

PILOTE 1





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 restrrike 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.

Analysis:

PROYECTO; Pile: PILOTE 1

TUBULAR 42'' DRIVE CONTINUE; Blow: 1323
 Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

Test:
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: GM

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 366.00; along Shaft 271.00; at Toe 95.00 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
				366.0				
1	2.0	1.6	0.00	366.0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.0	3.7	1.00	365.0	1.00	0.49	0.15	0.70
3	6.1	5.7	2.00	363.0	3.00	0.99	0.29	0.70
4	8.1	7.7	2.00	361.0	5.00	0.99	0.29	0.70
5	10.1	9.7	2.00	359.0	7.00	0.99	0.29	0.70
6	12.1	11.7	6.00	353.0	13.00	2.96	0.88	0.70
7	14.2	13.8	24.00	329.0	37.00	11.85	3.54	0.70
8	16.2	15.8	24.00	305.0	61.00	11.85	3.54	0.70
9	18.2	17.8	24.00	281.0	85.00	11.85	3.54	0.70
10	20.2	19.8	24.00	257.0	109.00	11.85	3.54	0.70
11	22.3	21.9	30.00	227.0	139.00	14.81	4.42	0.87
12	24.3	23.9	30.00	197.0	169.00	14.81	4.42	0.70
13	26.3	25.9	30.00	167.0	199.00	14.81	4.42	0.70
14	28.4	28.0	24.00	143.0	223.00	11.85	3.54	0.70
15	30.4	30.0	24.00	119.0	247.00	11.85	3.54	0.70
16	32.4	32.0	24.00	95.0	271.00	11.85	3.54	0.70
Avg. Shaft			16.94			8.47	2.53	0.72
Toe			95.00				106.28	0.56

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Quake (mm)	5.293	10.090
Case Damping Factor	0.76	0.21
Damping Type	Viscous	Viscous
Unloading Quake (% of loading quake)	30	140
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	0	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		4.494

CAPWAP match quality = 1.99 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 7.500 mm; Blow Count = 133 b/m
 Computed: Final Set = 8.154 mm; Blow Count = 123 b/m
 Transducer F1 (P774) CAL: 144.1; RF: 1.00; F2 (M134) CAL: 146.5; RF: 1.00
 A1 (K2481) CAL: 356; RF: 1.00; A2 (K2482) CAL: 368; RF: 1.00
 max. Top Comp. Stress = 2.0 tons/cm² (T= 25.7 ms, max= 1.000 x Top)
 max. Comp. Stress = 2.0 tons/cm² (Z= 1.0 m, T= 25.7 ms)
 max. Tens. Stress = -0.20 tons/cm² (Z= 1.0 m, T= 38.5 ms)
 max. Energy (EMX) = 11.33 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=15.244 mm

PROYECTO; Pile: PILOTE 1

TUBULAR 42'' DRIVE CONTINUE; Blow: 1323
 Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

Test:
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: GM

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	1272.1	-124.2	2.0	-0.20	11.33	4.8	15.804
2	2.0	1270.9	-105.6	2.0	-0.17	11.28	4.8	15.537
4	4.0	1270.2	-70.6	2.0	-0.11	11.17	4.8	15.280
6	6.1	1267.3	-49.8	2.0	-0.08	11.02	4.8	15.195
8	8.1	1260.6	-17.6	2.0	-0.03	10.82	4.7	15.077
10	10.1	1254.4	-32.4	2.0	-0.05	10.68	4.7	14.904
12	12.1	1255.3	-29.2	2.0	-0.05	10.57	4.6	14.658
14	14.2	1268.9	-42.7	2.0	-0.07	10.31	4.5	14.331
16	16.2	1218.6	-54.2	1.9	-0.09	9.46	4.3	14.010
18	18.2	1170.0	-47.1	1.9	-0.08	8.64	4.1	13.703
20	20.2	1123.2	-35.2	1.8	-0.06	7.87	4.0	13.386
22	22.3	1093.5	-45.5	1.7	-0.07	7.14	3.8	13.100
23	23.3	997.4	-72.0	1.6	-0.11	6.16	3.7	12.978
24	24.3	1020.3	-35.0	1.6	-0.06	6.15	3.6	12.845
25	25.3	945.7	-39.5	1.5	-0.06	5.31	3.5	12.730
26	26.3	967.0	-51.6	1.5	-0.08	5.30	3.4	12.600
27	27.3	892.5	-91.3	1.4	-0.15	4.46	3.4	12.479
28	28.4	908.0	-70.7	1.4	-0.11	4.45	3.3	12.353
29	29.4	852.5	-65.7	1.4	-0.10	3.77	4.1	12.248
30	30.4	901.4	-49.8	1.4	-0.08	3.76	4.5	12.143
31	31.4	741.7	-18.2	1.2	-0.03	3.02	4.4	12.062
32	32.4	339.2	0.0	0.4	0.00	2.28	4.6	12.001
Absolute	1.0			2.0			(T =	25.7 ms)
	1.0				-0.20		(T =	38.5 ms)

PROYECTO; Pile: PILOTE 1

TUBULAR 42'' DRIVE CONTINUE; Blow: 1323
 Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

Test:
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: GM

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1183	1045	907	769	631	493	355	216	78	0
RX	1183	1045	907	769	631	493	413	385	365	345
RU	1170	1031	891	752	613	473	334	194	55	0

RAU = 204 (tons); RA2 = 351 (tons)

Current CAPWAP Ru = 366 (tons); Corresponding J(RP)= 0.59; J(RX) = 0.80

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
4.8	26.49	1230	1334	1334	15.244	7.479	7.500	11.41	1003	17

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm ²	tons/cm ²	tons/m ³	m
0.0	627.1	2109.2	7.881	3.35
32.0	627.1	2109.2	7.881	3.35
32.0	1254.1	2109.2	7.881	3.35
32.4	1254.1	2109.2	7.881	3.35

Toe Area 0.89 m²

Segmnt Number	Dist. B.G.	Impedance	Imped. Change	Tension Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Compression Eff.	Perim.	Wave Speed
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	m/s
1	1.0	258.16	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.35	5122.5
32	32.4	360.15	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.35	5122.5

Wave Speed: Pile Top 5123.0, Elastic 5123.0, Overall 5122.5 m/s

Pile Damping 1.00 %

Total volume: 2.057 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

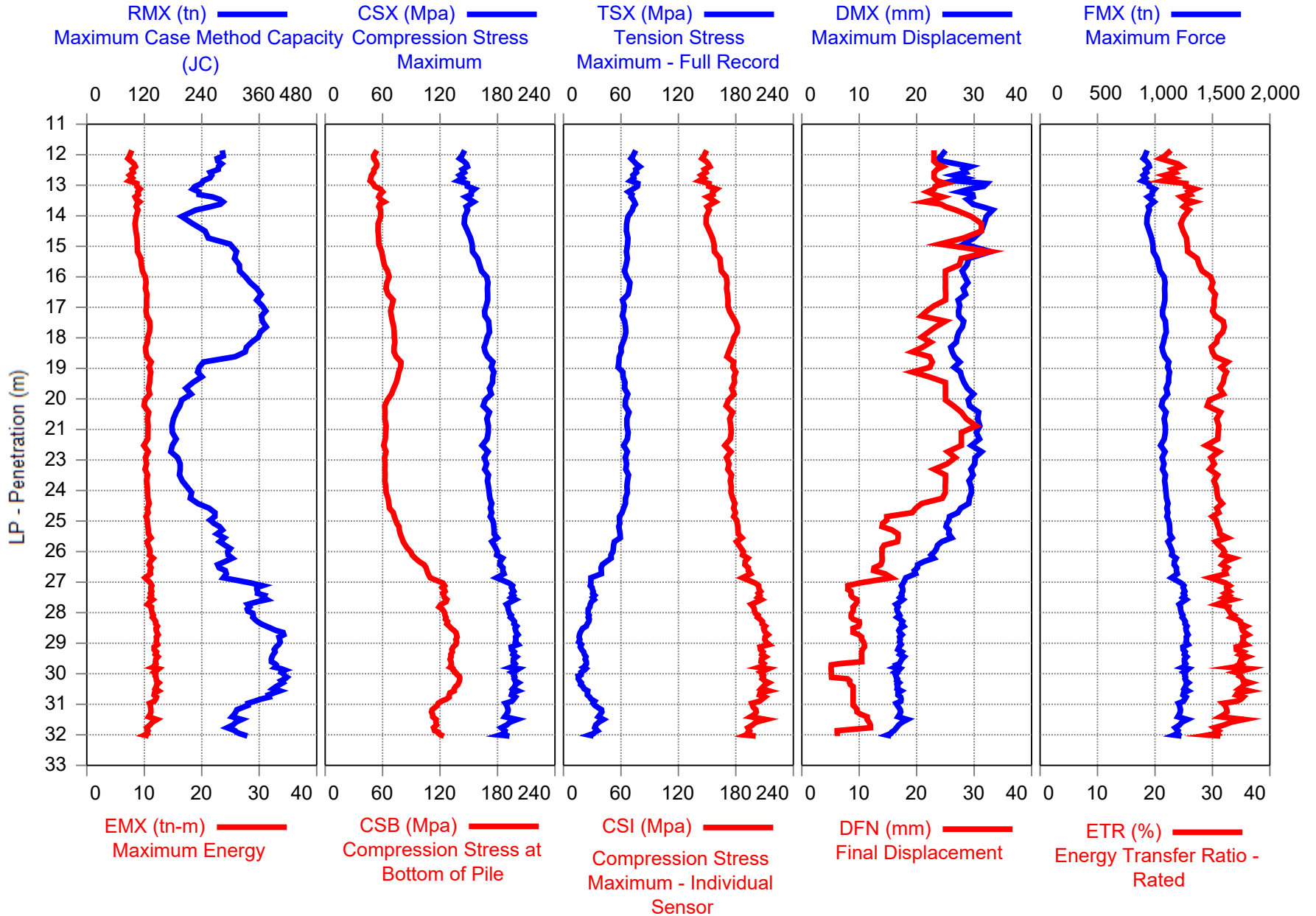
Time (ms)	0.0	37.0	38.0
Time Incr	0.198	0.160	0.190

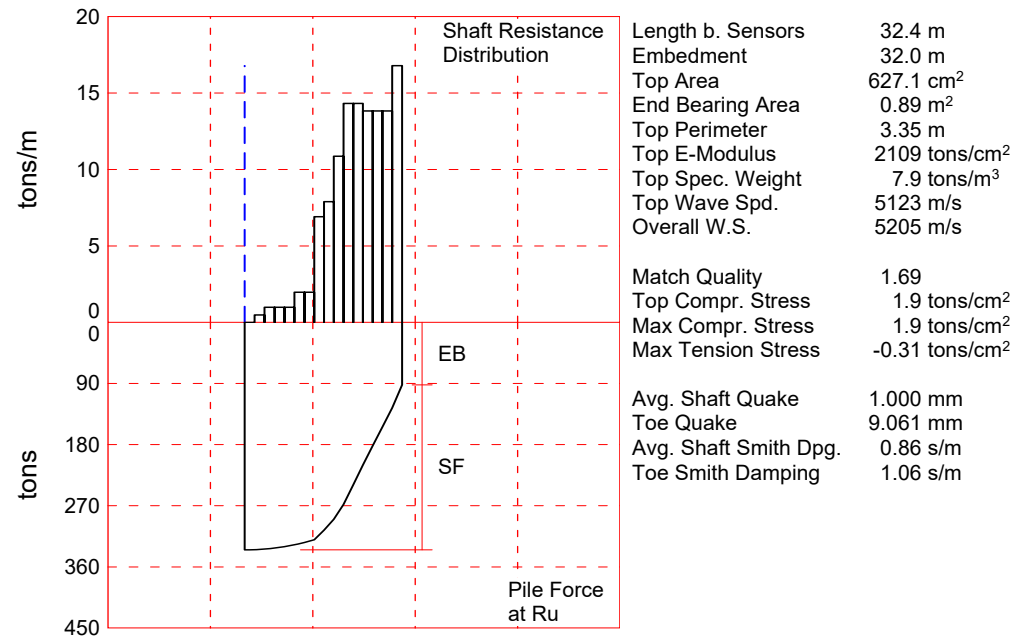
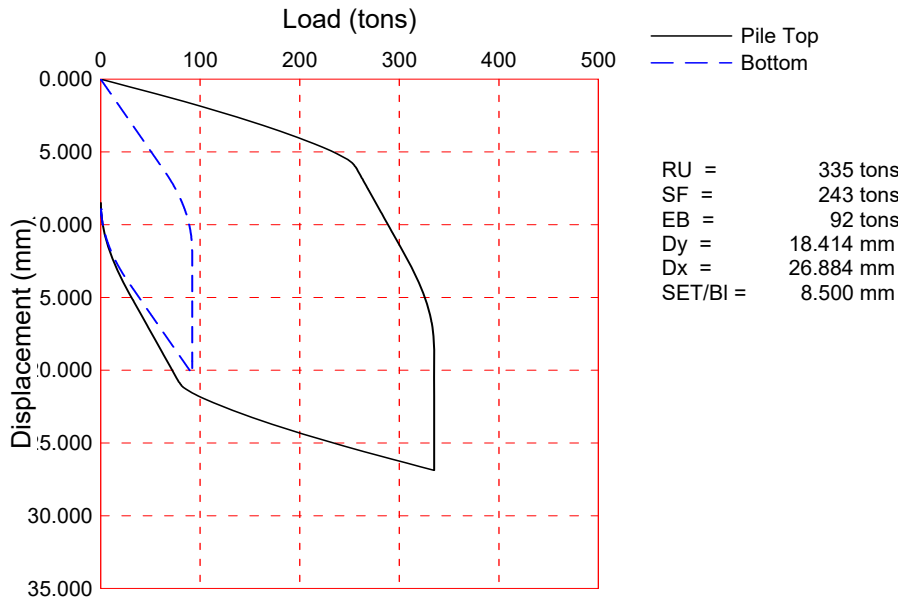
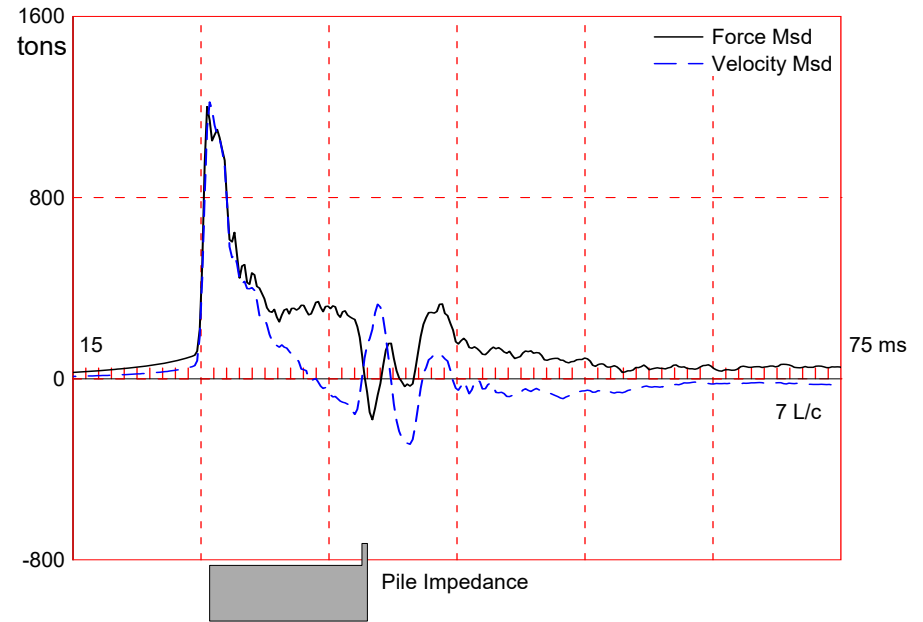
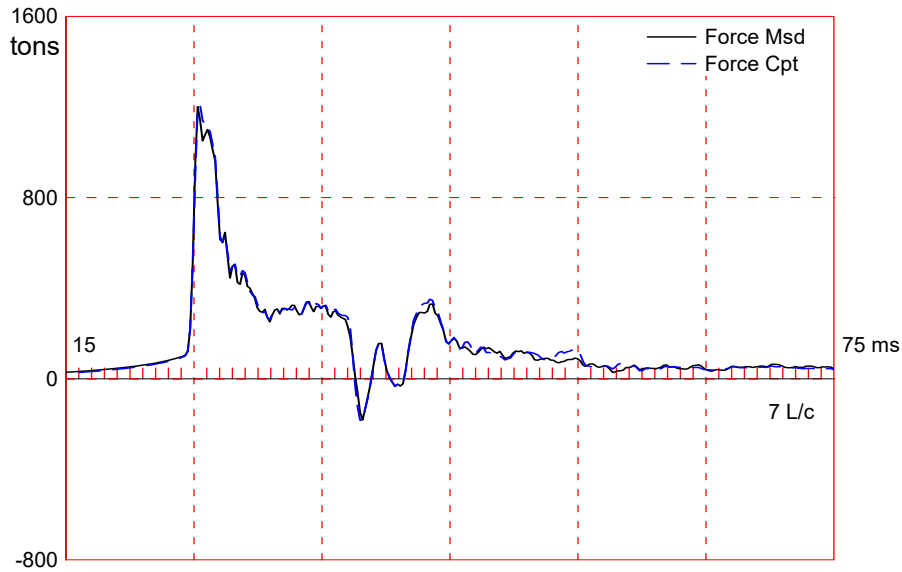


Printed:

Test started:

PILOTE 2





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.

Analysis:

PROYECTO; Pile: PILOTE 2
 DRIVE CONTINUE PSLT; Blow: 1393
 Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

Test:
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: GM

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 335.00; along Shaft 243.00; at Toe 92.00 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
				335.0				
1	2.0	1.6	0.00	335.0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.0	3.7	1.00	334.0	1.00	0.49	0.15	0.86
3	6.1	5.7	2.00	332.0	3.00	0.99	0.29	0.86
4	8.1	7.7	2.00	330.0	5.00	0.99	0.29	0.86
5	10.1	9.7	2.00	328.0	7.00	0.99	0.29	0.86
6	12.1	11.7	4.00	324.0	11.00	1.98	0.59	0.86
7	14.2	13.8	4.00	320.0	15.00	1.98	0.59	0.86
8	16.2	15.8	14.00	306.0	29.00	6.91	2.06	0.86
9	18.2	17.8	16.00	290.0	45.00	7.90	2.36	0.86
10	20.2	19.8	22.00	268.0	67.00	10.86	3.24	0.86
11	22.3	21.9	29.00	239.0	96.00	14.32	4.27	0.86
12	24.3	23.9	29.00	210.0	125.00	14.32	4.27	0.86
13	26.3	25.9	28.00	182.0	153.00	13.83	4.13	0.86
14	28.4	28.0	28.00	154.0	181.00	13.83	4.13	0.86
15	30.4	30.0	28.00	126.0	209.00	13.83	4.13	0.86
16	32.4	32.0	34.00	92.0	243.00	16.79	5.01	0.86
Avg. Shaft			15.19			7.59	2.27	0.86
Toe			92.00				102.93	1.06

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Quake (mm)	1.000	9.061
Case Damping Factor	0.81	0.38
Damping Type	Viscous	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	30	154
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	0	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		5.193
Soil Plug Weight (tons)		0.007

CAPWAP match quality = 1.69 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 8.500 mm; Blow Count = 118 b/m
 Computed: Final Set = 8.640 mm; Blow Count = 116 b/m
 Transducer F1 (B721) CAL: 105.5; RF: 1.00; F2 (I835) CAL: 93.1; RF: 1.00
 F3 (P774) CAL: 144.1; RF: 1.00; F4 (M134) CAL: 146.5; RF: 1.00
 A1 (27021) CAL: 1120; RF: 1.00; A2 (27020) CAL: 1140; RF: 1.00
 A3 (K2481) CAL: 356; RF: 1.00; A4 (K2482) CAL: 368; RF: 1.00

PROYECTO; Pile: PILOTE 2

DRIVE CONTINUE PSLT; Blow: 1393

Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

Test:

CAPWAP(R) 2014-3

OP: GM

max. Top Comp. Stress = 1.9 tons/cm² (T= 25.9 ms, max= 1.005 x Top)
 max. Comp. Stress = 1.9 tons/cm² (Z= 6.1 m, T= 26.8 ms)
 max. Tens. Stress = -0.31 tons/cm² (Z= 1.0 m, T= 38.4 ms)
 max. Energy (EMX) = 11.18 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=16.284 mm

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	1206.0	-194.6	1.9	-0.31	11.18	4.5	16.096
2	2.0	1207.1	-164.2	1.9	-0.26	11.13	4.5	15.899
4	4.0	1211.0	-161.8	1.9	-0.26	11.03	4.5	15.518
6	6.1	1211.9	-125.9	1.9	-0.20	10.87	4.4	15.323
8	8.1	1208.1	-114.4	1.9	-0.18	10.66	4.4	15.121
10	10.1	1205.0	-79.5	1.9	-0.13	10.46	4.4	14.846
12	12.1	1205.5	-70.0	1.9	-0.11	10.34	4.3	14.538
14	14.2	1198.6	-82.2	1.9	-0.13	10.12	4.3	14.173
16	16.2	1208.5	-79.2	1.9	-0.13	9.91	4.1	13.786
18	18.2	1177.2	-75.5	1.9	-0.12	9.28	4.0	13.422
20	20.2	1148.5	-95.3	1.8	-0.15	8.61	3.8	13.060
22	22.3	1106.1	-88.3	1.8	-0.14	7.74	3.6	12.700
23	23.3	1014.0	-103.1	1.6	-0.16	6.67	3.5	12.529
24	24.3	1036.9	-71.0	1.7	-0.11	6.64	3.4	12.365
25	25.3	947.1	-82.0	1.5	-0.13	5.58	3.3	12.213
26	26.3	968.7	-80.4	1.5	-0.13	5.55	3.2	12.053
27	27.3	885.3	-123.7	1.4	-0.20	4.55	3.2	11.904
28	28.4	912.2	-106.1	1.5	-0.17	4.54	3.5	11.759
29	29.4	841.7	-108.9	1.3	-0.17	3.52	4.3	11.639
30	30.4	866.2	-44.6	1.4	-0.07	3.50	4.6	11.518
31	31.4	614.1	-11.0	1.0	-0.02	2.37	4.8	11.421
32	32.4	342.3	-6.9	0.4	-0.01	0.97	4.8	11.369
Absolute	6.1			1.9			(T =	26.8 ms)
	1.0				-0.31		(T =	38.4 ms)

PROYECTO; Pile: PILOTE 2
 DRIVE CONTINUE PSLT; Blow: 1393
 Pruebas Dinamicas en Pilotes S.A.

Test:
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: GM

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	292	301	309	317	326	334	342	351	359	367
RX	1063	929	795	661	527	454	405	361	327	292
RU	1141	1015	889	763	637	511	385	259	132	6

RAU = 196 (tons); RA2 = 328 (tons)

Current CAPWAP Ru = 335 (tons); Corresponding J(RP)= 0.00; J(RX) = 0.78

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
4.8	25.87	84	125	1232	16.284	8.504	8.500	11.25	908	24

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm ²	tons/cm ²	tons/m ³	m
0.0	627.0	2109.2	7.881	3.35
32.0	627.0	2109.2	7.881	3.35
32.0	1254.1	2109.2	7.881	3.35
32.4	1254.1	2109.2	7.881	3.35

Toe Area 0.89 m²

Segmnt	Dist.	Impedance	Imped.	Tension	Compression	Perim.	Wave
Number	B.G.	tons/m/s	Change	Slack	Slack	m	Speed
	m		%	mm	mm		m/s
1	1.0	258.16	0.00	0.00	0.000	3.35	5204.8
32	32.4	360.15	0.00	0.00	0.000	3.35	5204.8

Wave Speed: Pile Top 5123.0, Elastic 5123.0, Overall 5204.8 m/s

Pile Damping 1.00 %

Total volume: 2.057 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

Time (ms)	0.0	31.0	37.7
Time Incr	0.195	0.190	0.210

FECHA

NOMBRE DEL CLIENTE

DIRECCIÓN DE LA EMPRESA

Re: Ensayos de Baja Deformación PIT

Proyecto: **NOMBRE DEL PROYECTO Y ÁREAS REVISADAS**

Estimado **Mención de a quien se dirige el informe**

Este informe presenta los resultados y resume nuestros diagnósticos de los ensayos de integridad de baja deformación en **Mención del número de pilas revisadas (En este caso, se seleccionaron los primeros 10 elementos del informe original)** pilas en el proyecto en referencia. Detalles de nuestro método de baja deformación y pruebas PIT se presentan en el Apéndice A. Los resultados de las pruebas se presentan en el Apéndice B. Croquis de localización pueden ser encontrados en el Apéndice C para cada uno de los edificios abarcados. Finalmente, se muestra un informe fotográfico de la visita en el Apéndice D. El objetivo de las pruebas fue determinar la integridad de las pilas y corroborar sus longitudes.

DETALLES DE LAS PRUEBAS

Detalles de las Pilas

La longitud nominal de las pilas es de entre aproximadamente 12.8 y 14.8 m, de acuerdo con lo reportado; las pilas probadas fueron designadas de acuerdo con lo siguiente:

NOMENCLATURA DE PILA	
PILA 1	PILA 6
PILA 2	PILA 7
PILA 3	PILA 8
PILA 4	PILA 9
PILA 5	PILA 10

Las pilas probadas tienen un diámetro nominal de 0.6 a 0.8 m. Más detalles de las pilas pueden ser encontrados en los registros de instalación e inspección, y en la Tabla 1 más abajo. De acuerdo con lo reportado las pilas fueron construidas por lo menos con un mes de anticipación a los ensayos.

Instrumentación y Procedimiento

Los registros fueron transferidos del “PIT Collector” a una computadora. Tras conferir y, cuando necesario, ajustar los parámetros usados en campo para la amplificación, filtros, etc., fue obtenida y graficada la curva promedio de velocidad para cada serie de golpes. Estas curvas fueron evaluadas en cuanto a la presencia de reflexiones de la punta de la pila, y en cuanto a la presencia de reflexiones causadas por variaciones de impedancia encima de la punta. Las señales fueron procesadas usando las longitudes reportadas, y la velocidad de la onda fue ajustada de manera que esta reflexión de punta corresponda al tiempo de tránsito total de la onda ($2L/c$). En el presente caso, velocidades de onda entre 3500 y 4400 m/s fueron asumidas. Estos son valores razonables para concreto de buena calidad con la presente edad. El ensayo de integridad es basado en la teoría de la propagación y reflexión de la onda. La onda de tensión generada por el impacto del martillo en una barra “unidimensional” sufre una reflexión si la onda encuentra un cambio de impedancia o un fuerte efecto del suelo. La impedancia, EA/c , de un pilote se define como el producto del módulo de elasticidad del material, E , y del área de sección transversal, dividido por la velocidad de la onda, c . La impedancia, por lo tanto, es función tanto de la dimensión transversal como de la calidad del material.

Una pila estructuralmente sana es indicada por la existencia de una clara reflexión de la punta y solo variaciones pequeñas de la amplitud de los registros, causadas por reflexiones provenientes de cambios de impedancia o resistencia del suelo, ocurriendo entre los instantes del impacto y de la reflexión de punta. Una pila sana también es indicada por reflexiones negativas de la velocidad, las que son a menudo causadas por ensanchamientos en regiones de suelo más blando o debido a oscilaciones de la barrena.

Una reducción de impedancia debida a una disminución del área de sección transversal o de la calidad del concreto es indicada por una reflexión positiva antes de la punta. Esto puede indicar una reducción del área de sección tal como un vacío, inclusión de suelo, estrechamiento o fisura, pero también puede indicar una reducción del módulo de elasticidad que puede ser debido a una mala calidad del cemento, o suelo o agua mezclada en la instalación. En general, con base solamente en las señales del PIT no es posible determinar si una reducción de impedancia es debida a cambios en las dimensiones o en la calidad del material. Solo es posible decir que ocurrió una reflexión causada por una reducción de la impedancia. La teoría del método de baja deformación se presenta en el Apéndice A.

Interpretación de los Resultados PIT

Los resultados de la verificación de la integridad de las pilas se determinaron en gabinete tras transferir las señales de velocidad a una computadora, seleccionando registros consistentes y promediándolos. Las gráficas resultantes fueron inspeccionadas y hechas la base de nuestra interpretación. Los registros promedio seleccionados se muestran en el Apéndice B.

PDPSA clasifica e interpreta los resultados de acuerdo con lo a continuación estipulado:

- AA** **Se indica buena integridad de la pila;** Se puede identificar claramente la reflexión por punta correspondiente a la longitud y la velocidad de onda en un rango aceptable; registros en esta categoría pueden indicar variaciones normalmente aceptables en tamaño o calidad del material.

- AB** **No se indican mayores defectos;** los registros no indican reflexiones por parte de reducciones significativas de tamaño o de calidad del material, sin embargo, no hay una clara respuesta por parte de la punta. Registros en esta categoría no dan indicativos de deficiencias significativas; sin embargo, tampoco muestran una evidencia positiva de que la pila esté libre de fallas a lo largo de su longitud.
- ABx** **No se indican mayores defectos a una profundidad de x ft (m);** a causa de limitaciones del método, la interpretación de los datos para la totalidad de la longitud no es posible. Por ejemplo, pilotes/pilas muy largas y aquellas cimentaciones que presenten una resistencia alta por parte del suelo y/o bulbos de gran tamaño caen en esta categoría.
- PFx** **Se indica presencia de una probable falla a una profundidad aproximada de x ft (m);** se muestra una aparente reflexión por parte de la punta, así como, al menos una reflexión correspondiente a una reducción no planeada de tamaño o calidad del material. Análisis cuantitativo adicional puede ayudar a identificar la severidad de la aparente falla.
- PDx** **Se indica presencia de un probable defecto a una profundidad aproximada de x ft (m);** los registros muestran una fuerte reflexión correspondiente a una gran reducción de tamaño o calidad del material; no se muestra una clara reflexión por parte de la punta.
- IVx** **Registro inconcluso por debajo de una profundidad de x ft (m) a causa de vibraciones engañosas;** los registros son inconclusos a causa de vibraciones generadas por maquinaria de construcción o extensión de refuerzo pesado por arriba del concreto de la cabeza de la pila; re probar es aconsejable bajo ciertas circunstancias.
- IR** **Registro inconcluso;** los registros son inconclusos, posibles razones para esto son:
- La calidad de la cabeza del pilote/pila es pobre o de concreto de baja Resistencia (pruebas que se hayan realizado demasiado pronto); re probar después de esperar y/o limpiar la superficie del tope de la cabeza de la pila es aconsejable, cambios de impedancia planeados o juntas generan señales las cuales evitan la identificación de señales por parte de la punta.

Basados en los registros de baja deformación mostrados en el Apéndice B, las pilas fueron clasificadas según lo siguiente:

Tabla 1: Detalles y Resultados de las Pruebas

Nomenclatura de la Pila	Tope de Pila Accesible	Longitud Reportada (m)	Velocidad de Onda Usada (m/s)	Clasificación Propuesta
PILA 1	SI	12.8	3700	AA
PILA 2	SI	12.8	3500	AA
PILA 3	SI	13	4000	AA
PILA 4	SI	13.3	3900	AA
PILA 5	SI	14	4350	AA
PILA 6	SI	13	3800	AA
PILA 7	SI	13	3800	AA
PILA 8	SI	13.3	3900	AA
PILA 9	SI	13.3	3700	AA
PILA 10	SI	13.3	3600	AA

Basados en los registros de baja deformación, las pilas: **PILA 1, PILA 2, PILA 3, PILA 4, PILA 5, PILA 6, PILA 7, PILA 8, PILA 9 y PILA 10** han sido clasificadas como **AA**, basándonos en los valores de longitud y los valores razonables de velocidad de onda calculada mostrados en la Tabla 1.

Los resultados de las pruebas de integridad de las pilas son presentados en el Apéndice B.

Limitaciones

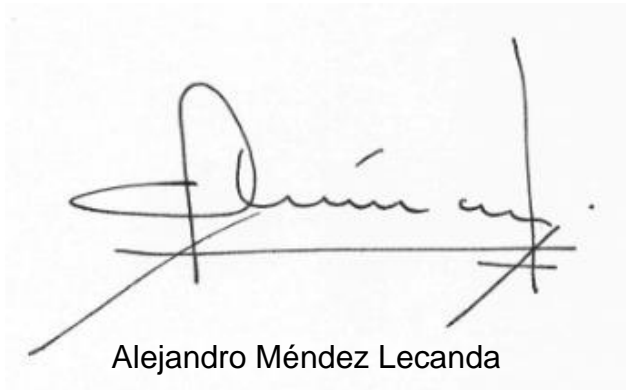
Por favor note que ciertas incertidumbres en las señales colectadas, variaciones en las velocidades de onda asumidas y dificultades en la interpretación de los registros limitan el uso directo y sin preguntas de nuestras conclusiones. Se recomienda que los ingenieros responsables usen estos resultados juntamente con los estudios de suelo, los informes de instalación de la cimentación, e información del ingeniero estructural acerca de las cargas y factores de seguridad. De ningún modo sugerimos que estos resultados sean usados como único factor para establecer los criterios de aceptación o rechazo de los cimientos.

Por favor no duden ponerse en contacto con nosotros en caso de cualquier cuestión acerca de este informe, o si necesitan más información.

Atentamente,



Gabriel Méndez
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Responsable de la Actividad



Alejandro Méndez Lecanda
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Director General

APÉNDICE A
INTRODUCCIÓN A LAS PRUEBAS
DE INTEGRIDAD

PIT - PILE INTEGRITY TESTING

BY LOW STRAIN PULSE ECHO AND TRANSIENT RESPONSE METHOD

DISCLAIMER: *Because of the limitations of the Low Strain Test method, described below, it is suggested that PIT results are not used as the sole means of rejecting or accepting a shaft or pile.*

The following may only be copied with the express written permission of GRL Engineers, Inc.

INTRODUCTION

Pile integrity testing of driven concrete or timber piles, auger cast piles and drilled shafts (all simply referred to as "piles" in the following) using the Pile Integrity Tester™ made by Pile Dynamics, Inc., is reliably and easily applied, quick, inexpensive and, therefore, routinely used world-wide. Because of its economy all piles on a site can be tested and problem piles are identified for corrective action.

The method uses signals from a hand held hammer impacting the pile top and generating a compressive stress wave in the pile. Stress wave reflections from non-uniformities or the pile toe are observed at the pile top, processed and interpreted by the experienced test engineer.

The experienced test engineer can choose from several modes of the basic Low Strain Test :

- The Pulse Echo Method (PEM) is the simplest method, merely requiring that pile top velocity records are displayed as a function of time.
- The Transient Response Method (TRM) displays the mobility, *i.e.*, pile top velocity divided by force, as a function of frequency.
- A combination of PEM and TRM which displays the velocity in both time and frequency domain.
- The Profile analysis which determines an approximate shape of the test pile based on the pile top velocity curve.

BACKGROUND

When a long rod, such as a precast, driven or drilled shaft or pile, is struck with a small hammer, a stress wave is generated which travels down the shaft to the pile bottom where it is reflected. When the reflected

stress wave returns to the pile top, a measurable pile top motion occurs. If this reflection wave occurs at the correct time and if no other earlier reflection is received at the pile top, then the pile shaft is most probably free of major defects.

When a lightweight hand held hammer strikes the pile top, a small pile top motion (velocity) is generated and measured. The associated pile strains are of such a low magnitude that they would be measured in the pile only with great difficulty. This test is therefore also known as low strain integrity test. However, the force applied by the hammer can be easily measured by instrumenting the hammer itself. Primarily, the velocity record and to a lesser degree the force record contain information about the location and magnitude of pile non-uniformities. Under the assumption of proportional force and velocity records, and for short duration impact pulses, the velocity record may be sufficient to judge the quality of a shaft.

STRESS WAVE PROPAGATION IN A PILE

An impact applied to the pile top generates a momentary compression and a particle motion of the pile top surface. The compression is related to the force, *F*; the motion causes a particle velocity, *v*. In concrete or timber, the stress wave travels along the pile with a compressive stress wave speed, *c*, ranging from 3,000 to 4,500 m/s or from 10,000 to 15,000 ft/s. The wave speed depends only on pile material properties:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

(1)

where *E* is the pile's elastic modulus and *D* is its mass density.

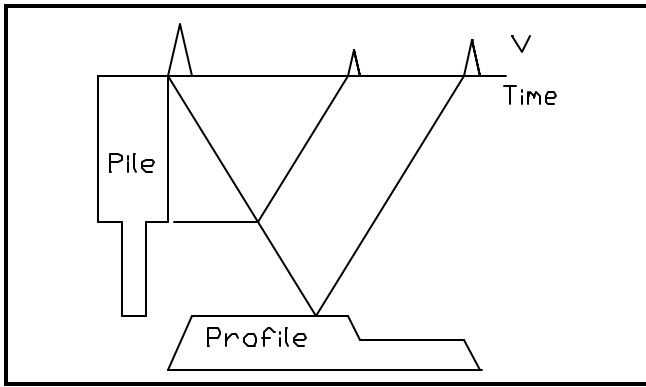


Figure 1: Traveling stress waves and the principle of the pile profile estimate.

Figure 1 shows, in the form of a time-depth plot, the path of the stress wave in a pile and the resulting pile top velocity v . Clearly, the pile top velocity is affected by and therefore indicates the arrival of both tensile and compressive reflection waves; as a consequence the pile top record contains information that can be used for estimating the pile profile.

THE PULSE ECHO METHOD

Figure 2 shows the schematic of the PIT instrumentation with the Pile Integrity Tester (PIT) being the central data acquisition and processing unit. Other hardware components include a hand held hammer with an integral plastic cushion and an accelerometer. PIT provides signal conditioning, digital signal processing, digital signal storage and, for data inspection, an LCD screen. Hard copy output may be obtained from a graphics printer or plotter. Various other configurations of this system are possible.

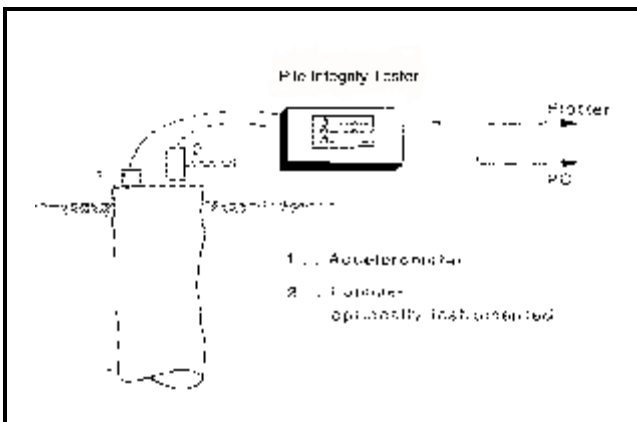


Figure 2: Schematic of P.I.T. Devices (Collector)

The first and sometimes most important step for any low strain test is the preparation of the pile top surface. In fact, depending on the construction method, it may be necessary to remove several inches of the upper concrete if it has been contaminated with soil, bentonite slurry or other foreign materials during construction. After a clean, healthy and hard concrete top surface has been exposed, the accelerometer is attached to the pile top surface with a thin layer of a soft paste like Vaseline, petro wax, etc.

An impact is then applied with the hand held hammer which typically generates accelerations in the 10 to 100 g range, pile strains around 10^{-5} , velocities near 30 mm/s or .1 ft/s and displacements less than 25 microns or .001 inches. Acceleration signals produced by several hammer blows are integrated and displayed as velocities (which are cleaner and more useful curves than the accelerations) on the processor's screen. Figure 3 shows three individual velocity records. Consistent records are selected, averaged, scaled and then redisplayed. Averaging reinforces the repetitive information from pile or soil effects while reducing random noise effects.

LENGTH SCALE, WAVE SPEED AND PILE LENGTH CALCULATIONS

The time after impact and time at which reflections reach the pile top are directly related to the distance of the origin of the reflection wave from the pile top. Therefore conversion of time to length scale can be made, if the wave speed, c , in the pile is known. The following two procedures are used by the test engineer to determine the wave speed, for the time to length scale conversion.

- Assuming that the pile or shaft length is known accurately, the wave speed is back calculated from the time between impact and pile toe reflection (if that is apparent).
- If the shaft length is not known then a wave speed is assumed (usually 13,000 ft/s or 4,000 m/s for concrete) and the pile length is then calculated from the time of toe reflection (if apparent). Since wave speeds of the concrete at the same site normally fluctuate within $\pm 5\%$, errors of similar magnitude must be expected for the calculated length.

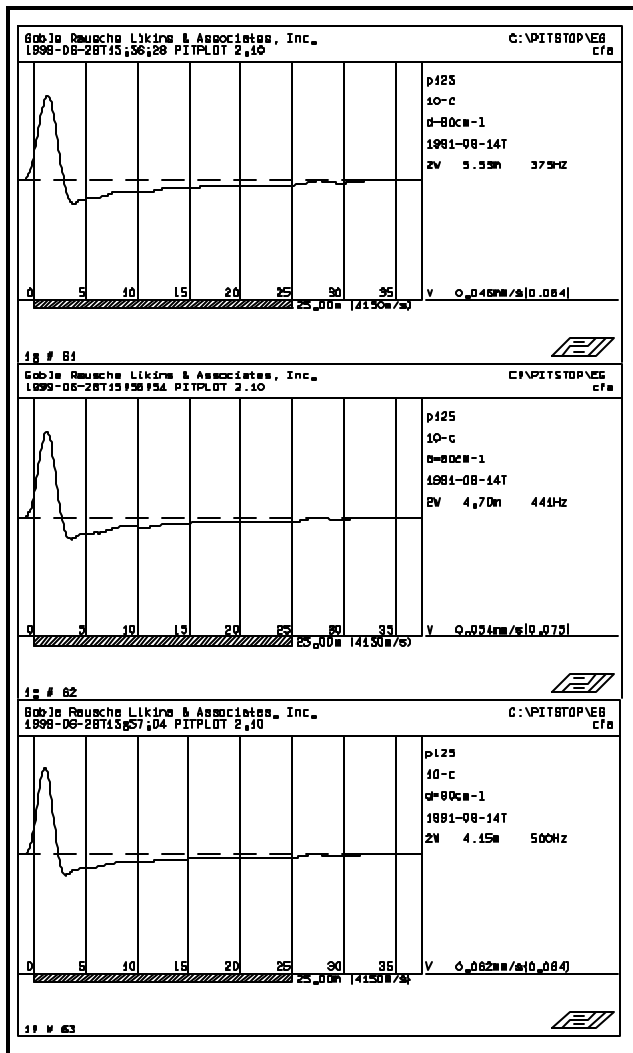


Figure 3: Individual velocity record output from PITPLOT.

RECORD ENHANCEMENT AND INSPECTION

The test engineer inspects the average velocity signal. Plotted over time the velocity record shows on the left a sharp pulse caused by the impact. Following the impact pulse would be reflection pulses caused by variations in pile properties or soil resistance. The first record check concerns the "toe signal". If the reflection from the pile toe is not readily apparent (as in the example of Figure 3), then the velocity record is usually multiplied with an amplification function whose magnitude is unity at impact, increasing exponentially with time until it reaches its maximum intensity at time $2L/c$ after impact ($2L/c$ is the time which the stress wave requires to travel at speed c along the pile of length L and return). Figure 4 shows a velocity trace from

the same pile test as in Figure 3 but after an amplification of 20 was applied. Note that the pile toe reflection now is clearly identifiable. For longer piles or stronger soils, even higher amplification factors may be used; this process requires signal conditioning and digital processing equipment with very low noise to signal ratios. If the toe signal is apparent, then it is possible to confirm or correct the originally assumed wave speed.

Figure 4 is the standard PIT output. It includes the exponential amplification function with the multiplier at time $2L/c$. The assumed wave speed, pile length, and other useful information is shown in the output. A clearly indicated toe signal together with a fairly steady velocity trace between the impact and toe signal are signs of a sound pile. Strong velocity variations may be the result of changes in pile cross section, concrete quality or soil resistance. For example, relative increases in pile top velocity may be the result of either a cross sectional decrease or a soft soil layer. In the absence of soil resistance changes, pile top variations are caused by pile impedance changes. The pile impedance is defined as

$$Z = EA/c = A\%ED = AcD \quad (2)$$

with A being the pile's cross sectional area. Thus, an impedance reduction can be caused by a

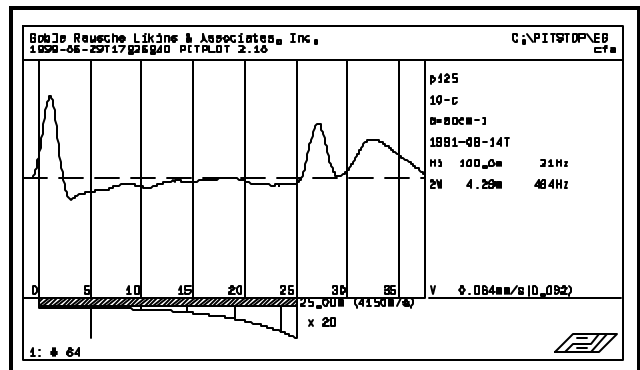


Figure 4: Amplified velocity record.

decrease either in area, A , or in the concrete's modulus, E , or in density, D . Since both modulus and density are related to concrete strength, it is fair to say that impedance depends on cross sectional area and concrete quality.

In general, relatively sharply defined reflections are attributed to impedance changes. Slowly changing reflections are thought to be caused by the soil. This basic assumption limits damage recognition or integrity assessment to situations which occur over a distance given by one impact pulse width. Gradual pile tapers therefore cannot be detected. On the other hand, if the effect of soil resistance is known from reference piles, then unusual shaft shapes can be more easily identified. Improved quantitative interpretations may require pile profile calculations and comparison with records of other piles at the same site. But even more sophisticated analysis methods may not fully resolve the question of the effect of soil resistance.

THE TRANSIENT RESPONSE METHOD

The TRM requires that both the pile top motion and the impact force be measured. This concept has been borrowed from standard Non-Destructive Testing technology. In fact, the first applications of NDT to piles required the measurement of force and velocity under a steady state vibrator which could apply substantial forces at variable frequencies. Fortunately, the force frequency spectrum of a hand held impact hammer is flat over a relatively wide frequency band. A simple hand held hammer can therefore adequately produce the frequency components necessary to test both well constructed or defective piles with TRM.

The standard result of TRM is a plot of the frequency spectrum of the ratio of velocity to force. This so-called mobility is the pile's velocity response, $v(T)$, to a particular excitation force, $F(T)$.

$$M(T) = v(T)/F(T) \quad (3)$$

A mobility peak occurs at a frequency indicative of the time when the velocity changes due to a reflection from the pile toe or an intermediate impedance reduction. Mobility peaks occurring at regular intervals are indicative of a dominant frequency f . The corresponding distance below the top ("39.8" down on the second line in Figure 5) at which the change occurs is calculated from

$$x = c/2) f \quad (4)$$

Furthermore, dividing the velocity by frequency leads to displacement. Dividing force by displacement at a given frequency leads to the so-called dynamic stiffness.

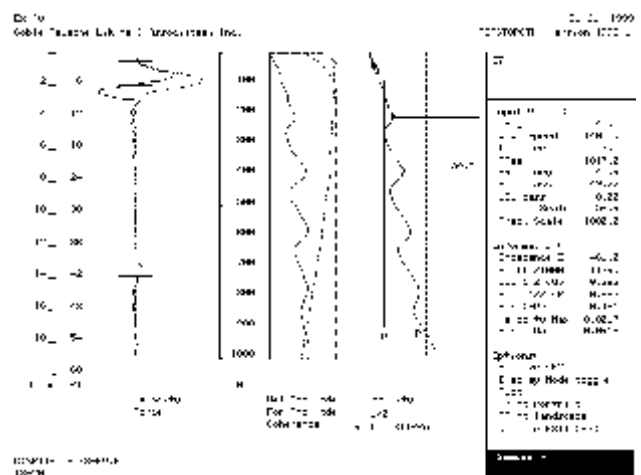


Figure 5: Coherence, Mobility, and Dynamic Stiffness.

$$E_d = TF(T)/v(T) = 2Bf/M(T) \quad (5)$$

where T and f are the frequency in radians per second and Hz, respectively. In practice, a low frequency value is divided by the associated mobility yielding E_d . This quantity increases with decreasing pile toe response. A low pile toe response is often the result of high soil resistance. However, it may also be caused by highly variable pile properties or internal pile damping and is therefore only indirectly related to quantitative pile bearing capacity. However, E_d is calculated since it does provide a quantitative result for the evaluation of pile quality. Figure 5 shows the example of a mobility (right graph) and, at the bottom, the associated dynamic stiffness value.

THE PROFILE ANALYSIS

An estimated pile profile may be calculated based on the difference between calculated and measured pile top velocity. The basis of the pile profile calculation is the fact that a step-wise change in impedance causes a pulse-like velocity wave effect at the pile top (Figure 1). In other words, the effect of an impedance change has the appearance of the derivative of the impedance change. Inversely, the profile is the integral of the wave effects at the pile top. In the absence of soil resistance effects, the profile therefore has the appearance of the pile top displacement. Please note that the Pile Profile option will not identify and correct for secondary reflections. Furthermore, any impedance reduction, whether crack or lack of concrete quality, will be

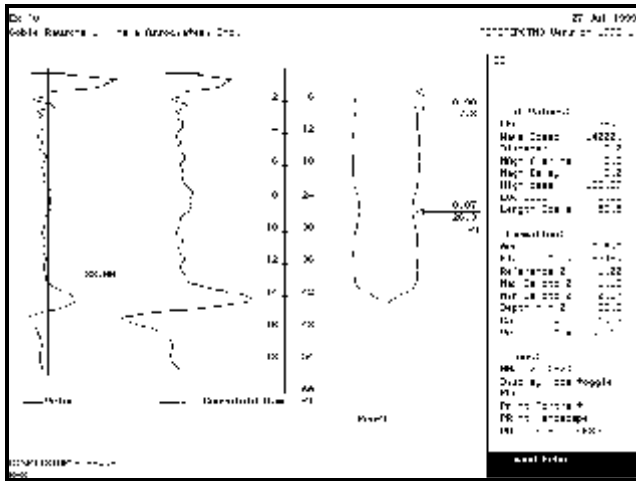


Figure 6: PIT-Profile for a non-uniform pile.

plotted in the form of a decreasing cross sectional area.

An example profile result is shown in Figure 6. It includes the following record components.

- the original (raw) velocity record (left)
- the filtered (convoluted) velocity record. Filtering is used to eliminate soil resistance effects (second from left)
- a length scale and a scale in pile diameters
- the calculated pile profile, including an indicator of the minimum impedance relative to the top impedance (upper pointer)
- a summary of analysis parameters; the upper half of these parameters can be input for a change of analysis results

TESTING OF PILES UNDER STRUCTURES

Piles which are rigidly attached to other parts of a structure can sometimes be tested and analyzed successfully, but often their analysis is more difficult than that of isolated piles. To assure success it is often necessary to make the side of the pile accessible for the attachment of an accelerometer. If a pile length greater than 2 m (6 ft) is accessible then it is worth while to attach a second accelerometer to the pile for a measurement of the wave speed and the separation of reflection from the structure from those from the pile bottom.

SUMMARY

PIT is a quick, inexpensive but, naturally, limited pile or shaft integrity test. It provides the following results:

- Shaft or pile length based on the time of a measured toe signal and an assumed wave speed.
- Alternatively, the shaft or pile material wave speed for an assumed or known pile length and a clear toe signal.
- Quantitative estimates of impedance changes from intermediate reflections and their distance from the shaft or pile top.
- Estimated shaft profile
- Mobility magnitude and dynamic stiffness

LIMITATIONS

1. Even at sites where concrete quality is well maintained, wave speed variations of 5% are not uncommon. A pile length calculated from a toe signal may therefore only be known within $\pm 5\%$.
2. Certain reflections produce secondary and even tertiary wave reflections. For example, if an impedance reduction occurs in the middle of the pile, then what may appear to be the pile toe response may actually be a secondary reflection of the mid-pile defect.
3. The stress wave will be reflected at locations of severe cracks or manufactured mechanical joints. Therefore no information can be retrieved from locations below such cracks or joints.
4. Assumption is made that impedance variations happen over short distances; gradually (tapering) shaft properties can therefore not be determined.
5. Shafts with multiple or highly variable impedance (cross section) changes produce complex records which are difficult or impossible to analyze after the first or second major reflection.
6. Soil resistance and pile material damping effects reduce the intensity of the incident and

reflected wave. For that reason, a rule of thumb suggests that the test pile length should be limited to 30 diameters. However, this is probably only correct for soils with relatively high resistance. For piles through water or soft soils the pile length may be greater than 30 diameters. For extremely high soil resistance or strongly variable shaft impedance, the test length may be less than 30 diameters.

7. Where complex situations exist, a single pile test may be impossible to interpret while comparing records of a large number of piles or by using the record of a statically loaded (or high strain tested) reference pile may give the needed additional information.

The force measurement of TRM provides supplemental information of cross sectional changes near the pile top, *i.e.*, within the distance corresponding to the impact signal. The extra effort of the force measurement is, therefore, worthwhile, whenever questions arise as to the integrity of upper pile portion (say 5 ft, or 1.5 m).

IMPLEMENTATION

Before doing PIT, consensus must exist among owner, engineer and contractor on corrective actions should the tests indicate defects or produce inconclusive results. It is therefore often helpful to categorize the records obtained from PIT as follows.

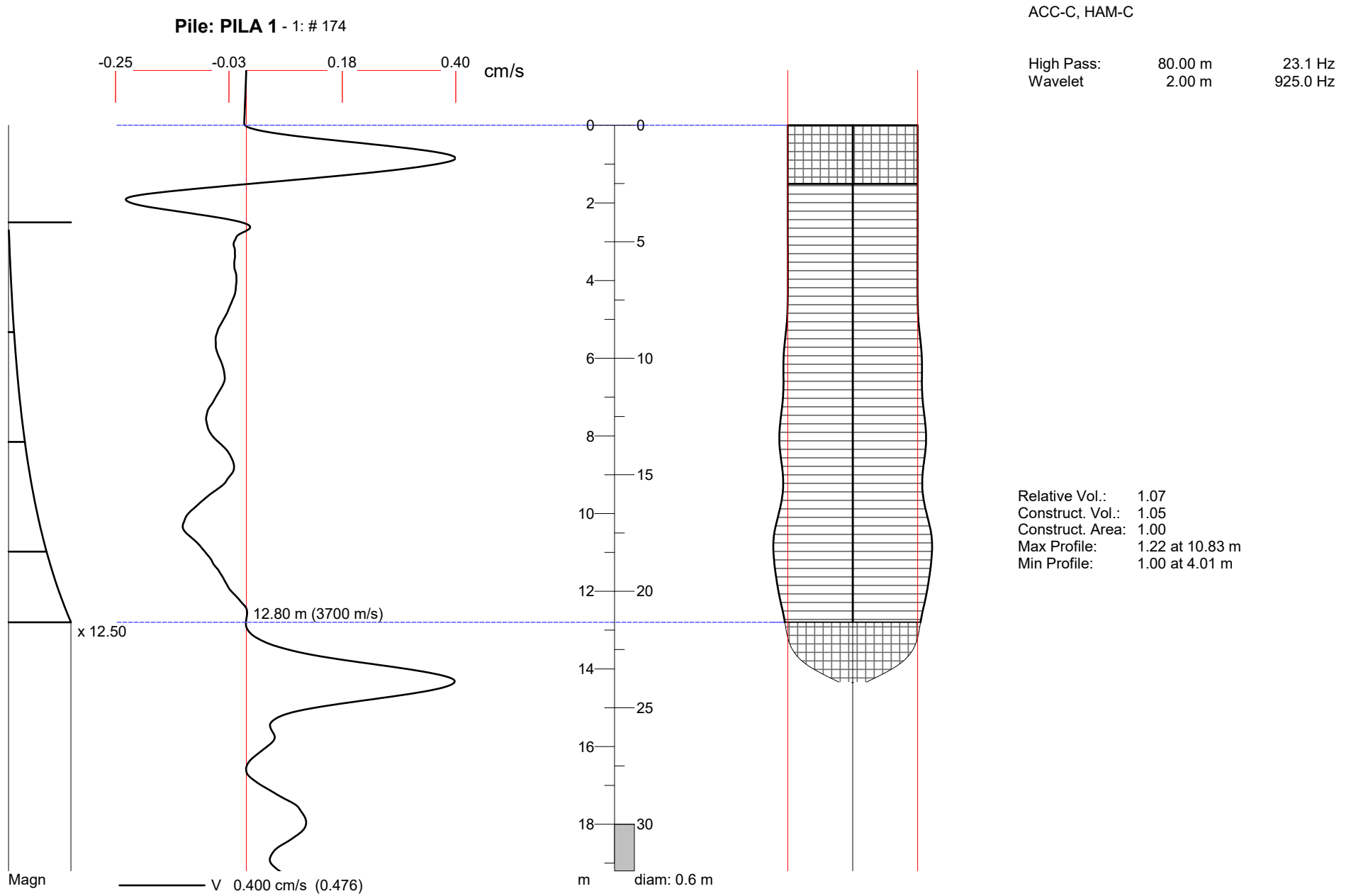
- A. Clear toe response, no indication of significant pile defect and therefore clear indication of a sound pile shaft.
- B. Clear indication of a serious defect, in other words a strong reflection of an impedance reduction occurring prior to the expected time of toe reflection. Toe reflection is not apparent.
- C. Indication of a possibly defective pile shaft which often means that a toe signal is apparent in addition to a reflection from an apparent impedance reduction.
- D. No toe signal and/or a complex signal prevent a definite conclusion on shaft integrity at least for a portion of the pile. Often data is inconclusive because of poor pile top quality, high soil resistance, excessive pile length, low concrete strength or one or more major

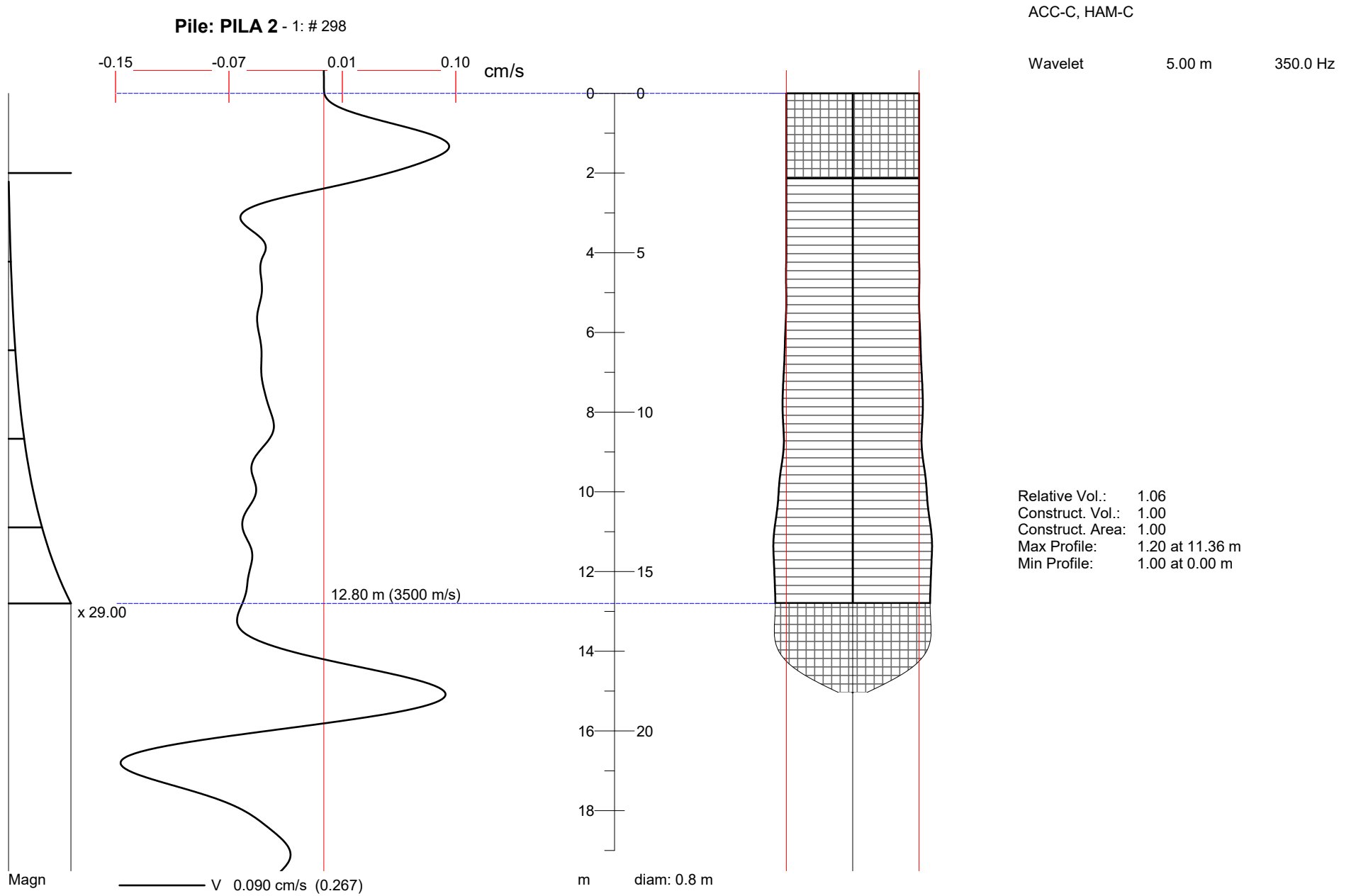
impedance changes which block signals from below the impedance change.

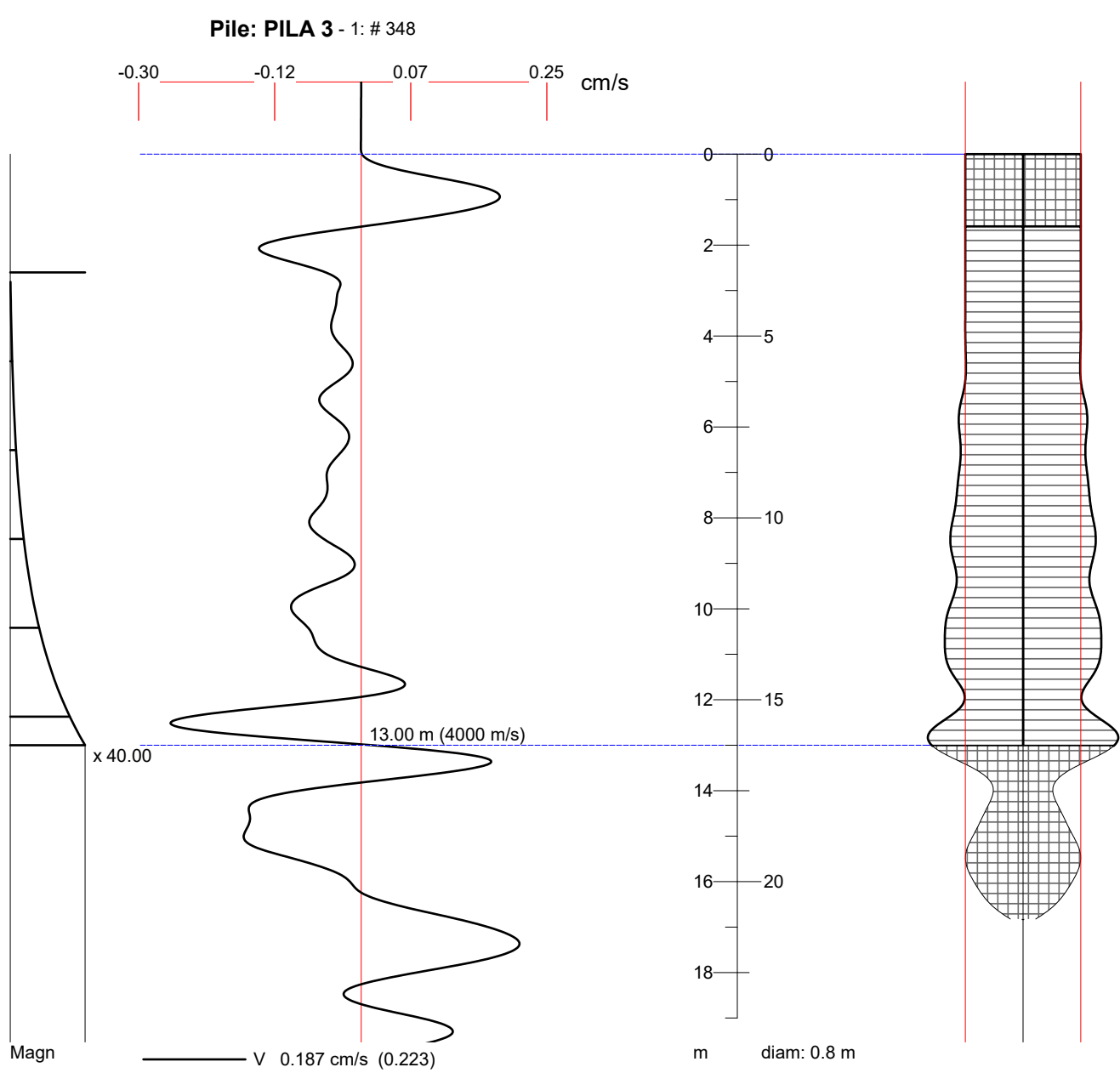
Based on these record categories the following decisions may be made.

- For Category B records, a contingency plan must be in place which allows the engineer(s)-in-charge to choose from a menu of additional tests or corrective measures such as replacement pile, core drilling, pressure injection, *etc.*
- For Category C records, a reduced pile capacity may be assessed based on conservative shaft property assumptions or the shaft may be retested by other methods (e.g. dynamic load testing).
- For Category D records where the test is inconclusive due to a great length or embedment, it may be sufficient to accept the shafts if the upper shaft portion appears to be of good quality.
- For Category D records, additional PIT testing may be scheduled after removing poor pile top concrete or after allowing concrete to achieve greater strength.
- For Categories B, C and D, tests by another method such as the high strain dynamic load test method, excavation around the pile, core drilling, *etc.* may be required.

APÉNDICE B
RESULTADOS DE INTEGRIDAD PIT



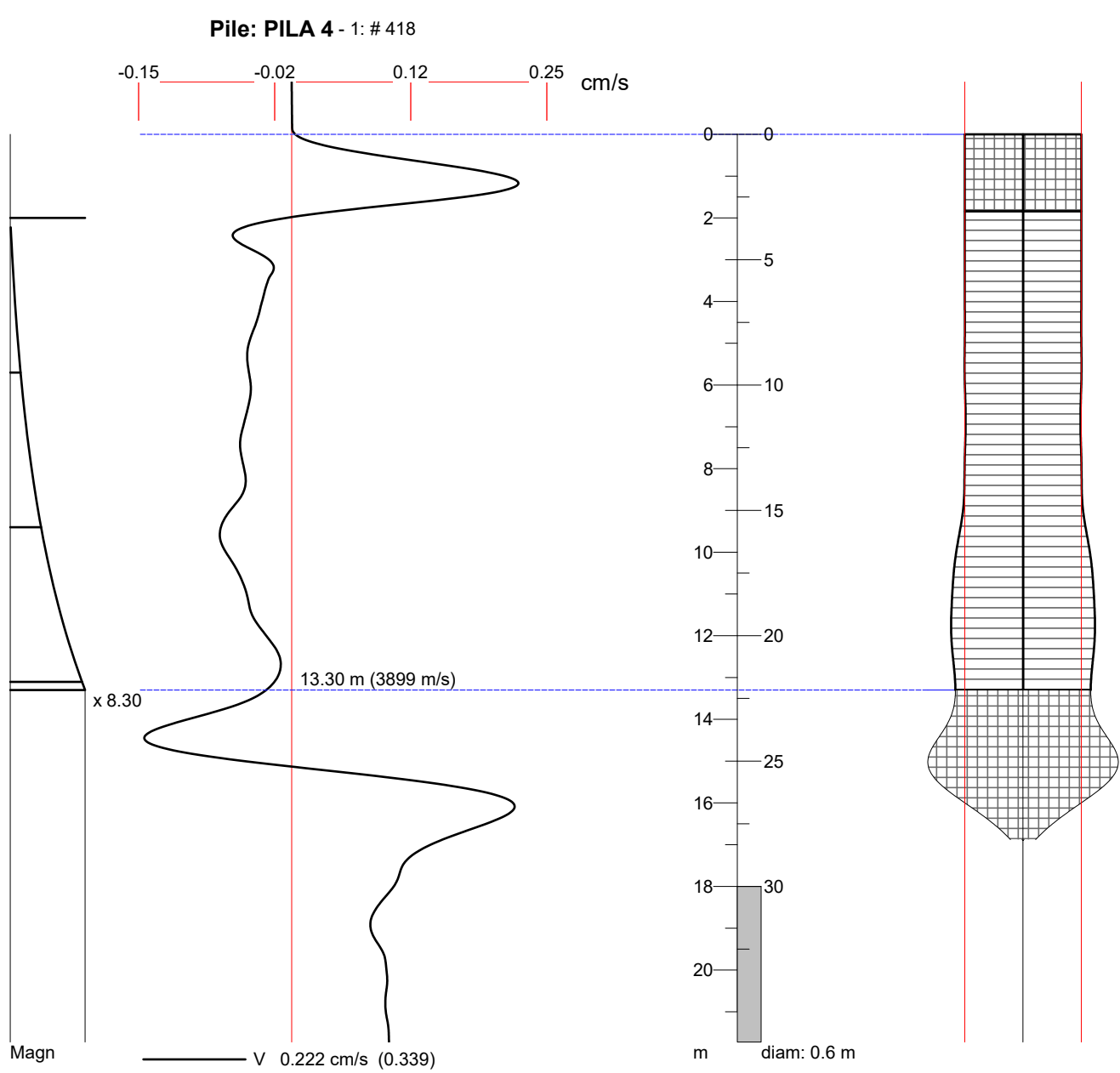




ACC-C, HAM-C

High Pass: 220.00 m 9.1 Hz
 Wavelet: 2.00 m 1000.0 Hz

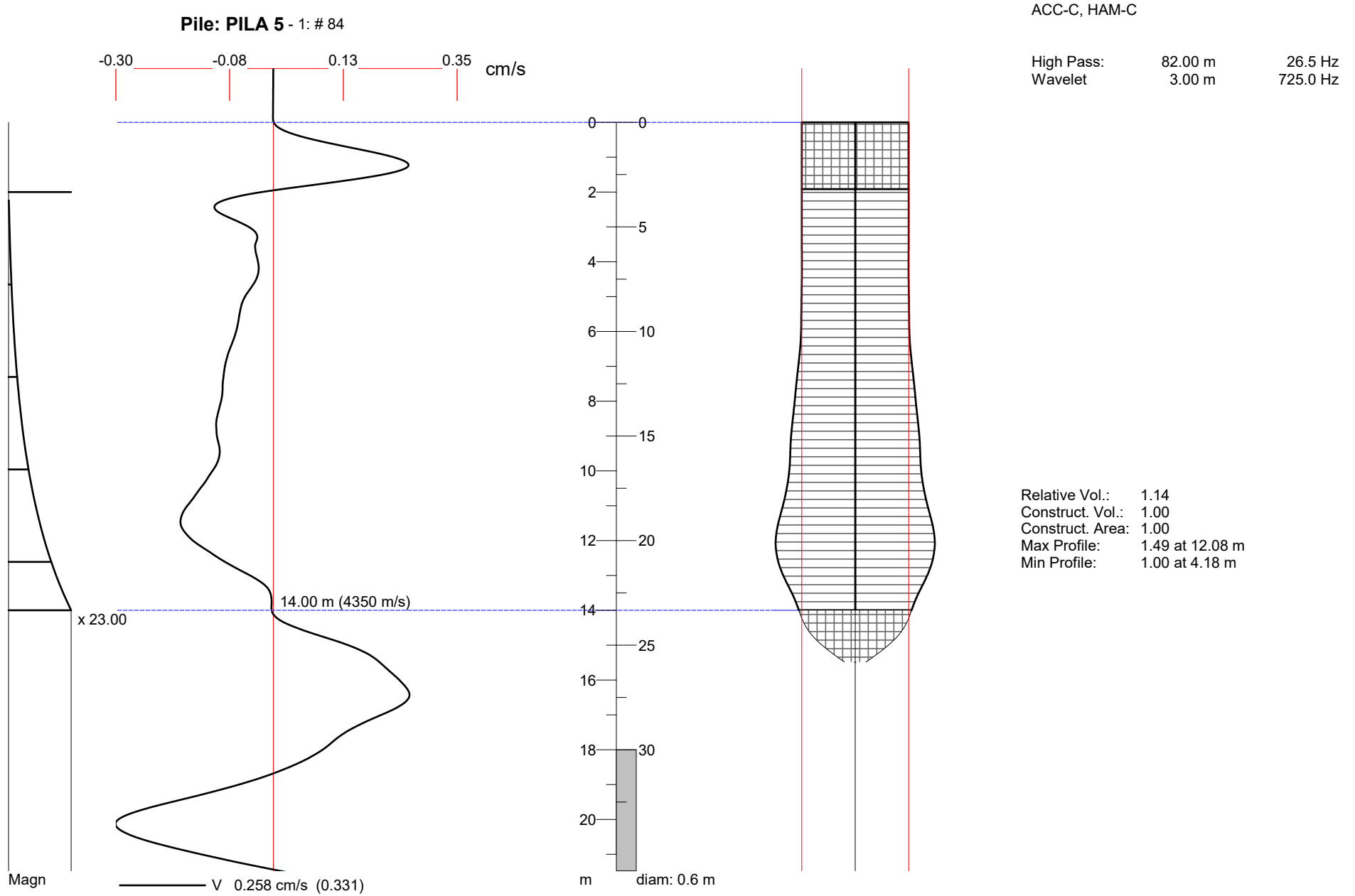
Relative Vol.: 1.13
 Construct. Vol.: 1.13
 Construct. Area: 1.00
 Max Profile: 1.65 at 12.82 m
 Min Profile: 0.99 at 4.66 m

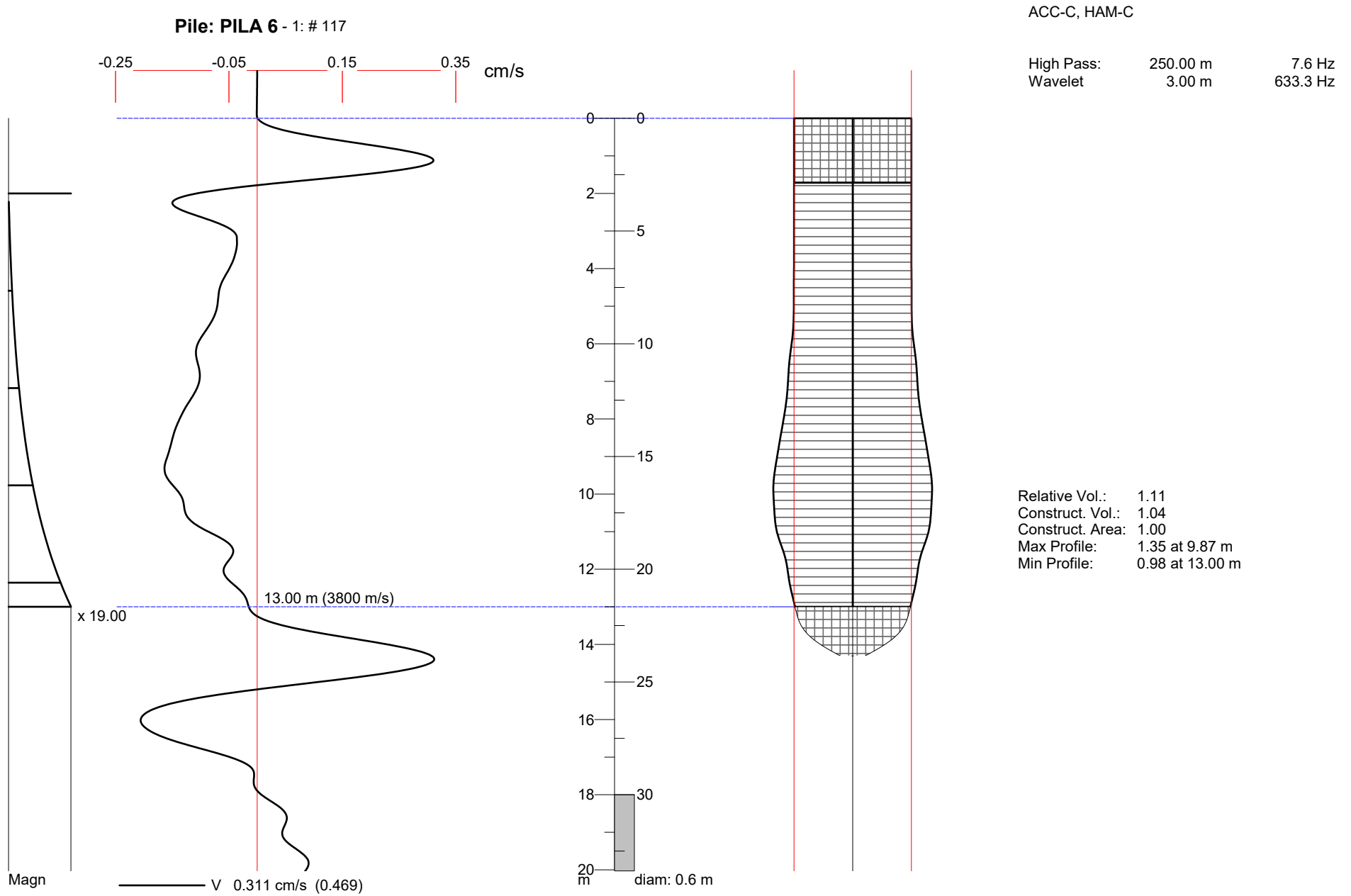


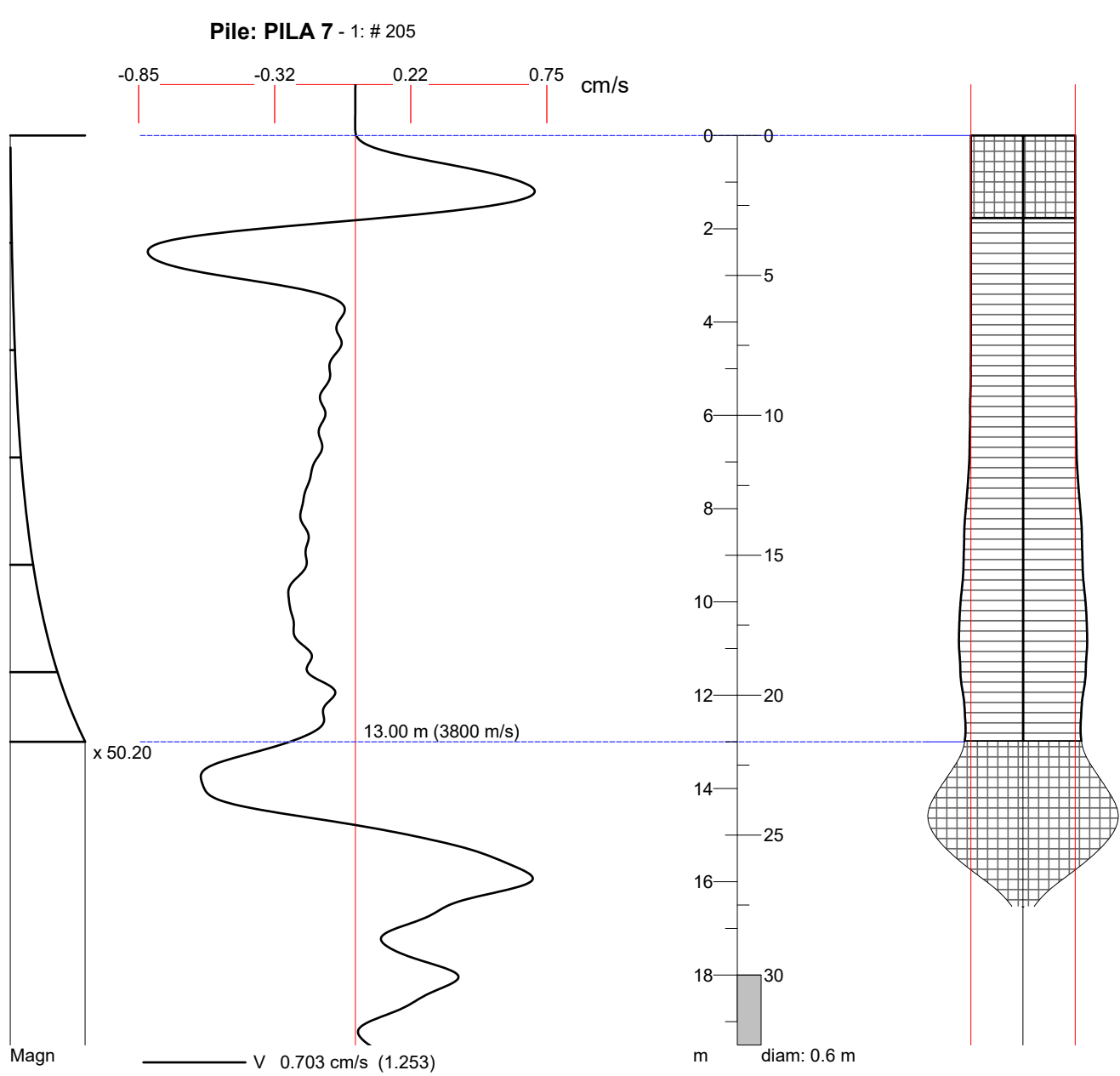
ACC-C, HAM-C

High Pass: 110.00 m 17.7 Hz
 Wavelet 3.40 m 573.4 Hz

Relative Vol.: 1.06
 Construct. Vol.: 1.05
 Construct. Area: 1.00
 Max Profile: 1.23 at 11.75 m
 Min Profile: 0.99 at 6.84 m



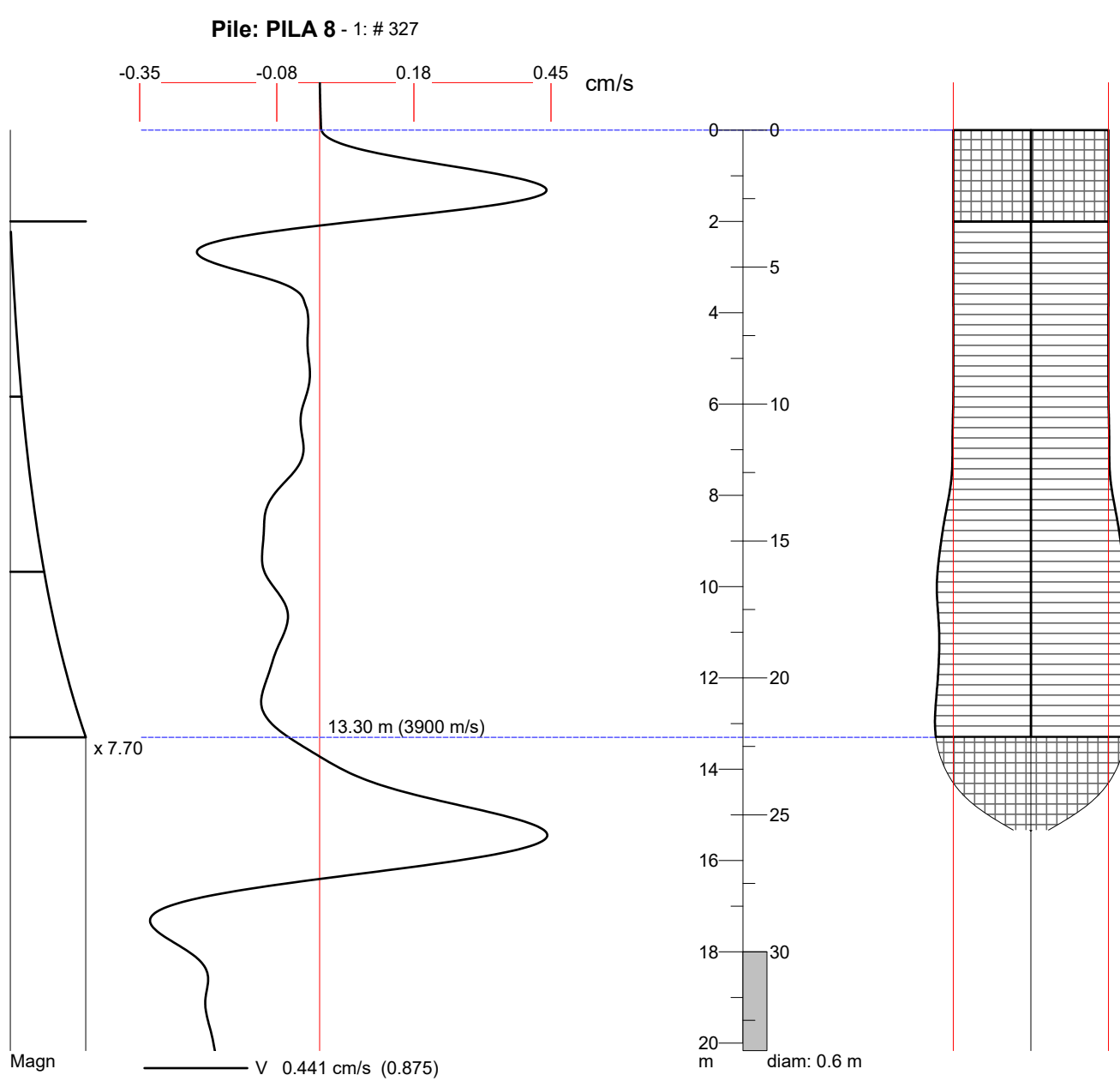




ACC-C, HAM-C

High Pass: 65.00 m 29.2 Hz
 Wavelet 4.00 m 475.0 Hz

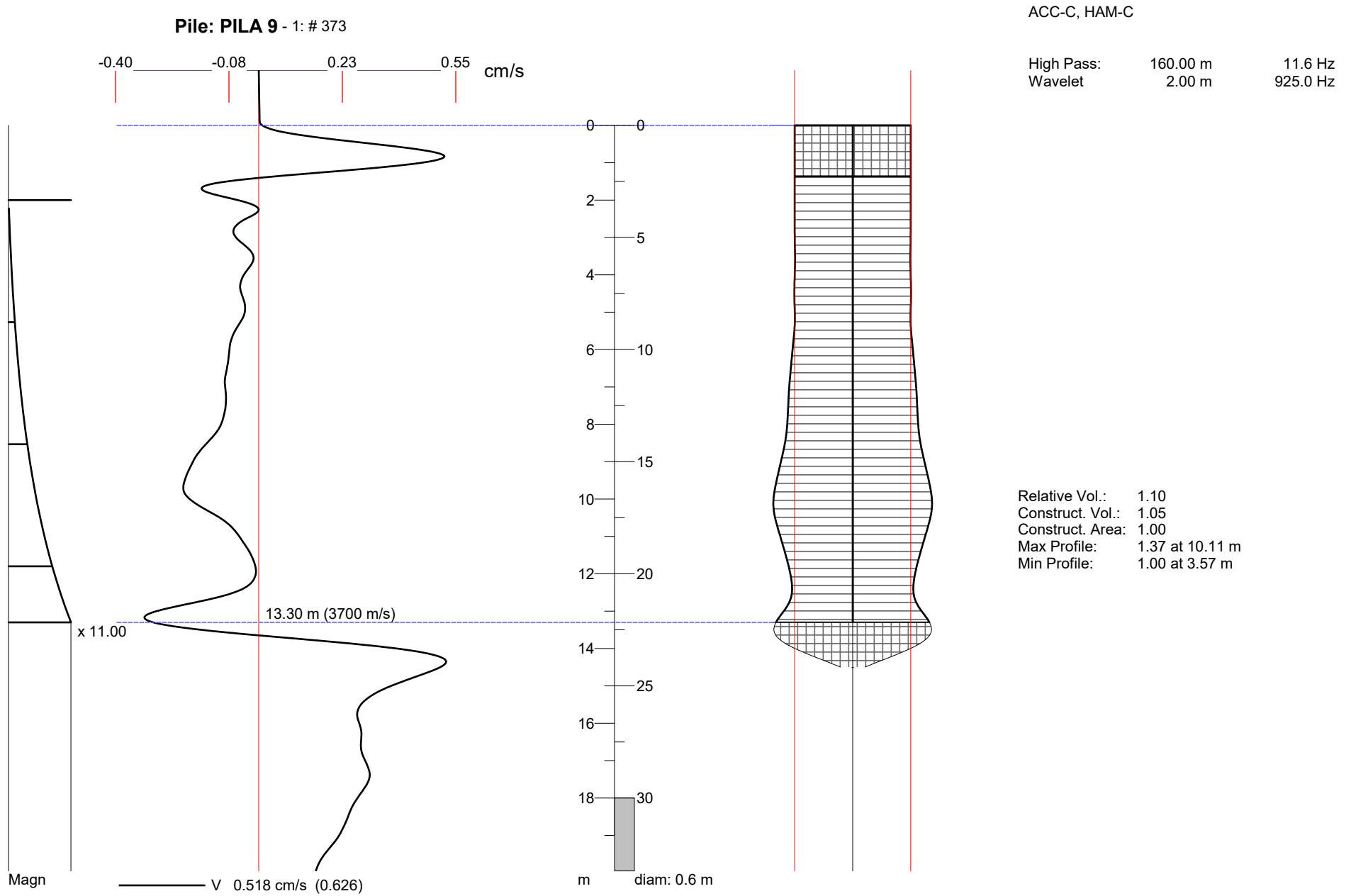
Relative Vol.: 1.07
 Construct. Vol.: 1.08
 Construct. Area: 1.00
 Max Profile: 1.23 at 10.83 m
 Min Profile: 1.00 at 3.72 m

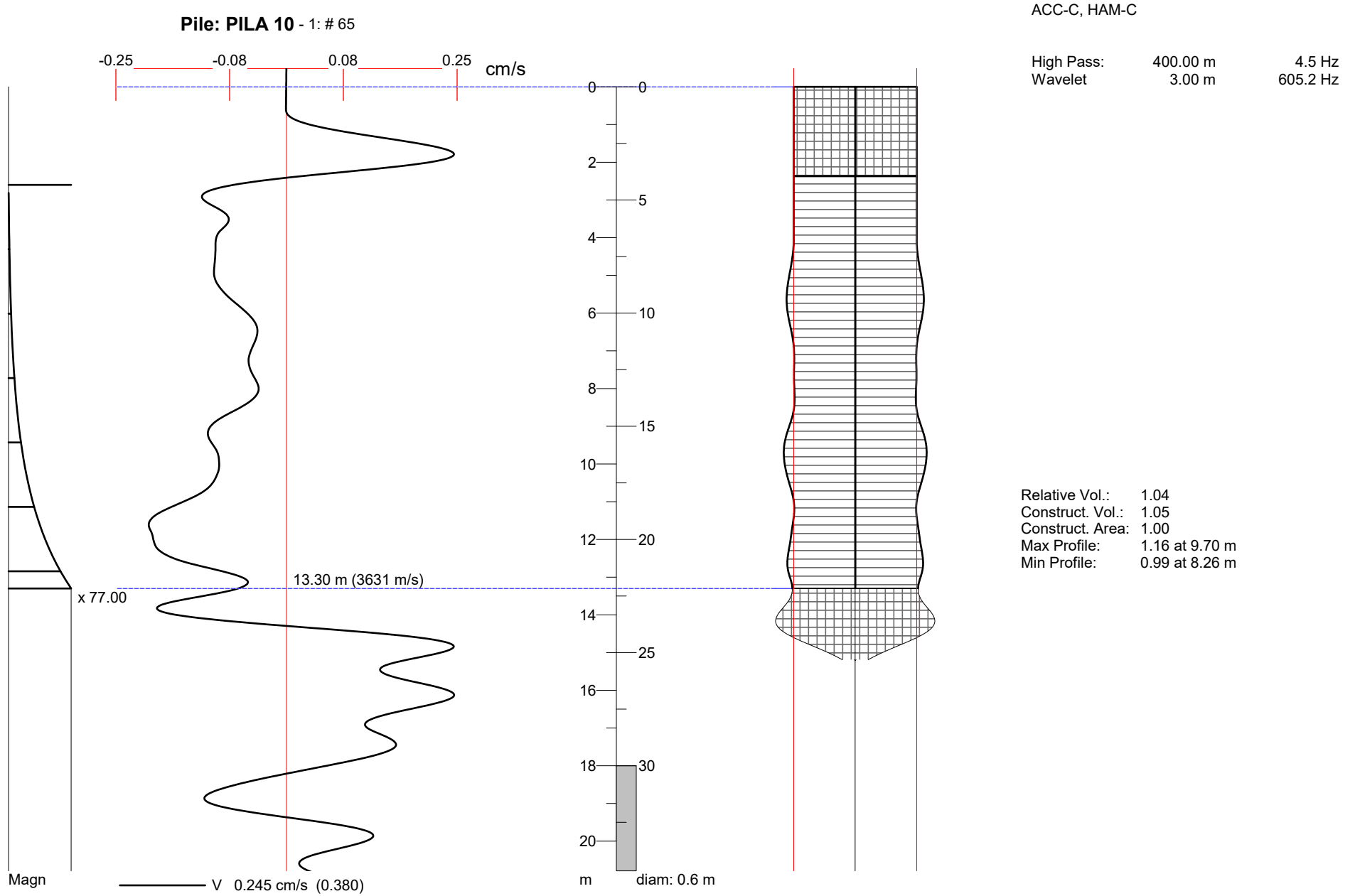


ACC-C, HAM-C

High Pass: 300.00 m 6.5 Hz
 Wavelet 4.00 m 487.5 Hz

Relative Vol.: 1.08
 Construct. Vol.: 1.05
 Construct. Area: 1.00
 Max Profile: 1.24 at 12.95 m
 Min Profile: 1.00 at 5.37 m





FECHA

NOMBRE DEL CLIENTE

DIRECCIÓN DE LA EMPRESA

Re: Ensayos de Baja Deformación CSL

Proyecto: **PROYECTO Y ÁREA REVISADA**

Estimado Ing. Gilberto Esparza Martínez:

Este informe presenta los resultados y resume algunos de nuestros diagnósticos de las pruebas cross hole ejecutadas en **Mención de la cantidad de pilas probadas (En el presente caso dos elementos del informe original fueron seleccionados)** en el proyecto en referencia. Los trabajos de campo fueron realizados los días **Mención de la fecha de los días trabajados durante la recopilación de información en sitio**. El objetivo de las pruebas fue el de evaluar la integridad estructural de las pilas.

Detalles de las Pilas

Las pilas son de concreto reforzado coladas en sitio, con un diámetro nominal de 1.5 m y longitudes de aproximadamente 20 m de profundidad, de acuerdo con lo reportado y también observado durante las pruebas.

Descripción de los ensayos

Los ensayos “Cross hole (CSL)” fueron realizados con un sistema CHA modelo CHAMP producido por Pile Dynamics, Inc. El sistema de CHA utiliza pulsos eléctricos generados por un generador de impulsos. Los pulsos eléctricos se convierten en ondas ultrasónicas por la sonda transmisora. Las ondas ultrasónicas son entonces recibidas por la sonda el receptor y convertido de nuevo en señales eléctricas. Para minimizar el ruido, la respuesta de la sonda receptora se filtra alrededor de la frecuencia de resonancia del receptor. Por favor, revise el Apéndice A para una descripción más detallada del método. [Mención de la cantidad de pilas revisadas](#) pilas fueron probadas con el método cross hole y presentadas en este informe.

Análisis e interpretación de los procedimientos

“Cross hole” o CSL

Los resultados de CSL pueden ser evaluados para determinar la integridad y la homogeneidad del concreto. La integridad de las pilas puede ser identificada por una constante llegada de tiempo de viaje de onda entre los tubos de acceso. Cuando la señal de la llegada se retrasa, un hormigón de baja calidad puede estar presente. La calidad del hormigón inferior a la diseñada puede ser consecuencia de una mezcla del hormigón con los lodos de perforación, lavado del concreto, o debido a una pequeña cantidad de la infiltración de los suelos. Una desaceleración de la llegada de la onda sónica del transmisor al receptor FAT “First Arrival Time”, también podría ser el resultado de un curado lento o de mala calidad del hormigón. Una pérdida completa de la señal indica, en general de anomalías significativas en el hormigón

entre los tubos de acceso, como cuevas de la tierra circundante, o debido a un vacío en la pila.

Los resultados de CSL se incluyen en el Apéndice B para cada pila probada. Estos perfiles presentan el tiempo de llegada de la señal y la energía relativa en función de la profundidad. En general, las variaciones en el tiempo de llegada del 20% están dentro del rango normal para la técnica de CSL, debido a la variación en la ubicación de la sonda dentro de los tubos, la alineación de tuberías y otros factores. Un aumento en la llegada de la señal entre 20 y 30% con respecto a la media de tiempo de la primera llegada se considera como un “desperfecto” o “falla”, y los tiempos de la primera llegada que sobrepasen el 30% se consideran “defectos”. Los defectos, cuando existen, suelen ir acompañadas por la correspondiente disminución en la energía relativa. La teoría del método CSL se presenta en el Apéndice A.

Resultados de las pruebas

Los resultados CSL son presentados en el Apéndice B. Los resultados Cross Hole son presentados con respecto al orden de aparición en el apéndice.

PILA 1

Los ensayos CSL para la **PILA 1**, reflejan variaciones significativas en el FAT hasta el fondo de la pila, a partir de los 18.7 m, de acuerdo con la siguiente tabla:

Perfil	Retraso del FAT (%)	Profundidad aproximada (m)
1-3	>100	19.5
3-5	32	19.6
1-4	29	19.7
3-4	28	19.7
5-4	48	19.7
2-3	>100	19.7
2-4	35	19.8
2-6	61	19.8
2-5	52	19.8
4-6	32	19.8
3-6	41	19.8
1-6	33	19.8
1-2	49	19.8
5-6	29	19.9

Asimismo, se refleja una reducción significativa de la energía por encima de los 12 dB en el perfil 2-3, a una profundidad aproximada de 19.8 m.

Adicionalmente, se muestran variaciones menores del FAT y de la energía, sin embargo, estas están dentro de los límites esperados para esta prueba.

La velocidad de onda promedio obtenida durante los ensayos CSL para esta pila fue de 3910 m/s.

Pila 2

Los ensayos CSL para la *Pila C* perteneciente al *apoyo P-06*, reflejan variaciones significativas en el FAT hasta el fondo de la pila, a partir de los 16 m. Los retrasos del FAT más significativos de cada perfil se presentan en la siguiente tabla resumen:

Perfil	Retraso del FAT (%)	Profundidad aproximada (m)
1-2	47	16.4
1-3	41	16.3
1-4	>100	16.8
1-5	26	16.5
1-6	63	16.9
2-3	58	16.6
2-4	>100	16.8 y 18.5
2-5	>100	16 y 18.2
2-6	>100	16.5
3-4	76	16.2
3-5	37	16.4
3-6	36	17
4-6	>100	16.8
5-4	86	16.2
5-6	47	16.3

Adicionalmente, se muestran variaciones menores del FAT y de la energía, sin embargo, estas están dentro de los límites esperados para esta prueba.

Se incluye tabla generada por el software CHA, mostrando mayores detalles de las caídas de energía y retrasos en el FAT para los intervalos mencionados en el fondo.

Adicionalmente, se muestran variaciones menores del FAT y de la energía, sin embargo, estas están dentro de los límites esperados para esta prueba.

Se incluye tabla generada por el software CHA, mostrando mayores detalles de las caídas de energía y retrasos en el FAT para los intervalos mencionados en el fondo.

Comentarios generales

La velocidad de onda promedio obtenida durante los ensayos CSL para esta pila fue de 3924 m/s.

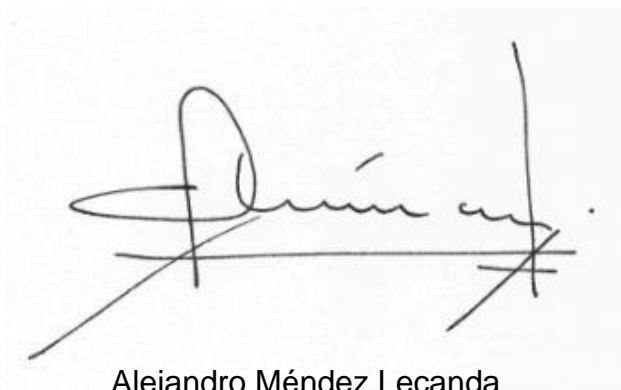
Por favor note que ciertas incertidumbres en las señales colectadas, variaciones en las velocidades de onda asumidas y dificultades en la interpretación de los registros limitan el uso directo y sin preguntas de nuestras conclusiones. Se recomienda que los ingenieros responsables usen estos resultados juntamente con los estudios de suelo, los informes de instalación de la fundación, e informaciones del ingeniero estructural acerca de las cargas y factores de seguridad. De ningún modo sugerimos que estos resultados sean usados como único factor para establecer los criterios de aceptación o rechazo de las fundaciones.

Por favor no duden en ponerse en contacto con nosotros en caso de cualquier cuestión acerca de este informe, o si necesita más informaciones.

Atentamente,



Alan Gabriel Méndez Díaz
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Responsable de la Actividad



Alejandro Méndez Lecanda
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.
Director General

APENDICE A

Introducción a las pruebas CSL

APPENDIX A

DESCRIPTION OF THE CSL METHOD AND THE CHA EQUIPMENT

The following has been written by GRL Engineers, Inc. and may only be copied with its written permission.

1. CSL INSTRUMENTATION

GRL performs the Crosshole Sonic Logging (CSL) according to the specifications of ASTM D6760-02 using the Cross Hole Analyzer™ (CHA) system manufactured by Pile Dynamics, Inc. The CHA system is applied to shafts, which are equipped with at least two inspection tubes. The tubes are either made of steel or plastic and must be filled with water during curing to promote proper bonding of the tube with the concrete and during testing to couple the signal to the concrete. In one of the water filled tubes, a transmitter probe is lowered and simultaneously a receiver probe is lowered in the second tube, normally to the same level as the transmitter tube. The CHA then generates an electric pulse. For typical CSL applications, the frequency of the signal generated is above the audible limit (around 45 kHz for the CHA) and therefore ultrasonic. The stress wave travels through the water, the tube and the concrete and is then received by the receiver probe as an electrical signal. The wave transmission proceeds at the speed of sound in the concrete (typically between

3,000 and 4,000 m/s or between 10,000 and 13,000 ft/s) and CSL is therefore often called a sonic test. The received signal is amplified, converted to digital form at a rate of 500 samples per millisecond, and then digitally stored and displayed by the CHA. The total record length is either 256 or 512 samples and, therefore, is a ½ or 1 millisecond total duration. For longer tube spacing the wave travel time may exceed this time sample, so the CHA operator selects a **Time Delay (TD)** following the transmitter signal emission so that the leading edge of the pulse is included in the digitized record.

While recording the received signal, the CHA measures the **Depth** of the transmitter and receiver by means of individual digital encoders. This depth measurement is normally done relative to the tube top or the tube bottom. Typically, transmitter and receiver are simultaneously raised and, in intervals of 1 or 2 inches (user selectable), signals are emitted and recorded.

As an alternative to Crosshole Sonic Logging, **Single-Hole Sonic Logging (SSL)** is sometimes a preferable solution, particularly for small diameter shafts. In this case the transmitter and receiver are lowered at a fixed vertical distance into the same water filled access tube. To avoid misinterpretations, the tube has to be made of plastic for this application. Many of the features of the resulting scans can be obtained and interpreted as for CSL, however, since this method is less seldom used, it is not described in further detail since the principles are identical to CSL.

2. PRESENTATION OF RESULTS

Historically, the display of the records is done in the so-called **Waterfall Diagram**. This presentation shows in a binary fashion the positive records components dark and the negative record components white as a function of time. The vertical extent of each record is exactly the distance

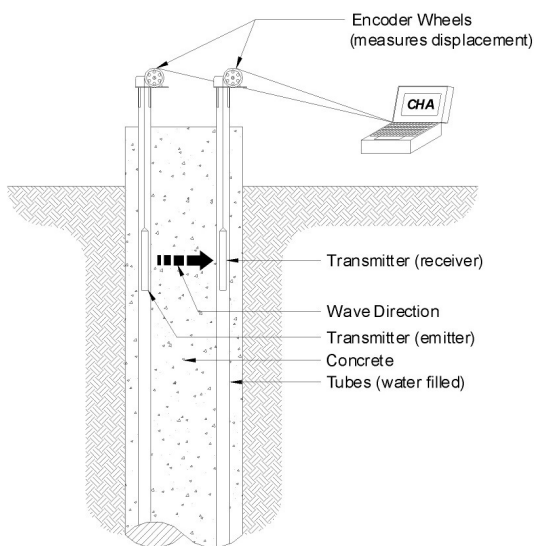


Figure 1 Typical cross-hole setup

over which records are collected (approximately the length of tubes in the shaft). The waterfall diagram is an intuitively clear representation of concrete quality over depth. Normally the test is repeated for all perimeter tube pairs and also at least the major diagonals to investigate the concrete quality and homogeneity between the tubes.

The most important result from the CHA is the first arrival time (**FAT**) of the signal at the receiver, relative to the time the transmitter pulse has been generated. FAT can be determined visually from the waterfall diagram or it can be automatically determined. In the CHA, FAT is recognized when the signal in the receiver exceeds both some absolute threshold and a certain, user selectable, percentage of the maximum signal.

If the distance between the tubes is known, then a **Wave Speed** can be calculated from FAT and the tube spacing. The wave speed in the concrete can indirectly assess the concrete quality. This wave speed is subject to a variety of potential error sources and therefore should be used with caution when judging the quality of shaft concrete. For example, the wave speed depends not only on the wave speed in the concrete but it also depends on the wave speed in water (which is known and can be corrected for) and tube and, therefore, in the location of the sensor within the tube (tubes are typically twice as large as the sensor diameters). Probes therefore are used with “centralizers” to keep the probe in the center of the tube. The greatest error source is however, the unknown distance between the tubes which can only be measured at the shaft top. Tube spacings often vary with depth, particularly for the plastic PVC tubes. The CHA software allows for the plotting of either FAT or Wave Speed.

The signal strength is evaluated by digital integration over time of the absolute value of the signal. The duration of the signal integration is typically in the range of 10 to 20 samples (although for longer samples, the shape of the curve usually is similar). The result of this integration is called the signal **ENERGY**. There are no absolute values of energy that can be used for concrete quality assessment, however, a local relative reduction of “energy” by more than a factor of 10 usually

indicates a serious relative reduction of concrete quality. For example, if energy is significantly lower at a certain depth between two neighboring tubes on the shaft's periphery and not in the interior of the pile, then the concrete cover of the shaft has a reduced quality.

The CSL results may be evaluated for shaft integrity and concrete homogeneity. Shaft integrity may be identified by a consistent wave arrival travel time (FAT) between access tubes. When the arrival signal is delayed, lower quality concrete due to mixing with drilling slurry, honeycombing, or soil inclusions may be present. Delayed signal arrival could also be the result of slow curing or poorer quality concrete. A complete loss of signal generally indicates significant defects in the concrete between access tubes such as caving of the surrounding soil, or a void in the shaft.

3. RESULT INTERPRETATION

Quantitative evaluations of shaft quality based on CSL measurements often involve judgment and experience. The CHA “defect analysis” locates local deviations (and thus compensates for non-parallel tubes) with significant delays in FAT or significant reductions in relative energy. The following can be concluded from the CHA results.

The **vertical extent** of a concrete quality change is easily measured in the vertical display of FAT, wave speed, energy or waterfall diagram.

The **horizontal extent** of a defect or the percentage of cross sectional area affected has to be estimated from the various profiles showing the same defect. If the defect is located in only some tube profiles, offsetting the probes vertically and repeating the test may help locate the defect's horizontal position.

The **severity** of the change in concrete quality is generally judged from the relative change of FAT. The severity of the change in concrete quality also should involve an assessment of the relative energy, however, in a more qualitative rather than quantitative manner. Large reductions in energy (e.g. factor of 10 or more) generally are sure

indications of major problems, though smaller reductions also may indicate problems.

The rating of the shaft integrity considers the increase in “first arrival time” (FAT) and the energy reduction relative to the arrival time or energy in a nearby zone of good concrete. The average wavespeed across the main diagonals shall be at least 10,000 ft/sec. The evaluation of the concrete from the CSL test will generally follow the criteria:

Satisfactory (G) (Good)
FAT increase 0 to 10% and
Energy Reduction < 6 db

Anomaly (Q) (Questionable)
FAT increase 11 to 20% and
Energy Reduction of < 9 db

Flaw (P/F) (Poor/Flaw)
FAT increase 21 to 30% or
Energy Reduction of 9 to 12 db

Defect (P/D) (Poor/Defect)
FAT increase >31% or
Energy Reduction > 12 db

Defects must be addressed if they affect more than the one profile. Defects covering the entire cross section define a full layer defect. Flaws must be addressed if they affect more than 50% of the profiles. Defects or Flaws covering the entire cross section may require repair. Addressing means as a minimum an evaluation by tomography if the concern (Flaw or Defect) is localized (e.g. not across the full section), and/or, depending on the depth to the concern, additional measures like excavation, core drilling, repair or replacement, or repeat tests after a longer waiting time.

4. DISCLAIMER

As with most Non-Destructive methods of pile material testing, results are not always a clear indication of the strength of a shaft. A variety of error sources or limitations can mask some of the defects (e.g. the quality of the concrete that is not in the path of the stress waves between tubes) while exaggerating others (a tube de-bonded from the

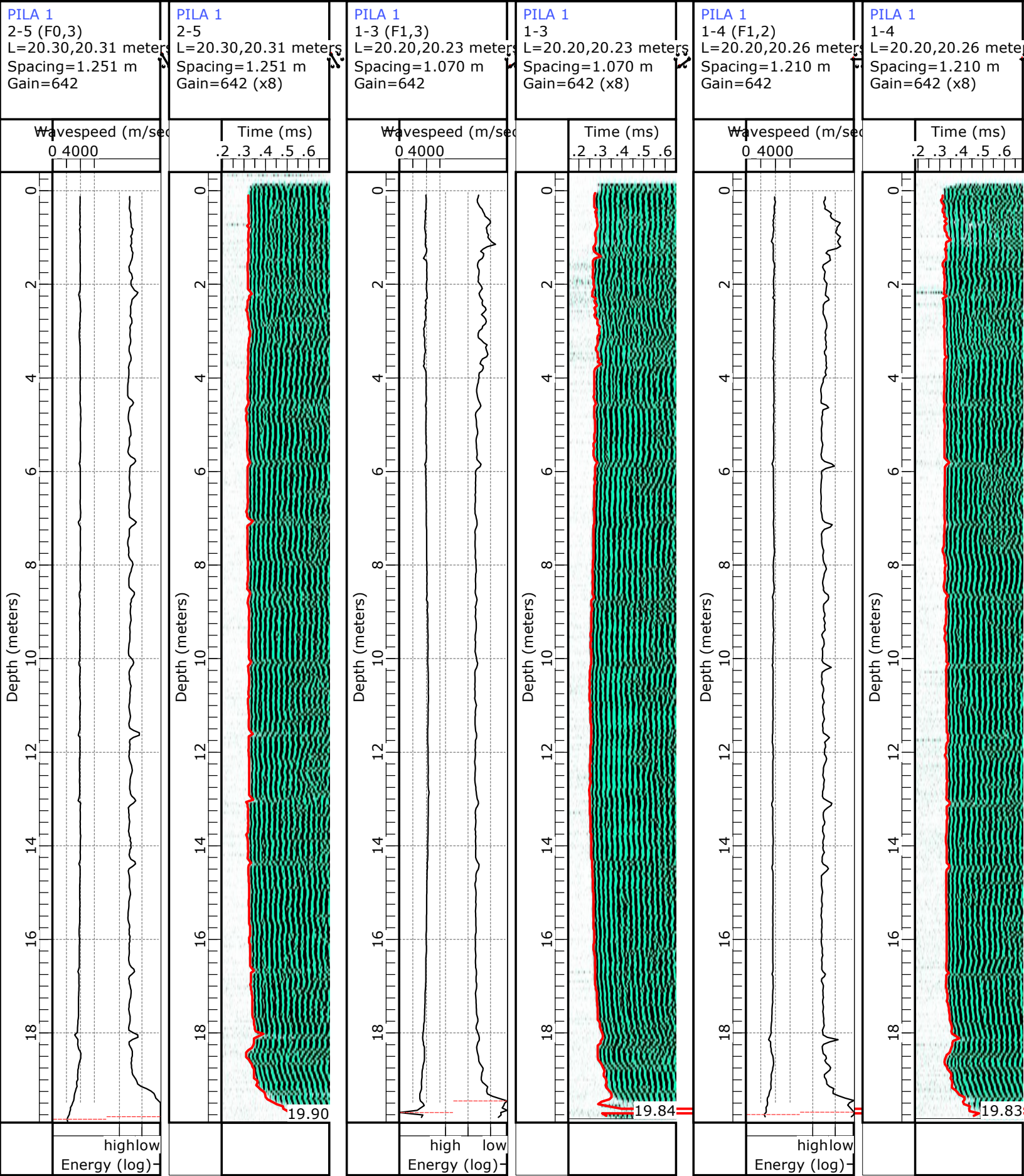
surrounding concrete might yield a severely reduced signal strength.) It is therefore suggested that the CSL results are always used together with other records of shaft installation and that they are not used as the sole basis for shaft rejection or shaft acceptance. In general, the access tubes are attached to the inside of the reinforcing cage. The CSL tests only the concrete between the tubes and thus generally cannot evaluate the concrete cover for the cage. If a defect is not on a direct path between tubes, some controlled tests suggest that the defect would not be detected.

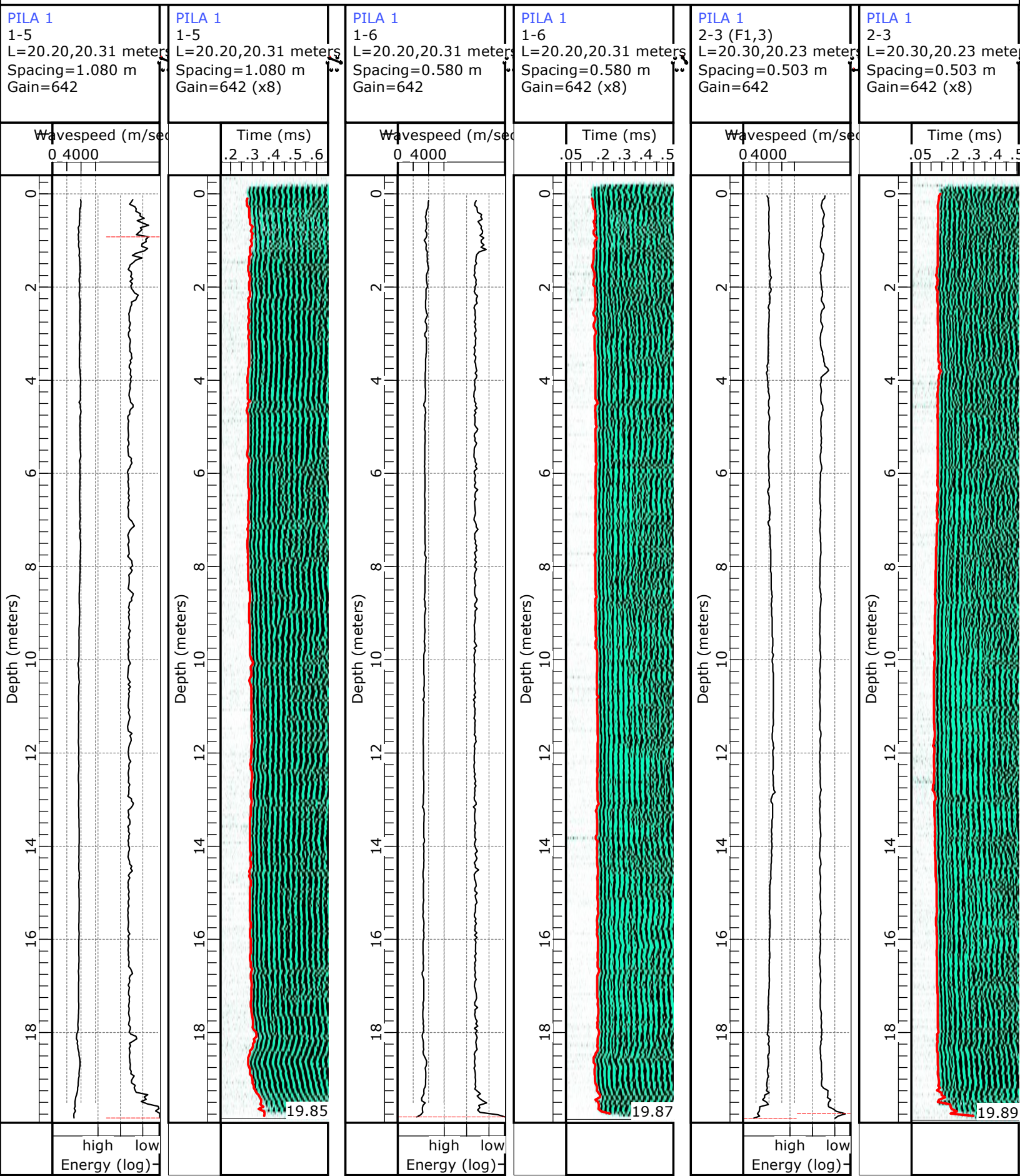
5. CORRECTIVE MEASURES

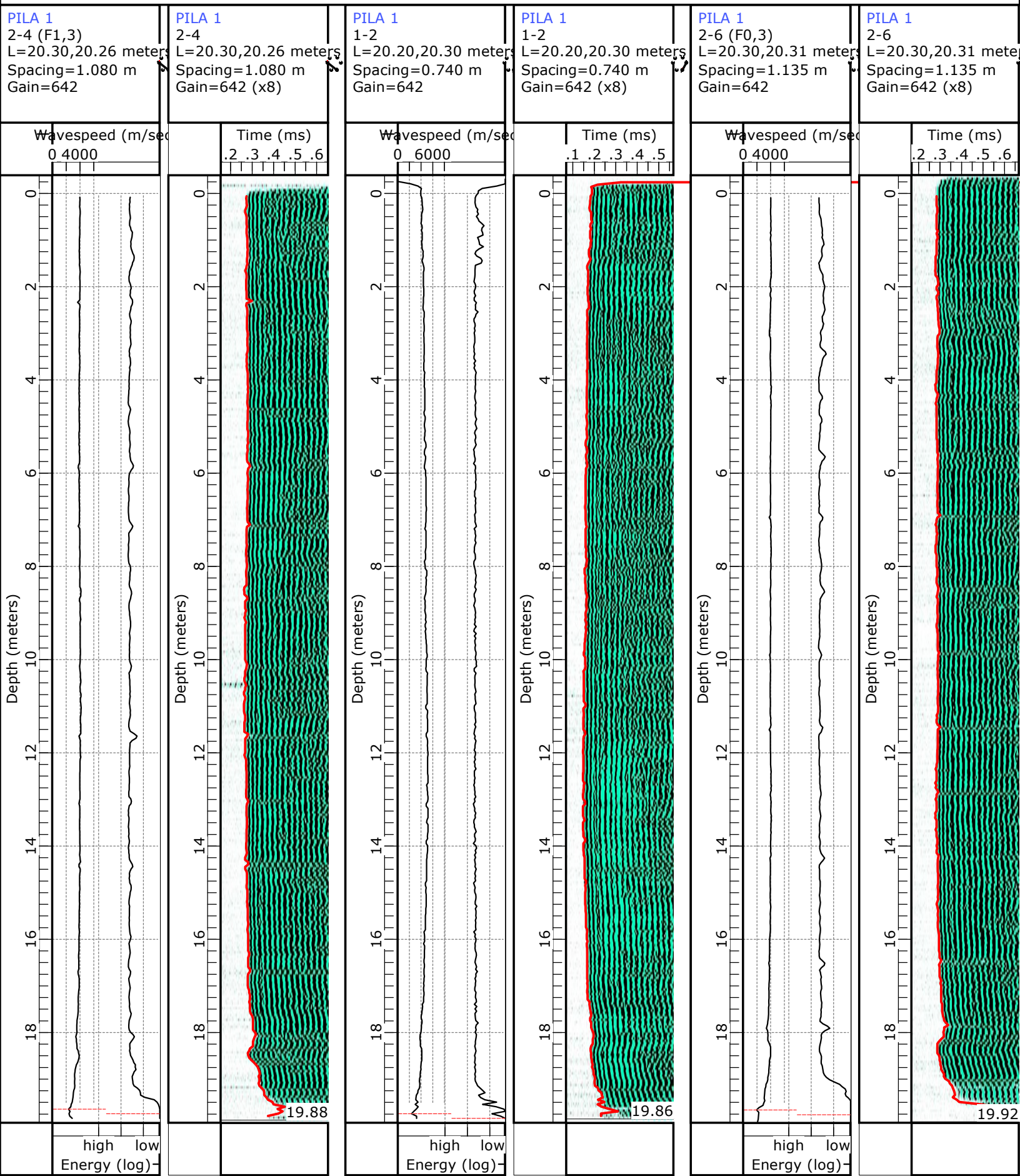
A limited number of corrective measures are available when a defect is indicated by the CSL method. Such measures include:

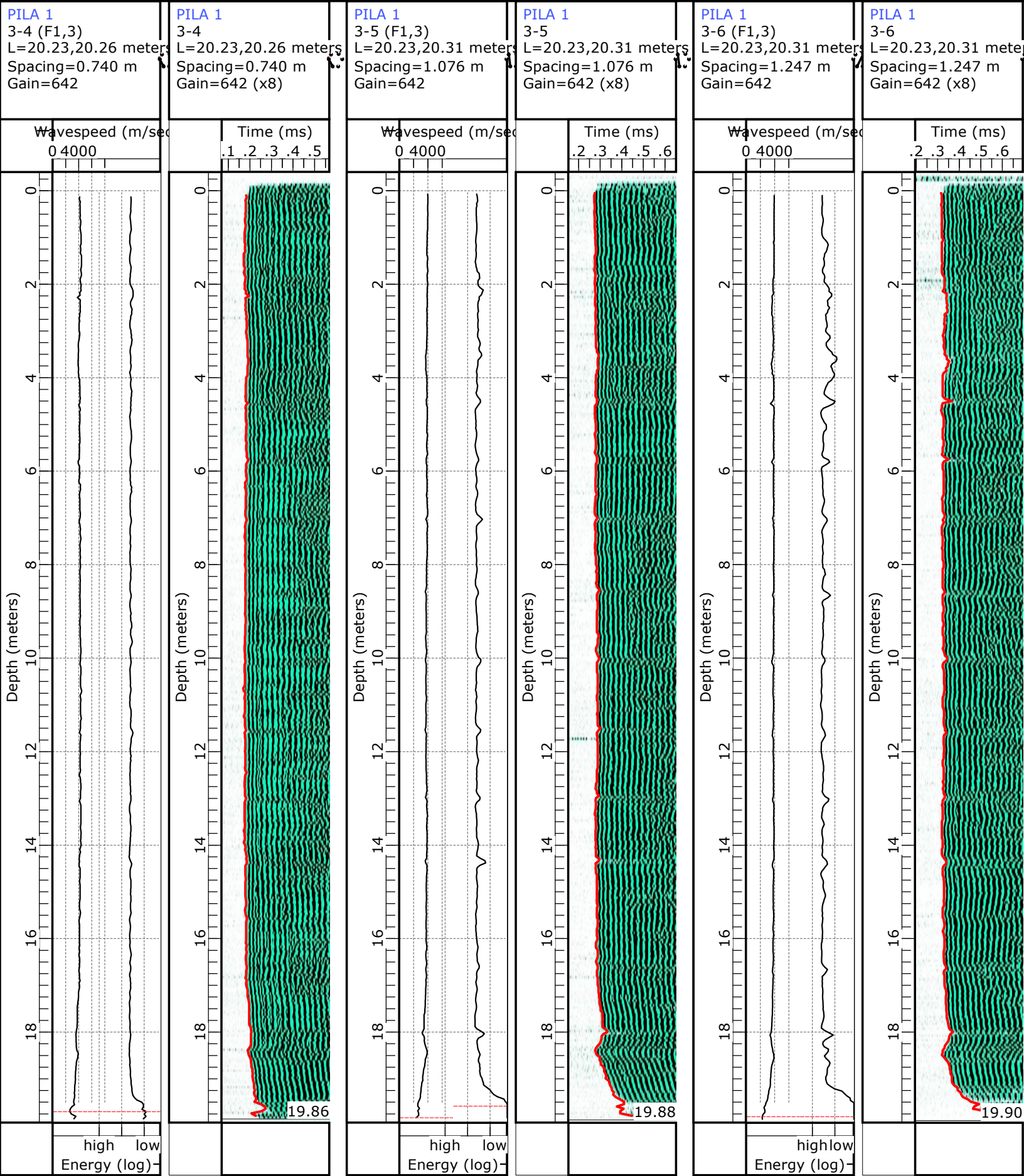
- Static load testing to prove the shaft integrity to be adequate. This is often the most expensive alternate and not well suited for testing large numbers of shafts.
- Dynamic Load Testing (DLT) with a Pile Driving Analyzer® which would yield evidence of satisfactory shaft performance under the dynamic load, which is typically in the range of the shaft's service loads.
- Sonic Pulse Echo testing with the Pile Integrity Tester™ (PIT) as an additional method of non-destructive testing. PIT, for example, could resolve whether or not a simple de-bonding or a more severe defect has caused a reduced Energy or increased FAT.
- Coring of the shaft (probably the most widely accepted additional inspection method). Besides yielding a concrete core, video cameras can be used in the cored hole for a visual inspection of the shaft concrete.
- Repair by grouting high strength reinforcement bars in the access tubes. This is only possible if the tubes are made of steel.
- Pressure grouting the shaft either by piercing the tubes or by cored access holes.

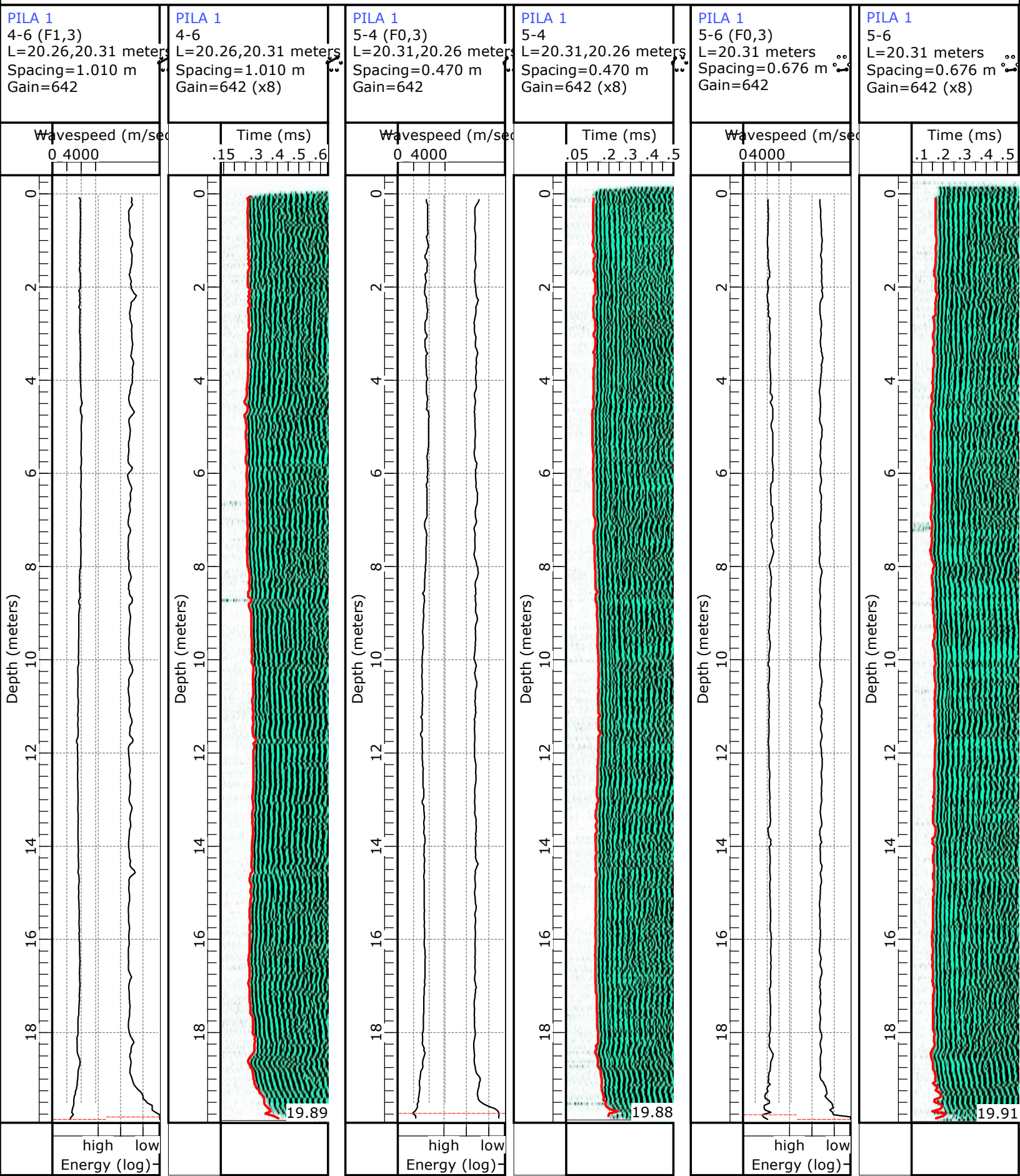
APENDICE B
Resultados pruebas CSL

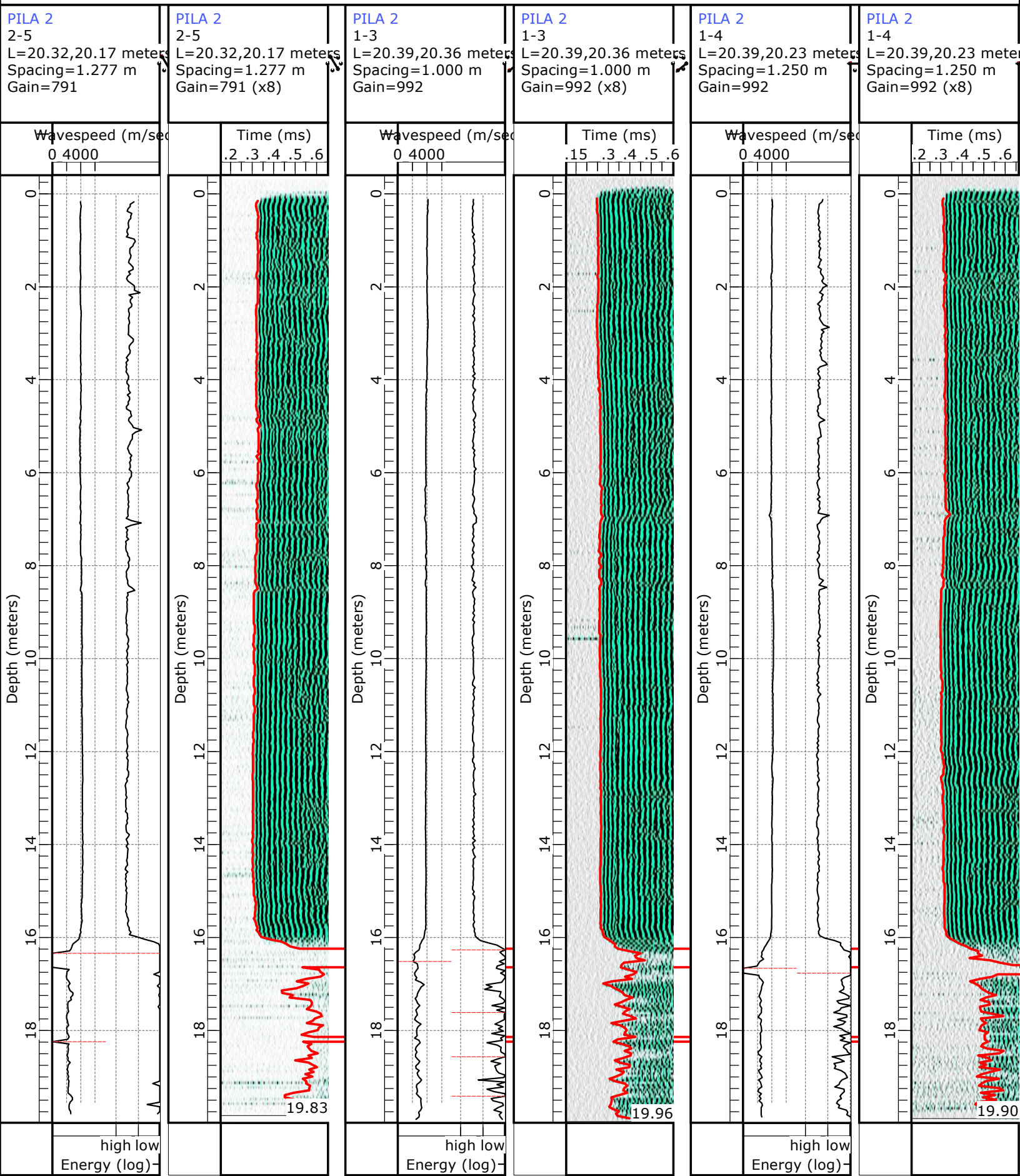


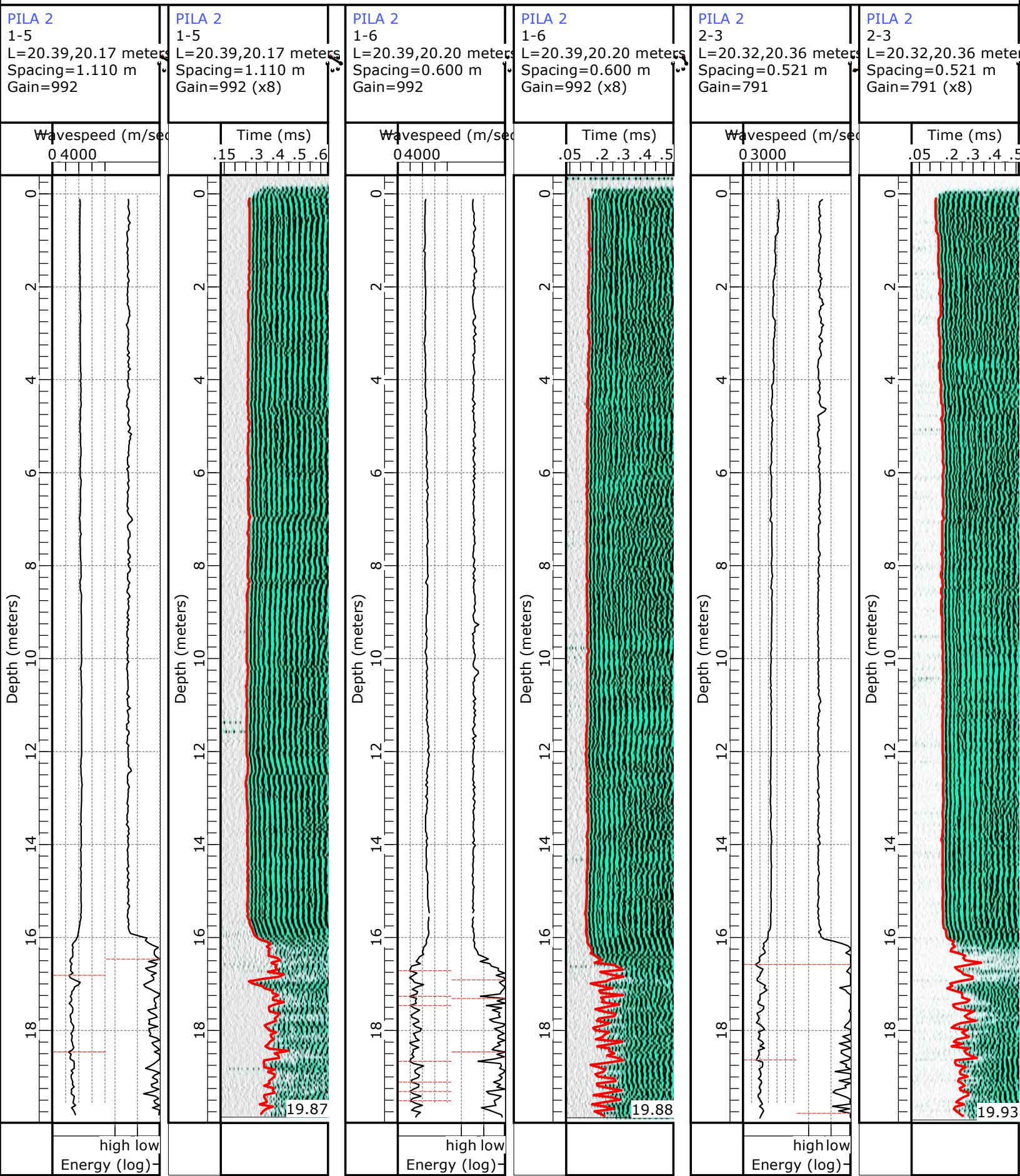


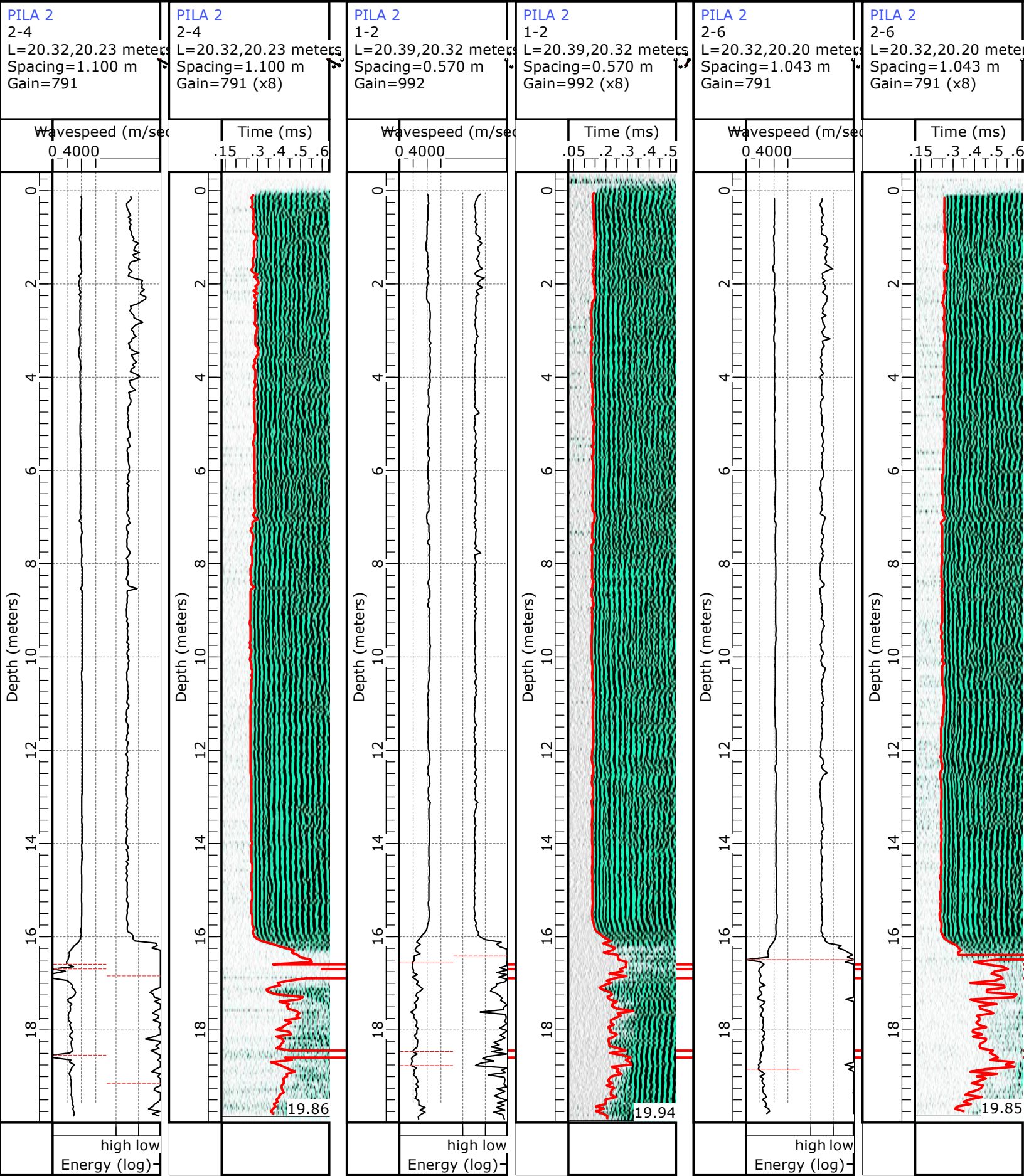


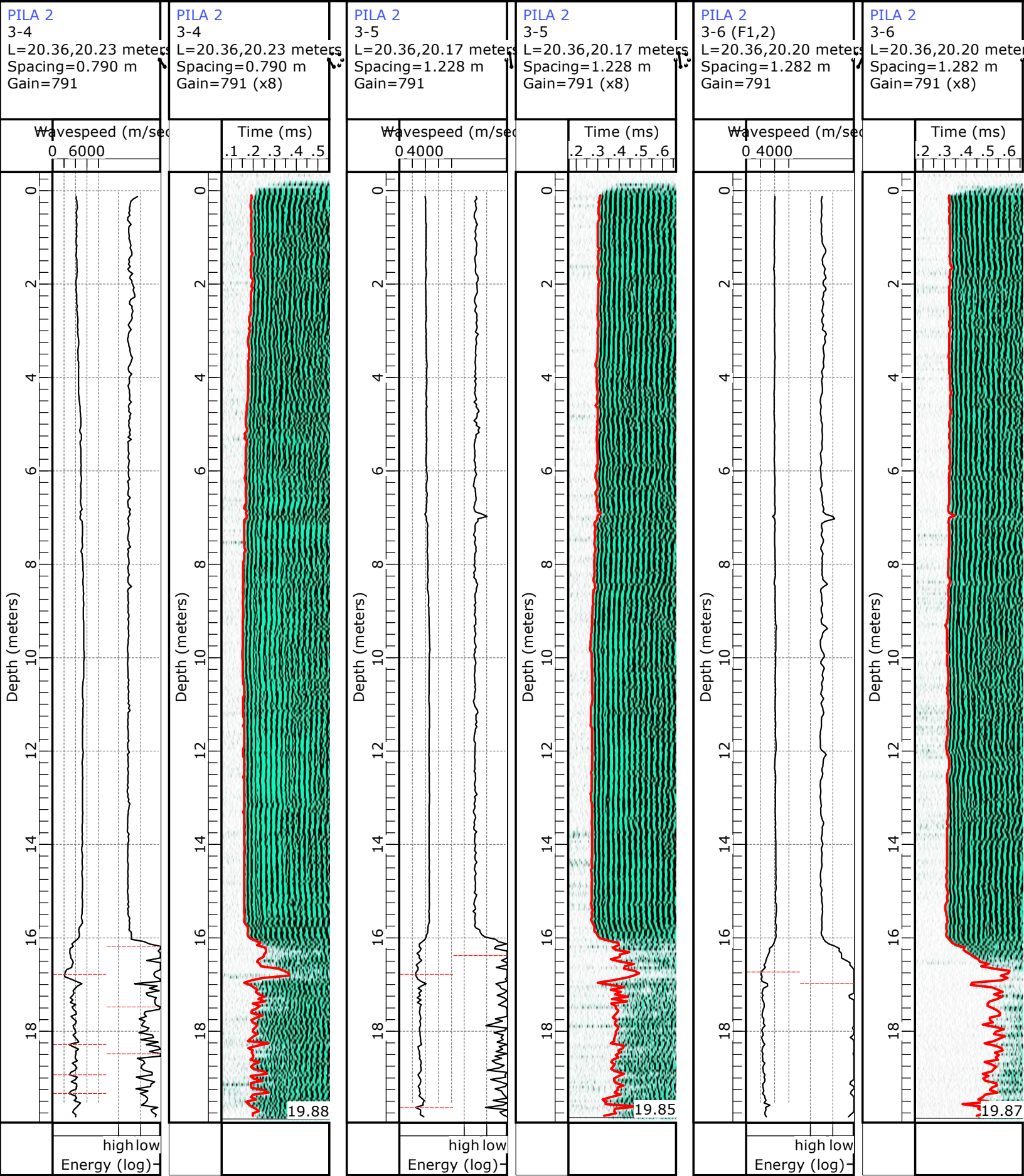


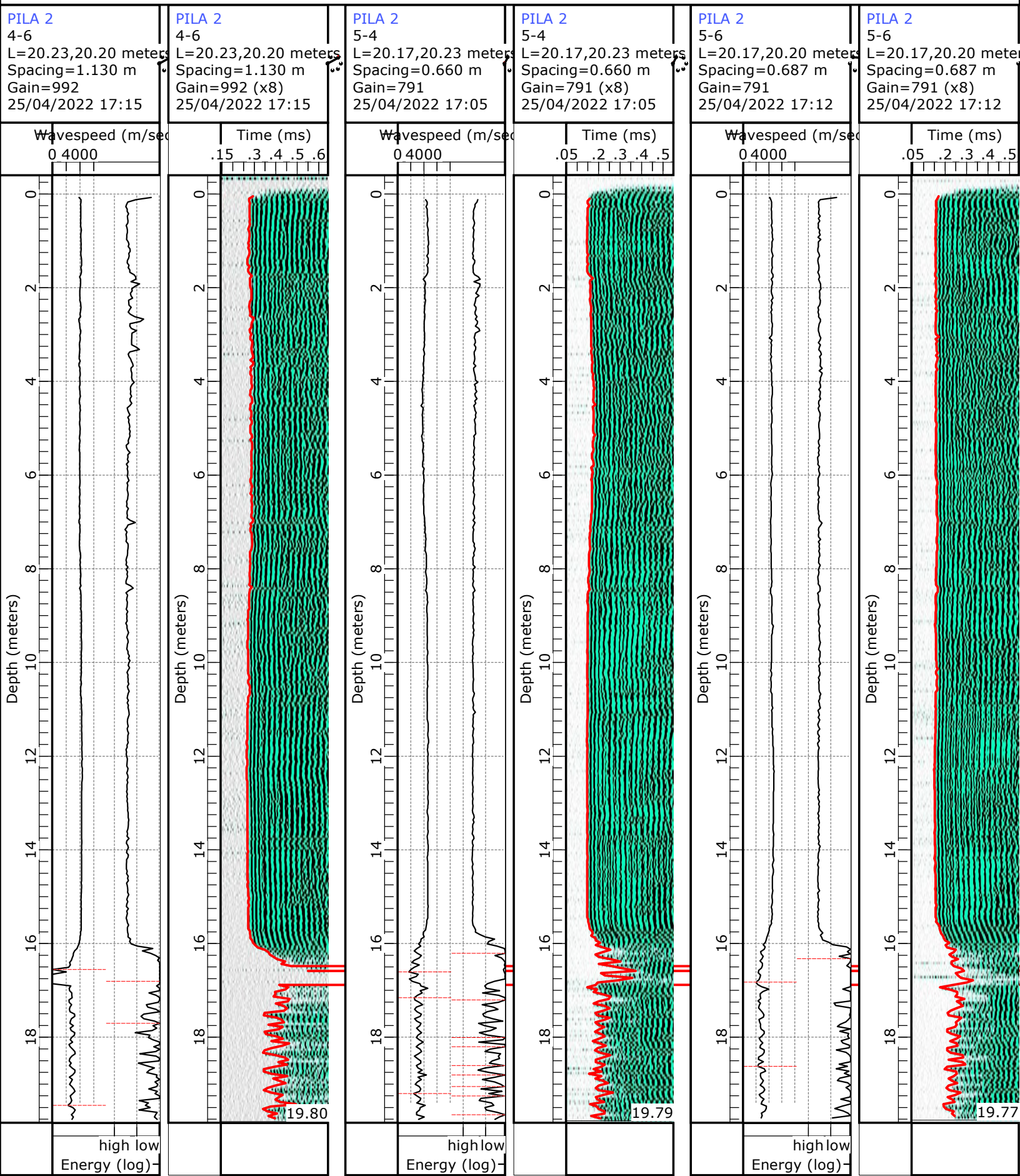












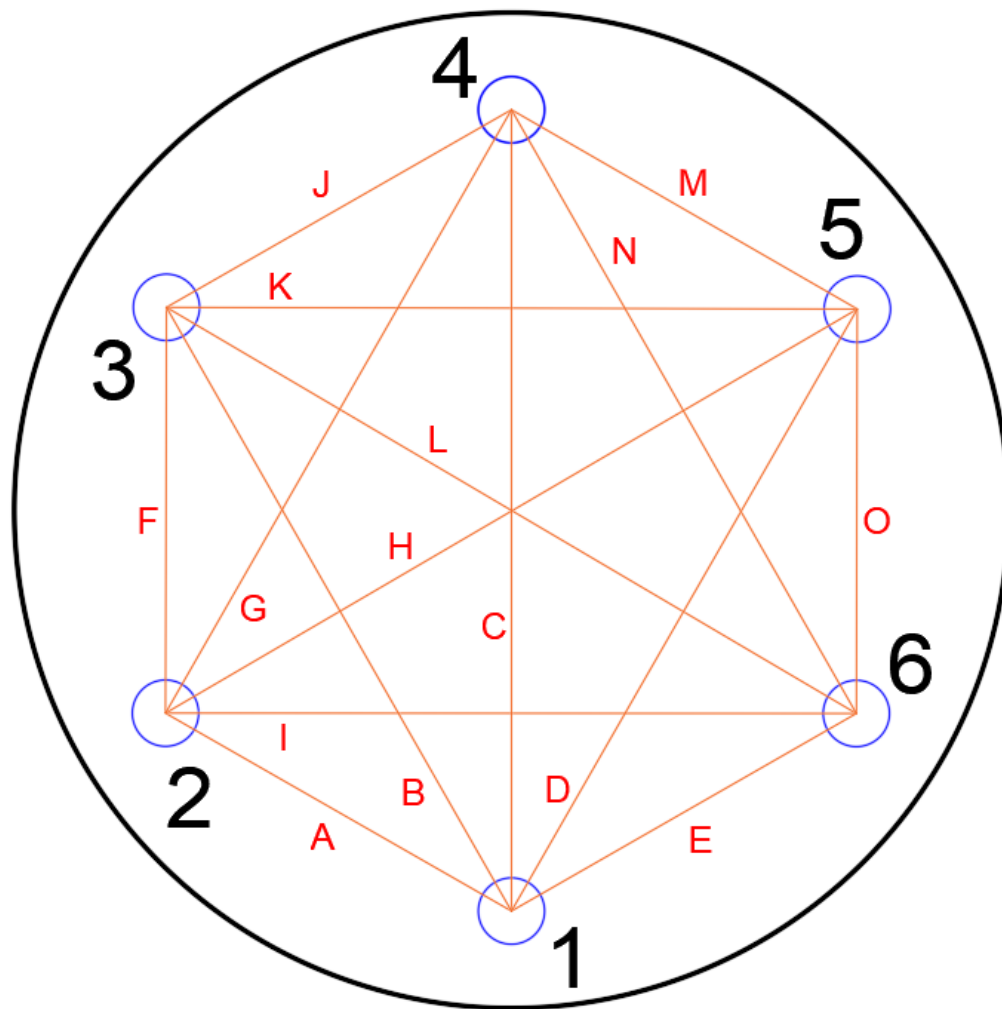
Pile Dynamics, Inc.
VIADUCTO ATIRANTADO CONAGUA APOYO P-6 1

Pile	Profile	Start meters	To meters	Peak meters	Energy Decrease	FAT Delay
PILA 2	3-4	16.08	16.93	16.18	14.6dB	76%
PILA 2	5-4	15.81	17.01	16.21	13.1dB	86%
PILA 2	1-3	16.07	17.07	16.27	11.9dB	41%
PILA 2	5-6	15.97	17.22	16.32	14.5dB	47%
PILA 2	2-5	15.99	17.99	16.34	51.4dB	>100%
PILA 2	3-5	15.93	17.68	16.38	15.2dB	37%
PILA 2	1-2	16.07	17.57	16.42	12.7dB	47%
PILA 2	1-5	15.97	17.72	16.47	11.0dB	26%
PILA 2	2-6	16.14	18.39	16.49	15.8dB	>100%
PILA 2	2-3	16.08	17.88	16.58	15.0dB	58%
PILA 2	2-4	16.19	16.59	16.59		47%
PILA 2	1-4	16.02	17.57	16.77	20.4dB	>100%
PILA 2	4-6	16.06	17.46	16.81	21.4dB	>100%
PILA 2	2-4	16.09	17.74	16.84	25.1dB	>100%
PILA 2	1-6	16.42	17.22	16.92	11.3dB	63%
PILA 2	3-6	16.13	18.03	16.98	13.4dB	36%
PILA 2	5-4	17.11	17.21	17.21	12.4dB	22%
PILA 2	1-6	17.27	17.27	17.27		52%
PILA 2	1-6	17.32	18.32	17.32	11.4dB	40%
PILA 2	3-4	17.03	17.58	17.48	9.2dB	
PILA 2	1-3	17.17	17.82	17.62	8.3dB	
PILA 2	4-6	17.66	17.86	17.71	6.3dB	
PILA 2	5-4	18.01	18.06	18.01	7.1dB	
PILA 2	5-4	18.16	18.21	18.21	8.0dB	
PILA 2	2-5	18.19	18.24	18.24		>100%
PILA 2	1-2	18.42	18.47	18.47		25%
PILA 2	1-6	18.42	18.72	18.47	6.5dB	36%
PILA 2	1-5	18.47	18.62	18.47		22%
PILA 2	3-4	18.28	18.33	18.48	10.9dB	24%
PILA 2	2-4	18.49	18.69	18.54		>100%
PILA 2	1-3	18.32	18.62	18.57	6.5dB	
PILA 2	5-4	18.61	18.61	18.61	6.4dB	
PILA 2	5-6	18.57	18.63	18.63		21%
PILA 2	2-3	18.43	18.63	18.63		28%
PILA 2	1-2	18.57	18.77	18.77		38%
PILA 2	5-4	18.76	18.86	18.81	8.5dB	
PILA 2	2-6	18.49	18.89	18.84		32%
PILA 2	3-4	18.88	18.93	18.93		25%
PILA 2	5-4	18.96	19.06	19.06	6.8dB	
PILA 2	1-6	19.07	19.12	19.12		21%
PILA 2	2-4	18.94	19.19	19.14	6.0dB	
PILA 2	5-4	19.21	19.26	19.26	6.7dB	29%
PILA 2	1-6	19.27	19.37	19.32		34%
PILA 2	3-4	19.28	19.33	19.33		30%
PILA 2	1-3	19.37	19.42	19.42	6.2dB	
PILA 2	4-6	19.26	19.46	19.46		24%
PILA 2	1-6	19.47	19.52	19.52		30%
PILA 2	3-5	19.63	19.63	19.63		26%
PILA 2	5-4	19.61	19.76	19.66	8.9dB	
PILA 2	2-3	19.78	19.88	19.78	7.4dB	

APENDICE C

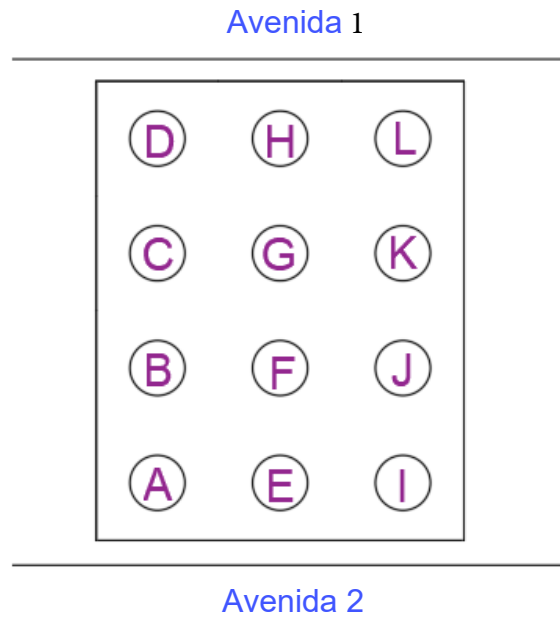
Croquis de ubicación de pilas y configuración de tubos y perfiles de prueba CSL

COMBINACIONES DE PRUEBA EN UNA PILA TIPO CON SEIS TUBOS



CROQUIS DE PILAS PROBADAS

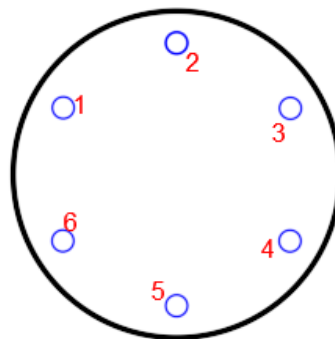
APOYO



CONFIGURACIÓN DE TUBOS EN PILAS PROBADAS CON RESPECTO A LAS CARAS DE CADA EXCAVACIÓN

APOYO

PILA TIPO



**ANEXO 3: ARTÍCULO EN EL CUAL HUBO
PARTICIPACIÓN (PRESENTA EN “GEOCONGRESS”
LOS ANGELES, CALIFORNIA, EN MARZO 2023)**

Pag.148-160

Comparative Study on Performance of CFA Piles and Drilled Shafts in Dos Bocas, Mexico

Chulmin Jung, Ph.D., P.E.¹; Juan Carlos Martinez-Rojas²; Sergio Zaldivar³; Rogelio Monroy⁴; Gabriel Méndez⁵; and Jihoon Kim, P.E.⁶

¹Samsung Engineering, Gangdong-gu, Seoul, Korea. Email: chulmin.jung@samsung.com

²PEMEX, Alcaldía Miguel Hidalgo, México. Email: juan.carlos.martinezro@pemex.com

³DICIMSA, Alcaldía Benito Juárez, México. Email: ssaldivar@dicimsa.com

⁴CIMESA, Alcaldía Cuauhtémoc, México. Email: monroy.rogelio@cimesa.net

⁵Pruebas Dinámicas en Pilotes, Alcaldía Cuauhtémoc, México.

Email: agabrielmendezd@gmail.com

⁶Samsung Engineering, Gangdong-gu, Seoul, Korea. Email: jihoon7.kim@samsung.com

ABSTRACT

This paper presents observations and findings gained from a case study which includes the design and construction of around 10,000 CFA piles and drilled shafts for a refinery project in Mexico. A dedicated pile load testing program, i.e., static and dynamic load tests, was developed and executed to check and verify the construction procedure and pile resistance and also for quality control of production piles. This study mainly compares the construction procedures and load-displacement behaviors for the two different types of non-displacement piles. Site-specific correlations between geotechnical parameters such as SPT-N versus CPT- q_c and estimation of fines contents of soils from CPT data are also presented based on results from extensive geotechnical site characterization campaign. The observed production rate of CFA piles was about five times higher than that of drilled shafts. Static pile load test results suggest that the axial compressive pile resistance of CFA piles was approximately 10%–30% larger than that of drilled shafts, while CFA piles showed a slightly lower lateral resistance compared to drilled shafts.

INTRODUCTION

More than 10,000 CFA (Continuous Flight Auger) piles and drilled shafts were recently designed and constructed for a new oil and gas refinery in Mexico. There are two types of piles from the perspective of changes caused in the soil stress during pile installation: displacement and non-displacement piles (Salgado 2008). Displacement piles are installed by driving or pressing into the ground without removing soil before the pile installation. As a consequence, the soils surrounding the pile experience large displacements. On the other hand, non-displacement piles are cast in situ in a borehole left after removal of a volume of soil and soils around the pile are not displaced from their original position during pile installation. Both drilled shafts (also known as bored piles) and conventional CFA piles (also known as Augered Cast In-situ Piles) are generally classified as non-displacement piles (Brown et al., 2007).

CFA piles and drilled shafts are, however, different in terms of construction procedure and each has its own advantages and disadvantages over the other. The main difference is that conventional drilled shafts usually use casing or slurry to support temporarily the hole while CFA piles do not need temporary casing or slurry for support. Drilled shaft construction requires lowering and raising the drilling auger and bucket multiple times in order to complete drilling. CFA piles, however, are installed in one continuous process using a continuous flight auger.

CFA piles, therefore, have an advantage of higher speed of construction over conventional drilled shafts. However, CFA piles require a higher torque in order to rotate the continuous flight auger and, therefore, the size (or diameter) and length of CFA piles are generally less than drilled shafts (Brown et al., 2007).

Drilled shafts often use a temporary steel casing particularly in cohesionless soils, to maintain a stable drilled hole. The casing also allows drilling through saturated, unstable soils to reach a stable bearing stratum. If the casing is not sealed into the stable bearing strata, drilling slurry, containing either bentonite or polymer, is added into the hole while drilling. When drilling fluid is used to maintain the stability of the borehole, proper handling of the drilling fluid is one of the key factors for a successful construction of drilled shafts. CFA piles require the flight auger be filled with soil to maintain the stability of the hole. If the auger rotates too fast with respect to the rate of penetration into the ground, the auger could convey a large volume of soil to the surface, resulting in making the borehole unstable. It is therefore important to maintain a proper rate of penetration with an adequate rig that can exert sufficient torque and down-force during drilling and for construction of CFA piles (Brown et al., 2007).

In construction of drilled shafts a steel reinforcement cage is placed in the hole before the hole is filled with concrete. In contrast, during CFA pile construction, the steel reinforcement cage is placed into the hole after grout or concrete is placed. The amount of steel reinforcement can be limited because the freshly placed grout or concrete can prevent the steel cage from being fully penetrated.

The load-displacement behavior of non-displacement piles is highly dependent on factors related to construction means and methods. The geotechnical resistance and structural integrity of CFA piles can be affected by the type and condition of equipment, rate of auger advancement during drilling and withdrawal, during grouting, grout pressure, operator experience, and so on. Similar to CFA piles, the geotechnical and structural performance of drilled shafts can be significantly influenced by quality of construction, e.g. cleaning the base of drilled shafts, using casing and/or drilling fluids properly, and placing concrete properly (Brown et al., 2018).

SITE, SUBSURFACE CONDITIONS & THEORETICAL PILE RESISTANCE

The project site is located in Paraíso, Dos Bocas, Tabasco, Mexico. The project aims to build an oil refinery over an area of 630 hectares, which will have a process capacity of 340 MBPSD (Million barrels per stream day) of Maya type crude oil. This reduces the import of high-value fuels and contribute to Mexico's energy self-sufficiency due to a growing domestic demand. The site is divided in two main areas, identified as "Predio 1" and "Predio 2". "Predio 1" mainly includes the Storage Tanks Area while "Predio 2" consists of the Industrial Plants. This paper discusses the pile design and construction in "Predio 2".

Geotechnical characterization and design was conducted in three stages. The first stage was completed by the Civil Engineering Office (GEIC) of the Federal Electric Bureau (CFE) which included geotechnical and geophysical exploration both onshore and offshore. It also included installing geotechnical instrumentation to help define the potential geotechnical hazards. The second stage was mainly aimed at verifying improved ground after applying dynamic compaction to mitigate liquefaction. It consisted mainly of CPT's (Cone Penetration Tests) at every 25 m spacing in the two orthogonal directions. The third stage, which is mainly described in this paper, was carried out to complete detailed engineering design of foundations using geotechnical data gathered from the two previous stages, as described above.

In the third stage, the geotechnical soundings reached a maximum depth of 45 m. The geotechnical investigation included field reconnaissance of the site project, geotechnical fieldworks, and laboratory testing. The geotechnical fieldworks included conventional drilling by rotary wash boring with in-situ testing via Standard Penetration Tests (SPT), Piezocone Penetration Test soundings (CPTu), installation of Piezometers (PZ), Piezocone Dissipation Tests (PDT) and cross-hole seismic tests.

Based on all available geotechnical data, the generalized stratigraphy for the project site is defined by seven major geotechnical units. Units UE-1 and UE-2 are grouped together and described as medium dense to dense sand with silt with thickness ranging on the order of 12 m. These granular soil units are underlain by about 9m thick cohesive soil unit (UE-3 and UE-3a) described as very soft to stiff fat clay, with SPT-N value of about 5 and cone tip resistance (q_c) of about 1 MPa. The UE-3 layer is followed by a stratigraphic stratum of loose to dense silty sand that is divided into two different geotechnical units (UE-4 and UE-5), based on their density. The layers consisting of units UE-4 and UE-5 reach up to a maximum depth of about 28 m followed by the UE-6, stratigraphic unit that is formed by a 4-m-thick layer of dense to very dense silty sand. The base of the stratigraphical model consists of a layer of hard fat clay, with SPT N of 41 and q_c of 3.6 MPa. The design ground water level is considered on the order of 1.7 m below ground level. The embedded depth of deep foundations is mainly governed by depth of the sand strata of units UE-5 and UE-6 with SPT N values of 30-50. A section of subsoil stratigraphy across the site and a schematic representation of SPT and CPTu soundings carried out at different locations is presented in Figure 1. Figure 2 presents an example of each type of sounding that were carried out as part of the site characterization of the project site.

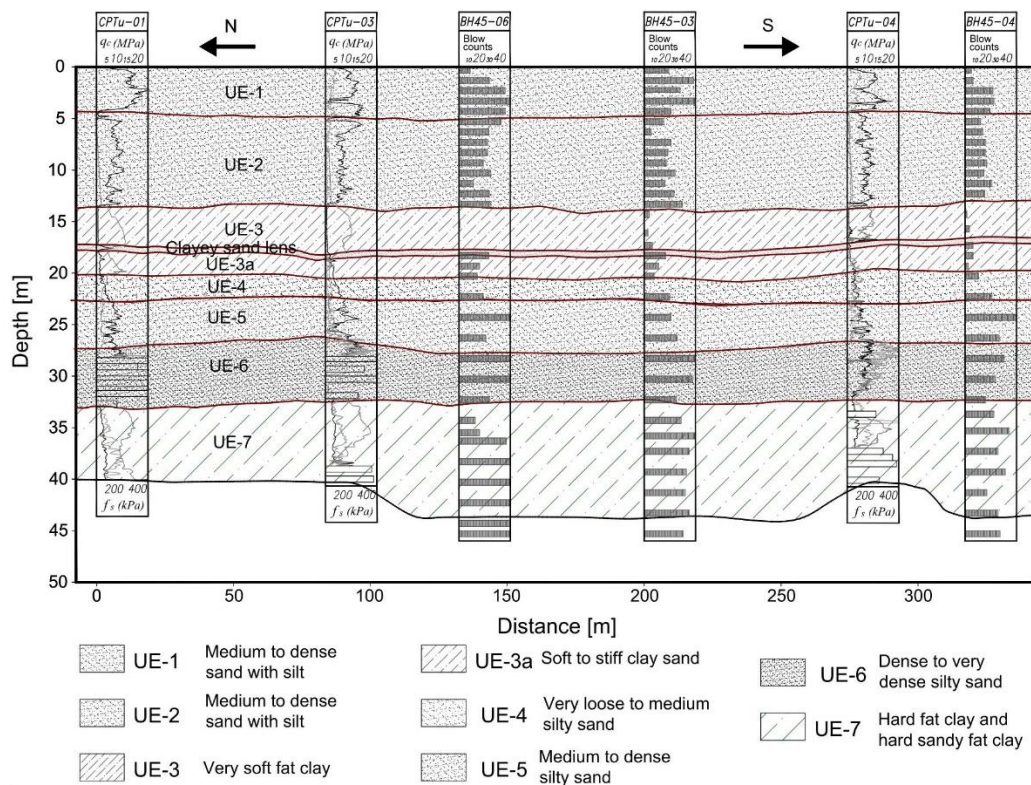


Figure 1. Example of soil profile and schematic representation of SPT and CPTu soundings

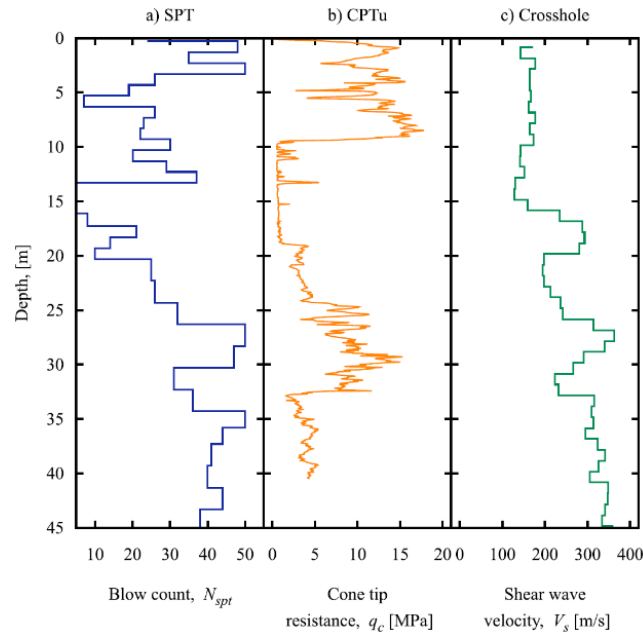


Figure 2. Example of soundings carried out as part of the site characterization fieldworks

With the CPTu data and the normalized soil behavior classification chart proposed by Robertson (1990), the soil behavior type index (I_c) along with the laboratory results are used to define the mechanical behavior of the different soil layers. The design parameters for the different strata that form the generalized stratigraphy are determined based on laboratory tests results and well-established correlations with SPT and CPTu measurements along with the aforementioned soil behavior classification. The determination of the soil properties regarding soil layers classified with a cohesive behavior relies mainly on laboratory results, dissipation tests and CPTu data. For instance, the strength and deformability parameters of the unit UE-3 are obtained by averaging the results of triaxial tests associated with undisturbed soil samples with SPT N values lower than 7. Based on laboratory tests results, it is also observed that a good agreement between the undrained shear strength (S_u) and q_c correlation is achieved when a cone factor (N_{kt}) of 17 is applied, which is typically used for clays on the Gulf of Mexico region. The coefficients of consolidation for units UE-3 and UE-3a are derived from piezocone dissipation tests, the assigned representative values are 3.06×10^{-7} and 2.51×10^{-6} m²/s, respectively. Based on consolidation test results, the assigned representative values of the compression index (C_c) and recompression index (C_r) for UE-3 and UE3a are 0.537 and 0.054, respectively, and the soils are deemed normally consolidated clay.

On the other hand, for soil layers classified with a granular behavior, the angle of internal friction is estimated using the empirical correlation proposed by Dunham (1954) and is also checked using the empirical correlation proposed by Hatanaka and Uchida (1996). The corrected N values (N_{60} or N_{160}) are used and N_{60} is restricted to a maximum of 45. Table 1 presents the measured and calculated design parameters associated to a particular zone inside the project site. The values are the representative ones, and are obtained using the data in the range of “average” ± “standard deviation”. Figure 3 presents the correlation between SPT-N blow count (N_{spt}) and q_c , for the different soils encountered at the project site. It is noted that correlation presented in Figure 3 depends on the soil behavior type. For the project site, a correlation

between the fines content (FC) and the soil behavior type index (I_c) is also calibrated using the equation, $FC = 80(I_c + C_{FC}) - 137$, which was proposed by Boulanger and Idriss (2014). Figure 4 shows the calibration of the C_{FC} constant, which is equal to 0.31 for the project site.

Table 1. Design parameters for the generalized stratigraphy associated to a particular zone inside the project site

Index properties and <i>in situ</i> tests results									Strength	
Unit	Depth [m]	N_{60}	q_c [MPa]	q_c / N_{60}	I_c	FC [%]	PI [%]	γ_m [kN/m ³]	S_u [kPa]	ϕ [°]
UE-1	0 - 5	25	12.7	0.51	1.4	17	-	19.0	0	37
UE-2	5 - 14	23	9.0	0.39	1.7	14	-	19.0	0	36
UE-3	14 - 17	3	0.9	0.30	3.2	97	42	17.1	34	0
UE-3a	17 - 19	15	2.2	0.15	2.8	37	13	17.1	111	0
UE-4	19 - 23	18	5.4	0.30	2.4	27	-	18.0	0	34
UE-5	23 - 26	34	7.6	0.22	2.3	21	-	19.0	0	40
UE-6	26 - 32	41	9.9	0.24	2.4	28	-	20.0	0	42
UE-7	32 - 45	37	3.8	0.10	3.1	91	48	18.8	148	0

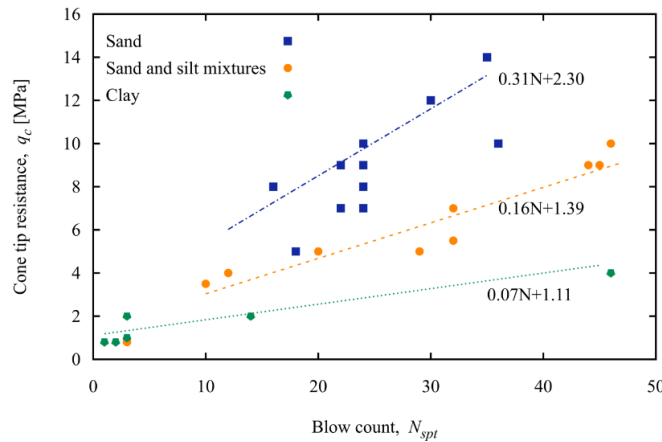


Figure 3. Correlation between SPT-N and q_c for different type of soils

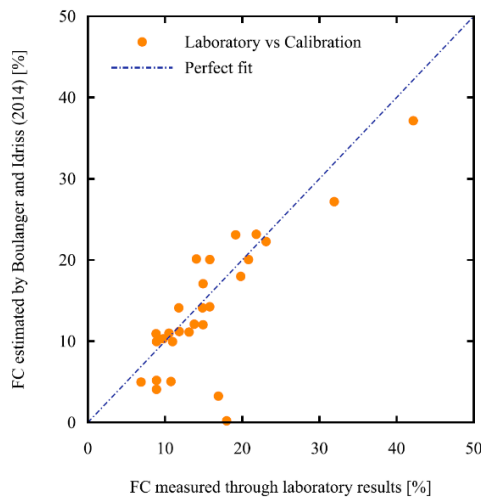


Figure 4. Estimation of fines contents (FC) from CPT data - Calibration of C_{FC} constant

The theoretical ultimate axial resistance for both drilled shafts and CFA piles is calculated in accordance with the FHWA 1999 method which is a FHWA design guideline on drilled shafts (O'Neil and Reese, 1999). The FHWA design manual on CFA piles (Brown et al., 2007) recommends that the FHWA 1999 method suggested for drilled shafts can be used for the conventional CFA piles as well. The ultimate resistance for both types of pile is calculated in accordance with the 1999 FHWA method. The ultimate axial resistance of the deep foundations is obtained by adding the two components, the ultimate shaft skin friction and end bearing. Table 2 shows the theoretical geotechnical ultimate axial resistance of 600, 800, and 1,000 mm diameter piles with a fixed length of 30 meters from the ground surface, estimated using the FHWA 1999 method.

Table 2. Theoretical geotechnical ultimate axial resistance of piles

Pile length (m) from finished ground level	Diameter of pile (mm)	Ultimate shaft resistance (kN)	Ultimate base resistance (kN)	Ultimate (total) resistance (kN)
30	600	3,260	667	3,927
	800	4,347	1,185	5,532
	1,000	5,433	1,852	7,285

CONSTRUCTION PROCEDURE

The detailed construction procedure of CFA piles and drilled shafts are described in this section, noting some important findings and comparisons.

To install 600 to 1,000 mm diameter CFA piles, the hollow stem auger mounted on the drilling rig was positioned directly over a pile center mark installed on the ground. For the first CFA of the shift, it was necessary to lubricate the hoses and hollow stem with a water-cement-bentonite mix batch. This was necessary for the concrete mix to keep workability and to avoid any blockages of the pumping line. Before drilling started, an initial verticality control of the Kelly bar and therefore of the auger was done with a hand-held spirit level. As the drilling progressed spoil remained in the auger providing a temporary but necessary ground support (Figure 5-(a)). Instrumented rigs also allowed to obtain some important parameters like auger advance speed and torque. Once the maximum depth was reached the auger was raised for a slightly letting the concrete column push and eject a bottom plug so concreting may start.

Concrete quality control on CFA piles can never be overemphasized; it is a critical aspect for the successful completion of each element. For this reason, every single concrete mixer had to be verified. Acceptance criteria, at minimum, must contemplate slump (or extensibility) and temperature measurements along with mix tolerances (water, cement, aggregates & additives). In the project several concrete plants had to be used to guarantee concrete supply to different fronts. A good practice from logistics point of view was the centralization of concrete tests and further distribution from a field laboratory.

Upon acceptance, the concrete was sent to the working front and then placed into the hopper of a concrete pump which sends it through the hoses and down the hollow stem. In this way the pile hole was filled from its base up while the auger was being extracted (Figure 5-(b)). The withdrawal rate was controlled by keeping a short length of the auger submerged in concrete. When concrete reached the required level (most of the times platform level) the drill rig moved to the next position and the spoils were taken to the disposal site with a wheel loader.

The pile head was hand cleaned to expose fresh fluid concrete through which a pre-assembled rebar cage with special provisions such as inner steel rings, a pencil-shaped end tip, and centralizers was inserted. Because of special rheology of the concrete used for this project, the cage could be lowered solely by gravity and rarely with the help of a “vibrator hat” as shown in Figure 5-(c), (d). Finally, before the end of a shift, a thorough cleaning of the concrete pump, hose and the auger hollow stem was undertaken.

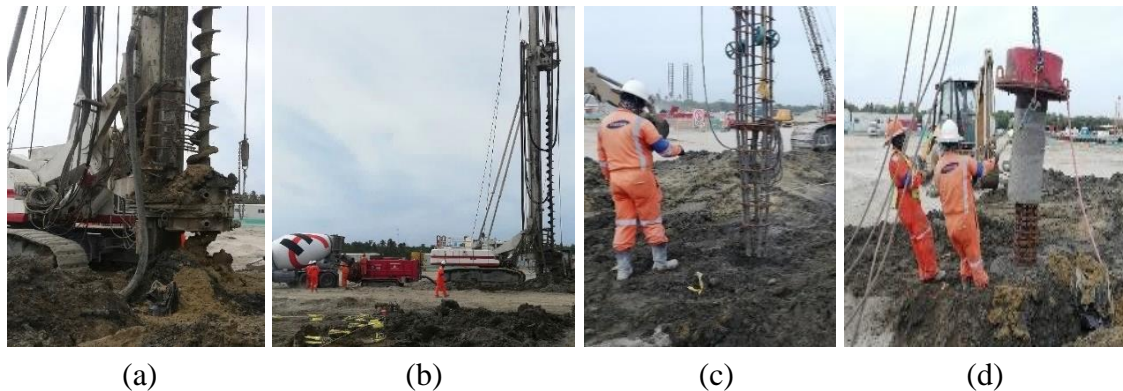


Figure 5. Detailed procedure of CFA construction

The installation of 600 to 1,000 mm diameter drilled shafts at the project site incorporated a combination of casing and wet methods to cope with the complications when groundwater and loose lenses of sands were encountered. Such soil conditions might tend to cave or collapse during drilling and staged casing removal. As shown in Figure 6, drilled shafts were installed in six main stages: (a) drilling with slurry for casing; (b) driving of casing; (c) complete excavation until reaching design depth; (d) placement of reinforcing steel cage; (e) placement of concrete; and (f) pulling the casing out.

The initial drilling was carried out using bentonite slurry to stabilize the excavation, this stage was crucial to facilitate the process of driving the casing and to secure the excavation verticality. For the bentonite slurry a density was between 1.02 to 1.04 g/cm³ and a viscosity was below 55 seconds. Once the initial drilling was completed, a vibrodriever was placed at the top of the casing to drive the casing into the clay strata (UE-3), the casing lengths ranged from 12 to 18 m with diameters 5 to 10 cm greater than the ones specified for the shaft. After setting the casing, the excavation continued until the design depth was reached, using buckets and bentonite slurry. The Kelly bar's level was constantly checked to secure its verticality. The time of excavation completion was on the order of 2 hours. Once the excavation was completed and its base was cleaned, the reinforcing steel cage was lowered into position using a crane. To prevent excessive bending moments from being developed during lifting, it was recommended to pick up the cage using five pick points. Prior to the placement of concrete, the bentonite content test was carried out to secure a sand content below 4%.

The concrete placement was performed using a tremie to deliver concrete to the base of the shaft and to displace slurry upwards. To prevent concrete from being mixed with bentonite slurry, the bottom of the tremie was kept at least 30 cm below the rising surface of the fresh concrete and some sections of the tremie were uncoupled as concrete was placed. To maintain the concrete workability throughout the duration of concrete placement until the casing was removed, an 18 cm minimum slump was recommended, although a slump on the order of 20 cm

was recorded in most of the truck-mixers. Finally, the vibrodriver was placed again at the top of the casing to remove it. It was recommended to remove the casing immediately after the concrete was placed to avoid pulling the rebar cage out along with the casing. The complete process of constructing a single drilled shaft lasted on the order of 5 hours.

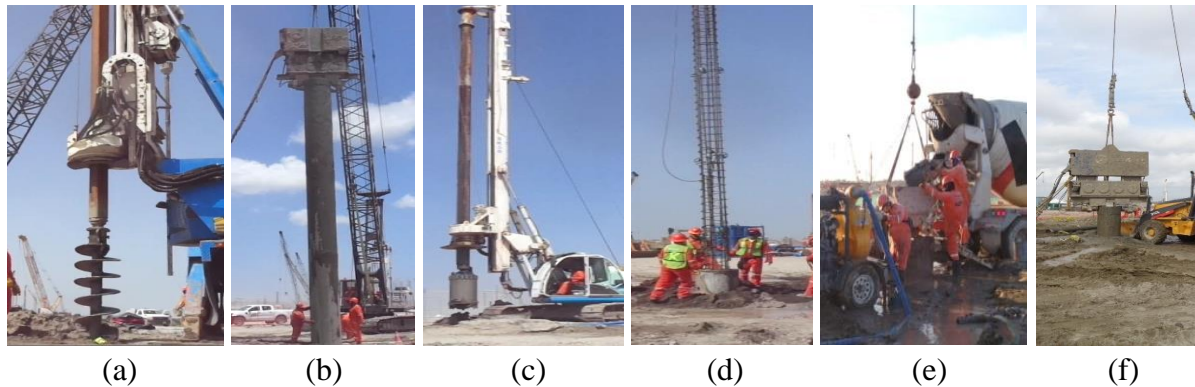


Figure 6. Detailed procedure of drilled shaft construction

Important findings are noted between the installation of drilled shafts and CFA piles:

- Overall, the implementation of the CFA method required the employment of less machinery than the drilled shaft method.
- The CFA method required the overlaps of the reinforcing steel cage be welded before lowering it into the concrete. This resulted in less flexural displacements during lifting compared to the rebar cage installation with the drilled shaft method. The time and labor to build a welded CFA cage and an unwelded drilled shaft cage was similar.
- Minimum concrete slump was 18 cm during the installation of drilled shafts, while it was 24 cm when the CFA method was implemented (Figure 7). The CFA pile concrete took longer to cure to the required design strength.
- Since the CFA method did not require bentonite slurry which was used in the drilled shaft method, the production rate was higher when the CFA method was implemented. At the site, the construction time of a single pile was approximately 1 hour with CFA method while 5 hours or more with the drilled shaft method. A comparison of the production rate (i.e. number of piles constructed) between CFA piles and drilled shafts is presented in Figure 8.

PILE LOAD TESTS, RESULTS AND FINDINGS

A dedicated pile load testing program was developed. It included a total of twenty-nine (29) static load tests which were carried out on preliminary test piles and in three different directions (compression, tension, and lateral) prior to constructing production piles. In addition, one percent of about ten thousand production piles were subjected to high-strain dynamic pile load tests to mainly check the quality control of production piles.

The static axial pile load tests were mainly intended to verify the theoretical ultimate resistance of both CFA piles and drilled shafts on site. Some of the preliminary test piles were subjected to a higher load than the theoretical ultimate resistance and reached plunging failure. The lateral load tests were performed under a free head condition and all load tests reached

failure with excessive lateral displacement. The static pile load tests were carried out in accordance with the relevant ASTM standards, i.e. ASTM D1143/1143M-07, D3689-07 and D3966-07 for compression, tension, and lateral loading, respectively. For each type of tests, Method A (namely, Quick Test) was adopted. The axial test load was applied in increments of 5 % of the estimated maximum test load determined from the theoretical axial ultimate resistance of pile. The test load was kept constant for a time interval of 15 minutes and using this same time interval for all loading increments. Lateral load testing was conducted similarly. For all type of tests, reaction piles were installed surrounding a test pile and used to apply a load on pile.

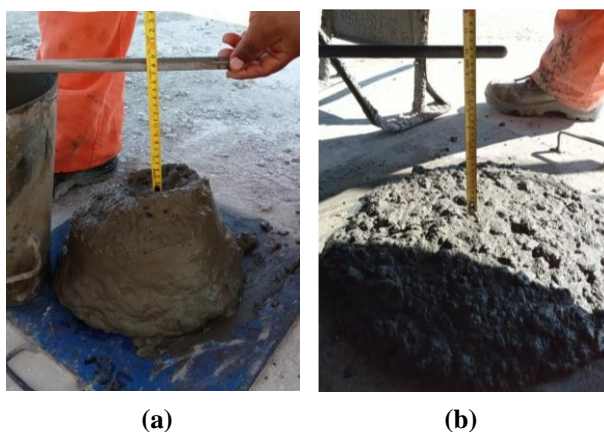


Figure 7. Comparison of the concrete slump, between the drilled shaft method (a) and CFA method (b)

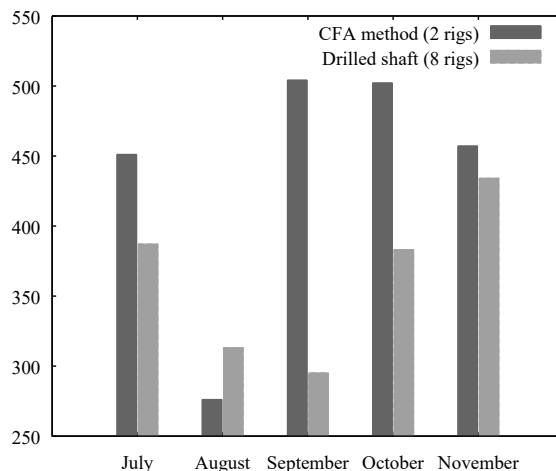


Figure 8. Comparison of the production rates between CFA piles and drilled shafts at the project site

Figure 9 plots the normalized load-displacement curves which are obtained from the pile load tests conducted in axial compressive direction for the different pile diameters (600, 800, and 1,000 mm). In those curves the displacement is normalized by the shaft diameter (δ/D), while the axial testing load is normalized by the theoretical ultimate resistance shown in Table 2. It is observed that the failure load (i.e. $\delta/D=5\%$) as specified in Section 10.8.3.5.6 of the AASHTO Bridge Design Specifications (2020) is not reached for CFA piles during testing. When the axial

loads at $\delta/D = 2\%$ are compared, CFA piles reached approximately 10 to 30% higher axial load values than drilled shafts. In other words, CFA piles seemingly show a stiffer load-displacement behaviors than drilled shafts. It is also noteworthy to observe that in almost all cases the theoretical ultimate resistance was under-predicted by about 20 % or even larger when compared against the failure load ($\delta/D = 5\%$) reached during testing, suggesting that the FHWA IF-99-025 design method and the approach adopted for the site characterization are both suitable enough for the design of both CFA piles and drilled shafts. Similarly, a stiffer load-displacement behavior is also generally observed from the tension pile load tests (not shown). The lateral load test results are presented in Figure 10, they show the opposite behavior of what was observed during compression tests. Namely, the results suggest that this site's drilled shafts have larger lateral resistance and a stiffer load-lateral displacement compared to CFA piles.

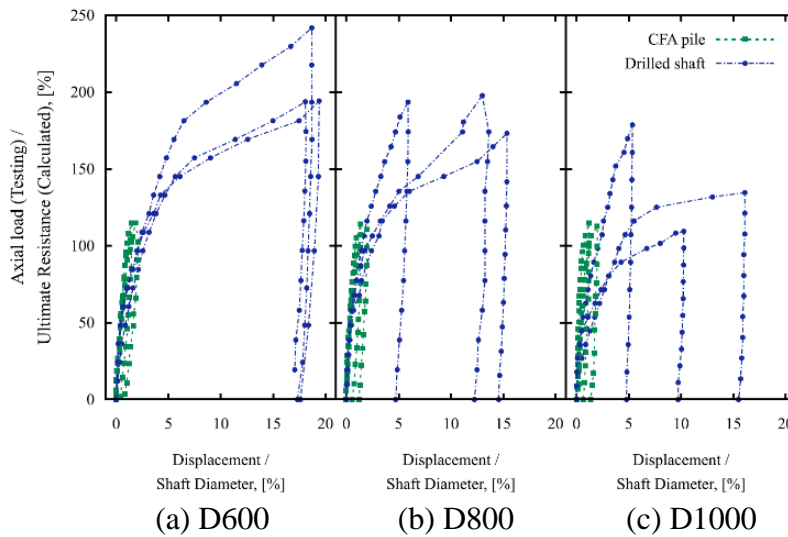


Figure 9. Results of static pile load tests – Compression

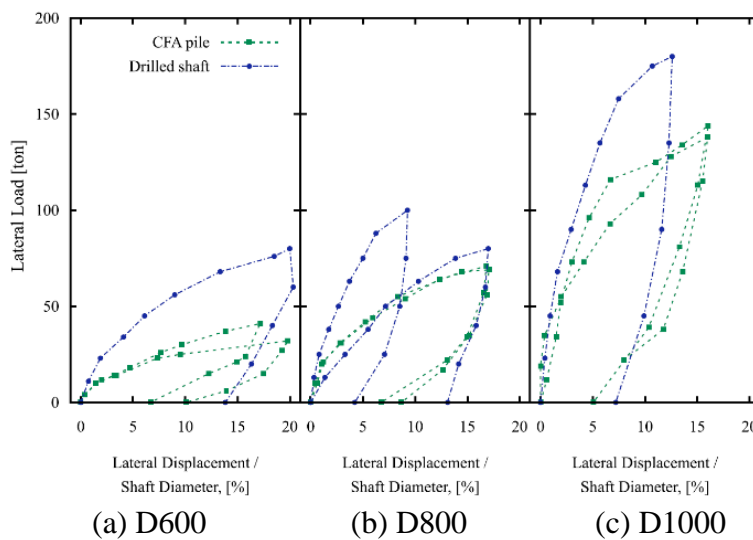


Figure 10. Results of pile load tests – Lateral

Approximately 1 % of working piles were subjected to high-strain dynamic tests (ASTM D4945). The objective was to mobilize the maximum possible load without exceeding the allowable compression and tension stress in concrete. In preparation for the test, an excavation to uncover the pile head was done to demolish the original concrete of shafts or piles. Thereafter, a reinforced concrete pile extension was made upon which the impacts of a 216kN (22 ton) free-falling mass could be applied. The impacts were not given directly on the concrete surface, but on a cushion made with a 19 mm plywood and a 50.8 mm steel plate. The drop mass was produced from reinforced concrete, with a steel plate adapted to the bottom and poured within a thick PVC container. An additional provision to have minimum force eccentricity was the use of a steel pole fixed in the center of the pile that served as a guide for the mass. The mass slides vertically on a guide steel pipe, poured and fixed to the pile concrete extension, to impact each pile top, for each of the tests. Figure 11 shows mass, guide steel pole and cushion. All tests took place only after the concrete attained 100% of the specified Unconfined Compressive Strength (f'_c). Averaged axial values of strain and acceleration were collected during the test with a Pile Driving Analyzer (PDA) equipment, four strain gages, two piezo-electric accelerometers and two piezo-resistive accelerometers. These latter instruments were fixed one and a half diameters below the pile top in four points at 90 degrees of pile circumference. When preparations were ready, the mass was lifted in incremental heights of between 0.5 and 1.10 m depending on pile diameter and let fall freely. After each blow, the permanent set was measured with surveying equipment. Each pile received between two to five blows with permanent displacements between 1 and 9 mm.



Figure 11. Dynamic load test system

The test was stopped when the maximum mobilized load without exceeding 85% of concrete specified strength was attained. Two methodologies were used to analyze data for all piles: “Case Method” and “CAPWAP®” (Case Pile Wave Analysis Program) analysis. The first is a closed form solution for immediate on-site evaluation while the second uses a discrete numerical analysis with signal matching algorithm, in order to obtain the pile resistance activated during the dynamic load test. One of the benefits of dynamic load tests is the capability to separate shaft resistance and end bearing components for every pile tested. The shaft resistance is, in general, 70 to 80% of the total resistance, which agrees with the calculated theoretical pile resistance (Table 2). The PDA tests also confirmed that CFA piles tend to show a higher axial compression resistance than drilled shafts. Figure 12 shows a typical example of a PDA test (for a CFA pile

with $\phi=800\text{mm}$) and CAPWAP analysis result: (a) measured force vs. velocity curve, which implies a predominant shaft (skin friction) resistance of pile; (b) signal matching between the measured and the computer modelled curves, which implies that the signal matching is successful; (c) simulated load vs. displacement curves; and (d) pile resistance distribution along the shaft and at the toe, which indicates that the activated pile resistance ($=6,300\text{ kN}$) is larger than the theoretical pile resistance ($=5,532\text{ kN}$) and the shaft resistance along pile is about 80 % of the total pile resistance.

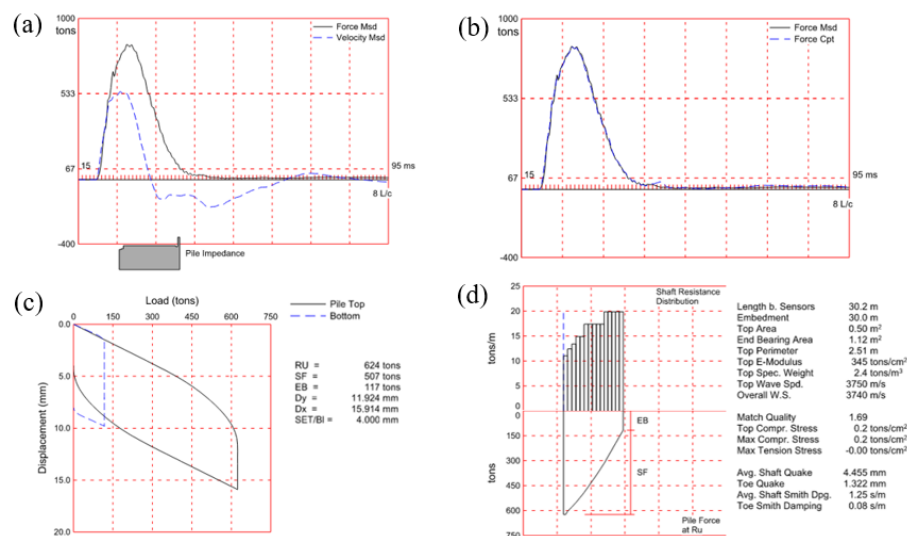


Figure 12. Typical PDA signal matching results

CONCLUSIONS

From this study, the main findings and conclusions are as follows:

- *Site-specific correlations.* Meaningful site-specific correlations between geotechnical parameters such as SPT-N vs. CPT- q_c and estimation of fines contents of soils from CPT data are established. In addition, a good agreement was observed between S_u and CPT- q_c when a cone factor (N_{kt}) of 17 is used.
- *Production rate in pile construction.* The production rate of CFA piles was about five time higher than that of drilled shafts.
- *Compressive pile resistance.* When the axial compressive loads at $\delta/D=2\%$ are compared from the static load tests at this site, CFA piles reached approximately 10 to 30% higher axial load values than drilled shafts. In other words, CFA piles seemingly show a stiffer load-displacement behaviors than drilled shafts. The theoretical ultimate resistance of piles in compression was under-predicted by about 20 % or even larger when compared against the failure load, suggesting that the FHWA IF-99-025 design method and the approach adopted for the site characterization are both suitable enough for the design of both CFA-piles and drilled shafts.
- *Lateral pile resistance.* CFA piles show a slightly lower lateral resistance compared to drilled shafts.
- *Dynamic load tests.* The production phase tests confirmed that CFA piles tend to show a higher axial compression resistance than drilled shafts.

REFERENCES

- AASHTO. (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 9th Ed., AASHTO, Washington D.C.
- ASTM. (2013). D1143/D1143M-07. *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load*. ASTM, West Conshohocken, VA.
- ASTM. (2007). D3689-07. *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load*. ASTM, West Conshohocken, VA.
- ASTM. (2013). D3966/D3966M-07. *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load*. ASTM, West Conshohocken, VA.
- ASTM. (2017). D4945. *Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations*. ASTM, West Conshohocken, VA.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCD/CGM-14/01, University of California at Davis, Davis, CA.
- Brown, D. A., Dapp, S. D., Thompson, W. R., and Larzarte, C. A. (2007). Design and Construction of Continuous Flight Auger Piles, Report No. FHWA- HIF-07-03. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- Brown, D. A., Turner, J. P., Castelli, R. J., and Loehr, E. J. (2018). Drilled Shaft: Construction Procedure and Design Methods, Report No. FHWA- NHI-18-024. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- Dunham, J. W. (1954). "Pile foundations for buildings." *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 80(1), 1-21.
- Hatanaka, M., and Uchida, A. (1996). "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils." *Soil and Foundations*, 36(4), 1-10.
- O'Neil, M. W., and Reese, L. C. (1999). Drilled Shaft: Construction Procedure and Design Methods, Report No. FHWA-IF-99-025. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- Robertson, P. K. (1990). "Soil classification using the cone penetration test." *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151-158.
- Salgado, R. (2008). *The Engineering of Foundations*, NY, McGraw Hill.

ANEXO 4: ALGUNOS ENTRENAMIENTOS Y CERTIFICACIONES

Pag.161-168



La Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C.

otorga la siguiente

Constancia

a

Alan Gabriel Méndez Díaz

Por su asistencia a la

XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica

del 14 al 16 de noviembre del 2012 en la ciudad de Cancún Quintana Roo.

M. I. Juan de Dios Alemán Velásquez
Presidente
Mesa Directiva 2011-2012

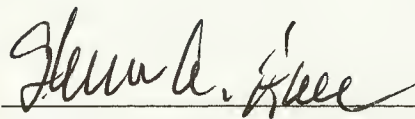
Dra. Norma Patricia López Acosta
Presidente
Comité Organizador XXVIRNMSeIG

CERTIFICATE OF COMPLETION

Presented to

ALAN GABRIEL MENDEZ DIAZ

This certifies that the above named individual attended and successfully completed the Seminar on Deep Foundation Integrity Testing and Wave Equation Analysis and the High Strain Dynamic Foundation Testing (PDA and CAPWAP®) Workshop, earning 19 Professional Development Hours. This course was presented by the Pile Driving Contractors Association and Pile Dynamics, Inc. at the San Francisco Marriott Union Square, San Francisco, CA on July 17 through July 19, 2013.



Stevan A. Hall, Executive Director, PDCA

July 19, 2013

Date

FL License #425

New York Sponsor # 123





January 28, 2014

Gabriel Méndez.
Pruebas Dinamicas en Pilotes, S.A.
Hermosillo No.12 Col. Roma Sur
México, D.F. 06760

Dear Gabriel,

This letter confirms you attending training courses and assisted with data collection using the Crosshole Analyzer and Pile Integrity Tester systems, both manufactured by Pile Dynamics, Inc. This work occurred during your internship with our firm between June and August, 2012. We look forward to the continued co-operation between our firms.

Best Regards,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Brent R. Robinson', with a long horizontal flourish extending to the right.

Brent R. Robinson
Senior Engineer
GRL Engineers, Inc.

CERTIFICATE OF COMPLETION

Presented to

ALAN GABRIEL MENDEZ DIAZ

This certifies that the above named individual attended and successfully completed the Seminar on Deep Foundation Integrity Testing and the High Strain Dynamic Foundation Testing (PDA and CAPWAP®) Workshop presented by the Pile Driving Contractors Association and Pile Dynamics, Inc. at the Pile Dynamics, Inc. Headquarters, Cleveland, OH on September 30 – October 2, 2015, earning nineteen (19) Professional Development Hours.

Stevan A. Hall

Stevan A. Hall, Executive Director, PDCA

October 6, 2015

Date

New York Sponsor # 123

Florida License #425



Certificate of Participation

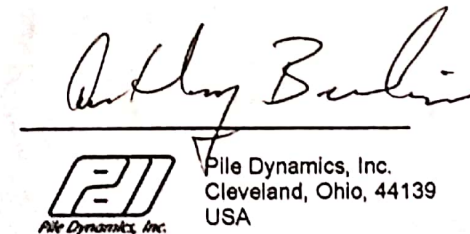
ALAN GABRIEL MENDEZ DIAZ
PRUEBAS DINAMICAS EN PILOTES, S.A.

Participó en el
Seminario Aseguramiento de la Calidad en
Cimentaciones Profundas

Que se llevó a cabo en el Colegio de Ingenieros Civiles el 19 de Mayo de 2016

El asistente tiene acceso a la asesoría de PDP, S.A.
sobre los temas tratados en este curso.

Sponsored by: Pile Dynamics, Inc. and GRL Engineers, Inc.



Certificate of Training

Alan Gabriel Mendez Diaz
Pruebas Dinamicas en Pilotes, S.A.

participated in an **initial 3 days training course** (24 hrs) in the operation of

**Pile Driving Analyzer® (PDA-8G) system, CAPWAP software
and PDA-S**

Subject Area: Civil Engineering

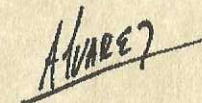
May 1 & 2, 2018

Sponsored by: Pile Dynamics, Inc. and GRL Engineers, Inc.

This is not a certificate of proficiency. Attendee is strongly encouraged to attend additional workshops and/or more training provided by Pile Dynamics, Inc. (PDI) within one year of this initial training. Attendee's ability to perform and analyze PDA data can be assessed by the rank achieved on the "Dynamic Measurement and Analysis Proficiency Test" offered by PDI and PDCA. Proficiency Test results may be confirmed on www.PDAProficiencyTest.com.

Professional Development Hours provided by Pile Dynamics, Inc.*
FL PDH provided by GRL Engineers, Inc. (FL sponsor #004123)

*NYSSED Sponsor #126, NCSED S-0636, LA CPD.0000301



Instructor: Camilo Alvarez
May 2018
Cleveland, Ohio U.S.A





This documents that

**Alan Gabriel Méndez Días
Pruebas Dinámicas en Pilotes S.A.**

has on May 2, 2018 achieved the rank of


MASTER

on the **Dynamic Measurement and Analysis Proficiency Test.**

The individual identified on this document demonstrated to the degree granted above an understanding of theory, data quality evaluation, interpretation and signal matching for high strain dynamic testing of deep foundations. ***It is recommended that individuals at the Master level seek to attain Expert level through additional study within eight years of the date of this document***

The ability of the individual named to provide appropriate knowledge and advice on a specific project is not implied or warranted by the Pile Driving Contractors Association or Pile Dynamics, Inc. The Pile Driving Contractors Association or Pile Dynamics, Inc. assumes no liability for foundation testing and analysis work performed by the bearer of this certificate. This certificate can be verified at www.PDAproficiencytest.com.


Steven A. Hall, Executive Director
Pile Driving Contractors Association


Garland Likins, Senior Partner
Pile Dynamics, Inc.



No. 2543