

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL**



**Evaluación de Capacidad de Carga y Asentamiento en pilotes
perforados de los Puentes Huambacho y Fortaleza**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Aguilar Damián, Andy Steven

Asesor:

Flores Reyes, Gumerciendo

Chimbote-Perú

2020

PALABRAS CLAVE:

Tema	Pilotes
Especialidad	Cimentaciones

KEY WORDS:

Topic	Piles
Specialization	Foundations

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Línea de Investigación	Estructuras
Área	Ingeniería y Tecnología
Sub Área	Ingeniería Civil
Disciplina	Ingeniería Civil

TÍTULO

Evaluación de Capacidad de Carga y Asentamiento en pilotes perforados de
los Puentes Huambacho y Fortaleza

RESUMEN

En la presente tesis se realizó el análisis comparativo entre capacidades de carga teóricas y reales de dos proyectos: En el puente Huambacho, el terreno del pilote del estribo izquierdo presenta grava con poca arena, arena poco arcillosa, limo arenoso color beige y arena con óxidos, en el estribo derecho presenta grava con poca arena, arena mal gradada con limo, arena poco arcillosa y finalmente arena con óxidos y gravas. En el puente Fortaleza, el terreno del pilote del estribo izquierdo presenta grava con arena y arena limosa, en el estribo derecho presenta desde la superficie hasta 9.60 m de grava con arena y a partir de esto solo existe brecha volcánica.

En el puente Huambacho, para el pilote del estribo izquierdo, el Método de Vesic fue el más cercano al valor de la carga por punta real, con una variabilidad de -7.20%, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) fue el más cercano al valor de la carga por fuste real, con una variabilidad de -10.10%. Para el pilote del estribo derecho, el Método de Coylle y Castello fue el más cercano al valor de la carga por punta real, con una variabilidad de -10.22%, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) fue el más cercano al valor de la carga por fuste real, con una variabilidad de -39.78%. En el puente Fortaleza, para el pilote del estribo izquierdo, ninguna de las capacidades admisibles obtenidas se encuentra cerca al valor de la carga por punta real, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) fue el más cercano al valor de la carga por fuste real, con una variabilidad de -92.34%. Para el pilote del estribo derecho, el Método de Janbu fue el más cercano al valor de la carga por punta real, con una variabilidad de 9.82%, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) fue el más cercano al valor de la carga por fuste real, con una variabilidad de -73.13%.

ABSTRACT

In this thesis, the comparative analysis between theoretical and real load capacities of two projects was carried out: In the Huambacho bridge, the terrain of the left abutment pile presents gravel with little sand, little clay sand, sandy beige silt and sand with oxides , in the right abutment it presents gravel with little sand, poorly graded sand with silt, slightly clayey sand and finally sand with oxides and gravel. In the Fortaleza bridge, the ground of the left abutment pile presents gravel with sand and silty sand, in the right abutment it presents from the surface up to 9.60 m of gravel with sand and from this there is only a volcanic gap.

In the Huambacho bridge, for the left abutment pile, the Vesic method was the closest to the value of the load per real point, with a variability of -7.20%, and the λ method (effective forces) was the closest to the value of the load per real shaft, with a variability of -10.10%. For the right abutment pile, the Coylle and Castello method was the closest to the value of the real point load, with a variability of -10.22%, and the λ Method (effective forces) was the closest to the value of the real shaft load, with a variability of -39.78%. In the Fortaleza bridge, for the left abutment pile, none of the admissible capacities obtained is close to the value of the real load per point, and the λ Method (Effective forces) was the closest to the value of the real load per shaft, with a variability of -92.34%. For the right abutment pile, the Janbu method was the closest to the value of the actual point load, with a variability of 9.82%, and the λ Method (effective forces) was the closest to the value of the shaft load real, with a variability of -73.13%.

ÍNDICE

Tema	Página
Nº Palabras Claves-Línea de Investigación.....	1
Título de Investigación.....	2
Resumen.....	3
Abstract.....	4
Índice.....	5
Introducción.....	9
Metodología.....	56
Resultados.....	59
Análisis y Discusión.....	103
Conclusiones.....	105
Recomendaciones.....	107
Referencias Bibliográficas.....	108

Anexos

Anexo A: Tablas.....	112
Anexo B: Estudios.....	120
Anexo C: Panel fotográfico.....	317

Índice de Tablas

Tabla 01: Conceptuación y operacionalización de variables.....	43
Tabla 02: Técnicas de recolección de datos.....	46
Tabla 03: Pilote P-10 del Estribo Izquierdo - Puente Huambacho	48
Tabla 04: Pilote P-05 del Estribo Derecho - Puente Huambacho	55
Tabla 05: Pilote P-03 del Estribo Izquierdo - Puente Fortaleza.....	62
Tabla 06: Pilote P-03 del Estribo Derecho - Puente Fortaleza	69
Tabla 07: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-10 del estribo izquierdo Puente Huambacho	88
Tabla 08: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-10 del estribo izquierdo Puente Huambacho	88
Tabla 09: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-05 del estribo derecho Puente Huambacho	89
Tabla 10: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-05 del estribo derecho Puente Huambacho.....	89
Tabla 11: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-03 del estribo izquierdo Puente Fortaleza.....	90
Tabla 12: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-03 del estribo izquierdo Puente Fortaleza.....	90
Tabla 13: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-03 del estribo derecho Puente Fortaleza.....	91
Tabla 14: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-03 del estribo derecho Puente Fortaleza.....	91

Tabla 15: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote del pilar central Puente Crisnejas.....	92
Tabla 16: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote del estribo derecho Puente Crisnejas.....	92
Tabla 17: Capacidad de carga por punta	93

Índice de Figura

Figura 01: Longitud y carga máxima	16
Figura 02: Perforación con lodos bentónicos.....	19
Figura 03: Perforación con barrena continua	20
Figura 04: Perforación con hélice.....	22
Figura 05: Perforación con entubación recuperable, con pilotera	23
Figura 06: Cimentación con pilotes (punta y fricción).....	24
Figura 07: Ensayo de penetración estándar SPT.....	27
Figura 08: Gráfico de cohesión y esfuerzo promedio.....	37
Figura 09: Plano en planta del Estribo Izquierdo – Puente Huambacho.....	48
Figura 10: Plano en planta del Estribo Derecho – Puente Huambacho.....	55
Figura 11: Plano en planta del Estribo Izquierdo – Puente Fortaleza.....	62
Figura 12: Plano en planta del Estribo Derecho – Puente Fortaleza.....	69
Figura 13: Capacidad de carga por punta – Pilote P-10 del Estribo Izquierdo Puente Huambacho.....	76
Figura 14: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-10 del Estribo Izquierdo Puente Huambacho.....	77

Figura 15: Asentamiento – Pilote P-10 del Estribo Izquierdo Puente Huambacho.....78

Figura 16: Capacidad de carga por punta – Pilote P-05 del Estribo Derecho Puente Huambacho.....79

Figura 17: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-05 del Estribo Derecho Puente Huambacho.....80

Figura 18: Asentamiento – Pilote P-05 del Estribo Derecho Puente Huambacho.....81

Figura 19: Capacidad de carga por punta – Pilote P-03 del Estribo Izquierdo Puente Fortaleza.....82

Figura 20: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-03 del Estribo Izquierdo Puente Fortaleza.....83

Figura 21: Asentamiento – Pilote P-03 del Estribo Izquierdo Puente Fortaleza.....84

Figura 22: Capacidad de carga por punta – Pilote P-03 del Estribo Derecho Puente Fortaleza.....85

Figura 23: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-03 del Estribo Derecho Puente Fortaleza.....86

Figura 24: Asentamiento – Pilote P-03 del Estribo Derecho Puente Fortaleza.....87

I. INTRODUCCIÓN

De los antecedentes encontrados a nivel internacional y nacional se ha abordado los trabajos más relevantes a esta investigación.

Banchón, G. (2016) emprendió una investigación, la cual tuvo como objetivo determinar las cargas que actúan sobre un puente según AASHTO LRFD 2010; con la obtención de datos previos de campo, ensayos de laboratorio y mediante un ajuste de correlación entre fuerzas y asentamientos verticales cálculo la rigidez del suelo.

Realizo la respectiva modelación en el Software Etabs2015 obteniendo los parámetros de desplazamiento verticales y asentamientos diferenciales para el respectivo estudio según las especificaciones técnicas; calculamos la distorsión angular en base a los asentamientos diferenciales y es analizada en relación a criterios de asentamientos admisibles de estructuras.

Qinfu, L., Lan, J. y Shuangxian, W. (2019) desarrollaron el artículo, donde analizaron la fiabilidad de la capacidad de soporte de los cimientos con pilotes de un puente en construcción. Además, se calculó el índice de fiabilidad y se descubrió que los factores claves que controlan la calidad de la construcción del Proyecto Puente Hongnongtuo.

Para resaltar la sensibilidad del índice confiable de la capacidad de carga de los pilotes durante la construcción, se calcula que el valor promedio de los parámetros cambia entre -20 % ~ 20 %. Se pudo observar claramente que el cambio en el índice de resistencia de la capacidad de carga del pilote durante la construcción es el más sensible.

Con el aumento del valor promedio de la capacidad de carga axial de un solo pilote, el índice de confiabilidad muestra una tendencia de crecimiento lineal, y el valor promedio aumenta en un 10 %, lo cual es confiable. El aumento máximo del índice es 17.57 %.

Por cada 10 % de aumento en el promedio de carga permanente, el índice de confiabilidad disminuye en 6.44 %; por cada aumento del 10 % en el promedio de carga variable, el índice de confiabilidad disminuye en un 7.58 %. Además, podemos ver que el valor de diferentes relaciones de carga tiene poco efecto sobre la confiabilidad de la capacidad de carga de la base del pilote durante la construcción.

Quinga, K. (2017) emprendió una investigación, la cual tuvo como objetivo recoger la información, metodología y formulación de diferentes autores para el cálculo de la capacidad de carga en cimentaciones profundas más conocidas en el medio como cimentaciones piloteadas por los elementos que se ocupan en este tipo de estructuras, los pilotes. Además, se presentó una guía de las metodologías de cálculo propuestas en las Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015, para la estimación de la carga en cimentaciones profundas. También se presentó ejemplos de cálculo teóricos para el mejor entendimiento de la teoría presentada y finalmente se presenta un ejemplo de cálculo con datos reales de un perfil estratigráfico, producto de un estudio de suelos que está ubicado en el cantón Palenque, provincia de Los Ríos. Para el último ejemplo de cálculo empleó pilotes circulares barrenados de hormigón, por su utilización muy común en el medio. Los resultados obtenidos por diferentes métodos, están en toneladas y se muestran como la capacidad de carga en la punta y en el fuste del pilote.

Noriyuki, Y., Hidetoshi, O. y Shiro, O. (2019) desarrollaron el artículo, donde realizaron un método basado en consideraciones teóricas y experimentales para predecir la capacidad de carga extrema del pilote y la curva de asentamiento de carga en arenas en relación con la compresibilidad del suelo.

La ventaja práctica del modelo es que las curvas de carga de la punta del pilote, que reflejan directamente las características del suelo, pueden estimarse fácilmente a partir de algunos datos fundamentales del suelo sin pruebas realistas de carga del pilote.

Verifico la aplicabilidad del método propuesto, comparando el resultado predicho con los de las pruebas confiables de carga de pilotes modelo y una base de datos para pruebas de carga de pilotes in situ en arenas.

Zhitong, Z., Weiming, G. y Guoliang, D. (2019) desarrollaron el artículo, donde realizaron una investigación sistemática sobre el cálculo, teniendo en cuenta la influencia de factores como el factor de seguridad K, los tipos de combinación de efecto de carga, el diámetro del pilote y el análisis del índice de confiabilidad, con el método de probabilidad aproximada basado en los métodos (JC y el método Monte Carlo).

Basado en el método JC y el método MC, indico que la lechada puede debilitar la influencia adversa de los factores tecnológicos de la construcción del pilote, mejorar la resistencia y rigidez del suelo alrededor del pilote y reducir la influencia de las propiedades del suelo de la capa de soporte en la confiabilidad.

La confiabilidad del pilote posterior al enlechado tiende a aumentar con el aumento del diámetro del pilote, y la confiabilidad tiende a ser consistente con el cambio del diámetro del pilote bajo diferentes relaciones de efecto de carga. Cuando el diámetro del pilote D es un valor relativamente pequeño, β aumenta rápidamente a medida que

aumenta el diámetro del pilote. Sin embargo, cuando D aumenta a un cierto valor, β tiende a aumentar lentamente con el aumento del diámetro del pilote, y finalmente tiende a ser estable. Esto indica que hay un cierto valor límite superior en la forma de aumentar el diámetro del pilote para mejorar la capacidad de carga de la base del pilote. Cuando el valor del diámetro del pilote alcanza este valor, no es razonable aumentar el diámetro del pilote para mejorar la capacidad de carga de la base del pilote.

Gavidia, L. (2019) emprendió una investigación, la cual tuvo como objetivo evaluar la capacidad de carga de pilote hincado calculado mediante métodos teóricos y semiempíricas, aplicadas en el proyecto del Desembarcadero Pesquero Artesanal de Cerro Azul en Cañete. En esa investigación se utilizó las formulaciones de Meyerhof y la norma española Recomendaciones geotécnicas para Obras Marítimas y portuarias ROM 0.5-05. Se encontró que con los métodos semiempíricos se obtuvieron valores mayores que a los del método teórico, teniendo una variabilidad de 35%, el cual se recomienda emplear al menos una formulación teórica y otra semiempírica para verificar los datos de entrada y resultados en los proyectos.

Pomasoncco, C. (2017) emprendió una investigación, la cual tuvo como objetivo desarrollar el análisis de respuesta dinámica incluyendo la interacción suelo-estructura en puentes con pilotes de cimentación, para cumplir los objetivos de esta tesis se aplicó a un puente del proyecto "Estudio definitivo para la construcción del puente Salvación y accesos", ubicada en la provincia de Manu, departamento Madre de Dios, la luz es $l = 135.00\text{m}$.

La metodología de ISE incide mayor uso en suelos flexibles, el propósito principal es predecir el comportamiento de la estructura ante cargas laterales sísmicas. Los modelos matemáticos acoplados con ISE y desacoplado sin ISE se realizó en el software

Sap2000 y Plaxis 3D Foundation, los modelos acoplados con ISE considera la rigidez lateral del suelo K_h que actúan en el grupo de pilotes a fricción y punta como condiciones de borde, estos valores aumentan con la profundidad y no es propiedad intrínseca del suelo, se calcula por métodos empíricas propuestas por K. Terzaghi (modelo lineal) y J. Bowles (modelo no lineal). La normativa empleada es el AAHSTO LRFD 2,012.

En el análisis comparativo de resultados se concluye: la flexibilidad del suelo hace que aumente los periodos de vibración, las fuerzas y deformaciones en el arco, viga tirante y pilotes varían dependiendo la combinación de cargas y la flexibilidad del suelo de fundación.

Pizarro, J. y Romero, J. (2017) emprendió una investigación, la cual tuvo como objetivo desarrollar el análisis comparativo entre asentamientos y capacidades de carga teóricas y reales en dos proyectos: Puente Fortaleza, ubicado en el distrito de Pativilca, provincia de Barranca, Departamento de Lima y el Puente Crisnejas ubicado en la ciudad de San Marcos, Departamento de Cajamarca.

En el puente Crisnejas, el estribo derecho presenta arcilla de baja plasticidad en la mayoría de sus estratos, el pilote del pilar central presenta un suelo heterogéneo empezando por un Limo de baja plasticidad, luego arena limosa y finalmente una grava mal gradada. En el puente fortaleza, el estribo izquierdo presentó arcilla de mediana plasticidad, limo de baja plasticidad, arena limosa y arena mal gradada.

En esta investigación se obtuvo que el valor de la capacidad admisible obtenida por el PDA para pilotes donde la punta se encuentra en un suelo granular representa 1.5 a 2 veces el valor de capacidad de carga obtenida por los métodos teóricos y el método de

Bowles en todos los casos estudiados representa el 1.5 a 2.5 el valor del asentamiento real del PDA.

Ramos, J. (2019) emprendió una investigación, la cual tuvo como objetivo determinar el rango de confiabilidad de la cimentación del diámetro, fricción lateral a las profundidades de 5m, 6m y 7m del edificio del Rectorado de la USP, para minimizar el asentamiento diferencial de la estructura que traen como consecuencia el colapso, desplazamiento agrietamientos de los elementos estructurales y así como pérdidas humanas ante la ocurrencia de un sismo de grandes magnitudes.

El estudio realizado por el método del ensayo de penetración estándar (SPT), se encontró la napa freática a los 1.10m con presencia de suelos arenosos saturado y se determinó que la mayor capacidad de carga por fuste es a 7m de 27.31 Ton, y la capacidad de carga por punta es a 7 m de 58.37 Ton.

Realizo cálculos de capacidad portante y asentamiento de un pilote asumiendo una zapata de 3.75x3.75 con un peralte de 70cm para profundidades de 5m, 6m y 7m, de la cual se obtuvo asentamientos de 2.472mm, 2.191mm y 2.071mm respectivamente.

Fundamentación científica:

Cimentación profunda:

El uso de pilotes es una técnica para superar los problemas de cimentación en estructuras con suelos con estructura o suelos licuables. En sus inicios, se fabricaban los pilotes de madera, por su abundancia y su fácil trabajabilidad, así que para dar consistencia a una estructura se hincaban pilotes en forma distribuida, A medida que la tecnología va creciendo de manera ascendente, surge una demanda de estructuras pesadas en lugares con terrenos blandos; es así como surge entonces el pilote de concreto armado, obteniéndose una gran resistencia de hincado a grandes profundidades.

Conforme se siga innovando la tecnología sobre las cimentaciones piloteadas, surge la necesidad de conocer el mecanismo o función de los pilotes para que los profesionales puedan mejorar su criterio al momento de realizar un estudio o diseño, es por ello por lo que en la presente investigación se dará a conocer los fundamentos teóricos del comportamiento y tipo del pilote, basándose en las condiciones del terreno.

Importancia:

La cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales: Requisito por resistencia y por servicio, para lo cual es necesario calcular la capacidad de carga y la posible deformación formada en la cimentación. El análisis técnico de una cimentación profunda se inicia verificando las características físicas y mecánicas de la estructura del terreno, a partir de ello se calcula la profundidad de trabajo y característica del pilote (longitud, diámetro, clase).

El análisis constructivo que se aplica es muy importante a identificar, porque una adecuada programación, evita generar posibles adecuaciones en el diseño elaborado en la etapa de proyecto.

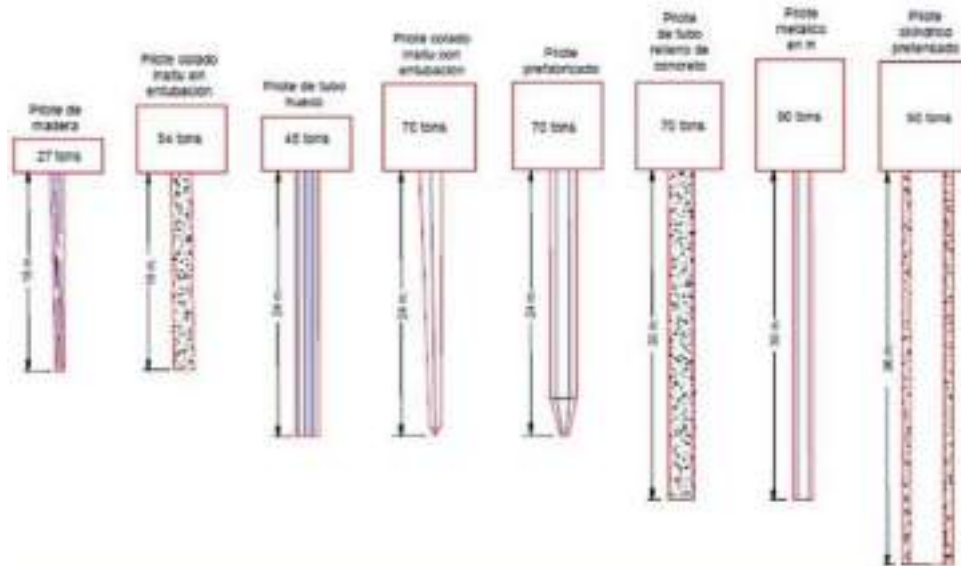


Figura 01: Longitud y carga máxima

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

Clasificación:

Las cimentaciones profundas se clasifican por sus características de diseño y condiciones de trabajo lo que permite desarrollar un lenguaje técnico entre los ejecutores, tales como:

- Pilotes pre-fabricados: Son elementos estructurales fabricados de acuerdo con los requerimientos y especificaciones técnicas de la obra solicitado por el proyectista o jefe de proyecto, para posteriormente ser colocados en el área de la cimentación.

- Pilotes vaciados in-situ: Se realiza perforaciones en la zona de trabajo de la cimentación hasta encontrar un suelo de estrato firme para posteriormente realizar el vertido de concreto por medio de la tubería tremie.
- Acero: En muchas ocasiones las camisas o perfiles estructurales de acero son utilizados como pilotes y otorgan una capacidad suficiente para canalizar las cargas hacia los estratos del suelo (paredes y capa final).
- Mixto: Se utiliza con mayor frecuencia en la construcción de hoy en día, ya que el concreto armado, presenta un buen comportamiento estructural ante un evento sísmico.
- Madera: Los pilotes de madera se han dejado de utilizar en las obras actuales, en algunos casos los utilizan como cimentaciones momentáneas o provisionales.

El procedimiento constructivo consta de las condiciones reales del terreno, de los recursos disponibles y de las especificaciones técnicas, clasificándose principalmente por el desplazamiento del suelo generado en la instalación de la cimentación profunda.

- Con desplazamiento: Se manifiesta en los pilotes que son instalados por hincas a percusión en suelos de mala estructura y por presión o vibración cuando se tratan de suelos friccionantes, estos elementos prefabricados son instalados en el subsuelo mediante la aplicación de energía dinámica.
- Con poco desplazamiento: Se manifiesta en los pilotes hincados con chiflón de agua, utilizado para hincar elementos de acero en suelos arenosos y finos sueltos, situación en la que el suelo presenta resistencia inadecuada y demanda una perforación.

- Sin desplazamiento: Se manifiesta cuando no hay desplazamiento en el subsuelo y cuando el perímetro de la perforación previa circunscribe a la sección del elemento por instalar.

Tipos de perforación en pilotes:

Los pilotes excavados o perforados son de concreto armado in situ, cuya ejecución se efectúa excavando el terreno a nivel de un estrato firme, luego la colocación del acero de refuerzo y finalmente vertiendo concreto fresco, tal y como lo indica los planos del proyecto y de acuerdo con las consideraciones del proyectista o jefe de proyecto. Las perforaciones se pueden realizar de diferentes métodos y con distintas máquinas, es por ello por lo que a continuación se mencionara algunos tipos de excavación:

Perforación utilizando lodos bentónicos:

Se trata de una perforación sin vibraciones, ejecutada con ayuda de lodo bentónico o polímeros (arcilla) que se sostienen las paredes de la excavación. Se emplea como entibado en terrenos que no son estables y las paredes de la perforación este propensa a un derrumbe, este lodo bentónico se penetra a través de las partículas dejando depositada una fina película “cake” que es impermeable y sobre la que el resto de la mezcla ejerce su presión estabilizadora. Desde un poco económico, este método resulta ser más factible ya que ejecutarlo con camisas puede ser muy costoso porque hay que introducir la camisa en toda la longitud del pilote proyectado.

Ejecución:

Se realiza la perforación y a la vez se va aplicando el lodo bentónico.

Una vez culminada la perforación y aplicación de lodos bentónico, se procede con la colocación del acero de refuerzo y el vertido del concreto en el pilote.

Mientras se va realizando el vertido de concreto, este va expulsando el lodo bentónico.

Finalmente se realiza el vibrado correspondiente.

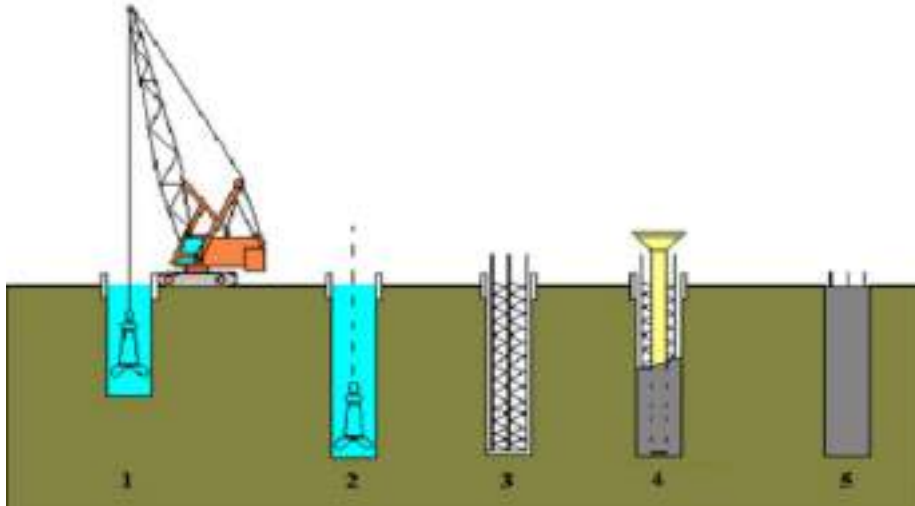


Figura 02: Perforación con lodos bentónicos

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

Perforación con barrenados con entubación:

Se trata de una barrena que realiza el taladro donde ejecutaremos el pilote, en este método se emplea una camiseta, para sostener las paredes de la perforación mientras introducimos la armadura de acero y el vertido de concreto. Este método se utiliza en cualquier tipo de terreno, excepto en terreno donde presente abundante botonería o piedras, o en zonas donde exista la presencia de numerosas raíces pues podría dañarse la barrena e impedir el hincado de la camiseta. El método de perforación es con barrena helicoidal, muy similar a los pilotes perforados con barrenados sin camiseta.

Ejecución:

Se introduce la camiseta a medida que la barrena va perforando el terreno.

Culminando los trabajos de excavación, va procediendo a retirar la barrena.

Una vez retirada la barrena, se coloca la armadura de refuerzo y el vertido de concreto. Finalmente extrae la camiseta mediante golpes, consiguiendo de este modo un efecto de vibrado.

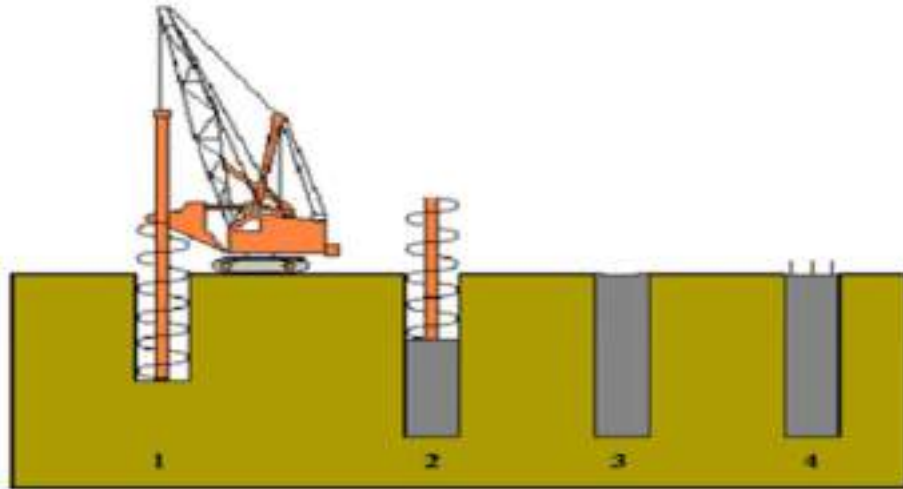


Figura 03: Perforación con barrena continua

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

Perforación con hélice:

Esta perforación es muy similar a la perforación con barrena, la única diferencia es que en esta se emplea una hélice. Además, se trata de una perforación sin efecto de vibrado.

Este tipo de perforación se emplea en suelos densos o de buena estructura, ya que no se va a emplear ningún tipo de entibado en las paredes de la perforación.

Este método consiste en la perforación en un tramo de tubo que sea realiza con la ayuda de una hélice o taladro.

Ejecución:

Se realiza la perforación con la ayuda de la hélice.

Limpieza el fondo de la perforación y se procede con la colocación la armadura de acero.

Realizado el vertido de concreto con ayuda de la tubería tremie.

Finalmente se realiza el vibrado correspondiente y se deja fraguar.

Es vital considerar el uso de la tubería tremie, ya que facilita realizar el vertido de concreto en presencia del nivel freático o en perforaciones donde se apliquen lodos tixotrópicos.

El vertido de concreto es bombeado de forma continua, a través de una tubería llamada tremie, desplazándose hacia el fondo y expulsando el agua e impurezas hacia la superficie del terreno.

En el tramo final de la tubería tremie existe una válvula que cumple la función de prevenir que el hormigón entre en contacto con el agua. La tubería tremie debe llegar hasta el fondo de la perforación antes de iniciarse el vertido del concreto. Al principio, se debe elevar algunos centímetros para iniciar el flujo del hormigón y asegurar un distanciamiento adecuado entre en concreto y el fondo de la perforación del pilote.

Previo a retirar la tubería tremie completamente, se debe verter suficiente concreto con el fin de desplazar toda el agua acumulada en el fondo de la perforación del pilote.

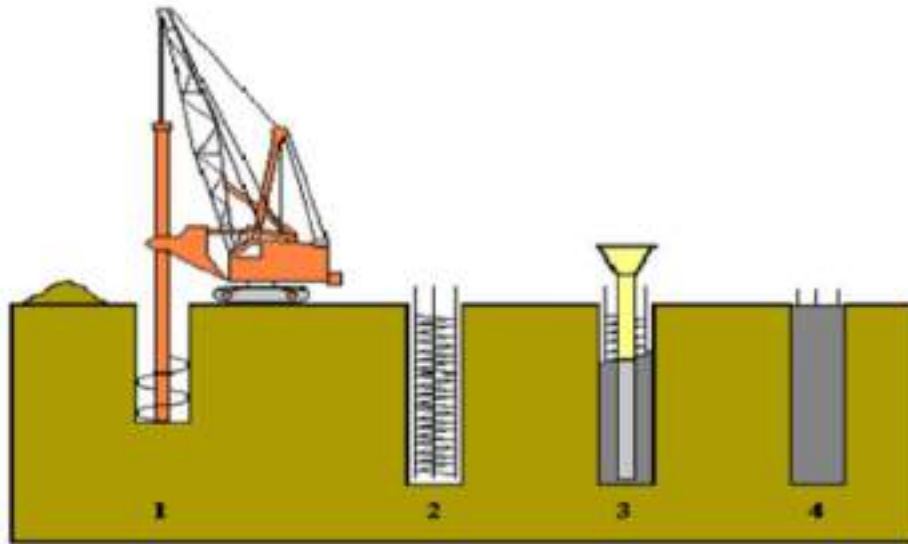


Figura 04: Perforación con hélice.

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

Perforación con entubación recuperable:

Este es un método de pilotes donde la contención de las paredes de la excavación se realiza al amparo de una camiseta metálica que se introduce de manera rotativa directamente con la propia máquina (pilotera) según el tipo de suelo y equipo, cuando se trata de profundidades que superan los 15 metros se emplea varios cuerpos de camisetas empalmadas o soldadas. Es importante tener cuidado con la presencia de una capa rocosa ya que esta interrumpiría el avance de la perforación.

Ejecución:

Consiste en la excavación con cuchara en terrenos de estructura granular, o con trépano en el caso de terrenos con presencia de capa rocosa, en conjunto se va introduciendo la camiseta.

Una vez excavado y colocada la entubación se coloca la armadura de acero (longitudinal y transversal).

Posteriormente se introduce la tubería tremie entre las armaduras, vertiendo el concreto desde la parte inferior (por tramos).

Mientras se va realizando el vertido de concreto, se extrae la camiseta.

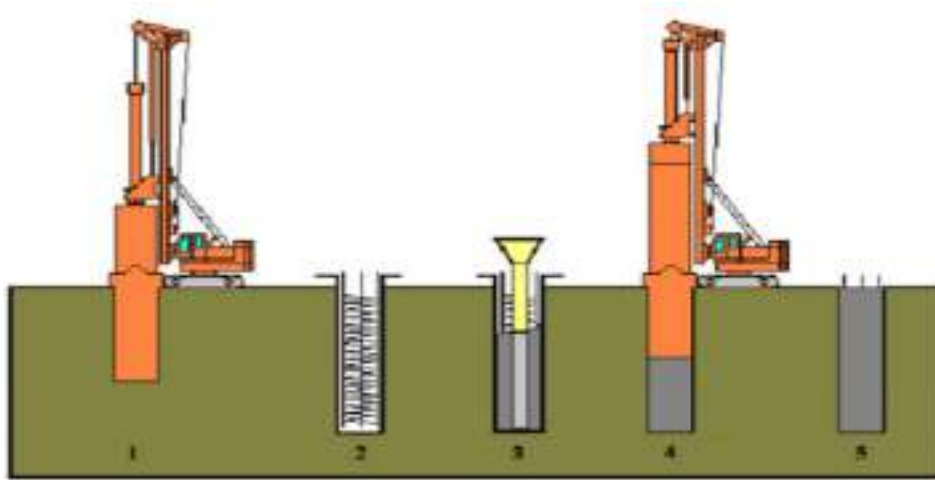


Figura 05: Perforación con entubación recuperable, con pilotera.

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

Mecanismos de transferencia de carga:

La transferencia de carga de los pilotes perforados se manifiesta mediante punta o por resistencia a la fricción lateral, el primer comportamiento se caracteriza porque la resistencia más alta se produce en la punta cuando descansa sobre un estrato denso y el segundo cuando la resistencia se produce a lo largo del fuste siendo en su mayoría es un material suelto o poco denso.

La carga vertical resultante o la carga de soporte último se determina por la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dónde:

Q_u = Carga final.

Q_p = Carga en la punta.

Q_s = Carga por fricción.

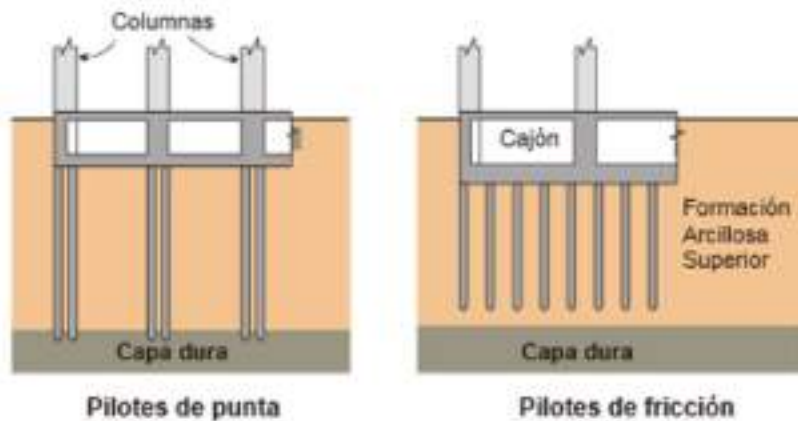


Figura 06: Cimentación con pilotes (punta y fricción).

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

El factor de seguridad es el complemento del análisis y diseño de las cimentaciones. Al aplicar un factor de seguridad mayor que algún valor estándar, este es considerado como "seguro", mientras los que tengan un factor menor es considerado como "inseguro", por ello es mejor ver estas dos condiciones con diferentes grados de confiabilidad o diferentes probabilidades de falla, puesto que, todas las fundaciones pueden fallar, pero algunas con mayor probabilidad que otras. El factor de seguridad del diseño se define con el análisis y cálculo del ingeniero sobre la mejor relación entre costo y confiabilidad. Se basa en muchos factores, incluyendo las siguientes:

Confiabilidad requerida (grado falla).

Las consecuencias de una falla.

Las características del suelo y las cargas a soportar.

Las Tolerancias de ejecución.

Relación del costo y beneficio de conservaciones adicionales en el diseño.

$$F. S = \frac{Q \text{ admisible}}{Q \text{ ultima}}$$

Ensayos geotécnicos:

Los ensayos geotécnicos son necesarios porque permiten realizar un reconocimiento visual del contexto original de los diferentes suelos en una zona de estudios, para así poder obtener las características reales del suelo.

El propósito de los ensayos geotécnicos es ayudar al ingeniero especialista en geotecnia poder definir el tipo y la profundidad de la cimentación, evaluar de la capacidad de carga, estimar el asentamiento y determinar los problemas potenciales de cimentación como suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.

Ensayos de laboratorio:

Los ensayos geotécnicos de laboratorio son pruebas realizadas para la determinación de las características geotécnicas reales de un terreno, como parte de las técnicas de un reconocimiento geotécnico. Estos ensayos se ejecutan sobre las muestras previamente extraídas en el terreno y, dependiendo del tipo de ensayo, se exigen distintas calidades y cantidades de muestra.

Ensayo de Granulometría

Consiste en determinar la medición y graduación mediante el uso de tamices, que se lleva a cabo de los granos presentes en una masa de suelos dada. La distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo puede ser clasificadas mediante los sistemas como AASHTO o USCS.

Ensayo de Limite Líquido y Plástico

Consiste en determinar el límite plástico de un suelo y el cálculo del índice de plasticidad (I.P.) si se conoce el límite líquido (L.L.) del mismo suelo. Se denomina límite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de suelo de unos 3,2 mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa, sin que dichas barritas terminen destruyéndose.

Ensayos de penetración estándar (SPT)

Se define como la resistencia a la penetración que permite determinar en forma aproximada, el grado de compacidad o la consistencia real del suelo. El tomamuestras proporciona la cantidad de material necesaria para poder ensayar sus propiedades físicas y mecánicas en el laboratorio.

Este ensayo consiste en contabilizar el número de golpes necesarios para introducir un tomamuestras tubular de acero hueco con puntaza ciega, se utiliza un martillo de 63.5 Kg con una caída de 0.76 m.

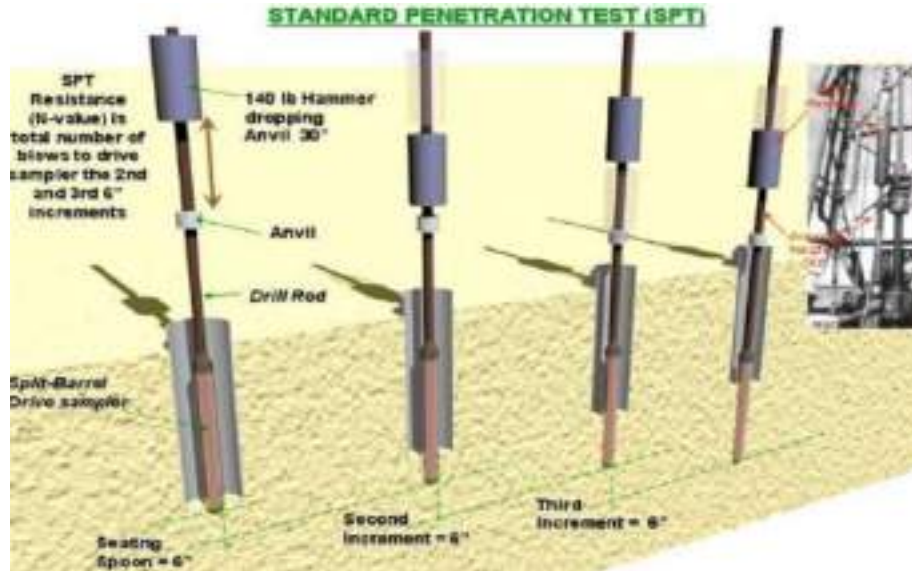


Figura 07: Ensayo de penetración estándar SPT.

Fuente: Norma ASTM D-1586.

Métodos teóricos para el cálculo de capacidades de carga y asentamiento:

La metodología de cálculo para de carga y asentamientos que se aplicará en la presente investigación será mediante las fórmulas analíticas, por tener un menor grado de incertidumbre, ya que se basa en principios teóricos de la geotecnia y ensayos.

Métodos Analíticos

Estos métodos están basados en fundamentos teóricos de la geotecnia que ayudan determinar la capacidad de carga real de un pilote.

Para el diseño de pilotes mediante métodos analíticos existen diversos métodos que fueron aplicados en la presente investigación, tales como: Terzaghi, Meyerhof, Vesic, Janbu, Chen y Kulhawy, Berezantzev para punta y el método de Coyle y Castello, α , β

y λ para fuste. En el caso del cálculo de asentamientos se utilizaron los métodos de Vesic y Bowles.

Métodos para el cálculo de la capacidad de carga por punta:

Método de Vesic (c=0)

Este método para calcular la capacidad de carga por punta, tiene como base los parámetros de esfuerzo efectivo (Vesic 1997).

$$Q_P = A_p q_p \sigma'_0 N_\sigma^*$$

Donde:

σ'_0 = Esfuerzo efectivo al nivel de la punta del pilote.

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2K_0}{3}\right)q'$$

K_0 = Coeficiente de presión de tierra en reposo

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

El autor indica que el factor de capacidad de carga está en función del Índice de Rigidez Reducido.

I_{rr} = Índice de rigidez reducido para el suelo, se expresa como:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

$$\Delta = 0.005 \left(1 - \frac{\phi - 25}{20}\right) \frac{q'}{\text{Pa}}$$

Donde:

Δ = Deformación unitaria promedio.

I_r = Índice de rigidez.

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)q' \tan \theta'} = \frac{G_s}{q' \tan \theta'}$$

E_s = Módulo de elasticidad del suelo.

μ_s = Relación de Poisson del suelo.

G_s = Módulo cortante del suelo.

Método de Janbu

Este método se aplica suponiendo que la superficie sufre una falla en el suelo, además se asume un ángulo η que tendrá un rango de variación según las características del estrato.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p (C' N_c^* + q' N_q^*)$$
$$N_q^* = (\tan \theta' + \sqrt{(1 + \tan^2 \theta') (e^{2n' \tan \theta'})})$$
$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cdot \cot \theta'$$

El ángulo η' varía aproximadamente de 70° en suelos de mala estructura y 105° en suelos rígidos o densos.

Método de Coyle y Castello

Este método se aplica con el análisis de carga en campo sobre suelos firmes.

$$Q_p = q' \cdot N_q^* \cdot A_p$$

Donde:

q' = Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_q^* = Factor de capacidad de carga

A_p = Área de la sección transversal del pilote

Método de Berezantzev

Este método se aplica en pilas perforadas para la obtención de la capacidad de carga por punta.

$$Q_p = A_p \cdot q' (w \cdot N_q^* - 1)$$

Donde:

A_p = Área de sección transversal del pilote

q' = Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_q^* = Factor de capacidad de carga

w = Factor de corrección

Método de Chen y Kulhawy

El autor propuso la siguiente formula:

$$Q_p = A_p * (q') * (N_q - 1) * F_{qs} * F_{qd} * F_{qc}$$

Donde:

A_p = área de la base del pilote

q' = Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_q = Factor de Capacidad de Carga

F_{qs}, F_{qd}, F_{qc} = Factores de Corrección

Las capacidades de carga están dadas por las siguientes expresiones:

$$F_{qd} = 1 + C \tan^{-1} \left(\frac{L}{D} \right)$$

Donde:

$$C = 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)^2$$

$$F_{qs} = 1 + \tan \emptyset$$

El parámetro F_{qc} está dada por la siguiente ecuación:

$$I_{cr} = 0.5 \cdot e^{2.85 \cdot \cot \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right)}$$

El cálculo del índice de rigidez e índice de rigidez reducido, se calcula de la siguiente manera:

Si $I_{rr} \geq I_{cr}$ entonces $F_{qc} = 1$

Si $I_{rr} \leq I_{cr}$ se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_{qc} = \exp \left\{ (-3.8 \tan \emptyset) + \left[\frac{(3.07 \sin \emptyset)(\log 2 I_{rr})}{1 + \sin \emptyset} \right] \right\}$$

Suelos cohesivos

Método de Vesic ($\phi=0$)

La fórmula propuesta por Vesic:

$$Q_p = A_p q_p = A_p C_\mu N_c^*$$

Donde:

C_μ = Cohesión en estado no drenado

N_c^* = Factor de Capacidad de Carga

Para hallar el factor de corrección N_c^* debe obtenerse primero índice de rigidez para el suelo (I_r) para posteriormente calcular el índice de rigidez reducido (I_{rr}).

$$I_r = \frac{E_s}{3C_\mu}$$

Cálculo del módulo de elasticidad del suelo:

$$E_s = m \cdot P_a$$

Donde:

$P_a = 100 \text{ KN/m}^2$.

m = Condición del estrato.

Método de Reese O'Neil

Para este método se aplica la siguiente formula:

$$Q_p = A_p q_p$$
$$q_p = 6 \cdot C_u \left(1 + 0.2 \frac{L}{D} \right) \leq 9 \cdot C_u$$

Donde:

C_u = Cohesión en estado no drenado

L = Longitud del Pilote

D = Diámetro del pilote

Del ábaco se puede obtener la siguiente relación:

$$\text{Factor} = \frac{\text{Asentamiento Permisible}}{\text{Diámetro de Pilote}}$$

Método de Meyerhof ($\phi=0$)

Este método utilizado para suelos en condiciones no drenadas, aplica la siguiente formula:

$$Q_p = 9 A_p C_u = A_p C_u N_c^*$$

Donde:

C_u = Cohesión en estado no drenado

N_c^* = Factor de Capacidad de Carga

A_p = área de la base del pilote

Métodos para el cálculo de la capacidad de carga por fricción:

Suelos granulares

Método de Coylle y Castello

Para este método se aplica la siguiente formula:

$$Q_s = (K_0 \sigma'_0 \tan 0.8 \phi) pl$$

Este método se basa en pruebas de campo y en relaciones teóricas, teniendo en cuenta que los suelos sean poco densos.

La fricción en el fuste también depende del material del suelo y forma o diseño del pilote, también se encuentra influenciada por la relación de sobre consolidación de la arcilla y la relación de esbeltez del pilote.

Suelos cohesivos

Método α (Esfuerzos Totales)

El método radica en la resistencia unitaria superficial por fricción entre el pilote y suelo y se calcula de la siguiente manera:

$$Q_s = \sum(f_s \cdot p \cdot \Delta L) = \sum(\alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L)$$

Donde:

Q_s = Capacidad de carga por fuste

C_u = Resistencia al corte no drenado del suelo

σ = Esfuerzo vertical efectivo promedio

p = Perímetro del pilote

ΔL = Longitud del segmento del pilote analizado

El Factor empírico de adhesión α , se calculará con la siguiente ecuación:

$$\alpha = C \cdot \left(\frac{\sigma'}{C_u}\right)^{0.45}$$

Donde:

α = Factor empírico de adhesión

C_u = Resistencia al corte no drenado del suelo

σ = Esfuerzo vertical efectivo promedio

$C = 0.4$ a 0.5 para pilotes perforados

La resistencia al corte no drenado C_u se obtiene con la siguiente formula:

$$C_u = \sigma'_v (0.1 + 0.0004 PI)$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

PI = Índice de plasticidad.

Método β (Esfuerzos Efectivos)

El método β puede considerarse una mejora del método α , al que se le añadieron términos por medio de los cuales se relaciona el comportamiento friccionante en el fuste del pilote con los esfuerzos totales, más que únicamente con la resistencia al corte no drenado. La resistencia unitaria por fricción en el pilote, f_s , se calcula con el parámetro de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remodelado ($c = 0$). Por ello, a cualquier profundidad:

$$Q_s = \sum(f_s \cdot p \cdot \Delta L)$$

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

$$f_s = (K \cdot \tan \varphi_r) \cdot \sigma'_v$$

Donde:

σ'_v = Es el esfuerzo vertical efectivo

φ_r = Ángulo de fricción drenada de la arcilla remodelada

K = Coeficiente de presión de la tierra

De acuerdo con Braja m das (2001), δ varía entre 0.5 y 0.8 el ángulo de fricción del suelo.

$$f_s = K \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_v$$

El coeficiente K se toma igual al coeficiente de presión de tierras en reposo, K_0 y se calcula de la siguiente manera:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \text{ (Arcillas normalmente consolidadas)}$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \sqrt{\text{OCR}} \text{ (Arcillas preconsolidadas)}$$

Método λ (Esfuerzos Efectivos)

Este método se realizó basándose en la hipótesis del desplazamiento de suelos por el hincado del pilote.

$$f_s = \lambda (\sigma_v + 2 C_u)$$

Donde:

σ_v =Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de penetración

C_u = Resistencia cortante media no drenada

El valor gamma o coeficiente de fricción lateral, puede ser determinado con la ayuda del Abaco.

Según Braja Das, (2006) indica que los valores del esfuerzo vertical efectivo y el valor de la resistencia cortante medio, sean un promedio de cada estrato, porque es común encontrar terrenos heterogéneos.

$$f_s \text{ prom} = \lambda (\sigma_v \text{ promedio} + 2 C_u \text{ promedio})$$

Donde:

$$S_u \text{ promedio} = \frac{C_u (1) L_1 + C_u (2) L_2 + C_u (3) L_3 + \dots + C_u (n) L_n}{n}$$

$$\sigma_v \text{ promedio} = \frac{A_1 + A_2 + \dots + A_n}{L}$$

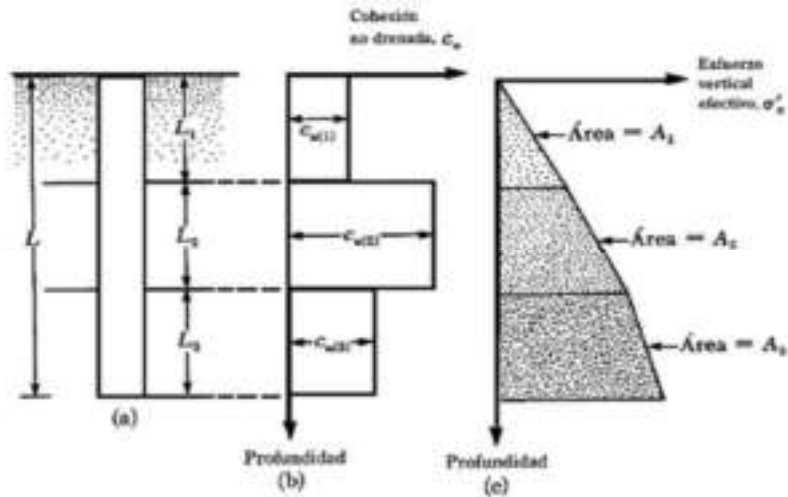


Figura 08: Gráfico de cohesión y esfuerzo promedio.

Fuente: Braja M. Das (2001)

La resistencia por fricción se calcula de la siguiente manera:

$$Q_s = \lambda (\sigma_v \text{ prom} + 2 C_u \text{ prom}) p \Delta L$$

Donde:

$\sigma_v \text{ prom}$ = Es el esfuerzo vertical efectivo promedio

$C_u \text{ prom}$ = Cohesión no drenada promedio

p = Perímetro del pilote

ΔL = Espesor del estrato analizado

Asentamientos de pilotes:

Según estudios de campo determinan que el pilote no necesariamente va a fallar por consolidación, sino que se puede producir asentamientos debido a deformaciones del suelo a lo largo del fuste del pilote, por lo que se recomienda fundamentar con pruebas de carga el análisis de asentamientos de pilotes.

Método de Vesic

Este método se basa al asentamiento de un pilote, producido por una carga vertical y se expresa de la siguiente manera:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Dónde:

S = Asentamiento total del pilote

S_1 = Asentamiento elástico del pilote

S_2 = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote.

S_3 = Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

Asentamiento elástico del pilote (S_1)

Este se determina cuando el material del pilote se supone elástico, entonces la deformación del fuste se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales.

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \varepsilon Q_{ws}) L}{A_p E_p}$$

Donde:

Q_{wp} = Carga soportada en la punta del pilote

Q_{ws} = Carga soportada por la resistencia por fricción

A_p = Área de la sección transversal de fuste del pilote

L = Longitud total del pilote

E_p = Módulo de elasticidad del pilote

Asentamiento debido a cargas transmitidas a la punta del pilote (S_2)

Según el autor, el asentamiento de un pilote se expresa de la siguiente manera:

$$S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - u_s^2) I_{wp}$$

Donde:

D = Ancho o diámetro del pilote

q_{wp} = Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote

E_s = Módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote

u_s = Relación de Poisson del suelo

I_{wp} = Factor de influencia = 0.85

El asentamiento de un pilote provocado por el fuste se obtiene de la siguiente manera:

$$Q S_3 = \frac{q_{wp} D}{\rho L E_s} (1 - u_s^2) I_{ws}$$

Donde:

ρ = Perímetro del pilote

L = Longitud empotrada del pilote

I_{ws} = Factor de influencia

El factor de influencia, I_{ws} se calcula mediante la siguiente formula:

$$I_{ws} = \sqrt[2+0.35]{\frac{L}{D}}$$

Método de Bowles

Para calcular la fuerza axial promedio sobre el pilote para el área promedio de la sección transversal A_p y el módulo de elasticidad del pilote E_p , se utiliza la siguiente formula:

$$S_1 = \Delta H_a = \frac{P_{av} \Delta L}{A_p E_p}$$

Donde:

$S_1 = \Delta H_a$ = Asentamiento causado por la carga axial aplicada al pilote

A_p = Área de la sección transversal de fuste del pilote

ΔL = Segmento de longitud del pilote

E_p = Módulo de elasticidad del pilote

P_{av} = Carga aplicada al pilote

Calcular el asentamiento debido a la carga en la punta del pilote.

$$S_2 = \Delta H_{pt} = \Delta_q D \frac{1-\mu^2}{E_s} m I_S I_F F_1$$

Donde:

$m I_s$ = Factor de diseño para pilotes = 1

I_F = Factor de empotramiento

$$I_F = 0.55 \text{ si } \frac{L}{D} < 5$$

$$I_F = 0.55 \text{ si } \frac{L}{D} > 5$$

D = Diámetro del pilote

μ = Relación de Poisson del suelo

Δ_q = Presión de apoyo sobre la punta ($\frac{P_{av}}{A_p}$)

F_1 = Factor de reducción

0.25 si la resistencia por fricción axial reduce la carga por punta $P_p \leq 0$

0.50 si la carga por punta es predominante $P_p > 0$

0.75 si la resistencia por fricción es predominante

Sumar el asentamiento debido a la carga axial y de punta.

$$S = \Delta H_p = \Delta H_a + \Delta H_{pt}$$

Justificación del proyecto

La variabilidad que existe entre los valores obtenidos con las fórmulas teóricas no siempre se encuentre en un rango determinado, es por ellos que estas fórmulas al no tener el grado de precisión adecuada, es necesario realizar la verificación a través de pruebas de carga dinámica. En la presente investigación se realizará un análisis comparativo entre asentamientos y capacidades de carga reales y admisibles mediante los métodos teóricos.

Este análisis comparativo se aplicara en los proyectos Puente Fortaleza, ubicado en el distrito de Paramonga, provincia de Barranca del Departamento de Lima y el Puente Huambacho ubicado en el distrito de Samanco, provincia del Santa del Departamento de Ancash, donde se tiene como meta analizar y calcular a través de fórmulas convencionales, los valores de las capacidades de carga admisibles y asentamientos para luego compararlos con los resultados reales obtenidos en campo mediante la prueba de carga dinámica (PDA).

Problema

Planteamiento del problema

El asentamiento que se produce en pilotes se debe a que los suelos poco densos, de mala estructura o poca compacidad recibe una carga de presión dentro de los poros, esta se incrementa y cuando entra en la etapa de descarga el agua comienza a fluir, creando un volumen variado del suelo.

Por ello, es importante calcular las cargas optimas que puedan soportar los fenómenos descritos anteriormente, en muchos casos las cargas calculadas se basan en formulas convencionales, que pueden diferir con la carga solicitada por el proyecto, por eso estos resultados se validan con las pruebas de carga dinámica para ver si dicha estructura cumple con los solicitado.

Formulación del problema

¿Cuál es el grado de precisión entre los valores teóricos y los valores de campo referente a los asentamientos y capacidades de carga en los pilotes perforados de los Puentes Huambacho y Fortaleza?

Conceptuación y operacionalización de las variables:

Tabla 01: Conceptuación y operacionalización de variables

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones / Indicadores
Capacidad de Carga	Alva, J. (2011). Es el esfuerzo máximo que puede soportar un material bajo una carga de desplazamiento.	Son los resultados obtenidos en pruebas de carga, con los cálculos de capacidad de soporte estimados a partir de la metodología expresada por la teoría clásica y así establecer su sensibilidad e importancia dentro del ejercicio del diseño.	Para conocer el estado y capacidad de carga de este tipo de cimentación se utiliza métodos no destructivos, tales como las Pruebas de Integridad de Pilotes (PIT), Pruebas Cross-Hole (CSL) y Pruebas de Carga Dinámica (PDA).

Fuente: Elaboración propia.

Hipótesis

Evaluando adecuadamente el asentamiento y capacidad de carga de pilotes podríamos realizar diseños óptimos de cimentaciones profundas para la subestructura de Puentes Huambacho y Fortaleza.

Objetivos

Objetivo general

Determinar la evaluación de capacidad de carga y asentamiento en pilotes perforados de los Puentes Huambacho y Fortaleza, ubicados en los km. 407+200 y km. 213+226 de la Carretera Panamericana Norte.

Objetivos específicos

- ✓ Calcular de la capacidad de carga (por punta y por fuste) y asentamiento mediante métodos teóricos.
- ✓ Comparar de la capacidad de carga y asentamiento (real y métodos teóricos).
- ✓ Determinar la variabilidad entre la capacidad de carga real y la capacidad de carga admisible (teórico).

II. METODOLOGÍA

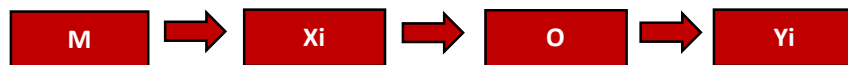
Tipo y diseño de investigación

Tipo de Investigación

Sera el tipo aplicada porque los resultados que se generen de esta investigación que surge de los cálculos analíticos a través de métodos teóricos y generar una evaluación con los datos reales mediante la aplicación de grafico de barras que serán de apoyo en el análisis de la determinación de la variabilidad que se pudiera presentar.

Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es No Experimental de carácter correlacional porque no se va realizar ningún experimento, ya que no manipularemos ninguna de las variables, solo se obtendrán resultados del campo y con los resultados obtenidos de los cálculos teóricos se procederá a realizar un análisis de la cimentación (subestructura) de los Puentes Huambacho y Fortaleza.



Donde:

M: Capacidad de Carga y Asentamiento, cálculos obtenidos en Campo.

Xi: Capacidad de Carga y Asentamientos, cálculos obtenidos mediante métodos teóricos.

O: Comparación entre los resultados reales y los resultados obtenidos mediante métodos teóricos.

Yi: Resultado óptimo de Capacidad de Carga y Asentamiento.

Población y muestra

Población

Se consideró como referencia el lugar que se va realizar dicha tesis en el Puente Huambacho, ubicado en el distrito de Samanco - del Santa - Ancash y el Puente Fortaleza, ubicado en el distrito de Paramonga – Barranca - Lima, en el que se determinara el grado de precisión entre los resultados evaluados y esperados de asentamiento y capacidades de carga en los pilotes perforados de los puentes.

Muestra

Se evaluó un pilote por estribo de los Puentes Huamabacho y Fortaleza, ubicados en el km. 407+200 y km. 213+226 de la Carretera Panamericana Norte, en el cual se desarrolló cálculos analíticos a través de métodos teóricos de capacidades de carga admisibles y asentamientos para posteriormente compararlos con los resultados obtenidos en campo.

Técnicas e instrumentos de investigación

Tabla 02: Técnicas de recolección de la información

Fuente	Técnica	Instrumento
Análisis de Datos	Observación Científica	Fichas Técnicas del Estudio de suelos y Pruebas en los pilotes

Fuente: Elaboración propia.

Observación Científica

Registrar los resultados de los estudios de suelos y pruebas en los pilotes y comprarlo con los resultados obtenidos con los cálculos analíticos a través de fórmulas convencionales.

Los Instrumentos serán tomados con respecto a los siguientes ensayos:

- Perforación Diamantina
- Ensayo SPT
- Ensayos de Clasificación de Suelos
- Prueba de Carga Dinámica (ASTM D 4945)

Se utilizaron elementos como cámara fotográfica y demás instrumentos que permitirán registrar y evidenciar lo planteado en el presente perfil del proyecto.

Procesamiento y análisis de la información

Se aplicarán los métodos estadísticos, tanto descriptivos como inferenciales.

Métodos Descriptivos

Dentro de los métodos descriptivos, la recolección se clasificará sistemáticamente, además para visualizar mejor el comportamiento se construirán: Gráficos de barra.

Métodos Inferenciales

Para proyectar los resultados de la muestra de población se aplicará el método de la estimación de parámetros de la resistencia de la media poblacional tanto puntual como interválica.

III. RESULTADOS

Puente Huambacho km.407+200

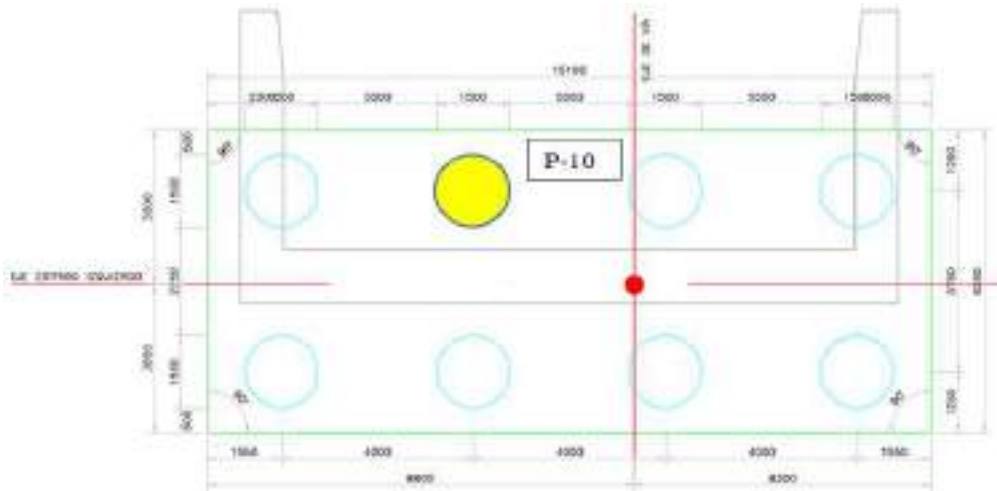


Figura 09: Plano en planta del Estribo Izquierdo – Puente Huambacho.

Fuente: PROES Consultores.

Tabla 03: Pilote P-10 del Estribo Izquierdo - Puente Huambacho

PILOTE P-10 – ESTRIBO IZQUIERDO			
Diámetro del Pilote		1.50 m	
Longitud del Pilote		27.00 m	
Longitud Embebida		15.00 m	
Perímetro del Pilote		4.71 m	
Área del Pilote		1.77 m ²	
Capa N°	Prof. (m)	Cota (msnm)	SUCS
1	3.00	29.83	SP
2	4.50	28.33	CL
3	7.50	25.33	SC
4	10.50	22.33	SC
5	12.00	20.83	SM
6	15.00	17.83	GM
7	16.50	16.33	GM
8	21.00	11.83	GM
9	24.00	8.83	SM
10	25.50	7.33	SM
11	27.00	5.83	SM

Fuente: PSV Constructores.

Cálculo de capacidad de carga por punta

Método de Vesic

El pilote analizado tiene un área de 1.77 m² en la punta y 1.50 m de diámetro, el estrato donde se ubica la punta es una arena limosa densificada, con un ángulo de fricción de 30°, según el Estudio Definitivo de Ingeniería (EDI). Para obtener el valor del factor de corrección N_{σ}^* primero se debe calcular el índice de rigidez del suelo (I_r) y con ello obtener el índice de rigidez reducido (I_{rr}). Se tiene un módulo de elasticidad de 320 Kn/m², el esfuerzo vertical efectivo de 11.50 ton y el coeficiente de Poisson de 0.31:

$$Q_P = A_p q_p \sigma'_0 N_{\sigma}^*$$

Cálculo del Índice de Rigidez del suelo:

$$I_r = \frac{320}{2(1 + 0.305)(11.50) \tan(30^\circ)} = 18.47$$

Cálculo del Índice de Rigidez Reducido del suelo:

$$\Delta = 0.005 \left(1 - \frac{30 - 25}{20}\right) \frac{11.50}{1.02} = 0.042$$

$$I_{rr} = \frac{18.47}{1 + (18.47)(0.042)} = 10.40$$

Calculo la presión de tierra, para posteriormente calcular el esfuerzo efectivo normal medio (σ'):

$$K_0 = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50$$

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2(0.50)}{3}\right)(112.72) = 75.15 \text{ kn/m}^2$$

Finalmente, para un $\phi = 30^\circ$ e $I_{rr} = 10.40$ se obtiene un factor de corrección interpolado de $N_q^* = 18.51$. La capacidad de carga por punta queda definida como:

$$Q_p = (1.77)(1.50)(7.66)(18.51)$$

$$Q_p = 376.59 \text{ Ton}$$

Método de Coylle y Castello

$$Q_p = q' \cdot N_q^* A_p$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 18$) y el ángulo de fricción de 30° , se obtiene un factor de capacidad de carga de 30.

$$Q_p = (115)(30)(1.77) = 6106.50 \text{ kn}$$

$$Q_p = 622.69 \text{ Ton}$$

Método de Janbu

$$Q_p = A_p (C' \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*)$$

De la relación del ángulo $\eta' = 105^\circ$ para suelos densos y el ángulo de fricción de 30° , se obtiene los factores de capacidad de carga $N_c^* = 42$ y $N_q^* = 24$.

$$Q_p = 1.77((1.02)(42) + (11.5)(24))$$

$$Q_p = 351.82 \text{ Ton}$$

Método de Berezantzev

$$Q_p = A_p \cdot q' (w \cdot N_q^* - 1)$$

Factor de capacidad de carga:

$$N_q^* = 0.31 x e^{0.17(30)}$$

$$N_q^* = 50.84$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 18$) y el ángulo de fricción de 30° , se obtiene un factor de corrección de 0.57.

$$Q_p = (1.77)(11.50)(0.57 \times 50.84 - 1)$$

$$Q_p = 569.51 \text{ Ton}$$

Cálculo de capacidad de carga por fuste

El pilote P-10 del estribo izquierdo tiene un aporte por fricción de 431.94 ton, el cual se adicionará a la capacidad de carga.

Método α (Esfuerzos Totales):

$$Q_s = (f_s \cdot p \cdot \Delta L) = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L$$

Cálculo del factor empírico de adhesión:

$$\alpha = 0.45 \left(\frac{67}{50}\right)^{0.45}$$

$$\alpha = 0.51$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_s = (0.51) (50) (4.71) (27)$$

$$Q_s = 3242.84 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 330.66 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_s = 431.94 + 330.66$$

$$Q_s = 762.60 \text{ Ton}$$

Método β (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((K \cdot \tan \varphi r) \cdot \sigma'_v \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo del Coeficiente de presión de la tierra:

$$K = 1 - \text{sen } 30^\circ$$

$$K = 0.50$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.50 \times 0.58) \times 67 \times 4.71 \times 27)$$

$$Q_S = 2470.91 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 251.95 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_S = 431.94 + 251.95$$

$$Q_S = \mathbf{683.89 \text{ Ton}}$$

Método λ (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((\lambda (\sigma_v + 2 C_u)) \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.165 (67 + 2 \times 50)) \times 4.71 \times 27)$$

$$Q_S = 3504.17 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 357.31 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_s = 431.94 + 357.31$$

$$Q_s = 789.25 \text{ Ton}$$

Cálculo de asentamiento

Método de Vesic:

Asentamiento elástico del pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{(0.96 + 1.83) 27}{1.77 \times 695.33}$$

$$S_1 = 0.06$$

Asentamiento debido a cargas transmitidas a la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = \frac{242.64 \times 1.50}{320} (1 - (0.305)^2) 0.85$$

$$S_2 = 0.88$$

Asentamiento de un pilote provocado por la carga producida por el fuste (S_3):

$$I_{ws} = \frac{27}{\sqrt{1.50}}^{2+0.35}$$

$$I_{ws} = 3.42$$

$$S_3 = \frac{242.64 \times 1.50}{4.71 \times 3.85 \times 320} (1 - (0.305)^2) 3.42$$

$$S_3 = 0.19$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 0.06 + 0.88 + 0.19$$

$$S = 1.13 \text{ cm}$$

Método de Bowles:

Asentamiento causado por la carga axial aplicada al pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{254.64 \times 3.85}{1.77 \times 695.33}$$

$$S_1 = 0.80$$

Asentamiento debido a la carga en la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = 144.11 \times 1.50 \frac{0.91}{320} \times 0.55 \times 0.85$$

$$S_2 = 0.29$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = 0.80 + 0.29$$

$$S = 1.08 \text{ cm}$$

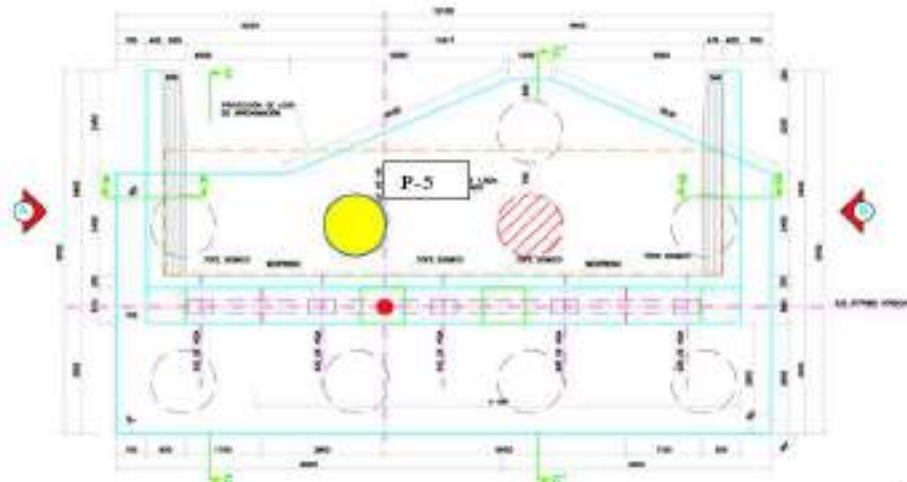


Figura 10: Plano en planta del Estribo Derecho – Puente Huambacho.

Fuente: PROES Consultores.

Tabla 04: Pilote P-05 del Estribo Derecho - Puente Huambacho

PILOTE P-05 – ESTRIBO DERECHO			
Diámetro del Pilote		1.50 m	
Longitud del Pilote		27.00 m	
Longitud Embebida		18.00 m	
Perímetro del Pilote		4.71 m	
Área del Pilote		1.77 m ²	
Capa N°	Prof. (m)	Cota (msnm)	SUCS
1	3.00	32.00	SP
2	4.50	30.50	SP
3	7.50	27.50	ML
4	10.50	24.50	SC
5	12.00	21.50	SM
6	15.00	20.00	SM
7	16.50	18.50	GM
8	21.00	15.50	GM
9	24.00	11.00	GM
10	25.50	9.50	GM
11	27.00	8.00	GM

Fuente: PSV Constructores.

Cálculo de capacidad de carga por punta

Método de Vesic

El pilote analizado tiene un área de 1.77 m² en la punta y 1.50 m de diámetro, el estrato donde se ubica la punta es una grava limosa, con un ángulo de fricción de 32°, según el Estudio Definitivo de Ingeniería (EDI). Para obtener el valor del factor de corrección N_{σ}^* primero se debe calcular el índice de rigidez del suelo (I_r) y con ello obtener el índice de rigidez reducido (I_{rr}). Se tiene un módulo de elasticidad de 797 Kn/m², el esfuerzo vertical efectivo de 14.38 ton y el coeficiente de Poisson de 0.205:

$$Q_P = A_p q_p \sigma'_0 N_{\sigma}^*$$

Cálculo del Índice de Rigidez del suelo:

$$I_r = \frac{797}{2(1 + 0.205)(14.38) \tan(32^\circ)} = 36.80$$

Cálculo del Índice de Rigidez Reducido del suelo:

$$\Delta = 0.005 \left(1 - \frac{32 - 25}{20}\right) \frac{14.38}{1.02} = 0.046$$

$$I_{rr} = \frac{32.13}{1 + (32.13)(0.046)} = 13.67$$

Calculo la presión de tierra, para posteriormente calcular el esfuerzo efectivo normal medio (σ'):

$$K_0 = 1 - \sin(32^\circ) = 0.45$$

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2(0.45)}{3}\right)(143.80) = 91.07 \text{ kn/m}^2$$

Finalmente, para un $\phi = 32^\circ$ e $I_{rr} = 13.67$ se obtiene un factor de corrección interpolado de $N_q^* = 24.53$. La capacidad de carga por punta queda definida como:

$$Q_p = (1.77)(1.50)(9.29)(24.53)$$

$$Q_p = 604.83 \text{ Ton}$$

Método de Coylle y Castello

$$Q_p = q' \cdot N_q^* A_p$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 18$) y el ángulo de fricción de 32° , se obtiene un factor de capacidad de carga de 37.

$$Q_p = (143.80)(37)(1.77) = 9417.46 \text{ kn}$$

$$Q_p = 960.31 \text{ Ton}$$

Método de Janbu

$$Q_p = A_p (C' \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*)$$

De la relación del ángulo $\eta' = 105^\circ$ para suelos densos y el ángulo de fricción de 32° , se obtiene los factores de capacidad de carga $N_c^* = 45$ y $N_q^* = 28$.

$$Q_p = 1.77((1.02)(45) + (14.38)(28))$$

$$Q_p = 483.883 \text{ Ton}$$

Método de Berezantzev

$$Q_p = A_p \cdot q' (w \cdot N_q^* - 1)$$

Factor de capacidad de carga:

$$N_q^* = 0.205 \times e^{0.17(32)}$$

$$N_q^* = 47.24$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 18$) y el ángulo de fricción de 32° , se obtiene un factor de corrección de 0.63.

$$Q_p = (1.77)(14.38)(0.63 \times 47.24 - 1)$$

$$Q_p = 732.05 \text{ Ton}$$

Cálculo de capacidad de carga por fuste

El pilote P-05 del estribo derecho tiene un aporte por fricción de 352.93 ton, el cual se adicionará a la capacidad de carga.

Método α (Esfuerzos Totales):

$$Q_s = (f_s \cdot p \cdot \Delta L) = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L$$

Cálculo del factor empírico de adhesión:

$$\alpha = 0.45 \left(\frac{35}{48}\right)^{0.45}$$

$$\alpha = 0.39$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_s = (0.39) (48) (4.71) (27)$$

$$Q_s = 2380.62 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 242.74 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_s = 352.93 + 242.74$$

$$Q_s = 595.67 \text{ Ton}$$

Método β (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((K \cdot \tan \varphi r) \cdot \sigma'_v \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo del Coeficiente de presión de la tierra:

$$K = 1 - \text{sen } 32^\circ$$

$$K = 0.47$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.47 \times 0.62) \times 35 \times 4.71 \times 27)$$

$$Q_S = 1297.01 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 132.25 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_S = 352.93 + 132.25$$

$$Q_S = 485.18 \text{ Ton}$$

Método λ (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((\lambda (\sigma_v + 2 C_u)) \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.165 (35 + 2 \times 48)) \times 4.71 \times 27)$$

$$Q_S = 2748.78 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 280.28 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_S = 352.93 + 280.28$$

$$Q_s = 633.21 \text{ Ton}$$

Cálculo de asentamiento

Método de Vesic:

Asentamiento elástico del pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{(1.80 + 1.65) 27}{1.77 \times 489.77}$$

$$S_1 = 0.11$$

Asentamiento debido a cargas transmitidas a la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = \frac{527.36 \times 1.50}{797} (1 - (0.205)^2) 0.85$$

$$S_2 = 0.81$$

Asentamiento de un pilote provocado por la carga producida por el fuste (S_3):

$$I_{ws} = \sqrt[2+0.35]{\frac{27}{1.50}}$$

$$I_{ws} = 3.42$$

$$S_3 = \frac{527.36 \times 1.50}{4.71 \times 3.85 \times 797} (1 - (0.205)^2) 3.42$$

$$S_3 = 0.17$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 0.11 + 0.81 + 0.17$$

$$S = 1.09 \text{ cm}$$

Método de Bowles:

Asentamiento causado por la carga axial aplicada al pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{252.59 \times 3.85}{1.77 \times 489.77}$$

$$S_1 = 1.12$$

Asentamiento debido a la carga en la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = 142.95 \times 1.50 \frac{0.96}{797} \times 0.55 \times 0.85$$

$$S_2 = 0.12$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = 1.12 + 0.12$$

$$\mathbf{S = 1.24 \text{ cm}}$$

Puente Fortaleza km.213+226:

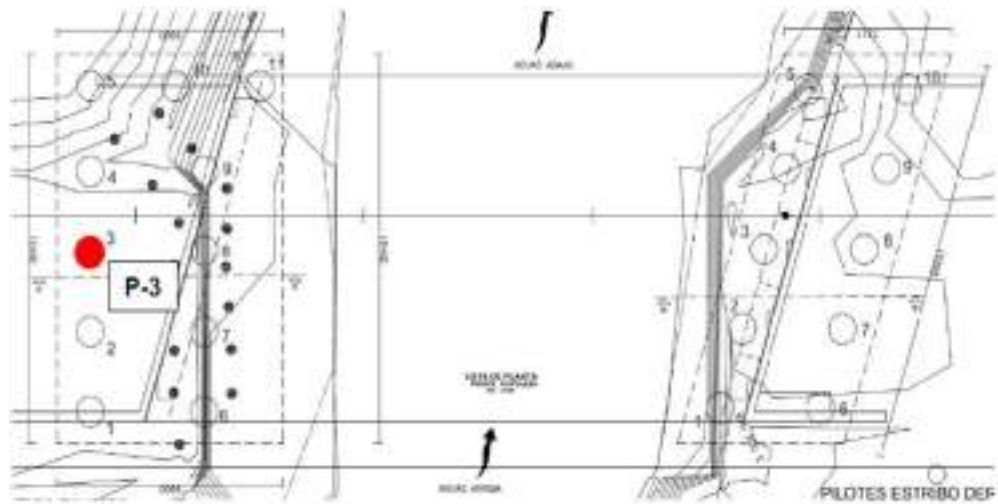


Figura 11: Plano en planta del Estribo Izquierdo – Puente Fortaleza.

Fuente: PROES Consultores.

Tabla 05: Pilote P-03 del Estribo Izquierdo - Puente Fortaleza.

PILOTE P-03 – ESTRIBO IZQUIERDO			
Diámetro del Pilote		1.20 m	
Longitud del Pilote		20.00 m	
Longitud Embebida		10.00 m	
Perímetro del Pilote		3.77 m	
Área del Pilote		1.13 m ²	
Capa N°	Prof. (m)	Cota (msnm)	SUCS
1	4.00	7.50	GP
2	6.10	5.40	SM
3	8.00	3.50	CL
4	9.60	1.90	CL
5	12.50	-1.00	SM
6	14.00	-2.50	SM
7	15.50	-4.00	SM
8	17.00	-5.50	SM
9	20.00	-8.50	SM

Fuente: Pilotes Terratest.

Cálculo de capacidad de carga por punta

Método de Vesic

El pilote analizado tiene un área de 1.13 m² en la punta y 1.20 m de diámetro, el estrato donde se ubica la punta es una arena limosa densificada, con un ángulo de fricción de 30°, según el Estudio Definitivo de Ingeniería (EDI). Para obtener el valor del del factor de corrección N_{σ}^* primero se debe calcular el índice de rigidez del suelo (I_r) y con ello obtener el índice de rigidez reducido (I_{rr}). Se tiene un módulo de elasticidad de 3496 Kn/m², el esfuerzo vertical efectivo de 33 ton y el coeficiente de Poisson de 0.205:

$$Q_P = A_p q_p \sigma'_0 N_{\sigma}^*$$

Cálculo del Índice de Rigidez del suelo:

$$I_r = \frac{3496}{2(1 + 0.205)(33) \tan(30^\circ)} = 75.79$$

Cálculo del Índice de Rigidez Reducido del suelo:

$$\Delta = 0.005 \left(1 - \frac{30 - 25}{20}\right) \frac{33}{10} = 0.012$$

$$I_{rr} = \frac{75.79}{1 + (75.79)(0.012)} = 39.69$$

Calculo la presión de tierra, para posteriormente calcular el esfuerzo efectivo normal medio (σ'):

$$K_0 = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50$$

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2(0.50)}{3}\right)(330) = 220 \text{ kn/m}^2$$

Finalmente, para un $\phi = 30^\circ$ e $I_{rr} = 39.69$ se obtiene un factor de corrección interpolado de $N_{\sigma}^* = 33.81$. La capacidad de carga por punta queda definida como:

$$Q_p = (1.13)(1.20)(22.43)(33.81)$$

$$Q_p = 1028.51 \text{ Ton}$$

Método de Coylle y Castello

$$Q_p = q' \cdot N_q^* A_p$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 16.67$) y el ángulo de fricción de 30° , se obtiene un factor de capacidad de carga de 28.50.

$$Q_p = (330)(28.50)(1.13) = 10627.65 \text{ kn}$$

$$Q_p = 1083.72 \text{ Ton}$$

Método de Janbu

$$Q_p = A_p (C' \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*)$$

De la relación del ángulo $\eta' = 105^\circ$ para suelos densos y el ángulo de fricción de 30° , se obtiene los factores de capacidad de carga $N_c^* = 42$ y $N_q^* = 24$.

$$Q_p = 1.13((10)(42) + (33)(24))$$

$$Q_p = 1266.60 \text{ Ton}$$

Método de Berezantzev

$$Q_p = A_p \cdot q' (w \cdot N_q^* - 1)$$

Factor de capacidad de carga:

$$N_q^* = 0.205 \times e^{0.17(30)}$$

$$N_q^* = 33.62$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 16.67$) y el ángulo de fricción de 30° , se obtiene un factor de corrección de 0.59.

$$Q_p = (1.13)(33)(0.59 \times 33.62 - 1)$$

$$Q_p = 702.39 \text{ Ton}$$

Cálculo de capacidad de carga por fuste

El pilote P-03 del estribo izquierdo tiene un aporte por fricción de 19.62 ton, el cual se adicionará a la capacidad de carga.

Método α (Esfuerzos Totales):

$$Q_s = (f_s \cdot p \cdot \Delta L) = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L$$

Cálculo del factor empírico de adhesión:

$$\alpha = 0.45 \left(\frac{12}{35}\right)^{0.45}$$

$$\alpha = 0.28$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_s = (0.28) (12) (3.77) (20)$$

$$Q_s = 253.34 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 25.83 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_s = 19.62 + 25.83$$

$$Q_s = 45.45 \text{ Ton}$$

Método β (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((K \cdot \tan \varphi r) \cdot \sigma'_v \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo del Coeficiente de presión de la tierra:

$$K = 1 - \text{sen } 30^\circ$$

$$K = 0.50$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.50 \times 0.58) \times 10 \times 3.77 \times 20)$$

$$Q_S = 218.66 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 22.30 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_S = 19.62 + 22.30$$

$$Q_S = 41.91 \text{ Ton}$$

Método λ (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((\lambda (\sigma_v + 2 C_u)) \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.185 (10 + 2 \times 12)) \times 3.77 \times 20)$$

$$Q_S = 474.27 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 48.36 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_s = 19.62 + 48.36$$

$$Q_s = 67.98 \text{ Ton}$$

Cálculo de asentamiento

Método de Vesic:

Asentamiento elástico del pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{(42.45 + 8.24) 20}{1.13 \times 937.54}$$

$$S_1 = 0.96$$

Asentamiento debido a cargas transmitidas a la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = \frac{1545.77 \times 1.20}{3496} (1 - (0.205)^2) 0.85$$

$$S_2 = 0.43$$

Asentamiento de un pilote provocado por la carga producida por el fuste (S_3):

$$I_{ws} = \frac{2^{2+0.35} \sqrt{20}}{\sqrt{1.20}}$$

$$I_{ws} = 3.31$$

$$S_3 = \frac{1545.77 \times 1.20}{3.77 \times 3.85 \times 3496} (1 - (0.205)^2) 3.31$$

$$S_3 = 0.12$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 0.96 + 0.43 + 0.12$$

$$\mathbf{S = 1.51 \text{ cm}}$$

Método de Bowles:

Asentamiento causado por la carga axial aplicada al pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{367.75 \times 3.85}{1.13 \times 937.54}$$

$$S_1 = 1.34$$

Asentamiento debido a la carga en la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = 325.44 \times 1.20 \frac{0.96}{3496} \times 1 \times 0.55 \times 0.85$$

$$S_2 = 0.05$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = 1.34 + 0.05$$

$$\mathbf{S = 1.39 \text{ cm}}$$

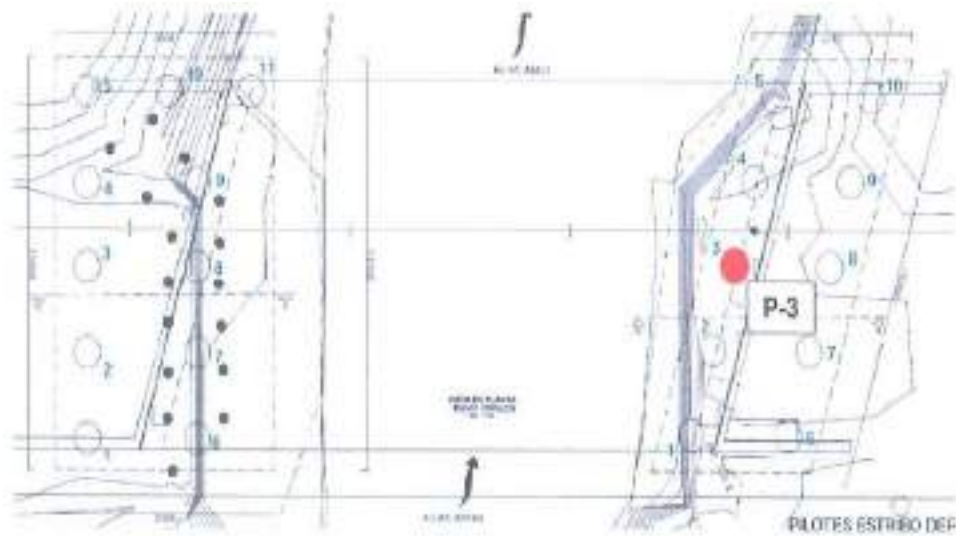


Figura 12: Plano en planta del Estribo Derecho – Puente Fortaleza.

Fuente: PROES Consultores.

Tabla 06: Pilote P-03 del Estribo Derecho - Puente Fortaleza.

PILOTE P-03 – ESTRIBO DERECHO			
Diámetro del Pilote		1.20 m	
Longitud del Pilote		15.00 m	
Longitud Embebida		8.00 m	
Perímetro del Pilote		3.77 m	
Área del Pilote		1.13 m ²	
Capa N°	Prof. (m)	Cota (msnm)	SUCS
1	4.00	8.50	ML
2	8.00	4.50	SM
3	9.50	3.00	GP
4	10.50	2.00	ROCA
5	12.50	0.00	ROCA
6	14.00	-1.50	ROCA
7	15.00	-3.00	ROCA

Fuente: Pilotes Terratest.

Cálculo de capacidad de carga por punta

Método de Vesic

El pilote analizado tiene un área de 1.13 m² en la punta y 1.20 m de diámetro, el estrato donde se ubica la punta es roca, con un ángulo de fricción de 32°, según el Estudio Definitivo de Ingeniería (EDI). Para obtener el valor del del factor de corrección N_{σ}^* primero se debe calcular el índice de rigidez del suelo (I_r) y con ello obtener el índice de rigidez reducido (I_{rr}). Se tiene un módulo de elasticidad de 4693 Kn/m², el esfuerzo vertical efectivo de 9 ton y el coeficiente de Poisson de 0.205:

$$Q_P = A_p q_p \sigma'_0 N_{\sigma}^*$$

Cálculo del Índice de Rigidez del suelo:

$$I_r = \frac{4693}{2(1 + 0.205)(9) \tan(32^\circ)} = 348.98$$

Cálculo del Índice de Rigidez Reducido del suelo:

$$\Delta = 0.005 \left(1 - \frac{32 - 25}{20}\right) \frac{9}{0.55} = 0.053$$

$$I_{rr} = \frac{348.98}{1 + (348.98)(0.053)} = 17.90$$

Calculo la presión de tierra, para posteriormente calcular el esfuerzo efectivo normal medio (σ'):

$$K_0 = 1 - \sin(32^\circ) = 0.47$$

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2(0.47)}{3}\right)(90) = 58.20 \text{ kn/m}^2$$

Finalmente, para un $\phi = 32^\circ$ e $I_{rr} = 17.90$ se obtiene un factor de corrección interpolado de $N_{\sigma}^* = 27.97$. La capacidad de carga por punta queda definida como:

$$Q_p = (1.13)(1.20)(5.93)(27.97)$$

$$Q_p = 225.09 \text{ Ton}$$

Método de Coylle y Castello

$$Q_p = q' \cdot N_q^* A_p$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 12.50$) y el ángulo de fricción de 32° , se obtiene un factor de capacidad de carga de 34.

$$Q_p = (90)(34)(1.13) = 3457.80 \text{ kn}$$

$$Q_p = 352.60 \text{ Ton}$$

Método de Janbu

$$Q_p = A_p (C' \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*)$$

De la relación del ángulo $\eta' = 105^\circ$ para suelos densos y el ángulo de fricción de 32° , se obtiene los factores de capacidad de carga $N_c^* = 45$ y $N_q^* = 28$.

$$Q_p = 1.13((0.55)(45) + (9)(28))$$

$$Q_p = 279.97 \text{ Ton}$$

Método de Berezantzev

$$Q_p = A_p \cdot q' (w \cdot N_q^* - 1)$$

Factor de capacidad de carga:

$$N_q^* = 0.205 \times e^{0.17(32)}$$

$$N_q^* = 47.24$$

De la relación de empotramiento ($L/D = 12.50$) y el ángulo de fricción de 32° , se obtiene un factor de corrección de 0.67.

$$Q_p = (1.13)(9)(0.67 \times 47.24 - 1)$$

$$Q_p = 311.72 \text{ Ton}$$

Cálculo de capacidad de carga por fuste

El pilote P-03 del estribo derecho tiene un aporte por fricción de 497.77 ton, el cual se adicionará a la capacidad de carga.

Método α (Esfuerzos Totales):

$$Q_S = (f_s \cdot p \cdot \Delta L) = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L$$

Cálculo del factor empírico de adhesión:

$$\alpha = 0.45 \left(\frac{88}{63}\right)^{0.45}$$

$$\alpha = 0.52$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = (0.52) (63) (3.77) (15)$$

$$Q_S = 1852.58 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 188.90 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_S = 497.77 + 188.90$$

$$Q_S = \mathbf{686.67 \text{ Ton}}$$

Método β (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((K \cdot \tan \phi r) \cdot \sigma'_v \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo del Coeficiente de presión de la tierra:

$$K = 1 - \text{sen } 32^\circ$$

$$K = 0.47$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.47 \times 0.62) \times 88 \times 3.77 \times 15)$$

$$Q_S = 1450.12 \text{ Kn}$$

$$Q_S = 147.86 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_S = 497.77 + 147.86$$

$$Q_S = \mathbf{645.63 \text{ Ton}}$$

Método λ (Esfuerzos Efectivos):

$$Q_S = ((\lambda (\sigma_v + 2 C_u)) \cdot p \cdot \Delta L)$$

Cálculo de capacidad de carga:

$$Q_S = ((0.205 (88 + 2 \times 63)) \times 3.77 \times 15)$$

$$Q_S = 2480.85 \text{ Kn}$$

$$Q_s = 252.96 \text{ Ton}$$

Carga por Fuste Total:

$$Q_s = 497.77 + 252.96$$

$$Q_s = 750.73 \text{ Ton}$$

Cálculo de asentamiento

Método de Vesic:

Asentamiento elástico del pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{(62.15 + 11.20) 15}{1.13 \times 824.61}$$

$$S_1 = 0.18$$

Asentamiento debido a cargas transmitidas a la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = \frac{1743.86 \times 1.20}{4693} (1 - (0.205)^2) 0.85$$

$$S_2 = 0.36$$

Asentamiento de un pilote provocado por la carga producida por el fuste (S_3):

$$I_{ws} = \frac{2+0.35}{\sqrt{1.20}} \sqrt{\frac{15}{1.20}}$$

$$I_{ws} = 2.93$$

$$S_3 = \frac{1743.86 \times 1.20}{3.77 \times 3.85 \times 4693} (1 - (0.205)^2) 2.93$$

$$S_3 = 0.09$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 0.18 + 0.36 + 0.09$$

$$\mathbf{S = 1.63 \text{ cm}}$$

Método de Bowles:

Asentamiento causado por la carga axial aplicada al pilote (S_1):

$$S_1 = \frac{419.32 \times 3.85}{1.13 \times 824.61}$$

$$S_1 = 1.733$$

Asentamiento debido a la carga en la punta del pilote (S_2):

$$S_2 = 371.08 \times 1.20 \frac{0.96}{4693} \times 1 \times 0.55 \times 0.85$$

$$S_2 = 0.042$$

Asentamiento Total:

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = 1.733 + 0.042$$

$$\mathbf{S = 1.78 \text{ cm}}$$

Comparación de la capacidad de carga y asentamiento (real y métodos teóricos)

Puente Huambacho km.407+200:



Figura 13: Capacidad de carga por punta – Pilote P-10 del Estribo Izquierdo Puente Huambacho.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) se encuentra dentro de los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

Los valores de capacidad de carga real y carga admisible, superan la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Capacidad de carga por fuste - Pilote P-10

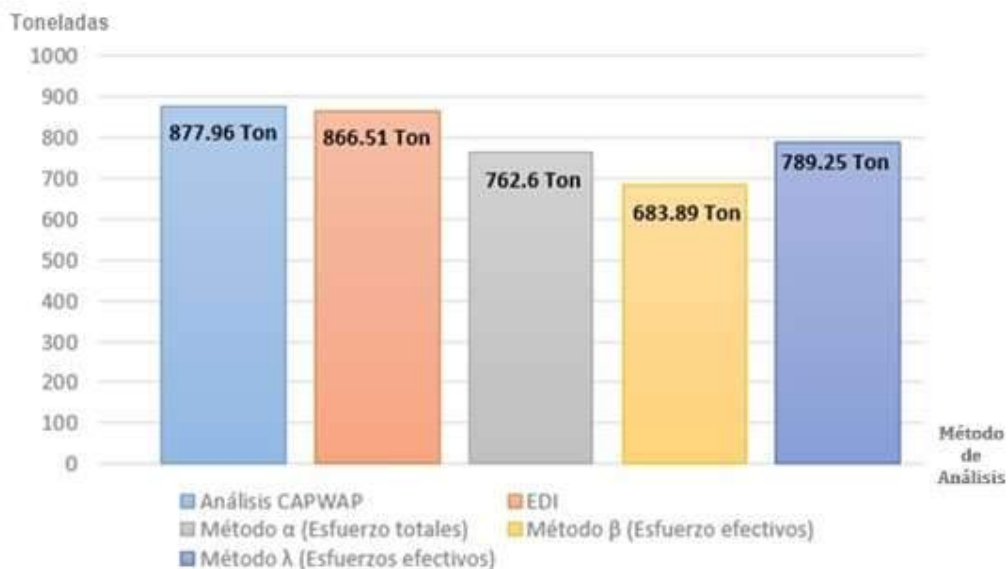


Figura 14: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-10 del Estribo Izquierdo Puente Huambacho.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) supera los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Asentamiento - Pilote P-10

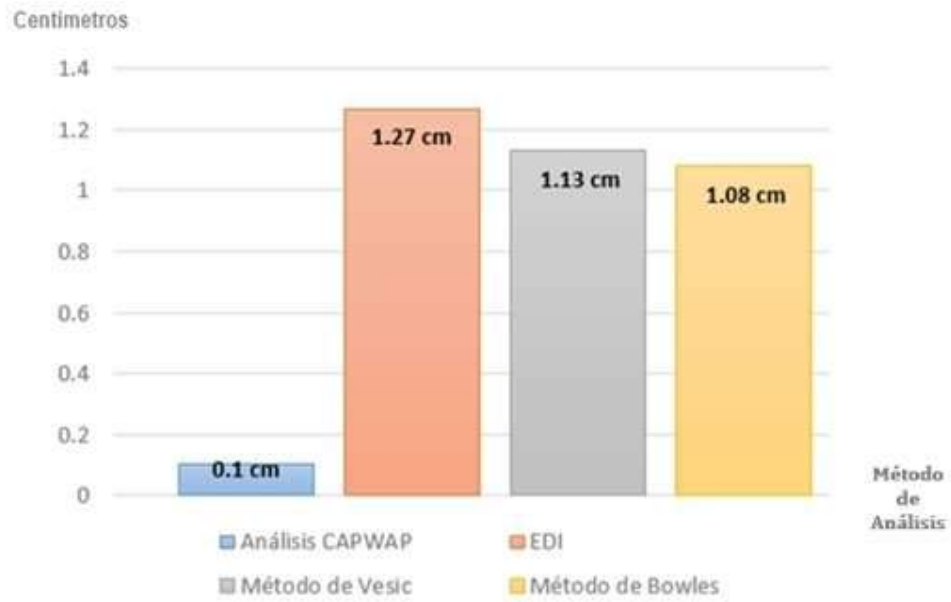


Figura 15: Asentamiento – Pilote P-10 del Estribo Izquierdo Puente Huambacho.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de asentamiento real (PDA) y los valores obtenidos por los métodos teóricos, se encuentran dentro del asentamiento limite permisible del proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Capacidad de carga por punta - Pilote P-5

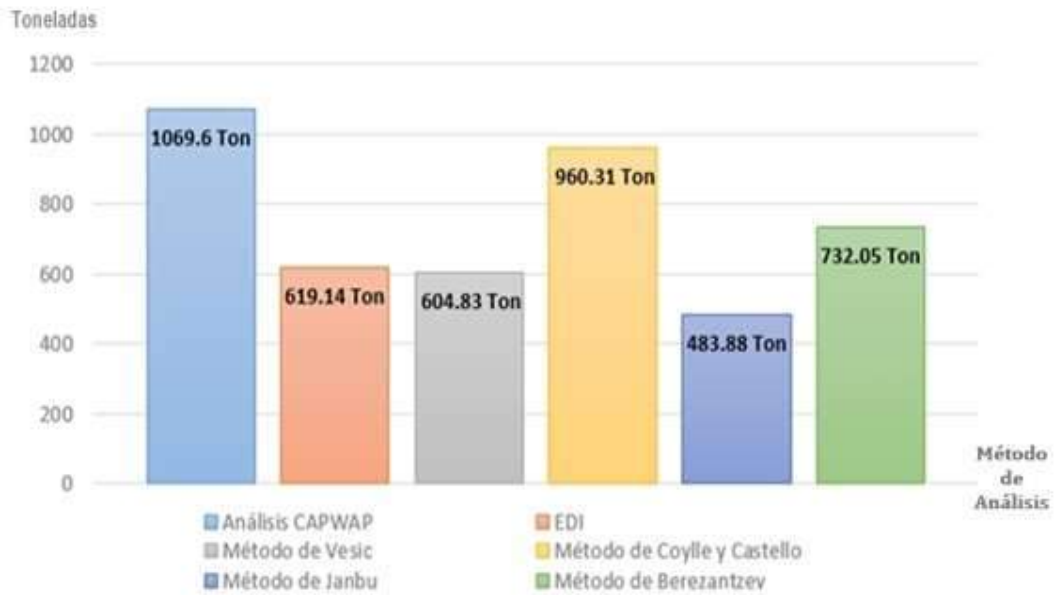


Figura 16: Capacidad de carga por punta – Pilote P-05 del Estribo Derecho Puente Huambacho.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) supera los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Capacidad de carga por fuste - Pilote P-5

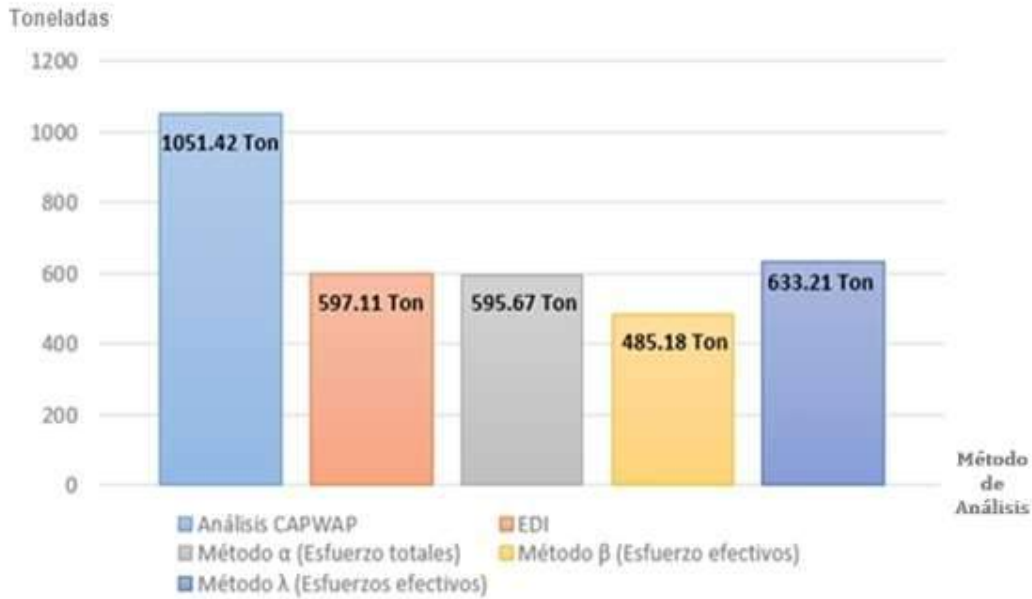


Figura 17: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-05 del Estribo Derecho Puente Huambacho.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) supera los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **aceptable**.

Asentamiento - Pilote P-5

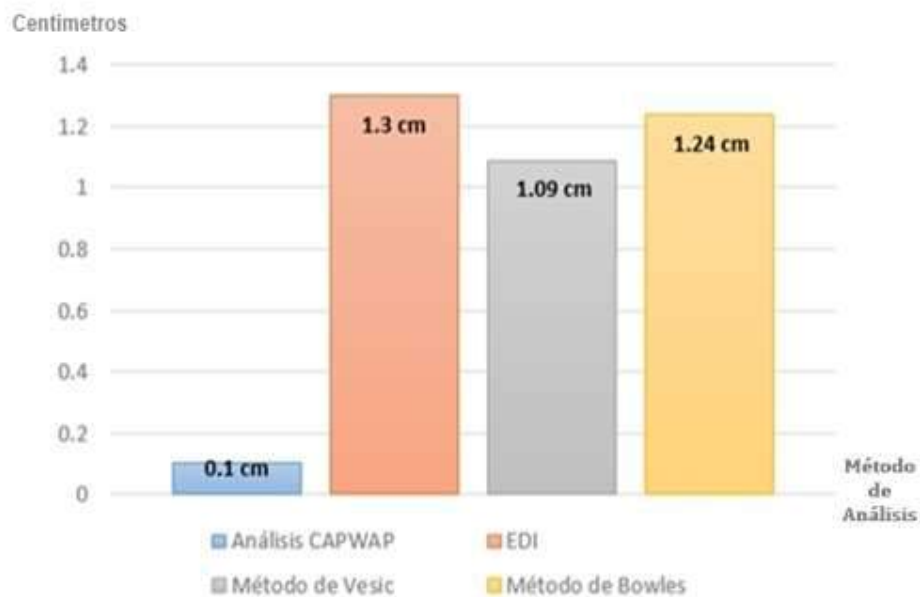


Figura 18: Asentamiento – Pilote P-05 del Estribo Derecho Puente Huambacho.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de asentamiento real (PDA) y los valores obtenidos por los métodos teóricos, se encuentran por dentro del asentamiento limite permisible del proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Puente Fortaleza km.213+226:

Capacidad de carga por punta - Pilote P-3

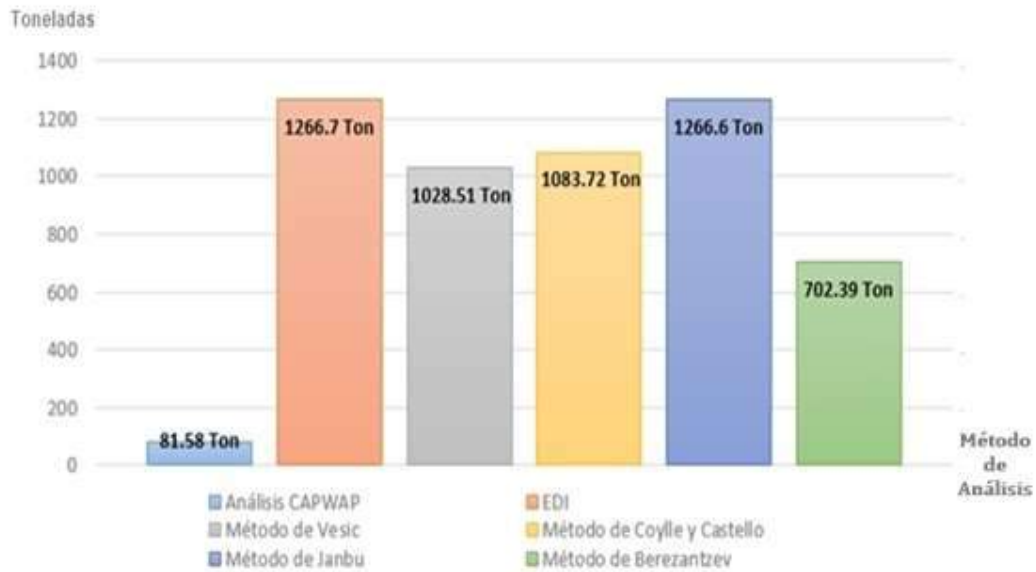


Figura 19: Capacidad de carga por punta – Pilote P-03 del Estribo Izquierdo Puente Fortaleza.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) se encuentra por debajo de los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real no supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **observado**.

Capacidad de carga por fuste - Pilote P-3

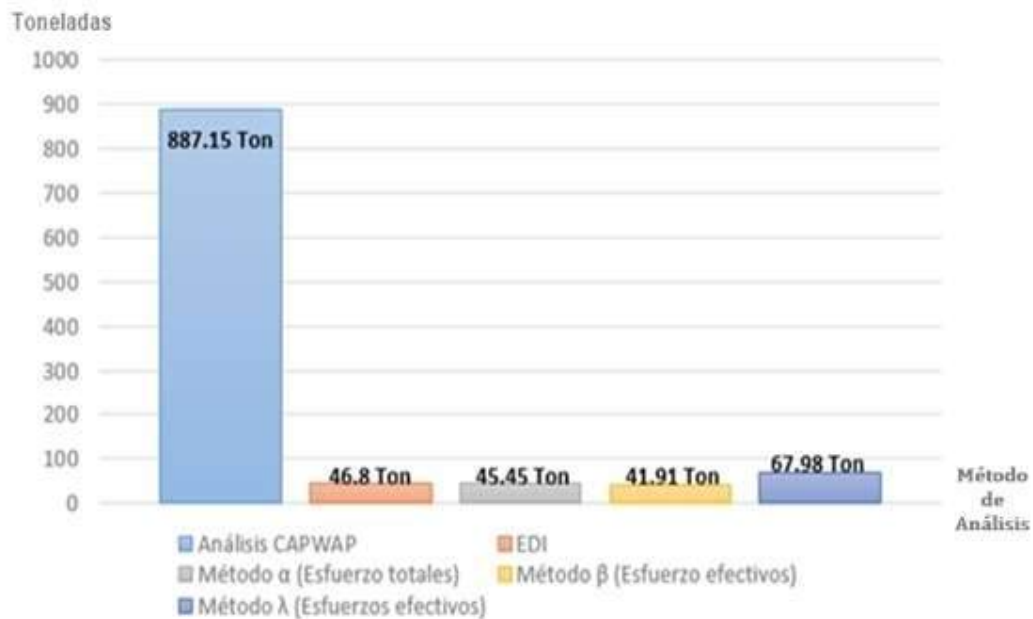


Figura 20: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-03 del Estribo Izquierdo Puente Fortaleza.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) supera los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **aceptable**.

Asentamiento - Pilote P-3

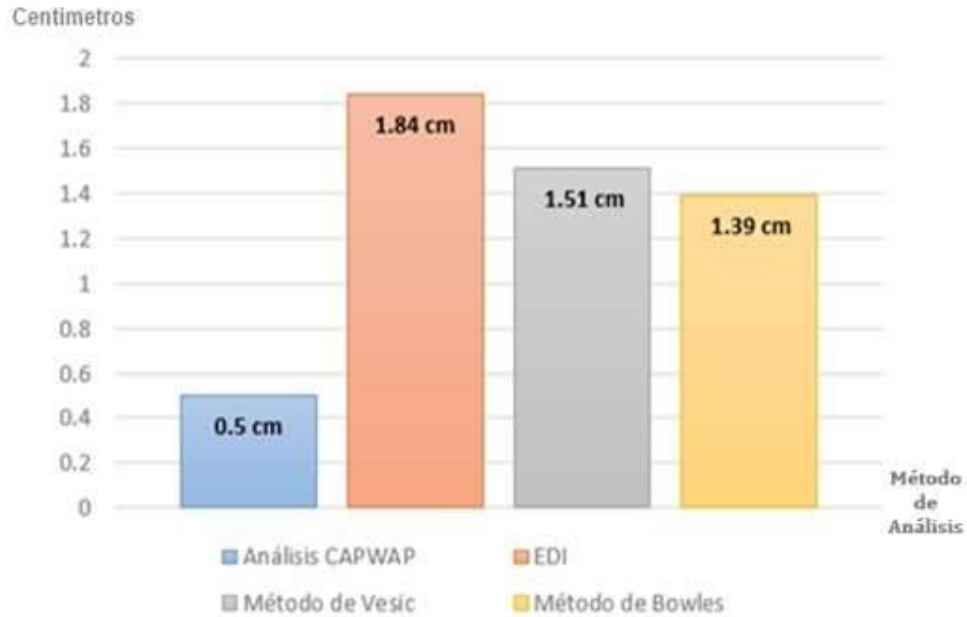


Figura 21: Asentamiento – Pilote P-03 del Estribo Izquierdo Puente Fortaleza.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de asentamiento real (PDA) y los valores obtenidos por los métodos teóricos, se encuentran dentro del asentamiento limite permisible del proyecto, por lo tanto, se considera **aceptable**.

Capacidad de carga por punta - Pilote P-3



Figura 22: Capacidad de carga por punta – Pilote P-03 del Estribo Derecho Puente Fortaleza.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) supera los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **aceptable**.

Capacidad de carga por fuste - Pilote P-3

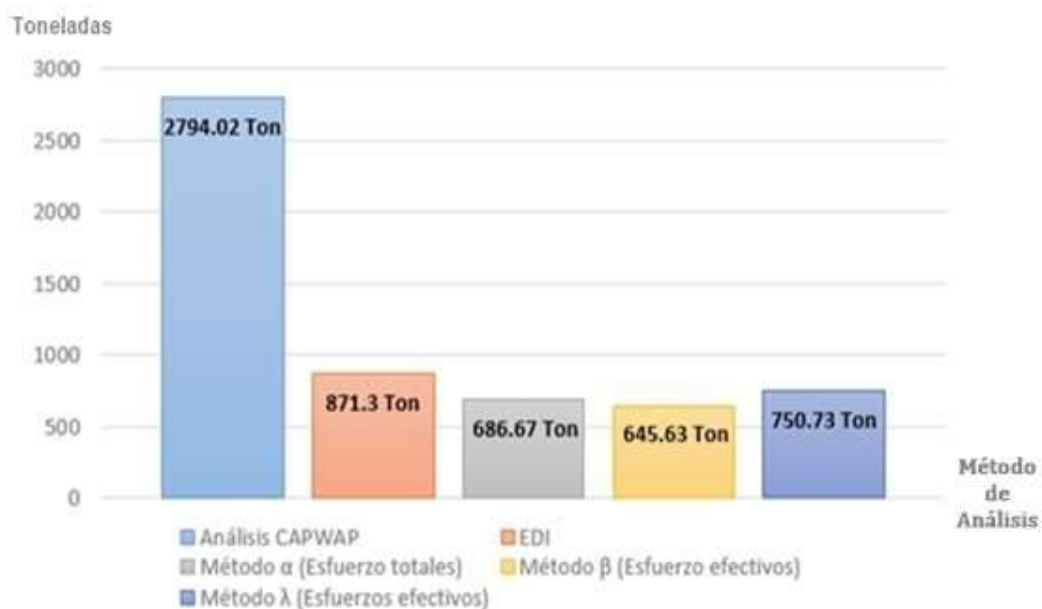


Figura 23: Capacidad de carga por fuste – Pilote P-03 del Estribo Derecho Puente Fortaleza.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la prueba de carga real (PDA) supera los valores de capacidad de carga admisible obtenidos por los métodos teóricos.

El valor de capacidad de carga real supera la carga solicitada por el proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Asentamiento - Pilote P-3

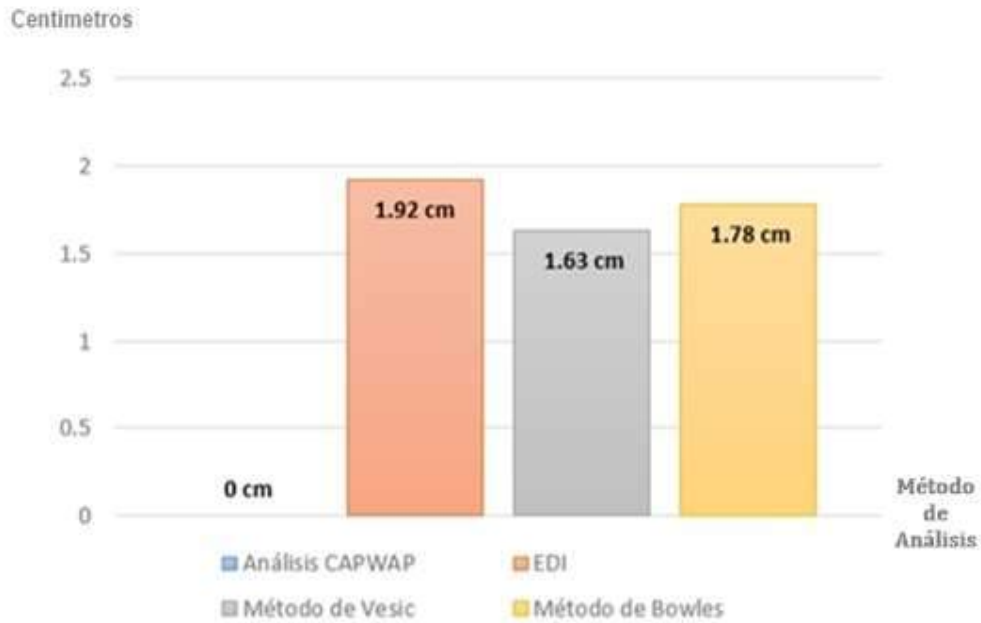


Figura 24: Asentamiento – Pilote P-03 del Estribo Derecho Puente Fortaleza.

Fuente: Elaboración propia.

No se obtuvo valor del asentamiento en la prueba (PDA).

Los valores obtenidos por los métodos teóricos se encuentran por debajo del asentamiento limite permisible del proyecto, por lo tanto, se considera **acceptable**.

Variabilidad entre la capacidad de carga real y capacidad de carga admisible

Puente Huambacho km.407+200:

Tabla 07: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-10 del estribo izquierdo Puente Huambacho.

ESTRIBO IZQUIERDO (PILOTE P-10) – CARGA POR PUNTA				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método de Vesic	376.59	405.82	-29.23	-7.20
Método de Coylle y Castello	622.69	405.82	216.87	53.44
Método de Janbu	351.82	405.82	-54.00	-13.31
Método de Berezantzev	569.51	405.82	163.69	40.34

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 08: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-10 del estribo izquierdo Puente Huambacho.

ESTRIBO IZQUIERDO (PILOTE P-10) – CARGA POR FUSTE				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método α (Esfuerzo totales)	762.60	877.96	-115.36	-13.14
Método β (Esfuerzo efectivos)	683.89	877.96	-194.07	-22.10
Método λ (Esfuerzos efectivos)	789.25	877.96	-88.71	-10.10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 09: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-05 del estribo derecho Puente Huambacho.

ESTRIBO DERECHO (PILOTE P-05) – CARGA POR PUNTA				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método de Vesic	604.83	1069.60	-464.77	-43.45
Método de Coylle y Castello	960.31	1069.60	-109.29	-10.22
Método de Janbu	483.88	1069.60	-585.72	-54.76
Método de Berezantzev	732.05	1069.60	-337.55	-31.56

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-05 del estribo derecho Puente Huambacho.

ESTRIBO DERECHO (PILOTE P-05) – CARGA POR FUSTE				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método α (Esfuerzo totales)	595.67	1051.42	-455.75	-43.35
Método β (Esfuerzo efectivos)	485.18	1051.42	-566.24	-53.85
Método λ (Esfuerzos efectivos)	633.21	1051.42	-418.21	-39.78

Fuente: Elaboración propia.

Puente Fortaleza km.213+226:

Tabla 11: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-03 del estribo izquierdo Puente Fortaleza.

ESTRIBO IZQUIERDO (PILOTE P-03) – CARGA POR PUNTA				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método de Vesic	1028.51	81.58	946.93	1160.74
Método de Coylle y Castello	1083.72	81.58	1002.14	1228.41
Método de Janbu	1266.60	81.58	1185.02	1452.59
Método de Berezantzev	702.39	81.58	620.81	760.98

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-03 del estribo izquierdo Puente Fortaleza.

ESTRIBO IZQUIERDO (PILOTE P-03) – CARGA POR FUSTE				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método α (Esfuerzo totales)	45.45	887.15	-841.70	-94.88
Método β (Esfuerzo efectivos)	41.91	887.15	-845.24	-95.28
Método λ (Esfuerzos efectivos)	67.98	887.15	-819.17	-92.34

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13: Variabilidad de la carga por punta – Pilote P-03 del estribo derecho Puente Fortaleza.

ESTRIBO DERECHO (PILOTE P-03) – CARGA POR PUNTA				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método de Vesic	225.09	254.93	-29.84	-11.71
Método de Coylle y Castello	352.60	254.93	97.67	38.31
Método de Janbu	279.97	254.93	25.04	9.82
Método de Berezantzev	311.72	254.93	56.79	22.28

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote P-03 del estribo derecho Puente Fortaleza.

ESTRIBO DERECHO (PILOTE P-03) – CARGA POR FUSTE				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método α (Esfuerzo totales)	686.67	2794.02	-2107.35	-75.42
Método β (Esfuerzo efectivos)	645.63	2794.02	-2148.39	-76.89
Método λ (Esfuerzos efectivos)	750.73	2794.02	-2043.29	-73.13

Fuente: Elaboración propia.

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

De acuerdo con el análisis de **Pizarro J. y Romero J. (2017)**, se encontró que el Método λ (Esfuerzos efectivos) en suelos granulares, es el más cercano al valor de la carga por fuste real (PDA).

Tabla 15: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote del pilar central Puente Crisnejas.

PILAR CENTRAL – CARGA POR FUSTE				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método α (Esfuerzo totales)	37.74	57.40	-19.66	-34.25
Método β (Esfuerzo efectivos)	65.53	57.40	8.13	14.16
Método λ (Esfuerzos efectivos)	64.13	57.40	6.73	11.72

Fuente: Método de análisis de **Pizarro J. y Romero J. (2017)**

Tabla 16: Variabilidad de la carga por fuste – Pilote del estribo derecho Puente Crisnejas.

ESTRIBO DERECHO – CARGA POR FUSTE				
Método	Q admisible (Ton)	Q PDA (Ton)	Diferencia (Ton)	Variabilidad (%)
Método α (Esfuerzo totales)	839.12	274.90	564.22	205.25
Método β (Esfuerzo efectivos)	918.21	274.90	643.31	234.02
Método λ (Esfuerzos efectivos)	497.13	274.90	222.23	80.84

Fuente: Método de análisis de **Pizarro J. y Romero J. (2017)**

De acuerdo con el artículo de **Barreto A. (2011)**, se encontró que sus valores de capacidad de admisible obtenidos por los métodos teóricos, se encuentran dentro de los valores de capacidad de carga por punta real.

Tabla 17: Capacidad de carga por punta.

PILOTE EVALUADO – CARGA POR PUNTA	
Método	Q (Ton)
Carga Real	378
Método de Meyerhof	376
Método de Vesic	612
Método de Janbu	371
Método de Coyllle y Castello	381

Fuente: Método de análisis de **Barreto A. (2011)**

De acuerdo con el análisis de **Gavidia L. (2019)**, evaluar la capacidad de carga de pilotes con métodos teóricos permite obtener valores más confiables para el diseño de cimentaciones profundas en infraestructuras

De acuerdo con el artículo **Idriss (2010)** y la **Norma ASTM D 4945**, la prueba de carga dinámica debe realizarse en un pilote liberado del solado, para así obtener un valor de asentamiento real.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

De acuerdo con el análisis de la variabilidad de las cargas, se obtuvo las siguientes conclusiones:

Para el pilote P-10 del estribo izquierdo del puente Huambacho, se puede afirmar que el Método de Vesic es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por punta real, con una variabilidad de -7.20%, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por fuste real, con una variabilidad de -10.10%.

Para el pilote P-05 del estribo derecho del puente Huambacho, se puede afirmar que el Método de Coyllé y Castello es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por punta real, con una variabilidad de -10.22%, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por fuste real, con una variabilidad de -39.78%.

Para el pilote P-03 del estribo izquierdo del puente Fortaleza, se puede afirmar que ninguna de las capacidades admisibles obtenidas se encuentra cerca al valor de la prueba de carga por punta real, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por fuste real, con una variabilidad de -92.34%.

Para el pilote P-03 del estribo derecho del puente Fortaleza, se puede afirmar que el Método de Janbu es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por punta real, con una variabilidad de 9.82%, y el Método λ (Esfuerzos efectivos) es el más cercano con respecto al valor de la prueba de carga por fuste real, con una variabilidad de -73.13%.

El cálculo de asentamiento con métodos teóricos ayuda a comprobar la diferencia de resultados al no liberar el pilote del solado, tal y como lo indica la norma ASTM D 4945.

Recomendaciones

- ✓ Evaluar la capacidad de carga y asentamiento mediante métodos analíticos basados en principios teóricos de la geotecnia aplicados según la naturaleza de terreno, donde se ubique la punta y el fuste, con el fin de establecer o corroborar los valores de diseño real.
- ✓ Realizar una investigación geofísica a la cimentación del estribo donde la prueba de carga dinámica no fue favorable, (Ensayo MAM y Ensayo MASW 2D) y posteriormente realizar un mejoramiento en el suelo con inyecciones tipo Jet Grouting, esta columna que debe formarse por debajo de la punta del pilote no debe ser menor que 3 veces el diámetro del pilote.
- ✓ Liberar el pilote del solado para obtener el asentamiento real durante la prueba de carga dinámica (PDA), tal y como lo indica la norma ASTM D 4945.
- ✓ Las pruebas de carga deben ser implementadas en los procesos de diseño, ya que su ejecución permite obtener beneficios con respecto a la seguridad. En materia económica podrían permitir un ahorro razonable, ya que al verificar los diseños se podrían evitar y corregir errores o también optimizar éstos.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alva, J. (2012). *Diseño de Cimentaciones*, Segunda Edición, Editorial ICG. Lima, Perú.

Recuperado: <http://www.ciplima.org.pe/cidi/cidivirtual/alerta/2013/febrero/11.pdf>

Baldeón, C. (2017). *Análisis de respuesta dinámica incluyendo la interacción suelo-estructura en Puentes con pilotes de cimentación*. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Facultad de Ingeniería de Minas. Geología y Civil. Ayacucho, Perú.

Recuperado: <http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/1980>

Banchón, G. (2016). *Control de asentamientos diferenciales que se presentan en las pilas del Puente de la Calle 42 SO (Calle A), ubicado en el Cantón Guayaquil*. Universidad de Guayaquil, Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas. Guayaquil, Ecuador.

Recuperado: <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/14956>

Barreto, A. (2011). *Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas – Formulas Analíticas y Ensayos de Carga*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Escuela de Ingeniería Civil. Medellín, Colombia.

Recuperado: <https://revistas.unal.edu.co/index.php/rbct/article/view/35996/45876>

Braja M. Das. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, Séptima Edición. México: Editorial Thomson.

Recuperado: <https://latinoamerica.cengage.com/ls/fundamentos-de-ingenieria-de-cimentaciones-7a-ed/>

Delgado Vargas M. (2000). *Ingeniería de Cimentaciones*, Segunda Edición – Impreso en Colombia.

Recuperado: <http://www.etp.com.py/fichaLibro?bookId=48793>

Gavidia, L. (2019). *Evaluación de capacidad de carga de pilotes mediante métodos teóricos y semiempíricos para el Desembarcadero Pesquero Artesanal de Cerro Azul, Cañete*. Universidad Nacional Federico Villarreal, Facultad de Ingeniería Civil. Lima, Perú.

Recuperado: <http://repositorio.unfv.edu.pe/handle/UNFV/3619?locale-attribute=en>

Idriss (2010). *Effect of Liquefaction on Pile Shaft Friction Capacity, International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, May 24th - May 29th.

Recuperado: <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=https://www.google.com/&httpsredir=1&article=2841&context=icrageesd>

Meyerhof, G. G., and Ranjan, G. (1972). *The bearing capacity of rigid piles under inclined load in sand. I. Vertical Piles. Canadian Geotechnical Journal*, 9, 430-446.

Recuperado: https://www.researchgate.net/publication/237374684_The_Bearing_Capacity_of_Rigid_Piles_Under_Inclined_Loads_in_Sand_I_Vertical_Piles

Meyerhof, G. G., Sastry, V., and Yalcin, A. S. (1988). Lateral Resistance and Deflection of Flexible Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3): 511-522.

Recuperado: https://www.researchgate.net/publication/237377931_Lateral_resistance_and_deflection_of_flexible_piles

Meyerhof, G. G., and Sastry, V. V. R. N. (1985). *Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads. Canadian Geotechnical Journal*, 22, 267-276.

Meyerhof, G. G., and Yalcin, A. S.

Recuperado: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816326388>

Noriyuki, Y., Hidetoshi, O. y Shiro, O. (2019). *Pile end-bearing capacity of sand related to soil compressibility. Japanese Geotechnical Society*, Japón.

Recuperado: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0038080620309914>

Peck. Hanson, T. (1995). *Ingeniería de Cimentaciones*, Octava reimpresión, México: Editorial Limusa, S.A.

Recuperado: <https://www.udocz.com/read/ingenieria-de-cimentaciones--peck-hanson-thornburn--pdf>

Pizarro, J. y Romero, J. (2017). *Análisis comparativo de asentamientos y capacidades de carga evaluados y esperados en pilotes perforados en los Puentes Fortaleza y Crisnejas*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Facultad de Ingeniería Civil. Lima, Perú.

Recuperado: <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/622488>

Qingfu, L., Lan, J. y Shuangxian, W. (2019). *Reliability analysis of bearing capacity of pile foundation of continuous rigid frame Bridge during construction. School of Water Conservancy Engineering, Zhengzhou University, Sanmenxia Road and Bridge Construction Group Co, China*.

Recuperado: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/780/2/022024>

Quinga, K. (2017). *Metodología para el cálculo de la capacidad de carga en pilotes, basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (N.E.C.) 2015*. Universidad de las Fuerzas Armadas, Facultad de Ingeniería Civil. Sangolquí, Ecuador.

Recuperado: <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/handle/21000/12819>

Ramos, J. (2019). *Asentamiento diferencial como rango de confiabilidad de la cimentación del diámetro, fricción lateral a las profundidades 5, 6 y 7 m del edificio de rectorado de la USP*. Universidad San Pedro, Facultad de Ingeniería Civil. Chimbote, Perú.

Recuperado: <http://repositorio.usanpedro.edu.pe/handle/USANPEDRO/11385>

Zhitong, Z., Weiming, G. y Guoliang, D. (2017). *Calculation and analysis of bearing capacity reliability index of post-grouting pile*. Japanese Geotechnical Society, Japón.

Recuperado: https://www.jstage.jst.go.jp/article/jgssp/8/10/8_v08.c30/_article/-char/ja/

ANEXOS

ANEXO A

(Tablas)

Tipo de Pilote	Capacidad Portante (Ton)	Longitud (m)
Madera	15-30	dic-15
Acero sección H	50-90	18-30
Acero sección tubular	60-100	30-40
Prefabricado de concreto armado	40-80	15-25
Vaciado In Situ	30-90	20-30
Mixtos o combinados	100-500	30-45
De bulbo	300-800	40-50

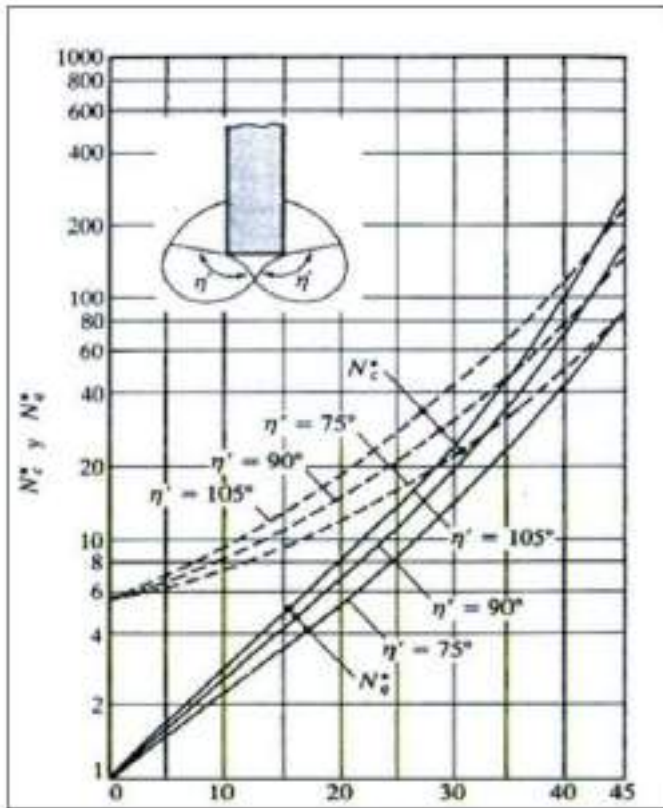
Anexo A1: Dimensiones y capacidad portante según el tipo de pilote:

Fuente: Diseño de cimentaciones (2012)

ϕ'	l_v									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
25	12.12	15.95	20.98	24.64	27.68	30.16	39.30	46.61	52.24	57.66
26	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	15.57	20.91	28.10	33.40	37.35	41.51	55.73	66.29	74.93	82.40
29	16.90	22.85	30.90	36.87	41.39	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	18.34	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.94	117.11
32	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.48	115.51	132.24	146.87
34	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.36
38	34.63	49.24	70.03	86.05	99.80	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.33
43	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58

Anexo A2: Valores del factor de capacidad de carga N_{ϕ} :

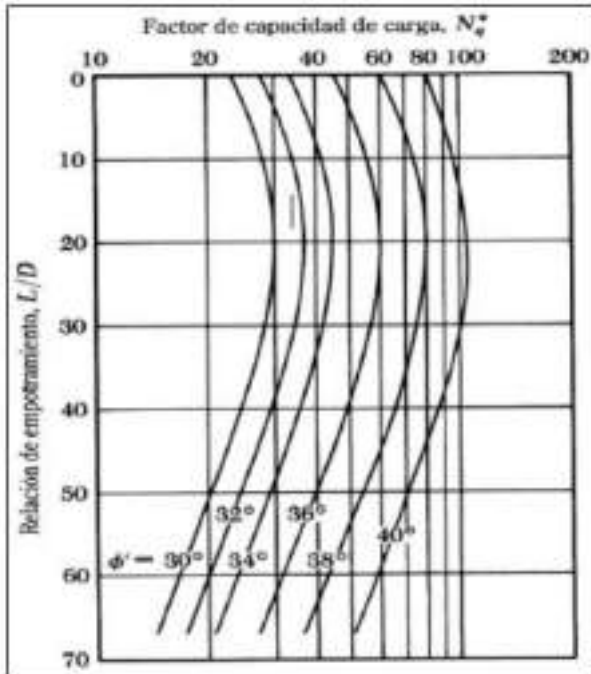
Fuente: Braja M. Das (2001).



ϕ'	$\eta' = 60^\circ$		$\eta' = 75^\circ$		$\eta' = 90^\circ$	
	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

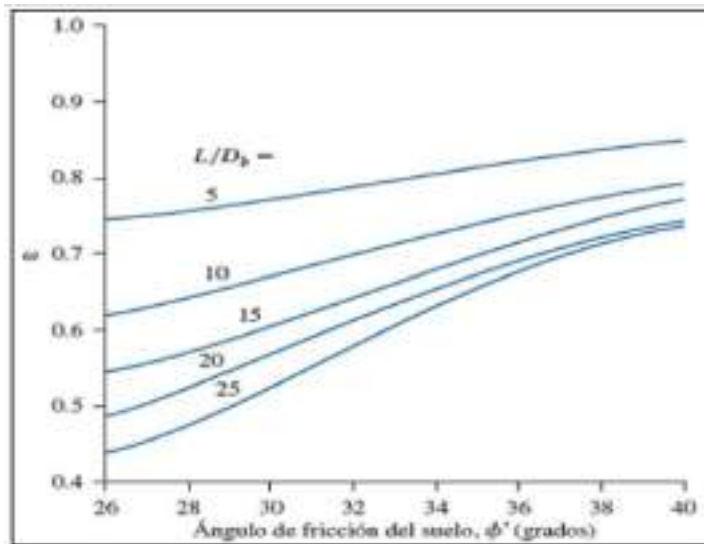
Anexo A3: Factores de capacidad de carga de Janbu:

Fuente: Braja M. Das (2001).



Anexo A4: Variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción ϕ' :

Fuente: Braja M. Das (2001).



Anexo A5: Factor de corrección:

Fuente: Braja M. Das (2001).

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	N_q (tabla 3.3)	F_{qs} [ec. (12.6)]	C [ec. (12.8)]	L [ec. (12.9)]	μ_s [ec. (12.13)]	n [ec. (12.15)]
25	10.66	1.466	0.311	43.84	0.100	0.00500
26	11.85	1.488	0.308	47.84	0.115	0.00475
27	13.20	1.510	0.304	52.33	0.130	0.00450
28	14.72	1.532	0.299	57.40	0.145	0.00425
29	16.44	1.554	0.294	63.13	0.160	0.00400
30	18.40	1.577	0.289	69.63	0.175	0.00375
31	20.63	1.601	0.283	77.03	0.190	0.00350
32	23.18	1.625	0.276	85.49	0.205	0.00325
33	26.09	1.649	0.269	95.19	0.220	0.00300
34	29.44	1.675	0.262	106.37	0.235	0.00275
35	33.30	1.700	0.255	119.30	0.250	0.00250
36	37.75	1.727	0.247	134.33	0.265	0.00225
37	42.92	1.754	0.239	151.88	0.280	0.00200
38	48.93	1.781	0.231	172.47	0.295	0.00175
39	55.96	1.810	0.223	196.76	0.310	0.00150
40	64.20	1.839	0.214	225.59	0.325	0.00125
41	73.90	1.869	0.206	259.98	0.340	0.00100
42	85.38	1.900	0.197	301.29	0.355	0.00075
43	99.02	1.933	0.189	351.22	0.370	0.00050
44	115.31	1.966	0.180	412.00	0.385	0.00025
45	134.88	2.000	0.172	486.56	0.400	0.00000

Anexo A6: Variación de parámetros con el ϕ :

Fuente: Braja M. Das (2001).

Valores de m según condición del suelo

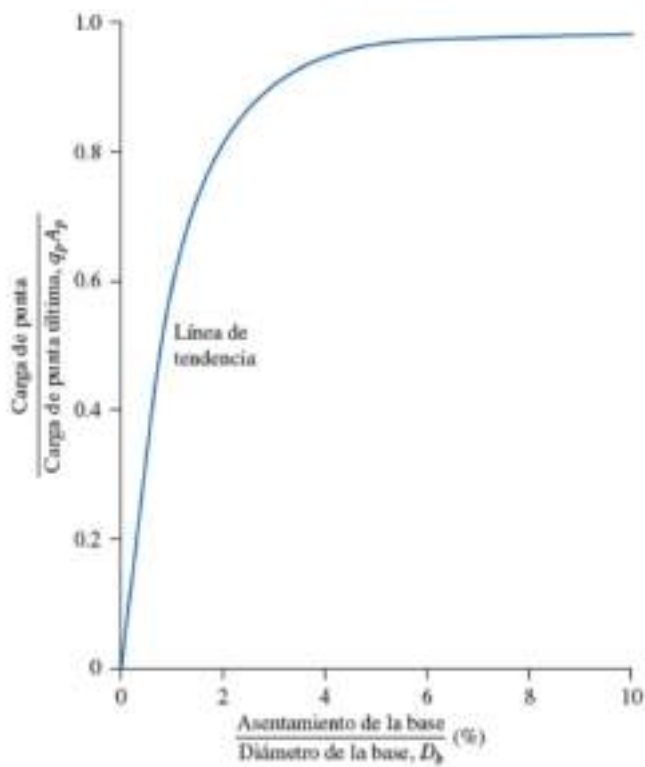
m	
100 - 200	Suelto
200 - 500	Medio Denso
500 - 1000	Denso

Fuente: Braja M. Das (2001).

t_r	N_c^*
10	6.97
20	7.90
40	8.82
60	9.36
80	9.75
100	10.04
200	10.97
300	11.51
400	11.89
500	12.19

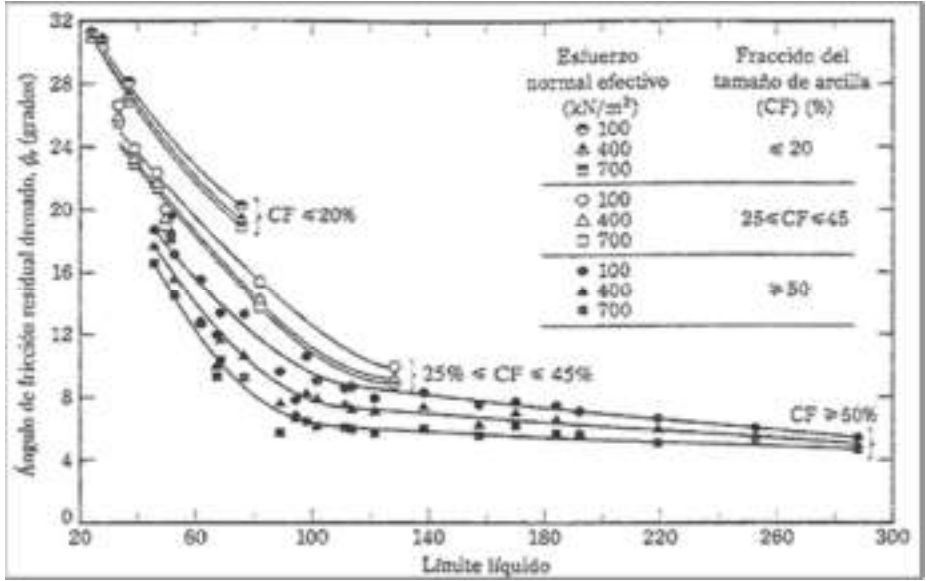
Anexo A7: Valores del factor de capacidad de carga N_c^* :

Fuente: Braja M. Das (2001).



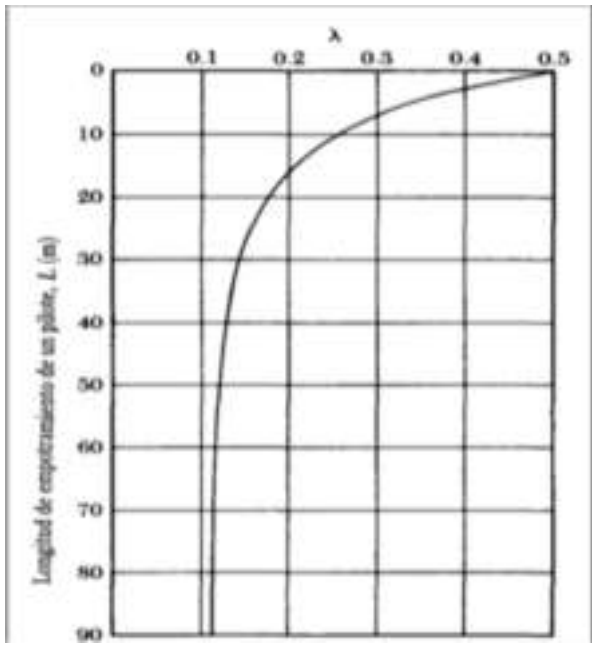
Anexo A8: Grafica de asentamientos base vs carga puntual:

Fuente: Braja M. Das (2001).



Anexo A9: Relación entre el ángulo de fricción con LL:

Fuente: Braja M. Das (2001).



Anexo A10: Relación Coeficiente Gamma Con La Longitud Del Pilote:

Fuente: Braja M. Das (2001).

TIPO DE SUELO	Rango de valores típicos		Estimación de Es a partir de N	
	Módulo de Young, Es (MPa)	Coefficiente de Poisson, ν (adimensional)	Tipo de suelo	Es (MPa)
Arcilla:				
Blanda sensible	2.4 - 15	0.4 - 0.5 (no drenada)	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas.	0.4 N1
Medianamente rígida a rígida	15 - 50		Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas.	0.7 N1
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava.	1.0 N1
			grava arenosa y gravas.	1.1 N1
Loes	15 - 60	0.1 - 0.3	grava arenosa y gravas	1.1 N1
Limo	2 - 20	0.3 - 0.35		
Arena fina:			Estimación de Es a partir de Su	
Suelta	7.5 - 10	0.25	Arcilla blanda sensible.	400Su - 1000Su
Medianamente densa	10 - 20			
Densa	20 - 25			
Arena:			Arcilla medianamente rígida a rígida. Arcilla muy rígida.	1500Su - 2400Su 3000Su - 4000Su
Suelta	10 - 25	0.20 - 0.35		
Medianamente densa	25 - 50	0.30 - 0.40		
Densa	50 - 75			
Grava:			Estimación de Es a partir de qc	
Suelta	25 - 75	0.20 - 0.35	Suelos arenosos.	4 qc
Medianamente densa	75 - 100	0.30 - 0.40		
Densa	100 - 200			

Anexo A11: Valores de poisson y módulos de elasticidad:

Fuente: Braja M. Das (2001).

ANEXO B

(Estudios)

ANEXO B.1

Puente Huambacho
(km. 407+200)

ENSAYO SPT

PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD01 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO RUTA 1N - RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : ESTRECHO COQUECO
COORDENADAS : 710245
8076291

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : 09-10-15
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : -

COTAS (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	C	GRANULOMETRÍA		ENSAYOS DE PENETRACION SPT - CONO PROS. (N) / 30 cm	Nº DE REGISTRO
			% Pasa 0.075 mm	% Ret. 4.75 mm		
35.00	Grava de arena y limo, clasos varían entre subangulosos y subredondeados (color beige oscuro)	GP				
34.50	Grava con arena de grano fino y limo, clasos subredondeados (color beige oscuro)	GP				
34.00	Grava con arena de grano fino y limo, clasos subredondeados (color beige oscuro)	GP				
33.50	Grava con arena de grano fino y limo, clasos subredondeados (color beige oscuro)	GP				
33.00	Arena de grano grueso con un alto contenido de arena y arcilla poca plásticos y algunos clasos subredondeados (color beige)	SP				
32.50	Limo poco a nada plásticos con presencia de gravas y poca arena (color beige)	ML				
32.00	Limo poco a nada plásticos con presencia de gravas y poca arena (color beige)	ML				
31.50	Limo poco a nada plásticos con presencia de gravas y poca arena (color beige)	ML				
31.00	Arena mal graduada con limo poco plásticos y presencia de clasos subredondeados (color beige gris claro)	SM				
30.50	Arena mal graduada con limo poco plásticos y presencia de clasos subredondeados (color beige gris claro)	SM				
30.00	Arena mal graduada con limo poco plásticos y presencia de clasos subredondeados (color beige gris claro)	SM				
29.50	Arena fina con limos (color beige parduzco)	SM				
29.00	Arena fina con un poco de arcilla, poca presencia de clasos (color beige claro)	SP				
28.50	Arena fina con un poco de arcilla, poca presencia de clasos (color beige claro)	SP				
28.00	Arena fina con un poco de arcilla, poca presencia de clasos (color beige claro)	SP				
27.50	Arena fina con un poco de arcilla, poca presencia de clasos (color beige claro)	SP				
27.00	Arena de grano fino, con presencia de clasos color naranja y clasos subredondeados (color beige oscuro)	SP				

OBSERVACIONES :


HEBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 57839


Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde
Jefe de Estudio
C.I.P. 43296



**PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO**



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D. 1586)

PERFORACION : PD01 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO RUTA 1N - RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : ESTREO BOLSONES
COORDENADAS : 792345
8075291

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Herbert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : 09/09/18
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROP. NIVEL FREÁTICO (m) : -

COTAS (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	C U C S	GRANULOMETRÍA			ENSAYOS DE PENETRACION SPT - CONO PECK	N.º DE MUESTRA
			%	mm	mm		
0.00	Arena mal graduada con poca cantidad de arcilla (color beige-gris)						
0.10	Arena mal graduada con poca cantidad de arcilla (color beige-gris)						
0.20	Arena mal graduada de grano mediano (color beige-gris)						
0.30	Arena con limos con gránulos de diámetro subredondeados (color beige); Presencia de láminas de arcilla plásticas de espesor. Suelo de color plomizo.						
0.40	Arena con limos con gránulos de diámetro subredondeados (color beige)						
0.50	Arena con limos con gránulos de diámetro subredondeados (color beige)						
0.60	Arena con gránulos de diámetro subredondeados (color gris oscuro)						
0.70	Grava con gránulos de tamaño variable (color gris)						
0.80	Grava con gránulos de tamaño variable (color gris)						
0.90	Grava con gránulos de tamaño variable (color gris)						
1.00	Arena mal graduada de grano sencillo con gránulos de diámetro subredondeados (color gris oscuro)						
1.10	Grava con poca arena, tamaño de los diámetros variables y de formas subredondeadas (color marrón-beige)						
1.20	Grava con arena de grano fino y limo, diámetros subredondeados (color beige oscuro)						
1.30	Grava con arena de grano fino y limo, diámetros subredondeados (color beige oscuro)						
1.40	Grava con arena de grano fino y limo, diámetros subredondeados (color beige oscuro)						
1.50	Grava con arena y limo, diámetros varían entre subangulares y subredondeados (color beige oscuro)						
1.60	Grava con arena y limo, diámetros varían entre subangulares y subredondeados (color beige oscuro)						
1.70	Grava con arena y limo, diámetros varían entre subangulares y subredondeados (color beige oscuro)						
1.80	Grava con arena y limo, diámetros varían entre subangulares y subredondeados (color beige oscuro)						

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde
Jefe de Estudios
C.I.P. 43296

HERBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 57839

PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE
(ASTM D-1586)

PERFORACION : PD01 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4 PATIVILCA - TRUJILLO RUTA 1N - RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : ESTREO (DUEIRO)
COORDENADAS : 762945
 8375291

REALIZADO :
REVRADO : Ing Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : 06-18
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROP. NIVEL FREÁTICO (m) :

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	C	GRANULOMETRÍA			PENETRACIÓN SPT - COMO PRUEBA N, N ₆₀ (blows/30cm)	N° DE MUESTRA
			%	%	%		
0.00		U	CL	LC			
0.05		C	U	CL	LC		
0.10		S	U	CL	LC		
0.00 - 0.05	Arena con pedruzcos de concreto (color gris oscuro)	SP					
0.05 - 0.10	Arena con clastos de roca de subangulosos a subredondeados (color gris oscuro)	SP					
0.10 - 0.15	Arena con clastos de roca de subangulosos a subredondeados (color gris oscuro)	SP					
0.15 - 0.20	Arena con clastos de roca de subangulosos a subredondeados (color gris oscuro)	SP					
0.20 - 0.25	Arena mas fina con clastos subredondeados (color gris oscuro)	SP					
0.25 - 0.30	Grava con poca arena, forma de clastos subredondeados (color gris)	GP					M-1
0.30 - 0.35	Grava con clastos subredondeados y algunos subangulosos (color gris)	GP					M-2
0.35 - 0.40	Arcilla poco plástica con muy poca arena y grava de clastos subredondeados (color beige-plomizo)	CL					M-3
0.40 - 0.45	Limo arenoso y grava de clastos subredondeados (color beige-grisáceo)	ML					M-4
0.45 - 0.50	Arcilla con arcilla poco plástica (color beige-plomizo)	SP					
0.50 - 0.55	Arcilla con arcilla poco plástica (color beige-plomizo)	SP					
0.55 - 0.60	Arcilla con arcilla poco plástica (color beige-plomizo)	SP					
0.60 - 0.65	Arcilla con poca cantidad de arcilla (Color beige-gris)	SP					
0.65 - 0.70	Arcilla con poca cantidad de arcilla (Color beige-gris)	SP					

OBSERVACIONES :


HEBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 57639


 Ing. Luis Enrique Benédiz Velarde
 Jefe de Estudio
 C.I.P. 43296

PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D-1586)

PERFORACION : PD01 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES
FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA –
TRUJILLO RUTA 1N – RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : ESTACION 20+000.00
COORDENADAS : 782346
6675281

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Hébert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : ene-15
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : -

Prof. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO Clasificación litológica, forma del material granular, color, contenido de humedad, índice de plasticidad / compresibilidad, grado de saturación / consistencia; Otros: presencia de inclusiones y material orgánico, porcentaje estimado de bloques / cantos, etc.	S	SEMI-COMETIDA		ENSAYOS DE PENETRACION SPT - COMO PECK N ₆₀ - 30 cm	N° DE MUESTRAS
			U	L		
		4	470	4		
		4275	4	4		
		4	470	75		
		4	4	4		
0.00						
0.50	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
1.00	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
1.50	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
2.00	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
2.50	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
3.00	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
3.50	Arena de grano fino, con presencia de éedulos color naranja y óculos subredondeados (color beige oscuro)	SP				
4.00						
4.50						
5.00						
5.50						
6.00						
6.50						
7.00						
7.50						
8.00						
8.50						
9.00						
9.50						
10.00						
10.50						
11.00						
11.50						
12.00						
12.50						
13.00						
13.50						
14.00						
14.50						
15.00						
15.50						
16.00						
16.50						
17.00						
17.50						
18.00						
18.50						
19.00						
19.50						
20.00						
20.50						
21.00						
21.50						
22.00						
22.50						
23.00						
23.50						
24.00						
24.50						
25.00						
25.50						
26.00						
26.50						
27.00						
27.50						
28.00						
28.50						
29.00						
29.50						
30.00						
30.50						
31.00						
31.50						
32.00						
32.50						
33.00						
33.50						
34.00						
34.50						
35.00						

HEBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 57839

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezu Velardo
Jefe de Estudio
C.I.P. 43296

**PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO**



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

**REGISTRO DE SONDAJE
(ASTM D 1586)**

PERFORACION : PD02 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA – TRUJILLO RUTA 1N – RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : ESTRIBO ESQUERDO
COORDENADAS :

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : 09-10
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROP. NIVEL PREACTIVO (m) :

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO <small>Clasificación (color, forma del material granular, valor conveniente de humedad, índice de plasticidad / compresibilidad, grado de compactación / saturación, otros: presencia de coqueles y material orgánico, porcentaje estimado de bloques / cascos, etc.)</small>	S	GRANULOMETRIA				BLOQUES DE RECONSTRUCCION SPT - COMO PECK <small>N₆₀ =</small>	N° DE SUBSUELO
			U	A	200	75		
		C	0.075	0.425	0.75	mm		
		S	%	mm	mm	mm		
0.00 - 0.10	Grava con cascos subredondeados (color gris)	GP						
0.10 - 0.20	Grava con cascos subredondeados (color gris)	GP						
0.20 - 0.30	Grava con poca arena (color beige gris)	GP						
0.30 - 0.40	Grava con poca arena (color beige gris)	GP						
0.40 - 0.50	Arcilla con pocos cascos (color beige)	CL						
0.50 - 0.60	Grava con poca arena (gris - beige)	GP						
0.60 - 0.70	Arena fina con pocos cascos (color beige oscuro)	SP						
0.70 - 0.80	Grava con cascos subangulares, poca arena (color marrón - gris)	GP						
0.80 - 0.90	Arena con gravas subredondeadas (Color marrón)	SP						
0.90 - 1.00	Arena con gravas (color marrón - gris)	SP						
1.00 - 1.10	Grava con arena, cascos subangulares (color gris - marrón)	GP						
1.10 - 1.20	Arena fina con poca grava (color beige oscuro)	SP						
1.20 - 1.30	Arena fina con poca grava, presencia de cascos (color marrón con tonos de rojo)	SP						
1.30 - 1.40	Arena fina con poca grava, presencia de cascos (color marrón con tonos de rojo)	SP						
1.40 - 1.50	Arena con poca arena y grava (color marrón)	SP						
1.50 - 1.60	Arena con arena y poca grava (color beige)	SC						
1.60 - 1.70	Arena con arena y poca grava (color beige)	SC						

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Desdezu Velarde
Jefe de Estudio
C.I.P. 43296

Ing. Hebert Sotelo Aedo
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 57639

PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE
(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD02 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA – TRUJILLO RUTA IN – RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : ESTRADO CERREJO
COORDENADAS :

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : ene-18
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROF. NIVEL PRÁCTICO (m) : 20.00

Prof. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO Clasificación textural, forma del material granular, color, contenido de humedad, índice de plasticidad, compresibilidad, grado de compactación / consistencia, etc.; presencia de nodulones y materia orgánica, porcentaje estimado de bloques / cactus, etc.	UNIDADES DE MEDIDA				RESISTENCIA DE PENETRACION SPT - CONO PICK (blows / 30cm)	N° DE MUESTRA
		U	C	W (%)	L (%)		
0.00 - 0.30	Arcilla con arena (color beige - amarillizo)	CL					
0.30 - 0.60	Arcilla con arena (color beige - amarillizo)	CL					
0.60 - 0.90	Arena fina con poca arcilla (color gris oscuro)	SP					
0.90 - 1.20	Arena med. gredosa (color beige)	SP					
1.20 - 1.50	Arena con poca presencia de limo (color beige)	SM					
1.50 - 1.80	Arena con poca presencia de limo (color beige)	SM					
1.80 - 2.10	Arena con poca presencia de limo (color beige)	SM					
2.10 - 2.40	Arena fina con poca grava (color beige)	SP					
2.40 - 2.70	Arena fina con poco o nada de limo, poca grava (color beige)	SP					
2.70 - 3.00	Grava con cactus subredondeados (color gris)	GP					
3.00 - 3.30	Grava con cactus subredondeados (color gris)	GP					
3.30 - 3.60	Grava con cactus subredondeados (color gris)	GP					
3.60 - 3.90	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
3.90 - 4.20	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
4.20 - 4.50	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
4.50 - 4.80	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
4.80 - 5.10	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
5.10 - 5.40	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
5.40 - 5.70	Grava con cactus subredondeados medianos (color gris)	GP					
5.70 - 6.00	Grava con cactus subredondeados de aprox. 2"	GP					
6.00 - 6.30	Grava con cactus subredondeados de aprox. 2"	GP					

OBSERVACIONES :

Página 24

Ing. Luis Enrique Gendreau Velarde
Jefe de Estudio
C.I.P. 43296

HEBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 57639

**PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
 PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
 ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
 HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO**



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE
(AUTM D. 1536)

PERFORACION : PD02 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4 PATIVILCA – TRUJILLO RUTA 04 – RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : Camino Agrícola.
COORDENADAS : 122° 18' 00" W, 31° 00' 00" S.

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : 09-09-10
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00
PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : -

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	C	SOLUCIONOMETRIA				ANÁLISIS DE PENETRACION SPT - CONO PEEK	M.F. (m)
			U	L	V	W		
cm		cm	cm	cm	cm	cm	cm	
00	arena mal graduada con poca presencia de grava (color marrón)	SP						
05	Grava con poca arena, cascos subredondeados (color gris)	GP						
10	Grava con poca arena, cascos subredondeados e intermedios (gris oscuro)	GP						
15	Grava con arena, cascos subredondeados (color gris)	GP						
20	Grava, cascos de gran tamaño (color gris)	GP						
25	Grava con presencia de pedras, cascos subredondeados y (por los bordes) raras)	GP						
30	Gravelita con arena fina, cascos subredondeados (color beige)	GP					M-1	
35	arena mal graduada con presencia de grava (subangulosa), se observó un cambio de granel de aprox. 10 cm	GP					M-2	
40	arena fina, presencia de arena (color beige claro)	SM					M-3	
45	arena gruesa (color beige oscuro)	SM					M-4	
50	arena gruesa (color gris oscuro)	SM						
55	Limo poco o nada plástico (marón - beige)	ML						
60	Limo con plasticidad media (color beige)	ML						
65	Arena con poca arena (color beige)	CL						

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde
 Jefe de Estudio
 C.I.P. 43296

HEBERT SOTELO AEDO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 57639

Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde
 Jefe de Estudio
 C.I.P. 43296

**PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO**



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD02 - 8PT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ RED VIAL 4 PATIVILCA – TRUJILLO RUTA 1N – RED VIAL NACIONAL.

UBICACIÓN : ESTRIBO DERECHO

COORDENADAS :

REALIZADO :

REVISADO : Ing. Hebert Sotelo

FECHA DE PERFORACION : 18-05-15

PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 20.05

PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : 1.4

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL BUELO Clasificación de blow, fuerza del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / consistencia; grado de compactación / consistencia; Otros: presencia de inclusiones y material orgánico, porcentaje estimado de bloques / cantos, etc.	S U C S	GRANULOMETRÍA			ENSAYOS DE PENETRACION SPT - CONO PEGR S.N. = 100 gpm 10 cm	N° DE BUELTOS
			< 60µm	4.75	75		
0.00	Arena con arena y poca grava (color beige)	SC					
0.10	Arena con arena y poca grava (color beige)	SC					
0.20	Grava con arena arcillosa (color gris - beige)	GW					
0.30	Arena con arena y poca grava (color beige)	SC					
0.40	Grava con poca arena fina, arena subredondeada y subangulosa (color gris - beige)	GP					
0.50	Grava con poca arena fina, presencia de codos (color beige - gris)	GP					
0.60	Grava con poca arena fina, presencia de codos (color beige - gris)	GP					
0.70	Grava con poca arena fina, presencia de codos (color beige - gris)	GP					
0.80	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
0.90	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.00	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.10	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.20	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.30	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.40	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.50	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.60	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.70	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.80	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
1.90	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					
2.00	Grava con poca arena (color beige - gris)	GP					


HEBERT SOTELO AEDO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 57639


 Ing. Luis Enrique Sandoval Velarde
 Jefe de Estudio
 C.I.P. 43296


HEBERT SOTELO AEDO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 57639

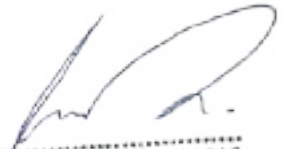
**PRUEBA DE CARGA DINÁMICA
(ASTM D 4945)**



INFORME 2020-005-PDA

Ciente:

INCOT SAC


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Obra:

REPOSICION DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRU DE LA RED VIAL NRO. 04: PATIVILCA-
TRUJILLO

PUENTE HUAMBACHO (Km 407+200)– ESTRIBO DERECHO

Ubicación:

Región Ancash - Perú

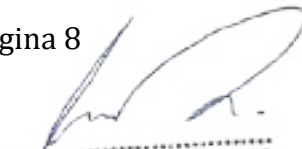
Servicio:

Pruebas de Carga Dinámica (PDA)

07 de marzo del 2020

CONTENIDO

Introducción.....	Página 3
Instrumentación.....	Página 4
Características del Pilote Ensayado.....	Página 5
Tabla 1 - Características del Pilote Ensayado.....	Página 5
Sistema de Impacto.....	Página 7
Capacidad Ultima Requerida para el Pilote.....	Página 7
Resultados.....	Página 8
Método CASE	
Análisis CAPWAP®	
Tabla 2 - Resultados de los análisis CAPWAP®	
Figura1 – Carga Tracción vs. Desplazamiento	
Conclusiones y Recomendaciones.....	Página 11
Tabla 3 - Capacidades máximas movilizadas	
Tabla 4 - Esfuerzos Máximos en los ensayos	
A N E X O A	
Capacidad Última mediante Método de Davisson.....	Página 15
A N E X O B	
Resultados de los Análisis CAPWAP®.....	Página 18
A N E X O C	
Calibraciones de sensores utilizados.....	Página 24
A N E X O D	
Información del Pilote Ensayado: Registros u otros	
A N E X O E	
Registro Fotográfico.....	Página 38



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

INFORME 2020-005-PDA

I. INTRODUCCIÓN

El presente informe tiene por objetivo presentar los resultados de la instrumentación de 1 (UN) pilote del Estribo Derecho del Puente Huambacho parte del PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA CALZADURA ACTUAL DE LA RED VIAL NRO. 04: PATIVILCA-SANTA-CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY – EMPALME CON R01N. REPOSICION DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRU DE LA RED VIAL NRO. 04: PATIVILCA-TRUJILLO.

El servicio de campo fue efectuado en el día 07 de marzo de 2020. En este informe serán presentados también los análisis elaborados posteriormente en gabinete.

El programa de instrumentación dinámica tuvo por objetivo principal verificar eventuales fallas estructurales y evaluar las capacidades de carga axial de los pilotes. De esa forma fue realizada la instrumentación del Pilote 05 del Estribo Derecho.

El Ensayo dinámico del pilote y monitoreo se realizó usando un equipo Pile Driving Analyzer® (PDA), Modelo PAX 4, el cual incluye un programa para obtener en tiempo real una estimación aproximada de la capacidad de carga última del pilote. Los datos registrados fueron guardados y analizados posteriormente usando el programa CAPWAP (CAse Pile Wave Analysis Program - Programa Case de Análisis de Ondas en Pilotes) que proporciona una estimación más precisa de la capacidad de carga última del pilote.



MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Los objetivos del ensayo dinámico incluyeron el monitoreo del desempeño del martillo y del sistema de hincado, las tensiones durante el hincado del pilote, la integridad estructural del pilote, los desplazamientos del pilote durante el hincado y la capacidad de carga última del pilote.

Análisis de emparejamiento de la señal obtenida en el campo con el PDA para un golpe seleccionado, por medio del programa CAPWAP. Este análisis fue realizado para obtener una estimación más precisa de la capacidad de carga última del pilote y de la distribución de las resistencias de fricción y de punta, así como también para calibrar los parámetros de amortiguamiento del Método Case.

El ensayo dinámico fue ejecutado con un equipo Analizador de Hincado de Pilotes (PDA en su sigla en inglés) fabricado por Pile Dynamics, Inc. de Cleveland, Ohio, Estados Unidos. Los resultados obtenidos son presentados a continuación.

II. INSTRUMENTACION

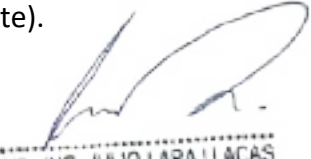
Se tomaron mediciones dinámicas de deformación y de aceleración a 1.5 veces el diámetro como mínimo por debajo de la cabeza del pilote durante los impactos del martillo de hincado. Esta distancia se eligió en función de la separación mínima entre el impacto/pilote y los sensores, y la carga requerida evaluar en el pilote. Se sujetaron con pernos cuatro deformímetros y cuatro acelerómetros emparejados en lados opuestos del pilote para registrar la deformación unitaria y la aceleración, respectivamente, y así obtener resultados axiales promedio. Las señales de deformación unitaria y de aceleración fueron procesadas y convertidas a fuerza y velocidad por el PDA, y guardadas digitalmente en el PDA para su procesamiento posterior. Estos registros de fuerza y de velocidad fueron observados en la pantalla del PDA para evaluar la calidad de los datos, la integridad del pilote y los aspectos cualitativos de la resistencia del suelo.



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

El equipo y los procedimientos del PDA estuvieron de acuerdo con la norma ASTM D-4945 “Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles” (Método Estándar para el Ensayo Dinámico de Pilotes con Deformaciones Grandes).

En el Anexo A se presentan los resultados obtenidos por el método simplificado CASE, para todos los golpes registrados durante los ensayos dinámicos (en dicho anexo se encuentran los valores calibrados por el análisis CAPWAP realizado posteriormente).



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

III. CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE ENSAYADO

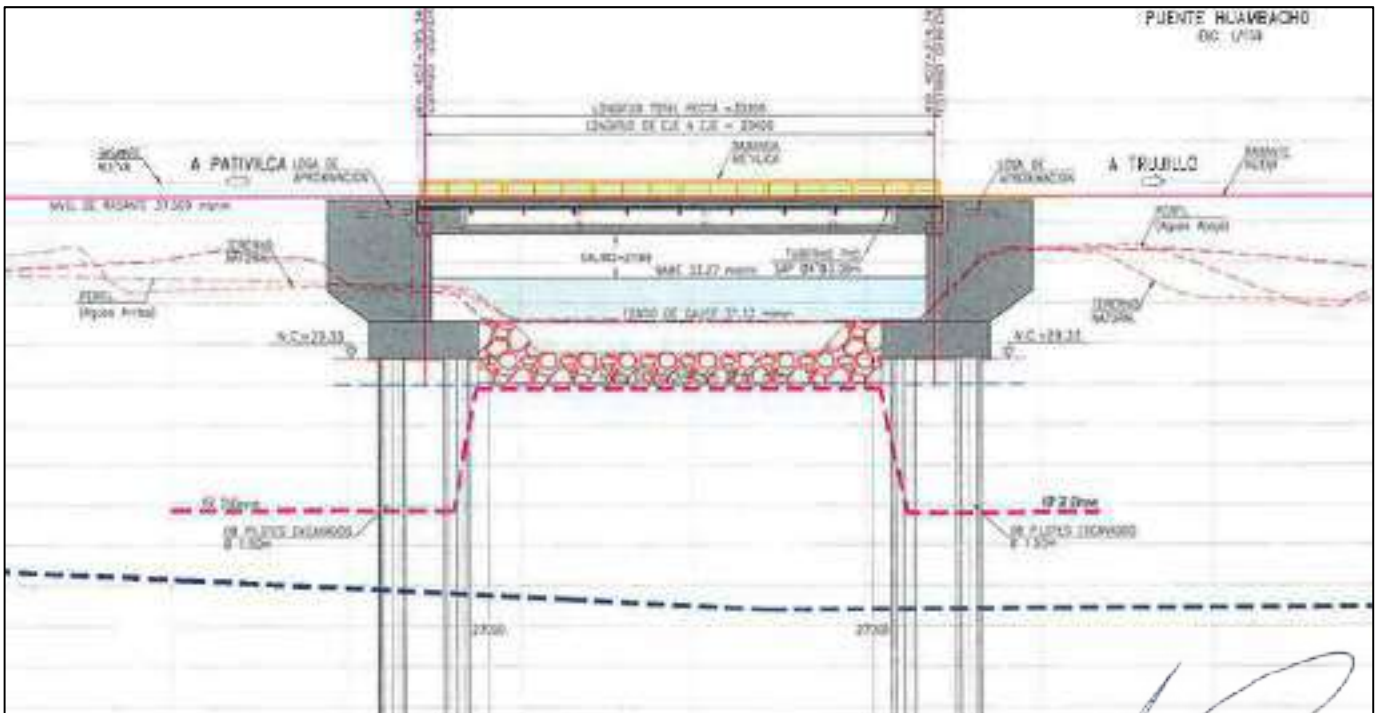
Los pilotes ensayados son fundidos in situ con una sección de diámetro teórico de 1,500mm con esfuerzo resistente mínimo ($f'c$) de 280Kg/cm². Los pilotes fueron instalados verticales.

Para el material de concreto fue adoptado peso específico de 2.45 ton/m³ y módulo de elasticidad de 361 ton/cm², correspondiente a una velocidad de propagación de la onda de 3800 m/s.

La Tabla 1 a continuación presenta las longitudes y el diámetro medido en la región de los sensores, para el pilote ensayado:

Pilote Nro.	Longitud Total (m)	Longitud bajo los sensores (m)	Penetración en el suelo (m)		Diámetro en la región de los sensores (cm)
			Inicial	Final	
P05 – Estribo Derecho	30.10	27.60	27.000	27.001	150.00

Tabla 1: Características de Pilote Ensayado



Vista de Ubicación de Pilotes

[Signature]
 MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

IV. SISTEMA DE IMPACTO

Los impactos fueron realizados mediante sistema un martillo de caída libre con peso aproximado de 6.0ton y una guía que permite la altura de trabajo de hasta 3.00m utilizando el sistema de doble winche de una grúa telescópica de 120 ton. La altura de caída fue aumentando progresivamente para lograr la fuerza de impacto adecuada.



Se utilizó un accesorio de caída libre y sin amortiguador de madera de espesor de 3/8". Se mejoró las restricciones en el riel de la masa para obtener una mayor energía aplicada respecto al ensayo del estribo izquierdo.

V. CAPACIDAD ULTIMA REQUERIDA PARA EL PILOTE

REQUERIMIENTOS DEL PROYECTO:

De acuerdo con lo que indica el expediente técnico del proyecto establece que las cargas transmitidas al pilote por la superestructura:

Estribo Derecho: Carga de Ensayo = 1216.25 ton (Mínimo)

- Carga de Servicio=385.00 ton → $385 \times 2.0 = 770$ ton
- Carga Resistencia = 536.00 ton → $536 / 0.65 = 824.62$ ton
- Evento Extremo I x-x = 973.00 ton → $973 \times 1.25 = 1216.25$ ton
- Evento Extremo I y-y = 835.00 ton → $835 \times 1.25 = 1216.25$ ton



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Estribo Izquierdo: Carga de Ensayo = 1248.75 ton (Mínimo)

- Carga de Servicio=393.00 ton → $393 \times 2.0 = 770$ ton
- Carga Resistencia = 547.00 ton → $547/0.65 = 841.54$ ton
- Evento Extremo I x-x = 999.00 ton → $999 \times 1.25 = 1248.75$ ton
- Evento Extremo I y-y = 823.00 ton → $823 \times 1.25 = 1028.75$ ton



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

VI. RESULTADOS

6.1 Método CASE (Análisis Simplificado Inicial)

El PDA interpreta los datos dinámicos del pilote medidos durante el hincado de acuerdo a las ecuaciones del Método CASE. Los cuales son calibrados con el análisis CAPWAP (definitivo) y se presenta en el Anexo A, en función de la penetración durante el hincado, como resultados de todos los golpes obtenidos durante el ensayo se muestran a continuación los parámetros representativos:

- RMX, la capacidad máxima del Método Case para el factor de amortiguamiento calibrado con CAPWAP
- CSI, la mayor de las dos tensiones de compresión calculadas de las mediciones de los dos sensores de deformación unitaria.
- CSX, el promedio de la tensión de compresión en la ubicación de los sensores. La diferencia entre CSI y CSX se utiliza como una indicación de si existió flexión en el eje de los sensores.
- EMX, la energía transferida al pilote.
- DMX, el desplazamiento total de la cabeza del pilote por efecto de cada golpe del martillo.
- TSX, el promedio de la tensión de tracción en la ubicación de los sensores.

Es importante tener en cuenta que los factores de amortiguamiento (J_c) calculados por el Método CASE son difíciles de predecir, y una vez calibrados (con CAPWAP) son solamente aplicables a otros pilotes si la geometría, configuración y condiciones del suelo son similares. Por lo tanto, la capacidad de carga RMX, no debe ser considerado típico para pilotes futuros y sólo es representativo para pilotes y condiciones del suelo similares a los de este pilote.

6.2 Análisis CAPWAP (Calculo Final)

Usando los datos de fuerza y velocidad dinámica en el pilote en un procedimiento de emparejamiento de la señal, el programa CAPWAP permite el cálculo de las fuerzas resistentes del suelo y de su distribución en profundidad. Este análisis permite también obtener una estimación más precisa de las propiedades dinámicas del suelo (quake y amortiguamiento).

Una señal seleccionada de entre las últimas registradas para cada uno de los pilotes fue analizada por el programa CAPWAP.

Este programa usa la señal gravada de velocidad para calcular, con base en un modelo asumido del suelo, la curva de fuerza en función del tiempo en la sección del pilote al nivel de los sensores electrónicos.

El modelo del suelo es iterativamente mejorado, hasta que se obtenga el mejor ajuste posible entre las curvas de fuerza medida y calculada. Este modelo corresponde a la solución del análisis CAPWAP para el pilote considerado.

La Tabla 2 a continuación presenta de manera resumida los principales resultados obtenidos.



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Pilote Nro.	Golpe Nro.	Evento	Fricción de Manto (ton)	Resistencia de Punta (ton)	Capacidad total (ton)	Quake del Suelo (mm)	
						Fuste	Punta
P05 Estribo Derecho	4/4	Ensayo PDA a 61 días de la ejecución del pilote	1,051.42	1,069.60	2,121.02	1.017	1.429

Tabla 2: Resultados de Análisis CAPWAP

La capacidad de carga a tracción puede ser estimada a partir de la fricción de manto determinada por el análisis CAPWAP. Los autores del método recomiendan que, para la determinación de la capacidad a tracción, la fricción sea afectada por un factor de reducción igual a 0,70.

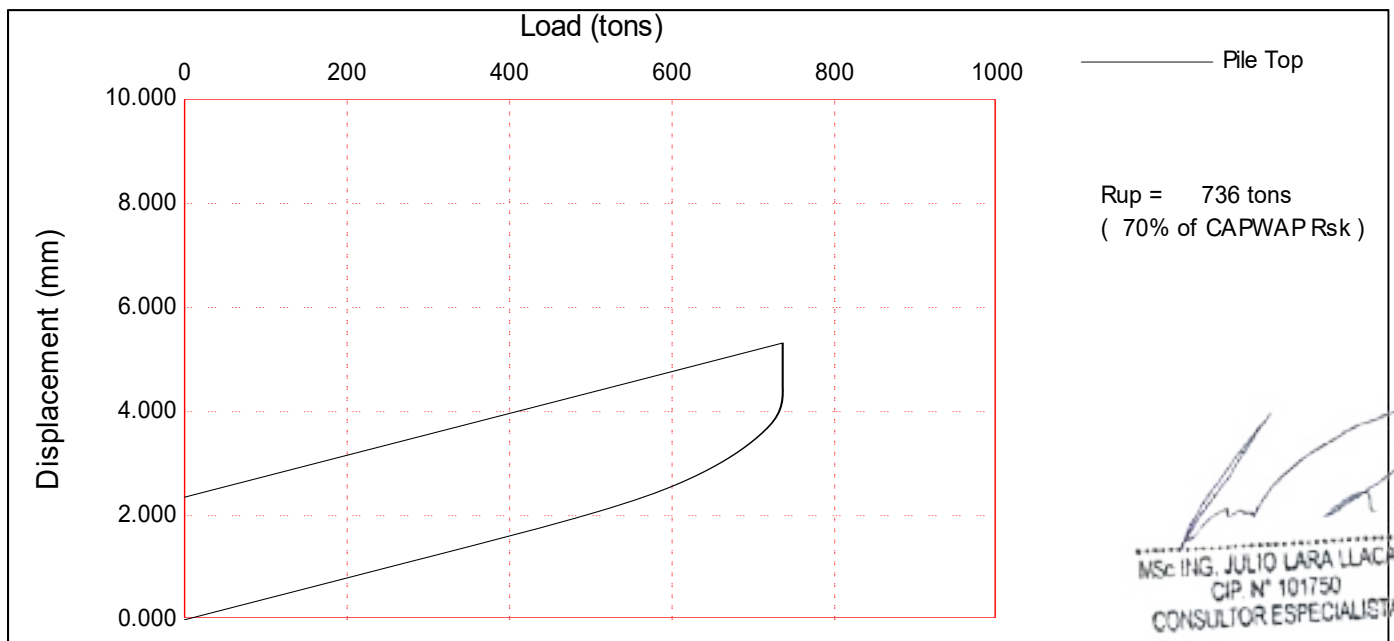


Figura 01: Carga a Tracción vs. Desplazamiento – PILOTE P05 – EST DERECHO

Mayores detalles del análisis CAPWAP pueden ser vistos en el Anexo B de este Informe.


 MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la siguiente Tabla 3 están relacionados el asentamiento obtenido y el valor de la capacidad total determinados por los análisis CAPWAP. En la Tabla 3, el valor de la capacidad de carga está correlacionado también con la penetración total del pilote en el suelo, con el desplazamiento vertical total (DMX) y con la energía transferida (EMX) al pilote ensayado en los golpes analizados.

Pilote Nro.	Penetración en el suelo (m)	Desplazamiento Total DMX (mm)	Asentamiento Permanente Observado (mm)	Energía Transf. EMX (ton.m)	Capacidad Movilizada (ton)	
					Compresión	Tracción
P05 – Estribo Derecho	27.001	2.304	1.00	5.34	2,121.02	615.0

Tabla 3: Capacidad Máxima Movilizada

Nota:

* Utilizando el Método de Davison (Conservador), en el Grafico Esfuerzo- Deformación, la Capacidad Ultima del Pilote es mayor o como mínimo igual a la Capacidad Movilizada durante el ensayo. Realizando una proyección estimada, para el Pilote 05 - Estribo Derecho es 2,800ton.

La capacidad antes mencionada es denominada “movilizada” cuando el desplazamiento ocasionado por la aplicación del golpe del martinete es menor que la capacidad de ultima o de ruptura suelo-pilote. A la medida que aumenta el valor del

desplazamiento, debido al aumento de la energía del golpe aplicado, el valor de la capacidad "movilizada" se acerca o puede hasta mismo corresponder al valor de la capacidad de carga ultima o ruptura.

En la Tabla 4 adelante se presentan los valores máximos de las tensiones medidas en la región de los sensores durante el ensayo dinámico.

Pilote Nro.	Esfuerzo de Compresión -media de los 4 sensores (CSX) MPa	Esfuerzo de Compresión -máxima de los 4 sensores (CSI) MPa	Esfuerzo de Tracción Promedio (TSX) MPa
P05 – Estribo Derecho	16.2	26.9	2.3 (Promedio=1.6)

Tabla 4: Esfuerzos durante el ensayo dinámico

a) Tensiones Dinámicas e Integridad del Pilote

La tensión de compresión en la ubicación de los dos sensores está representada por la tensión en el sensor que registró la mayor tensión (CSX) y el promedio de la tensión en los dos sensores (CSI). Estos valores se presentan en el Anexo A y en resumen en la Tabla 4 del presente informe.

La variación entre los dos sensores es una indicación de que ocurrió algo de flexión y/o excentricidad en el eje de los sensores. La tensión máxima no es cercano al límite típico que es el 85% de la tensión de resistente igual a 23.80 MPa en este caso, por lo que no se puede continuar aplicando más carga a la del presente ensayo.



MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Cabe señalar, sin embargo, que todos los valores calculados en ubicaciones debajo de los sensores son promedio sobre la sección transversal y no incluyen ninguna flexión o resistencia no-uniforme que pueda causar tensiones adicionales.

b) Desplazamiento de la Cabeza del Pilote

El desplazamiento total de la cabeza del pilote en función de la profundidad de hincado se presenta en el Anexo A. El valor promedio de dicho desplazamiento total fue de 1.72 mm (Max.= 2.30mm) para el Pilote 05 por golpe individual durante todo el ensayo.

c) Capacidad de Carga Ultima Estática del Pilote

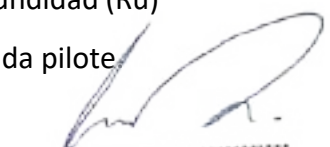
Como se describió anteriormente, se realizó un análisis CAPWAP para una evaluación más rigurosa de la capacidad última de carga del pilote al final del hincado.

El análisis CAPWAP para el Pilote 05 del Estribo Derecho indica una capacidad estática total de 2,121.02Ton, correspondiendo 1,051.42Ton a la resistencia por fricción lateral y 1,069.60Ton a la resistencia de punta.

$$PU= 1216.25 \text{ ton} < R= 2,121.02 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

d) La Capacidad de Carga Movilizada durante el ensayo puede servir para estimar por el Método de Davisson (conservador) u otra metodología la Capacidad Ultima o Ruptura de acuerdo al criterio del ingeniero o especialista del proyecto. En este caso con el Método de Davisson resulto un valor de $P_u=2,800 \text{ ton}$ (PILOTE 05).

e) La distribución de la capacidad o aporte por fricción por unidad de profundidad (R_u) se puede visualizar en la Tabla CAPWAP SUMMARY RESULTS del Anexo B de cada pilote.



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

f) El ensayo dinámico tiene por objetivo determinar la carga de ruptura del suelo para cargas axiales en el momento de la ejecución del ensayo. La eventual existencia de efectos de asentamientos con el tiempo, debido al espesamiento de estratos de suelos adyacentes o subyacentes, efectos de grupo, fenómenos de licuación o expansión de arcillas, etc, pueden afectar la carga admisible de los pilotes, no son parte del alcance del presente informe.

Lima, 10 de marzo de 2,020



MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Ing. Julio Lara Llacas PMP®
CIP Nro. 101750

REFERENCIAS:

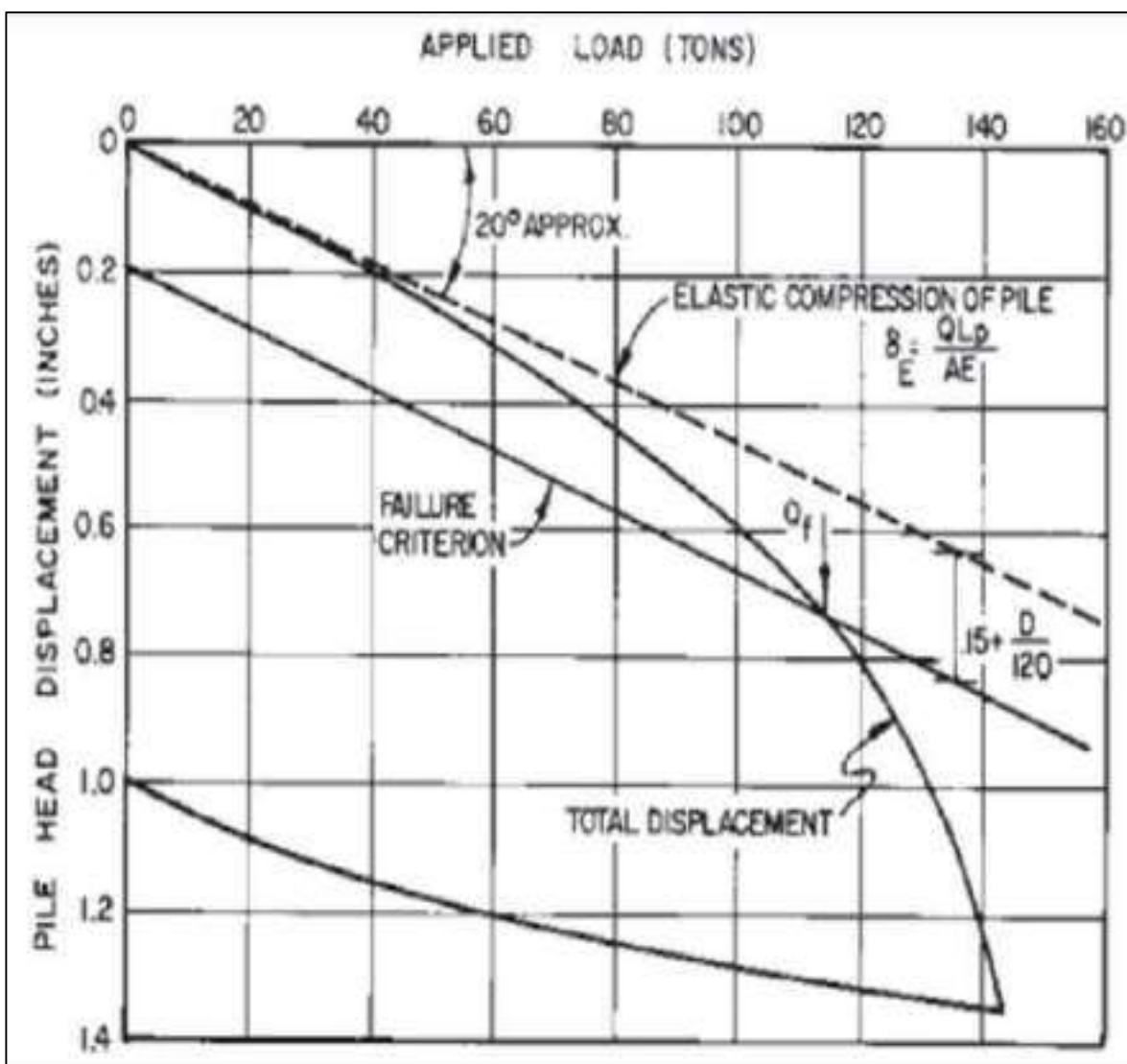
- American Society for Testing and Materials (ASTM), *Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Deep Foundations D4945-12.*

ANEXO A


Capacidad Última mediante Método de Davisson:
Curva Fuerza – Deformación

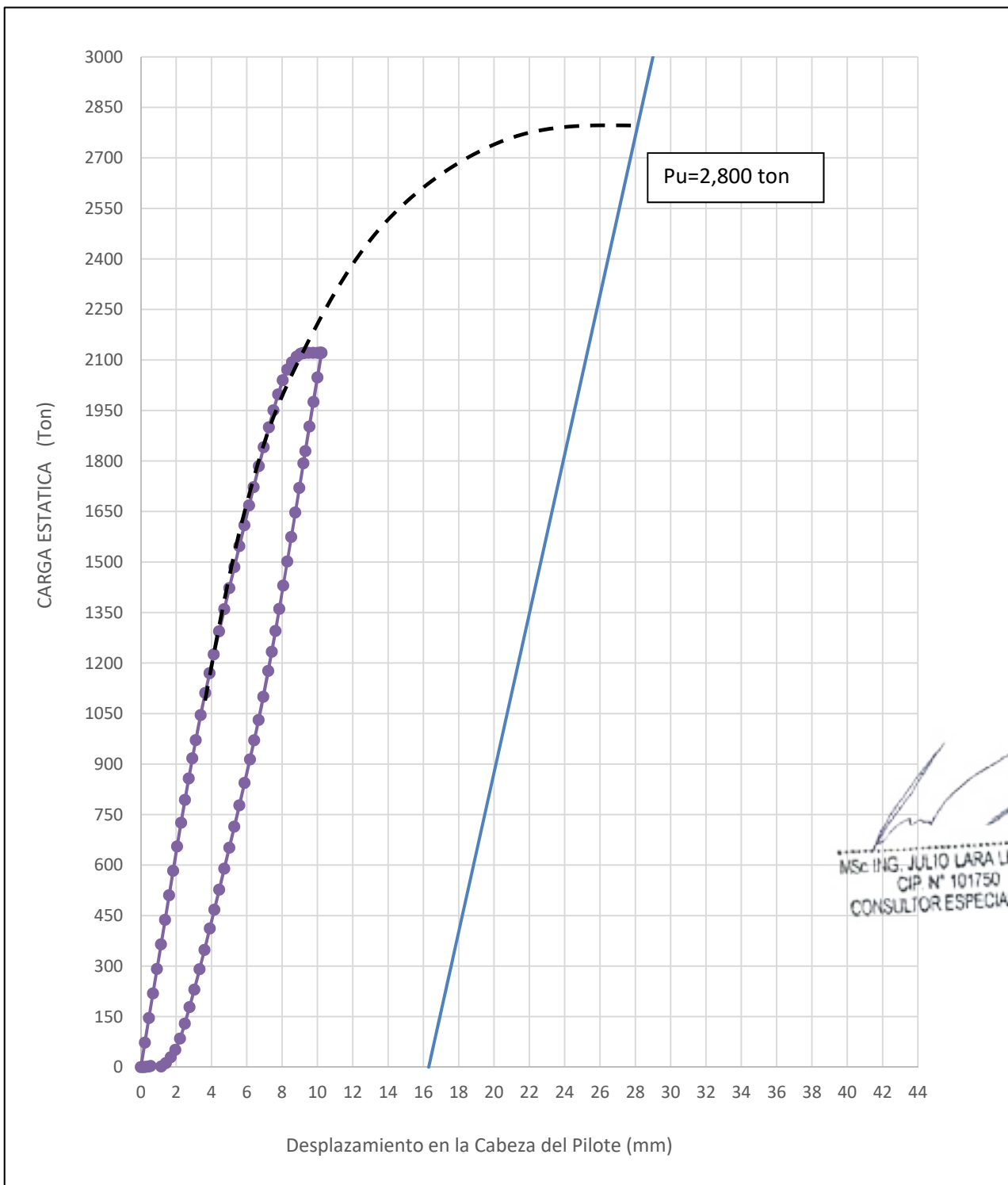


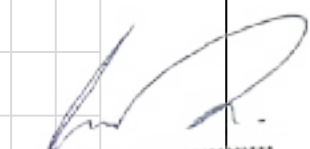
MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Esquema de la Carga Última de Pilotes por el Método de Davison


 MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA




 MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

PILOTE 05– ESTRIBO DERECHO

ANEXO B

Resultado de los análisis CAPWAP

Descripción

CAPWAP Summary Results

Contiene los datos referentes al modelo adoptado para el suelo: valores de resistencia estática, "quakes" y "dampings" para cada uno de los elementos del suelo a lo largo del fuste y para la punta, así como los valores totales y las resistencias unitarias. Son informados también los parámetros de descargamiento y otros elementos utilizados para modelar el comportamiento del suelo

Extrema Table

Contiene los valores extremos de fuerzas, tensiones, desplazamientos y energías a lo largo del pilote, durante el golpe analizado.

Pile Profile and Pile Model

Contiene tabla con los parámetros usados para modelar el pilote.

Primera página de gráficos

- Arriba izquierdo: gráfico comparando la fuerza medida con la fuerza calculada. Este gráfico demuestra la validez de los modelos estimados, a través de la buena coincidencia entre las dos curvas.
- Arriba derecho: curvas de fuerza y velocidad obtenidas por el PDA.
- Abajo izquierdo: gráfico carga-asentamiento en la cabeza y en la punta del pilote, en la prueba de carga estática simulada.
- Abajo derecho: gráfico de barras referente a la distribución de fricción y diagrama de esfuerzos normales a lo largo del pilote



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Segunda página de gráficos

- Izquierdo: gráfico de la resistencia estática movilizada a lo largo de la profundidad.
- Central: gráfico de factores de amortiguamiento de Smith y "quakes" a lo largo de la profundidad.
- Derecho: gráficos de resistencia por fricción lateral y por metro de fuste a lo largo de la profundidad.

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 2121.02; along Shaft 1051.42; at Toe 1069.60 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				2121.0					
1	3.1	2.5	0.00	2121.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.799
2	5.1	4.5	10.80	2110.2	10.80	5.28	1.12	1.31	1.746
3	7.2	6.6	4.73	2105.5	15.53	2.31	0.49	1.31	1.819
4	9.2	8.6	36.56	2068.9	52.09	17.88	3.80	1.31	1.889
5	11.2	10.6	75.06	1993.9	127.15	36.71	7.79	1.31	1.606
6	13.3	12.7	107.13	1886.7	234.28	52.40	11.12	1.31	1.086
7	15.3	14.7	124.95	1761.8	359.23	61.12	12.97	1.31	1.095
8	17.4	16.8	124.95	1636.8	484.18	61.12	12.97	1.31	1.147
9	19.4	18.8	124.95	1511.9	609.13	61.12	12.97	1.31	1.144
10	21.5	20.9	4.73	1507.2	613.86	2.31	0.49	1.31	1.198
11	23.5	22.9	114.25	1392.9	728.11	55.88	11.86	1.31	1.645
12	25.6	25.0	108.39	1284.5	836.50	53.02	11.25	1.31	1.859
13	27.6	27.0	214.92	1069.6	1051.42	105.12	22.31	1.31	1.633
Avg. Shaft			80.88			38.94	8.26	1.31	1.429
Toe			1069.60				605.27	1.31	1.017

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Case Damping Factor	0.78	0.80
Damping Type	Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	100	30
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	54	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.017
Soil Plug Weight (tons)	51.400	4.104
Soil Support Dashpot	0.000	3.000
Soil Support Weight (tons)	0.00	4.91

CAPWAP match quality = 2.65 (Wave Up Match); RSA = 0
 Observed: Final Set = 1.000 mm; Blow Count = 1000 b/m
 Computed: Final Set = 0.583 mm; Blow Count = 1714 b/m
 Transducer F1 (E398) CAL: 94.1; F2 (I543) CAL: 94.1
 F3 (P837) CAL: 145.3; F4 (I516) CAL: 94.0
 A1 (59924) CAL: 975; A2 (32203) CAL: 1172
 A3 (K1952) CAL: 360; A4 (K3645) CAL: 396
 max. Top Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (T= 21.2 ms, max= 1.240 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.2 tons/cm² (Z= 7.2 m, T= 23.3 ms)
 max. Tens. Stress = -0.05 tons/cm² (Z= 21.5 m, T= 31.9 ms)
 max. Energy (EMX) = 5.34 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)= 2.304 mm


 MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

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	2969.0	-402.5	0.2	-0.02	5.34	1.5	2.221
2	2.0	3227.3	-472.3	0.2	-0.03	5.30	1.4	2.096
4	4.1	3483.2	-531.7	0.2	-0.03	5.26	1.2	1.963
6	6.1	3597.7	-457.0	0.2	-0.03	5.32	1.2	1.991
8	8.2	3590.6	-318.0	0.2	-0.02	5.47	1.3	2.040
10	10.2	3502.8	-338.8	0.2	-0.02	5.57	1.3	2.031
12	12.3	3515.2	-417.6	0.2	-0.02	5.60	1.3	1.965
13	13.3	3587.0	-407.0	0.2	-0.02	5.66	1.3	1.944
14	14.3	3525.3	-490.3	0.2	-0.03	5.51	1.3	1.955
15	15.3	3563.8	-578.2	0.2	-0.03	5.60	1.3	1.950
16	16.4	3408.1	-619.7	0.2	-0.04	5.42	1.4	1.927
17	17.4	3354.0	-612.9	0.2	-0.03	5.42	1.4	1.881
18	18.4	3250.9	-704.8	0.2	-0.04	5.16	1.4	1.816
19	19.4	3334.9	-733.2	0.2	-0.04	5.14	1.3	1.749
20	20.4	3217.9	-862.8	0.2	-0.05	4.92	1.3	1.764
21	21.5	3389.1	-904.1	0.2	-0.05	4.90	1.2	1.836
22	22.5	3319.1	-835.7	0.2	-0.05	4.96	1.3	1.858
23	23.5	3255.2	-777.7	0.2	-0.04	5.13	1.4	1.923
24	24.5	2946.4	-820.9	0.2	-0.05	5.04	1.5	2.001
25	25.6	3243.3	-767.7	0.2	-0.04	5.07	1.3	2.028
26	26.6	2928.5	-896.1	0.2	-0.05	4.92	1.8	2.009
27	27.6	2536.2	-595.1	0.1	-0.03	4.60	1.7	1.930
Absolute	7.2			0.2			(T =	23.3 ms)
	21.5				-0.05		(T =	31.9 ms)

CASE METHOD

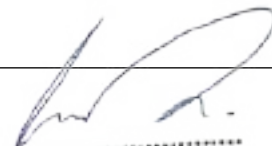
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	2856	2570	2284	1998	1712	1426	1140	854	568	282
RX	2858	2571	2284	1998	1712	1426	1140	854	568	303
RU	2942	2665	2388	2110	1833	1555	1278	1001	723	446
RAU =	54 (tons);		RA2 = 706 (tons)							

Current CAPWAP Ru = 2121 (tons); Corresponding J(RP)= 0.26; J(RX) = 0.26

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
1.6	20.96	2823	2893	2928	2.304	1.002	1.000	5.37	3249	1070

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area m ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	1.77	399.7	2.450	4.71
27.6	1.77	399.7	2.450	4.71
Toe Area	1.77	m ²		

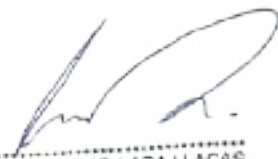

 MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

PUENTE HUAMBACHO ; Pile: 05 ESTRIBO DERECHO
 PERF FUND IN SITU; Blow: 4
 PILE DYNAMICS INC

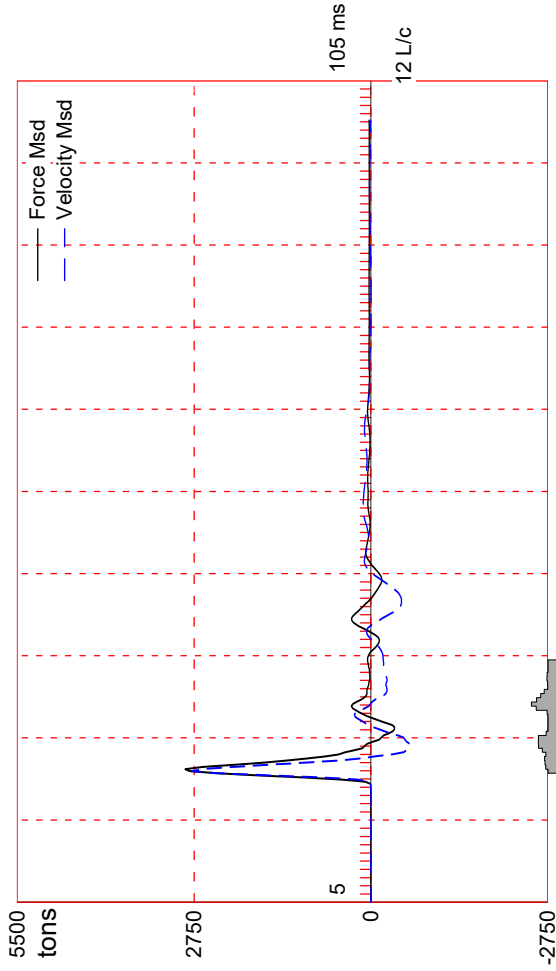
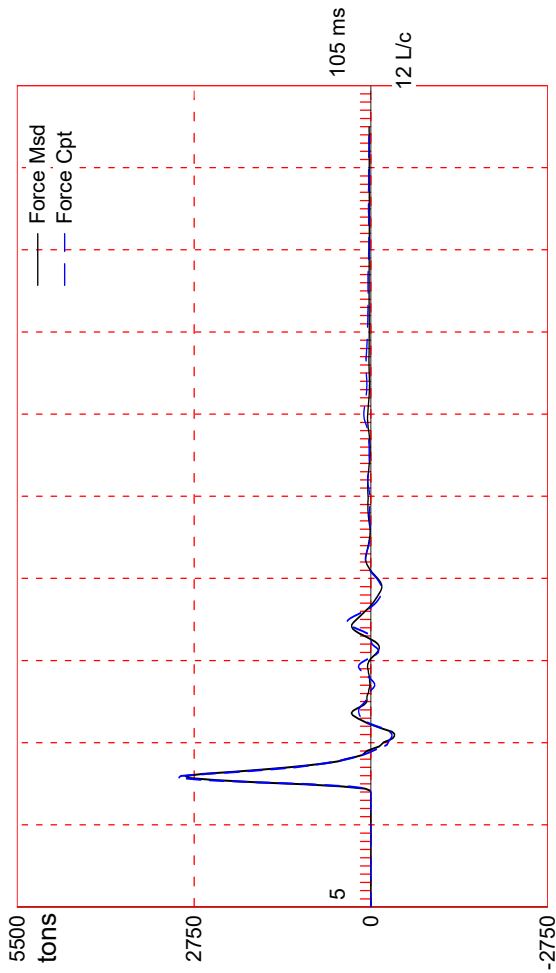
Test: 07-Mar-2020 12:00
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: JLLL

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug tons
1	1.0	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
2	2.0	1838.16	4.09	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.000
3	3.1	1854.43	5.01	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
4	4.1	1865.20	5.62	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	2.000
5	5.1	1832.16	3.75	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
6	6.1	1935.30	9.59	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
7	7.2	2048.86	16.02	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
8	8.2	2054.09	16.32	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
9	9.2	2047.09	15.92	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
10	10.2	1819.44	3.03	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
11	11.2	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
12	12.3	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	2.800
15	15.3	1791.37	1.44	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	2.500
16	16.4	2113.80	19.70	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
17	17.4	2260.36	28.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
18	18.4	2105.60	19.24	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
19	19.4	1985.71	12.45	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
20	20.4	1876.28	6.25	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	2.000
21	21.5	1772.80	0.39	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	2.000
22	22.5	1777.22	0.64	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	3.000
23	23.5	1795.53	1.68	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	2.000
24	24.5	1790.10	1.37	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.500
25	25.6	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	1.000
26	26.6	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.000
27	27.6	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.000

Wave Speed: Pile Top 4000.0, Elastic 3999.9, Overall 4000.0 m/s
 Pile Damping 2.00 %, Time Incr 0.256 ms, 2L/c 13.8 ms
 Total volume: 51.854 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.063

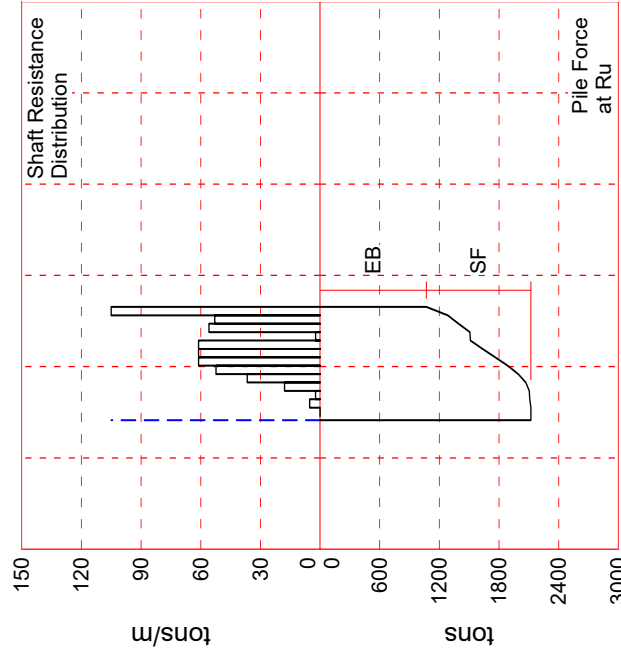
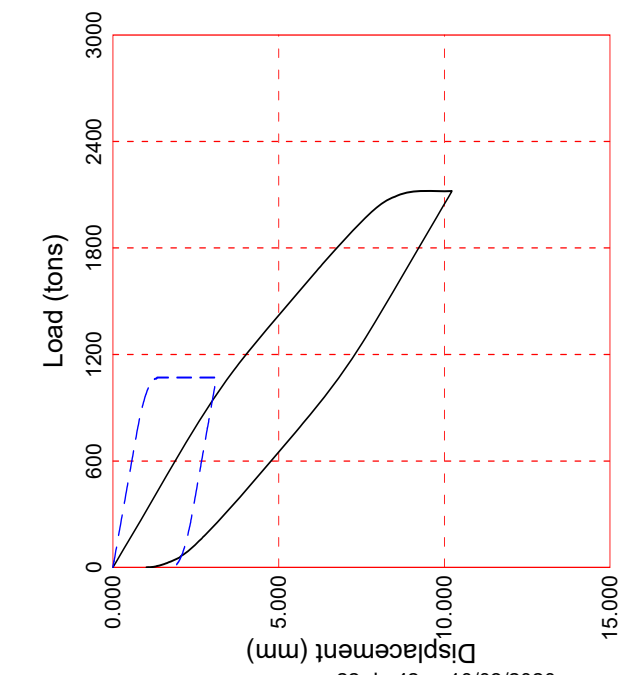


MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

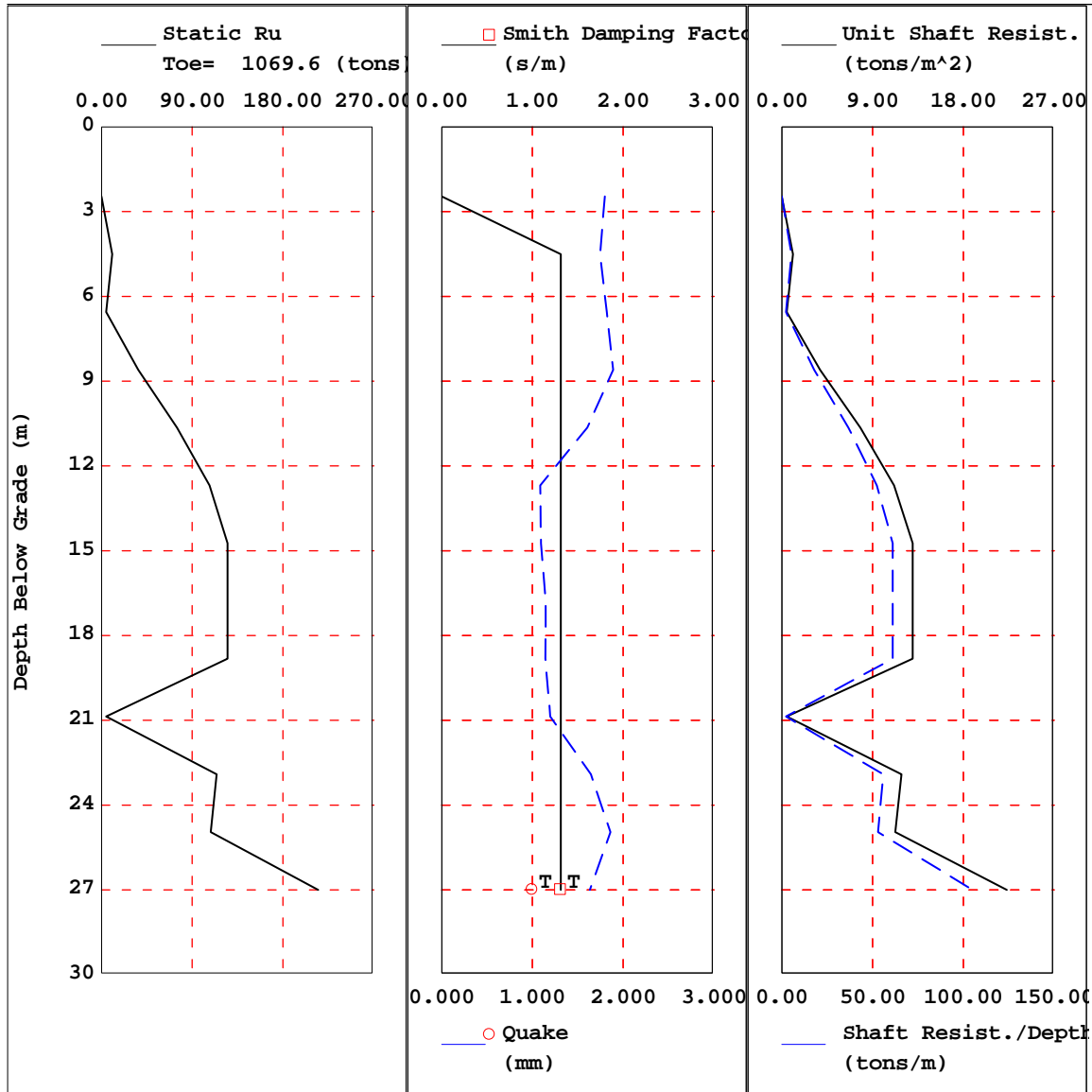


RU = 2121 tons
 SF = 1051 tons
 EB = 1070 tons
 Dy = 9.240 mm
 Dx = 10.232 mm
 SET/BI = 1.000 mm

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA



Length b. Sensors	27.6 m
Embedment	27.0 m
Top Area	1.77 m ²
End Bearing Area	1.77 m ²
Top Perimeter	4.71 m
Top E-Modulus	400 tons/cm ²
Top Spec. Weight	2.5 tons/m ³
Top Wave Spd.	4000 m/s
Overall W.S.	4000 m/s
Match Quality	2.65
Top Compr. Stress	0.2 tons/cm ²
Max Compr. Stress	0.2 tons/cm ²
Max Tension Stress	-0.05 tons/cm ²
Avg. Shaft Quake	1.429 mm
Toe Quake	1.017 mm
Avg. Shaft Smith Dpg.	1.31 s/m
Toe Smith Damping	1.31 s/m

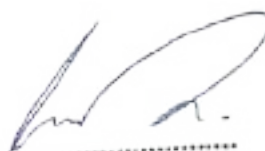


(Handwritten Signature)
 MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA



ANEXO C

Calibraciones de Sensores Utilizados



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: PDI Transducer

Serial Number: I543

PDI Gage Factor: 94.1 $\mu\epsilon/V$

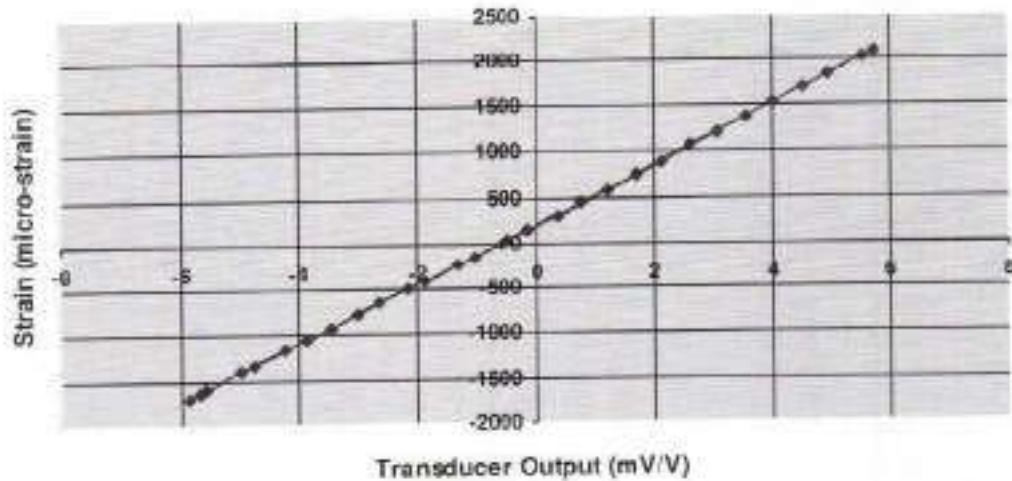
General Gage Factor: 326.8 $\mu\epsilon/mV/V_{ext}$

Initial Offset Voltage: -0.209 mV/V_{ext}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})
13	0.566	308	0.566
-141	-1.056	584	1.212
-114	-1.875	887	2.128
-651	-2.620	1190	3.061
-924	-3.465	1533	4.004
-1177	-4.232	1831	5.959
-1411	-4.979	2087	5.718
-1639	-5.036	2925	8.538
-1705	-5.841	1693	4.516
-1604	-5.534	1173	3.556
-1341	-4.754	1062	2.618
-1029	-3.872	759	1.691
-781	-3.094	458	0.778
-507	-2.146	160	-0.132
-240	-1.309	14	-0.570
88	0.460	12	-0.570

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999690E-1

LCC Standard Deviation: 1.321462E-6

Calibrated By: DJC

Signature:

Date/Time: 4/23/2019 6:51 AM

Temperature (°C): 25.4



Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: PDI Transducer

Serial Number: I516

PDI Gage Factor: 94.0 $\mu\epsilon/V$

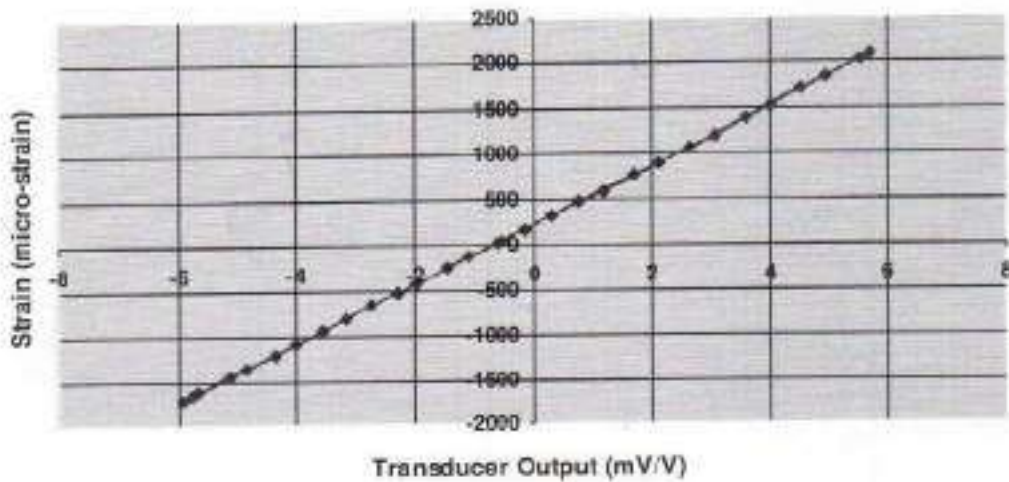
General Gage Factor: 326.4 $\mu\epsilon/mV/V_{ext}$

Initial Offset Voltage: -0.249 mV/V_{ext}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})
19	-0.686	315	0.218
-134	-1.086	391	1.183
-417	-1.872	898	2.121
-661	-2.728	1309	3.059
-934	-3.566	1524	3.997
-1261	-4.372	1842	4.935
-1449	-5.115	2100	5.791
-1643	-5.754	2039	5.526
-1713	-5.931	1707	4.532
-1621	-5.659	1386	3.571
-1357	-4.845	1078	2.640
-1079	-3.984	759	1.699
-802	-3.120	469	0.776
-524	-2.268	171	-0.152
-242	-1.429	21	-0.602
44	0.533	22	-0.603

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999758E-1

LCC Standard Deviation: 2.405941E-7

Calibrated By: DJC

Signature:

Date/Time: 4/23/2019 6:47 AM

Temperature (°C): 25.3



Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: PDI Transducer

Serial Number: E398

PDI Gage Factor: 94.1 $\mu\epsilon/V$

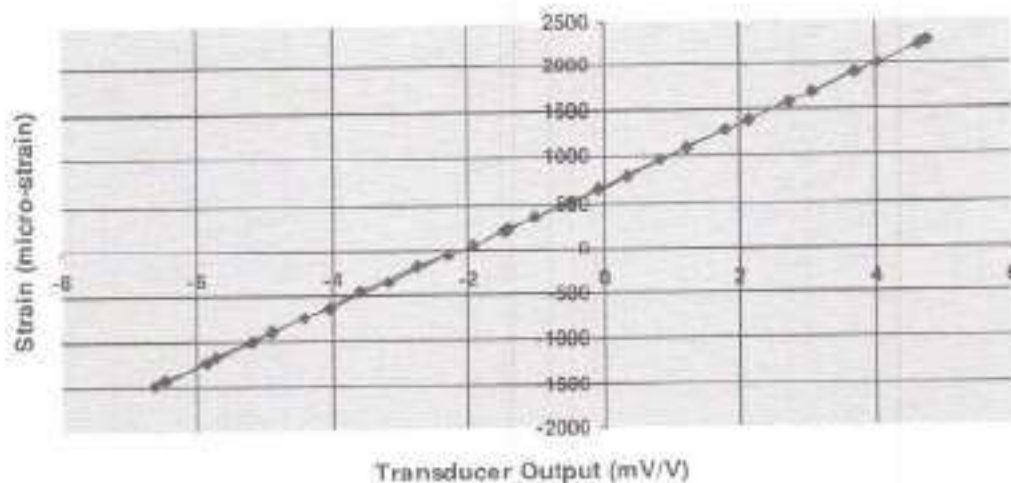
General Gage Factor: 326.7 $\mu\epsilon/mV/V_{ext}$

Initial Offset Voltage: -0.628 mV/V_{ext}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})
119	-1.457	515	-0.512
75	-1.923	507	0.352
-167	-2.747	1060	1.240
-473	-3.612	1357	2.145
-747	-4.432	1695	3.070
-1001	-5.109	2013	4.016
-1025	-5.371	2257	4.743
-1427	-6.355	2216	4.626
-1481	-6.643	1905	3.607
-1415	-6.355	1592	2.799
-1771	-7.724	1232	1.706
-800	-4.193	671	0.636
-677	-4.053	666	-0.046
-330	-3.185	306	-1.018
-61	-2.296	321	-1.454
229	-1.401	271	-1.435

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999829E-1

LCC Standard Deviation: 1.676744E-6

Calibrated By: DJC

Signature: *[Handwritten Signature]*

Date/Time: 5/24/2018 4:02 PM

Temperature (°C): 26.7



Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: BDI ST350

Serial Number: P837

PDI Gage Factor: 145.3 $\mu\epsilon/V$

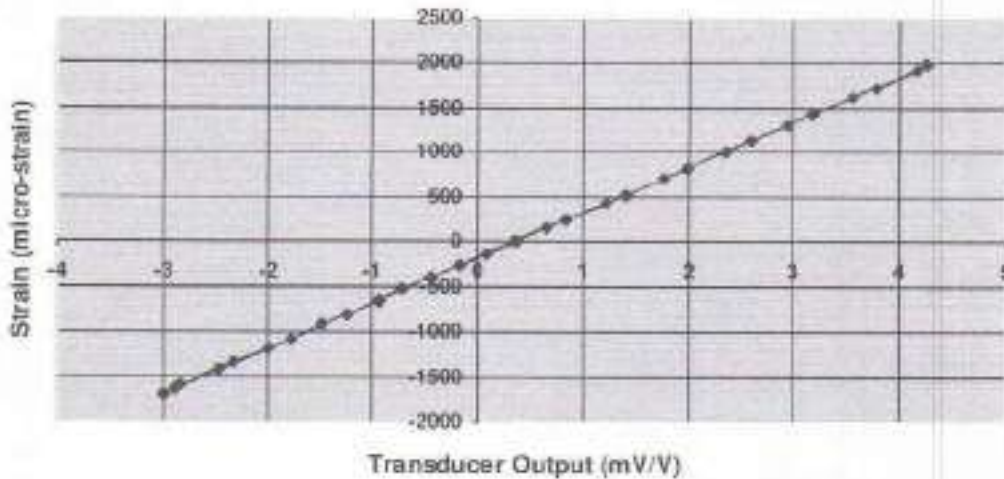
General Gage Factor: 504.3 $\mu\epsilon/mV/V_{ext}$

Initial Offset Voltage: 0.148 mV/V_{ext}

Table 1 – Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ext})
3	0.384	777	0.915
-342	0.087	524	1.482
-410	-0.447	819	1.992
647	-0.926	1125	2.543
920	-1.472	1425	3.177
-1381	-1.997	1728	3.750
-1521	-2.471	1978	4.245
-1633	-2.891	1932	4.155
-1691	-3.001	1631	3.552
-1595	-2.834	1310	2.904
-1345	-2.325	1099	2.358
-1074	-1.780	714	1.713
-824	-1.244	433	1.216
-535	-0.708	154	0.627
-265	-0.179	19	0.380
-4	0.548	0	0.380

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999821E-1

LCC Standard Deviation: 1.775624E-6

Calibrated By: Vanna Thach

Signature: *V Thach*

Date/Time: 3/26/2018 10:07 AM

Temperature (°C): 25.6

OBTA: ON CALT-F1/BB-601

File Dynamics, Inc.

TG F1 OPF

File Dynamics
2019-04-22 15:16

F1 — BH 2092
10 SL 1024/ 3440/ 99

PJ:
PN: HOPBAR

A 4 -- US
F 2 3.3

LE 17.0 ft
RR 1.7 in2
EM 30000 Ksi
SP 0.492 K/ft3
NS 16810 ft/s
NC 7312 ft/s

JC 0.40
FM 1.00
UM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
LN K12340
FR 20000 NB 90

DL -36
UT -1 IP 0.00
PK 1 TH-PEAK

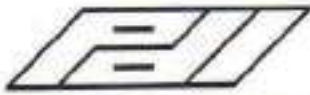
F1/2 500/ 213
F3/4 213/ 213
A1/2 999/ 999
A3/4 999/ 396

TS 12 E B PD: k3645 LP 0.00 ft
TB 8.0 T1 9.8 2L/C 4.7 UA 1000 UL 1024 LI 1.0

VMX= 4.3 FMX= 67 AMX= 179
EMX= 0.3 MEX= 131 FUP= 1.00

ACCEPT SO-OFF FL-OFF PR-OFF

ACCEPT



ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable

SERIAL NUMBER: K3645

CALIBRATION FACTOR: .0792 mV/g

PAK (#5000): 396 DATE: 24 APR 19

PDA OPERATOR: [Signature]

← A PIEZORESISTIVE

OP: Iaine Iver: 5.011

→ A PIEZOELECTRIC

Smart Sensor

Programmed By: S.W.

CRC Value 5516

QBTA: ON (ALT-F1/BB=60)

Pile Dynamics, Inc.

TOTL2 OPF

Pile Dynamics
2018-05-29 12:05

FS — BH 3301
10 SL 1580/ 3440/ 2

PJ:
PN: HOPBAR

A 4 -- US
F 2 3.3

LE 17.0 ft
AR 1.7 in2
EM 30000 Ksi
SP 0.492 K/ft3
WS 16010 ft/s
WC 7234 ft/s

JC 0.40
FM 1.00
UM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
UN KIPS=0.21
FR 20000 HB 90

DL -44
UT -1 IP 0.00
PK 1 TM-PEAK

F1/2 500/ 213
F3/4 213/ 213
A1/2 999/ 999
A3/4 999/ 360

TS 12 E B PD: K1952 LP 0.00 ft
TB 8.0 T1 9.5 2L/C 4.7 UA 1000 UE 1024 LI 1.0

UMX= 4.4 FMX= 68 AMX= 139
EMX= 0.3 MEX= 133 FUP= 0.99

SO-OFF FL-OFF PR-OFF

ACCEPT



ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
SERIAL NUMBER: K1952
CALIBRATION FACTOR: .072 mV/g
PAK (#5000): 360 DATE: 29 MAY 18
PDA OPERATOR: [Signature]

CRAPTEZONES EST UE

OP: Iaine Iver: 5.011

CRAPTEZONES EST UE

Smart Sensor

Smart Chip Programmed By R.W. on 29 MAY 18 CRC Value 5020

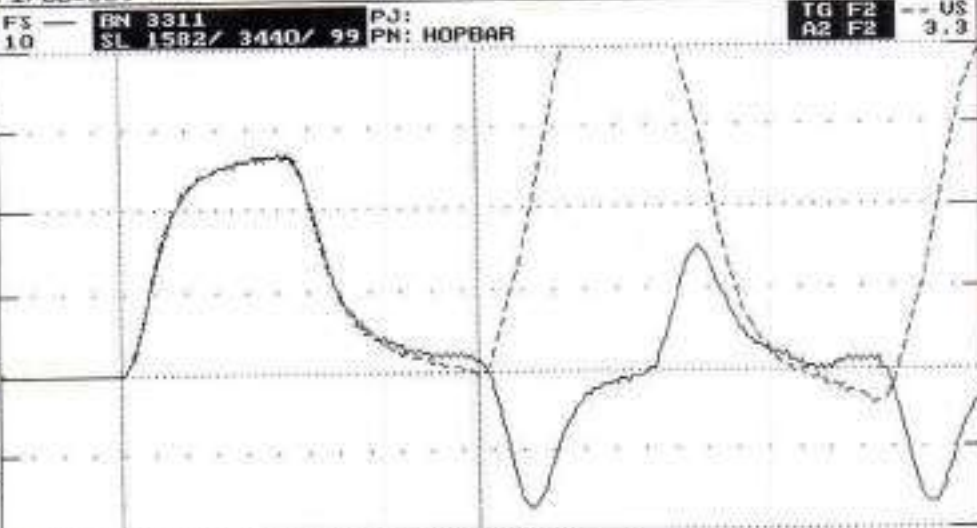
File Dynamics FS — BN 3311 PJ: TG F2 -- US
 2019-05-29 13:10 10 SL 1582/ 3440/ 99 PN: HOPBAR A2 F2 3.3

LE 17.0 ft
 AR 1.7 in2
 EM 30000 Ksi
 SP 0.492 K/ft3
 WS 16810 ft/s
 MC 7312 ft/s
 JC 0.40
 FM 1.00
 VM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
 UN KI/PSI
 FR 20000 MB 90

DL -39
 UT -1 IP 0.00
 PK 1 TM-PEAK

F1 500
 F2 213
 A1 999
 A2 1172



TS 12 B PD: 32203-075 LP 0.00 ft
 TB 8.0 T1 9.6 2L/C 4.7 VA 1000 UE 1024 LI 1.0

UMX= 4.1 FMX= 68 AMX= 139
 EMX= 0.3 MEX= 133 FUP= 1.00

ACCEPT

ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
 SERIAL NUMBER: 32203
 CALIBRATION FACTOR: 1172 g/v
 PAK (*5000): DATE: 29 MAY 18
 PDA OPERATOR: *[Signature]*

File Dynamics	F5	BN	217	PJ:	TG F2	-- US
2018-03-29 08:43	10	SL	545/ 3440/ 99	PN: HOPBAR	A2 F2	3.3

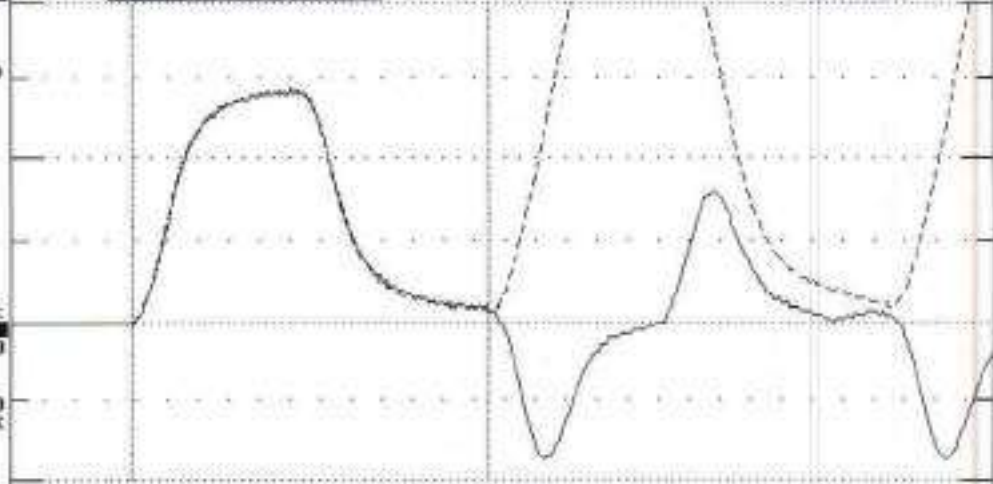
LE 17.0 ft
 AR 1.7 in2
 EM 30000 Ksi
 SP 0.492 K/ft3
 MS 16810 ft/s
 MC 7312 ft/s

JC 0.40
 FM 1.00
 UM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
 UN 10230
 FR 20000 MB 90

DL -38
 UT -1 IP 0.00
 PK 1 TH-PEAK

F1 500
 F2 213
 A1 999
 A2 975



TS 12 B PD: 59924-b75 LP 0.00 ft
 TB 8.0 T1 9.6 2L/C 4.7 UA 1000 UE 1024 LI 1.0

ACCEPT SQ-OFF FL-OFF PR-OFF	UMX= 4.6 FMX= 72 AMX= 139
	EMX= 0.3 MEX= 141 FVP= 1.00

ACCEPT

ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
 SERIAL NUMBER: 59924
 CALIBRATION FACTOR: 975 %
 PAK (*5000): DATE: 29 MAR 18
 PDA OPERATOR: [Signature]



Strain Transducer Specifications


For use with the Pile Driving Analyzer® (PDA)

March 2011

- Compatible with wired connection (cable) or with wireless transmitter when used with PDA model PAX
- Available as Traditional (wired) or Smart (wireless). Smart Sensor reports calibration through wireless transmitter to PDA model PAX
- Effective Gage Length: 76 mm standard
- Size: 115 x 35 x 11 mm
- Material: Aluminum
- Circuit: Full Wheatstone bridge
- Cable: Shielded, available in standard length 1060mm (traditional) or 450 mm (smart), other cable lengths available on request
- Nominal Sensitivity: 380 $\mu\epsilon/mV/V$
- Strain Range: Nominally 3,000 $\mu\epsilon$ (functional to 8,000 $\mu\epsilon$)
- Shock Range: Nominally 5,000 g
- Natural frequency when attached to foundation: greater than 2,000 Hz
- Temperature Range: -50° to 120°C operating
- Attachment Method: Bolts to pile
 - (Optional C-clamps or tabs and adhesive for structural testing.)
- Options: water resistant to 20 m depth, on request;
 - PDI also offers water proof strain transducers for water depths to 300 m



* Pile Dynamics Strain Transducers may be used in static load monitoring and/or structural monitoring.


MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Quality Assurance for Deep Foundations

Piezoresistive Accelerometer Specifications

For use with the Pile Driving Analyzer® (PDA) and SPT Analyzer

March 2011

Model K:

Compatible with wired connection (cable) or with wireless transmitter when used with PDA model PAX
Available as Traditional (wired) or Smart (wireless). Smart Sensors report their calibration through a wireless transmitter to a PDA model PAX

Mounting: Inside custom aluminum block (45 x 25 x 30 mm)

Circuit: Full bridge

Cable: Shielded, standard length 900mm (traditional) or 205 mm (smart)

Sensitivity: Nominally 0.07 mV/g with 6.4 V.D.C. input

Range: 10,000 g (Limit 20,000 g)

Frequency Range: DC to 4.5kHz

Temperature Range: -12° to 55°C operating

Attachment Method: Bolts to pile

Options: Extra cable length



MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Pile Dynamics, Inc.

Quality Assurance for Deep Foundations

Piezoelectric Accelerometer Specifications

For use with the Pile Driving Analyzer® (PDA)

March 2011

Compatible with wired connection (cable) or with wireless transmitter when used with PDA model PAX
Available as Traditional (wired) or Smart (wireless). Smart Sensors report their calibration through a wireless transmitter to a PDA model PAX

Mounting: Custom aluminum block (25 x 25 x 25 mm)

Circuit: Integral impedance converting electronics

Cable: Shielded, standard length 900mm (traditional) or 205mm (smart)

Sensitivity: Nominally 1.0 mV/g with 10 V.D.C. bias voltage input

Range: 5,000 g (Limit 10,000 g)

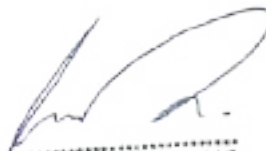
Frequency Range: 0.25 to 7000 Hz (resonant freq: > 40 kHz)

Temperature Range: -50° to 120°C operating

Time Constant: Nominally 3s

Attachment Method: Bolts to pile

Options: Full waterproofing, extra cable length

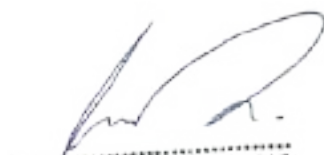


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

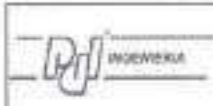
ANEXO D

Información del Pilote Ensayado

Registros u otros



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



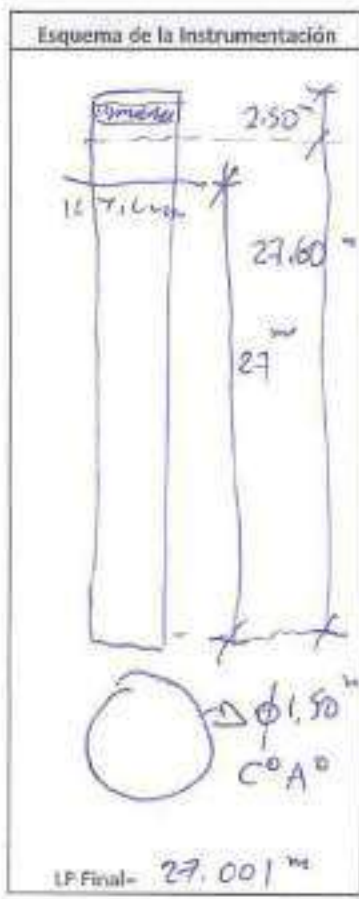
FICHA DE CONTROL EN CAMPO

PRUEBA DINAMICA PARA PILOTES (PDA) - ASTM D 4945

Fecha: 07/03/2020 Hora de Inicio: 11h30 Hora de Termina: 12h05

Información General	
Cliente:	INCOY SA
Obra:	PUENTE HUAMBACHO (KM 407+200) - EST. DER.
Lugar:	ANCASH - PERU
Fabricante del Pilote:	PSV
Tipo de Pilote:	PERF. FUNDA IN SITU

Características de Pilote Ensayado	
Código en Proj. PN	05-ED
Datos del Pilote:	$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Díametro	1.50 m
Área de sección (cm ²)	17,6715
Perímetro (m)	4,7124
Sección Llena (cm ²)	17,6715
WS (m/s)	3800
D (t/m ³)	361
E (tf/cm ²)	2.45
Data instalación	06/11/2020
Reh. días	
Carga de Prueba	1216 kN
Carga de Trabajo (FS)	-



Características del Martillo de Ensayo	
Tipo Martillo	CAIDA LIBRE
RAM (ton)	6.00
Energía Fab. (Ton-m)	-
Otros	C/ ACCESORIO CAIDA LIBRE

Datos de la Instalación del Pilote	
Tipo Martillo	PERFORADORA
Energía Fab. (Ton-m)	BAVEN 8628H
Rechazo (Nro. Golpes/10cm)	-

Longitudes	
Long. Total (m)	30.10
Long. Instr. (m) LE	27.60
Long. Hincada (m) LP	27.00

Sensores:	A1:	F1:
	49924 (975)	E398 (94.1)
	3220 (1172)	F2: 3543 (94.1)
	K1952 (360)	F3: P837 (145.3)
	K3645 (396)	F4: 3516 (94.0)

Parámetros de Ensayo - (Últimos 18 Registros)							
Nro. Golpes	30	60	100	150			
Altura Caída (cm)							
Rechazo (mm)							
Acentamiento (mm)	0.0	0.0	0.0	1.0			
Nro. Golpes							
Altura Caída (cm)							
Rechazo (mm)							
Acentamiento (mm)							

Observaciones

7



Elaborado por:
Ing.: Julio Lagatto
Firma: [Signature]
DIS. INCOY S.A. - HUAMBACHO
CIP. N° 101730
CONSULTOR ESPECIALISTA

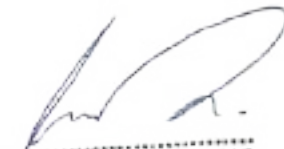
Revisado por:
Ing.: Nestor R. Hurtado
Firma: [Signature]
DIS. INCOY S.A. - HUAMBACHO
Ing. Nestor Hurtado Sandru
INGENIERO DE CIVIL

Visto por:
Ing.:
Firma:



ANEXO E

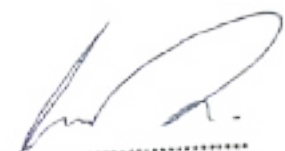
REGISTRO FOTOGRAFICO



MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA




Vista de Estribo Derecho


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

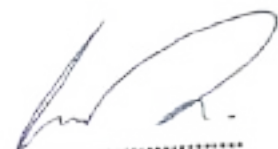


PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-05
ESTRIBO DERECHO


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



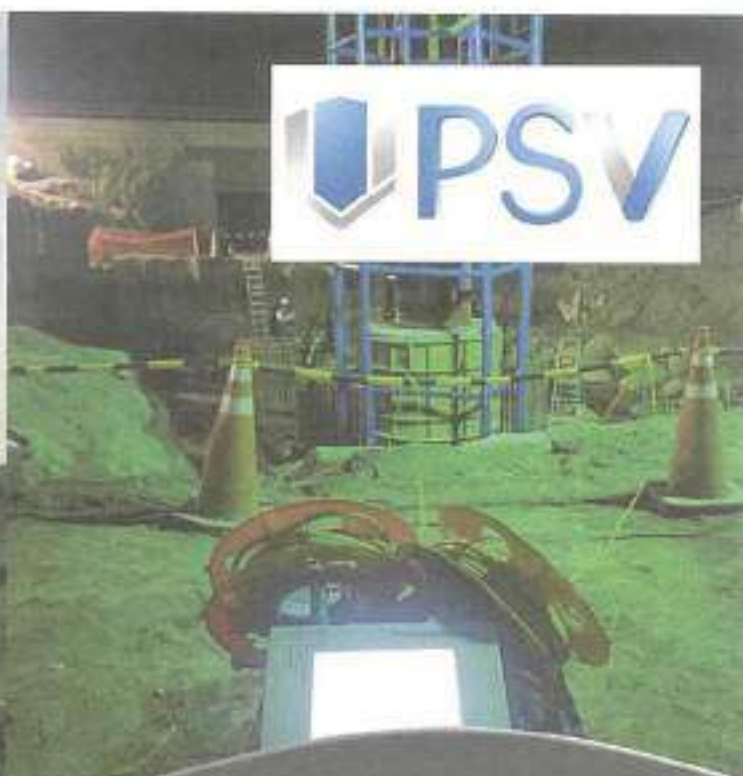
PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-05
ESTRIBO DERECHO


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-05
ESTRIBO DERECHO


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



PRUEBA DE CARGA DINAMICA PDA (ASTM D4945)

**PUENTE HUAMBACHO
ESTRIBO IZQUIERDO**

**INCOT SAC
INFORME 2020-004-PDA**



2020



Pruebas de Carga Controlada

INFORME 2020-004-PDA

Cliente:

INCOT SAC



MSc. ING. JULIO LARA LACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Obra:

REPOSICION DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRU DE LA RED VIAL NRO. 04: PATIVILCA-
TRUJILLO

PUENTE HUAMBACHO (Km 407+200)– ESTRIBO IZQUIERDO

Ubicación:

Región Ancash - Perú

Servicio:

Pruebas de Carga Dinámica (PDA)

04 de marzo del 2020

CONTENIDO

Introducción.....	Página 3
Instrumentación.....	Página 4
Características del Pilote Ensayado.....	Página 5
Tabla 1 - Características del Pilote Ensayado.....	Página 5
Sistema de Impacto.....	Página 7
Capacidad Última Requerida para el Pilote.....	Página 7
Resultados.....	Página 8
Método CASE	
Análisis CAPWAP®	
Tabla 2 - Resultados de los análisis CAPWAP®	
Figura 1 - Carga Tracción vs. Desplazamiento	
Conclusiones y Recomendaciones.....	Página 11
Tabla 3 - Capacidades máximas movilizadas	
Tabla 4 - Esfuerzos Máximos en los ensayos	
ANEXO A	
Capacidad Última mediante Método de Davisson.....	Página 15
ANEXO B	
Resultados de los Análisis CAPWAP®.....	Página 18
ANEXO C	
Calibraciones de sensores utilizados.....	Página 24
ANEXO D	
Información del Pilote Ensayado: Registros u otros.....	Página 36
ANEXO E	
Registro Fotográfico.....	Página 38



MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

INFORME 2020-004-PDA



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

I. INTRODUCCIÓN

El presente informe tiene por objetivo presentar los resultados de la instrumentación de 1 (UN) pilote del Estribo Izquierdo del Puente Huambacho parte del PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA CALZADURA ACTUAL DE LA RED VIAL NRO. 04: PATIVILCA-SANTA-CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY – EMPALME CON R01N. REPOSICION DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRU DE LA RED VIAL NRO. 04: PATIVILCA-TRUJILLO.

El servicio de campo fue efectuado en el día 04 de marzo de 2020. En este informe serán presentados también los análisis elaborados posteriormente en gabinete.

El programa de instrumentación dinámica tuvo por objetivo principal verificar eventuales fallas estructurales y evaluar las capacidades de carga axial de los pilotes. De esa forma fue realizada la instrumentación del pilote 10 del Estribo Izquierdo.

El Ensayo dinámico del pilote y monitoreo se realizó usando un equipo Pile Driving Analyzer® (PDA), Modelo PAX 4, el cual incluye un programa para obtener en tiempo real una estimación aproximada de la capacidad de carga última del pilote. Los datos registrados fueron guardados y analizados posteriormente usando el programa CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program - Programa Case de Análisis de Ondas en Pilotes) que proporciona una estimación más precisa de la capacidad de carga última del pilote.



Los objetivos del ensayo dinámico incluyeron el monitoreo del desempeño del martillo y del sistema de hincado, las tensiones durante el hincado del pilote, la integridad estructural del pilote, los desplazamientos del pilote durante el hincado y la capacidad de carga última del pilote.

Análisis de emparejamiento de la señal obtenida en el campo con el PDA para un golpe seleccionado, por medio del programa CAPWAP. Este análisis fue realizado para obtener una estimación más precisa de la capacidad de carga última del pilote y de la distribución de las resistencias de fricción y de punta, así como también para calibrar los parámetros de amortiguamiento del Método Case.

El ensayo dinámico fue ejecutado con un equipo Analizador de Hincado de Pilotes (PDA en su sigla en Inglés) fabricado por Pile Dynamics, Inc. de Cleveland, Ohio, Estados Unidos. Los resultados obtenidos son presentados a continuación.




MSr ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

II. INSTRUMENTACION

Se tomaron mediciones dinámicas de deformación y de aceleración a 1.5 veces el diámetro como mínimo por debajo de la cabeza del pilote durante los impactos del martillo de hincado. Esta distancia se eligió en función de la separación mínima entre el impacto/pilote y los sensores, y la carga requerida evaluar en el pilote. Se sujetaron con pernos cuatro deformímetros y cuatro acelerómetros emparejados en lados opuestos del pilote para registrar la deformación unitaria y la aceleración, respectivamente, y así obtener resultados axiales promedio. Las señales de deformación unitaria y de aceleración fueron procesadas y convertidas a fuerza y velocidad por el PDA, y guardadas digitalmente en el PDA para su procesamiento posterior. Estos registros de fuerza y de velocidad fueron observados en la pantalla del PDA para evaluar la calidad de los datos, la integridad del pilote y los aspectos cualitativos de la resistencia del suelo.

El equipo y los procedimientos del PDA estuvieron de acuerdo con la norma ASTM D-4945 "Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles" (Método Estándar para el Ensayo Dinámico de Pilotes con Deformaciones Grandes).

En el Anexo A se presentan los resultados obtenidos por el método simplificado CASE, para todos los golpes registrados durante los ensayos dinámicos (en dicho anexo se encuentran los valores calibrados por el análisis CAPWAP realizado posteriormente).



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

III. CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE ENSAYADO

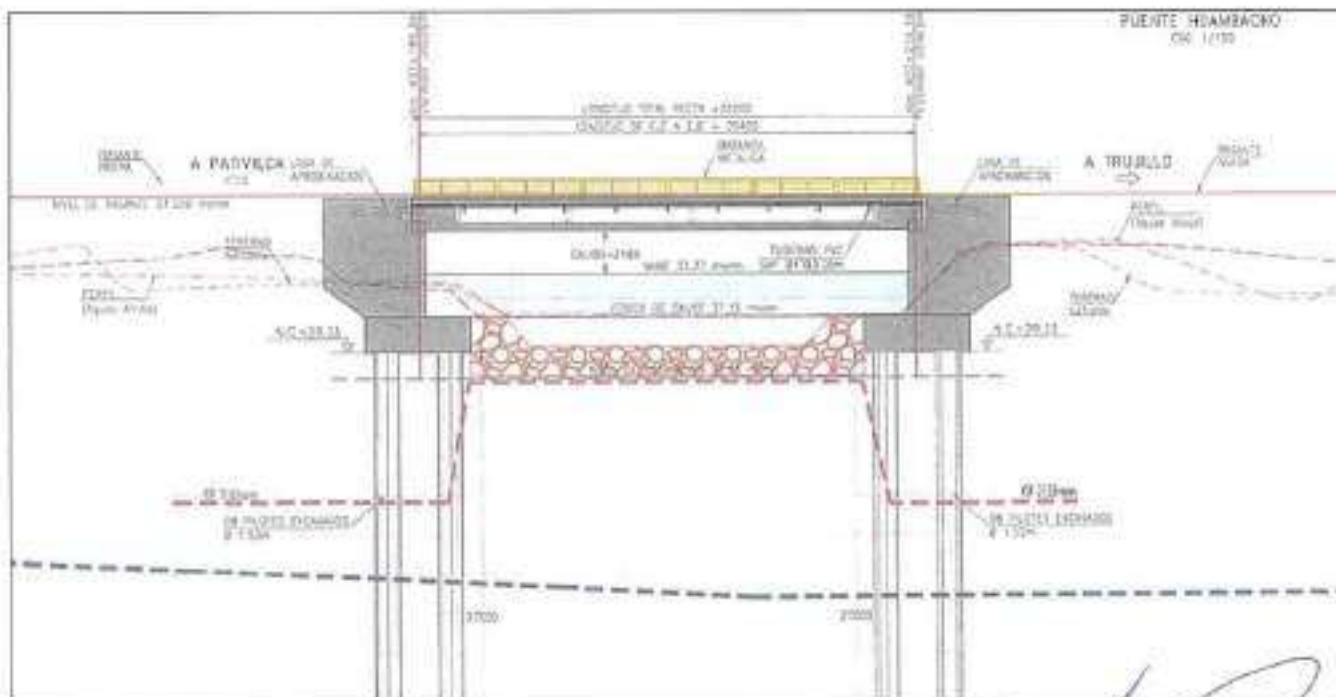
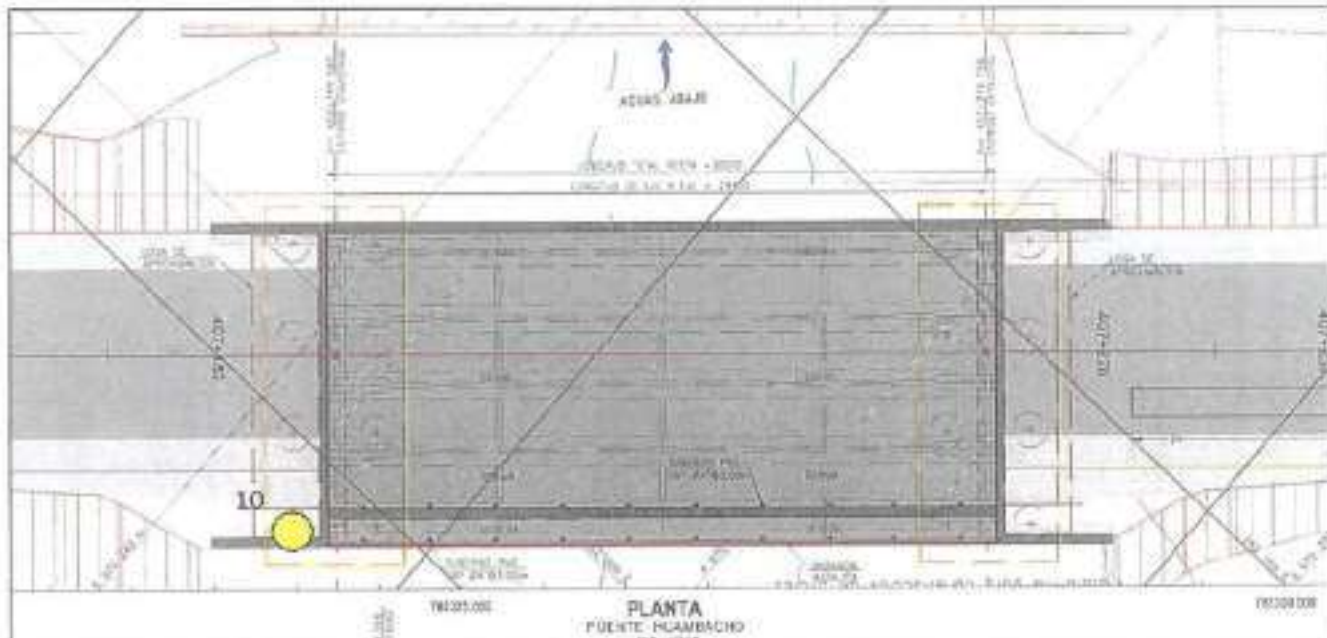
Los pilotes ensayados son fundidos in situ con una sección de diámetro teórico de 1,500mm con esfuerzo resistente mínimo ($f'c$) de 280Kg/cm². Los pilotes fueron instalados verticales.

Para el material de concreto fue adoptado peso específico de 2.45 ton/m³ y módulo de elasticidad de 361 ton/cm², correspondiente a una velocidad de propagación de la onda de 3800 m/s.

La Tabla 1 a continuación presenta las longitudes y el diámetro medido en la región de los sensores, para el pilote ensayado:

Pilote Nro.	Longitud Total (m)	Longitud bajo los sensores (m)	Penetración en el suelo (m)		Diámetro en la región de los sensores (cm)
			Inicial	Final	
P10 – Estribo Izquierdo	30.00	27.50	27.000	27.003	150.00

Tabla 1: Características de Pilote Ensayado



Vista de Ubicación de Pilotes

[Signature]
MSr ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



IV. SISTEMA DE IMPACTO

Los impactos fueron realizados mediante sistema un martillo de caída libre con peso aproximado de 6.0ton y una guía que permite la altura de trabajo de hasta 3.00m utilizando el sistema de doble winche de una grúa telescópica de 120 ton. La altura de caída fue aumentando progresivamente para lograr la fuerza de impacto adecuada.

Se utilizó un accesorio de caída libre y un amortiguador de madera de espesor de 3/8".



V. CAPACIDAD ULTIMA REQUERIDA PARA EL PILOTE

REQUERIMIENTOS DEL PROYECTO:

De acuerdo con lo que indica el expediente técnico del proyecto establece que las cargas transmitidas al pilote por la superestructura:

Estribo Derecho: Carga de Ensayo = 1216.25 ton (Mínimo)

- Carga de Servicio=385.00 ton → $385 \times 2.0 = 770$ ton
- Carga Resistencia = 536.00 ton → $536 / 0.65 = 824.62$ ton
- Evento Extremo I x-x = 973.00 ton → $973 \times 1.25 = 1216.25$ ton
- Evento Extremo I y-y = 835.00 ton → $835 \times 1.25 = 1216.25$ ton



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Estribo Izquierdo: Carga de Ensayo = 1248.75 ton (Mínimo)

- Carga de Servicio=393.00 ton → $393 \times 2.0 = 770$ ton
- Carga Resistencia = 547.00 ton → $547 / 0.65 = 841.54$ ton
- Evento Extremo I x-x = 999.00 ton → $999 \times 1.25 = 1248.75$ ton
- Evento Extremo I y-y = 823.00 ton → $823 \times 1.25 = 1028.75$ ton



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101790
CONSULTOR ESPECIALISTA

VI. RESULTADOS

6.1 Método CASE (Análisis Simplificado Inicial)

El PDA interpreta los datos dinámicos del pilote medidos durante el hincado de acuerdo a las ecuaciones del Método CASE. Los cuales son calibrados con el análisis CAPWAP (definitivo) y se presenta en el Anexo A, en función de la penetración durante el hincado, como resultados de todos los golpes obtenidos durante el ensayo se muestran a continuación los parámetros representativos:

- RMX, la capacidad máxima del Método Case para el factor de amortiguamiento calibrado con CAPWAP.
- CSI, la mayor de las dos tensiones de compresión calculadas de las mediciones de los dos sensores de deformación unitaria.
- CSX, el promedio de la tensión de compresión en la ubicación de los sensores. La diferencia entre CSI y CSX se utiliza como una indicación de si existió flexión en el eje de los sensores.
- EMX, la energía transferida al pilote.
- DMX, el desplazamiento total de la cabeza del pilote por efecto de cada golpe del martillo.
- TSX, el promedio de la tensión de tracción en la ubicación de los sensores.

Es importante tener en cuenta que los factores de amortiguamiento (J_c) calculados por el Método CASE son difíciles de predecir, y una vez calibrados (con CAPWAP) son solamente aplicables a otros pilotes si la geometría, configuración y condiciones del suelo son

similares. Por lo tanto, la capacidad de carga RMX, no debe ser considerado típico para pilotes futuros y sólo es representativo para pilotes y condiciones del suelo similares a los de este pilote.

6.2 Análisis CAPWAP (Calculo Final)

Usando los datos de fuerza y velocidad dinámica en el pilote en un procedimiento de emparejamiento de la señal, el programa CAPWAP permite el cálculo de las fuerzas resistentes del suelo y de su distribución en profundidad. Este análisis permite también obtener una estimación más precisa de las propiedades dinámicas del suelo (quake y amortiguamiento).

Una señal seleccionada de entre las últimas registradas para cada uno de los pilotes fue analizada por el programa CAPWAP.

Este programa usa la señal gravada de velocidad para calcular, con base en un modelo asumido del suelo, la curva de fuerza en función del tiempo en la sección del pilote al nivel de los sensores electrónicos.

El modelo del suelo es iterativamente mejorado, hasta que se obtenga el mejor ajuste posible entre las curvas de fuerza medida y calculada. Este modelo corresponde a la solución del análisis CAPWAP para el pilote considerado.

La Tabla 2 a continuación presenta de manera resumida los principales resultados obtenidos.

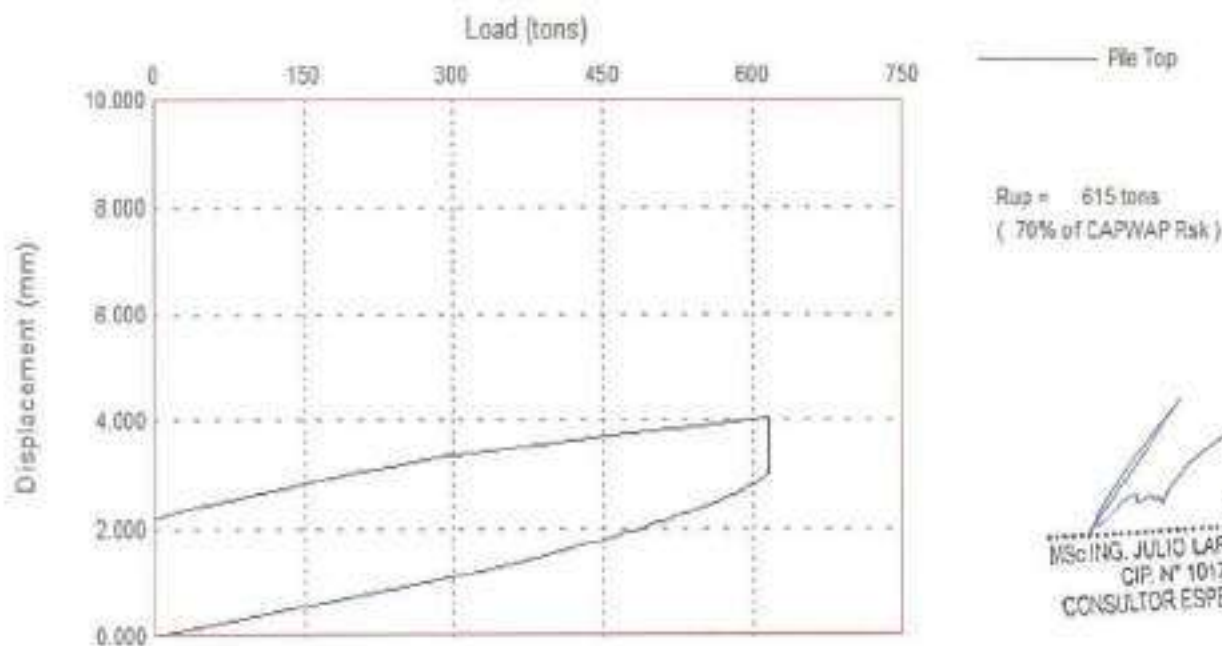


MSc. ING. JULIO LARA LACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Pilote Nro.	Golpe Nro.	Evento	Fricción de Manto (ton)	Resistencia de Punta (ton)	Capacidad total (ton)	Quake del Suelo (mm)	
						Fuste	Punta
P10 – Estribo Izquierdo	3/4	Ensayo PDA a 21 días de la ejection del pilote	877.96	405.82	1283.78	0.957	1.831

Tabla 2: Resultados de Análisis CAPWAP

La capacidad de carga a tracción puede ser estimada a partir de la fricción de manto determinada por el análisis CAPWAP. Los autores del método recomiendan que, para la determinación de la capacidad a tracción, la fricción sea afectada por un factor de reducción igual a 0,70.


Figura 01: Carga a Tracción vs. Desplazamiento – PILOTE P10 – EST IZQ


Mayores detalles del análisis CAPWAP pueden ser vistos en el Anexo B de este informe.

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la siguiente Tabla 3 están relacionados el asentamiento obtenido y el valor de la capacidad total determinados por los análisis CAPWAP. En la Tabla 3, el valor de la capacidad de carga está correlacionado también con la penetración total del pilote en el suelo, con el desplazamiento vertical total (DMX) y con la energía transferida (EMX) al pilote ensayado en los golpes analizados.

Pilote Nro.	Penetración en el suelo (m)	Desplazamiento Total DMX (mm)	Asentamiento Permanente Observado (mm)	Energía Transf. EMX (ton.m)	Capacidad Movilizada (ton)	
					Compresión	Tracción
P10 – Estribo Izquierda	27.003	1.987	1.00	1.98	1,283.78	615.0

Tabla 3: Capacidad Máxima Movilizada

Nota:

* Utilizando el Método de Davison (Conservador), en el Grafico Esfuerzo- Deformación, la Capacidad Última del Pilote es mayor o como mínimo igual a la Capacidad Movilizada durante el ensayo. Realizando una proyección estimada, para el Pilote 10 - Estribo Izquierdo es 2,050ton.



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

La capacidad antes mencionada es denominada "movilizada" cuando el desplazamiento ocasionado por la aplicación del golpe del martinete es menor que la capacidad de última o de ruptura suelo-pilote. A la medida que aumenta el valor del

desplazamiento, debido al aumento de la energía del golpe aplicado, el valor de la capacidad "movilizada" se acerca o puede hasta mismo corresponder al valor de la capacidad de carga última o ruptura.

En la Tabla 4 adelante se presentan los valores máximos de las tensiones medidas en la región de los sensores durante el ensayo dinámico.

Pilote Nro.	Esfuerzo de Compresión -media de los 4 sensores (CSX) MPa	Esfuerzo de Compresión -máxima de los 4 sensores (CSI) MPa	Esfuerzo de Tracción Promedio (TSX) MPa
P10 – Estribo Izquierdo	8.9	13.6	1.9 (Promedio=1.4)

Tabla 4: Esfuerzos durante el ensayo dinámico

a) Tensiones Dinámicas e Integridad del Pilote

La tensión de compresión en la ubicación de los dos sensores está representada por la tensión en el sensor que registró la mayor tensión (CSX) y el promedio de la tensión en los dos sensores (CSI). Estos valores se presentan en el Anexo A y en resumen en la Tabla 4 del presente Informe.

La variación entre los dos sensores es una indicación de que ocurrió algo de flexión y/o excentricidad en el eje de los sensores. La tensión máxima no es cercano al límite típico que es el 85% de la tensión de resistente igual a 23.80 MPa en este caso, por lo que se puede continuar aplicando más carga a la del presente ensayo.



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

Cabe señalar, sin embargo, que todos los valores calculados en ubicaciones debajo de los sensores son promedio sobre la sección transversal y no incluyen ninguna flexión o resistencia no-uniforme que pueda causar tensiones adicionales.



MSc. ING. JULIO LARA LACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

b) Desplazamiento de la Cabeza del Pilote

El desplazamiento total de la cabeza del pilote en función de la profundidad de hincado se presenta en el Anexo A. El valor promedio de dicho desplazamiento total fue de 1.55 mm (Max.= 2.03mm) para el Pilote 10 por golpe individual durante todo el ensayo.

c) Capacidad de Carga Última Estática del Pilote

Como se describió anteriormente, se realizó un análisis CAPWAP para una evaluación más rigurosa de la capacidad última de carga del pilote al final del hincado.

El análisis CAPWAP para el Pilote 10 del Estribo Izquierdo indica una capacidad estática total de 1,283.78Ton, correspondiendo 877.96Ton a la resistencia por fricción lateral y 405.82Ton a la resistencia de punta.

$$PU= 1248.75 \text{ ton} < R= 1,283.78 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

d) La Capacidad de Carga Movilizada durante el ensayo puede servir para estimar por el Método de Davisson (conservador) u otra metodología la Capacidad Última o Ruptura de acuerdo al criterio del ingeniero o especialista del proyecto. En este caso con el Método de Davisson resultó un valor de $PU=2,050 \text{ ton}$ (PILOTE 10).

e) La distribución de la capacidad o aporte por fricción por unidad de profundidad (R_u) se puede visualizar en la Tabla CAPWAP SUMMARY RESULTS del Anexo B de cada pilote.

f) El ensayo dinámico tiene por objetivo determinar la carga de ruptura del suelo para cargas axiales en el momento de la ejecución del ensayo. La eventual existencia de efectos de asentamientos con el tiempo, debido al espesamiento de estratos de suelos adyacentes o subyacentes, efectos de grupo, fenómenos de licuación o expansión de arcillas, etc, pueden afectar la carga admisible de los pilotes, no son parte del alcance del presente informe.

Lima, 08 de marzo de 2,020.



MsC. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA.

Ing. Julio Lara Llacas PMP®
CIP Nro. 101750

REFERENCIAS:

- American Society for Testing and Materials (ASTM), *Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Deep Foundations* D4945-12.

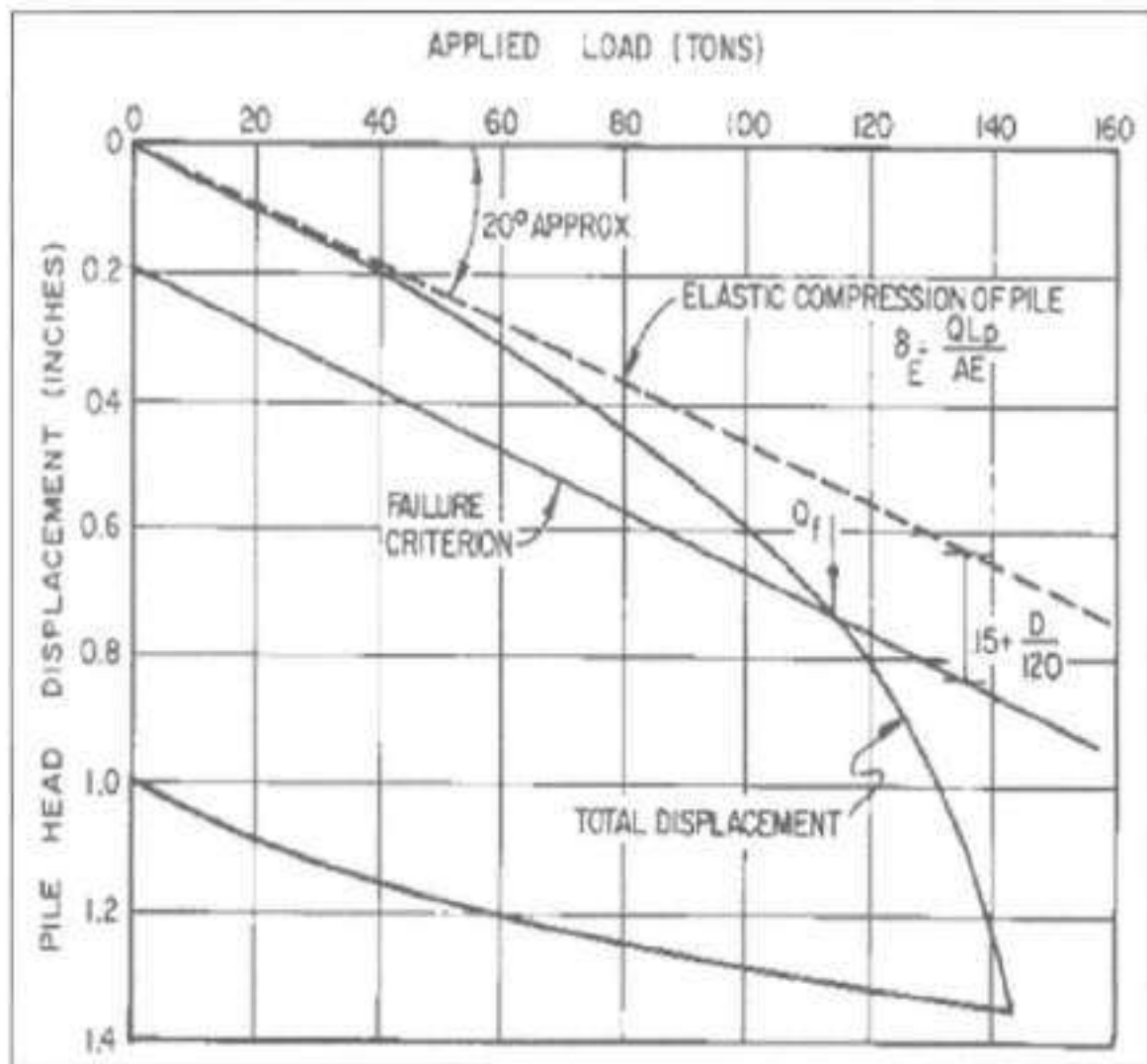


ANEXO A

Capacidad Última mediante Método de Davisson:
Curva Fuerza - Deformación

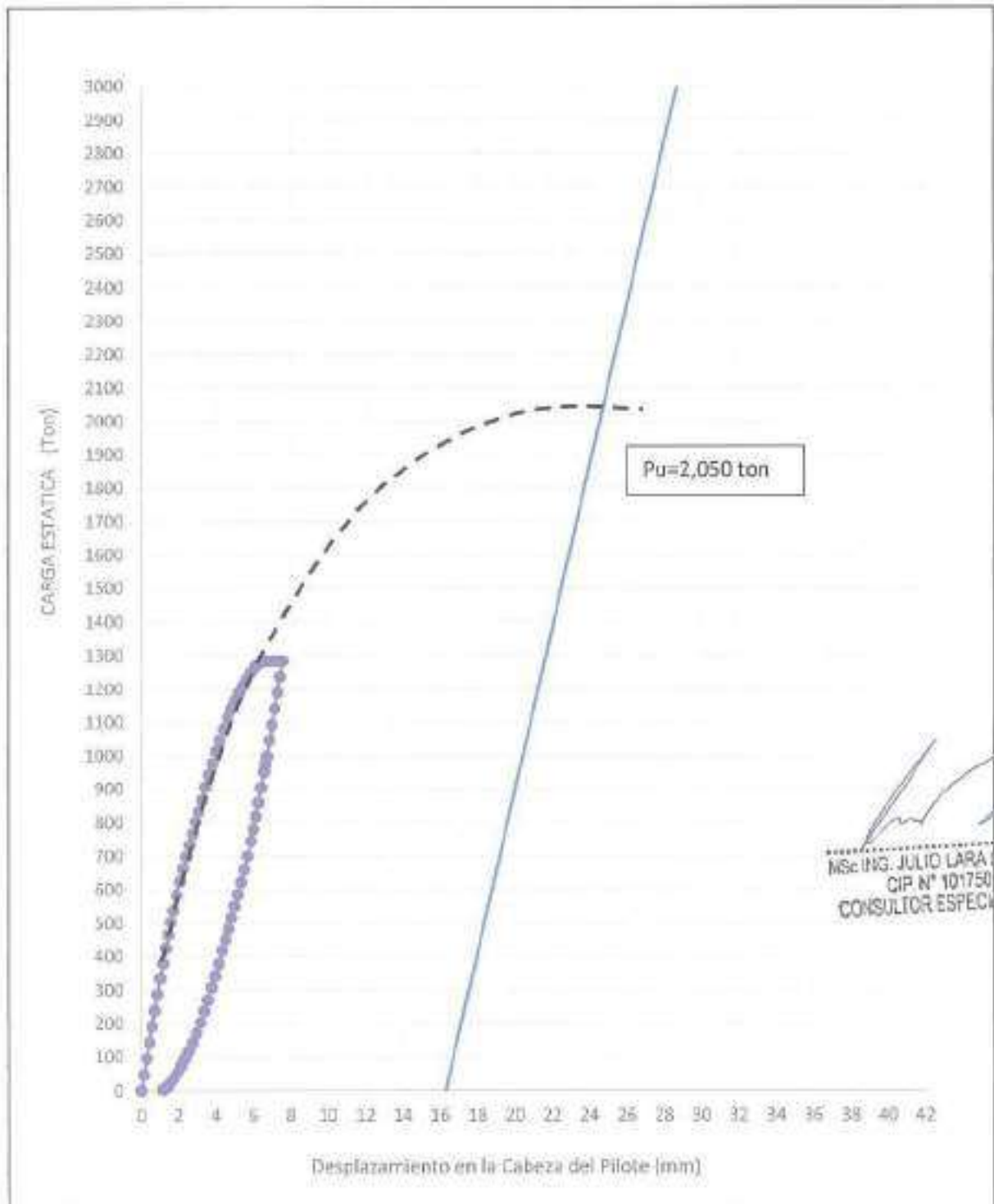


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Esquema de la Carga Última de Pilotes por el Método de Davisson


 MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA



[Signature]
 MSc. ING. JULIO LARA LACAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

PILOTE 10- ESTRIBO IZQUIERDO

ANEXO B

Resultado de los análisis CAPWAP

Descripción



MSc ING. JULIO LARA LLUCAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

CAPWAP Summary Results

Contiene los datos referentes al modelo adoptado para el suelo: valores de resistencia estática, "quakes" y "dampings" para cada uno de los elementos del suelo a lo largo del fuste y para la punta, así como los valores totales y las resistencias unitarias. Son informados también los parámetros de descargamiento y otros elementos utilizados para modelar el comportamiento del suelo.

Extrema Table

Contiene los valores extremos de fuerzas, tensiones, desplazamientos y energías a lo largo del pilote, durante el golpe analizado.

Pile Profile and Pile Model

Contiene tabla con los parámetros usados para modelar el pilote.

Primera página de gráficos:

- Arriba izquierdo: gráfico comparando la fuerza medida con la fuerza calculada. Este gráfico demuestra la validez de los modelos estimados, a través de la buena coincidencia entre las dos curvas.
- Arriba derecho: curvas de fuerza y velocidad obtenidas por el PDA.
- Abajo izquierdo: gráfico carga-asentamiento en la cabeza y en la punta del pilote, en la prueba de carga estática simulada.
- Abajo derecho: gráfico de barras referente a la distribución de fricción y diagrama de esfuerzos normales a lo largo del pilote.

Segunda página de gráficos:

- Izquierdo: gráfico de la resistencia estática movlizada a lo largo de la profundidad.
- Central: gráfico de factores de amortiguamiento de Smith y "quakes" a lo largo de la profundidad.
- Derecho: gráficos de resistencia por fricción lateral y por metro de fuste a lo largo de la profundidad.



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 1283.78; along Shaft 877.96; at Toe 405.82 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	Quake mm
				1283.8				
1	3.1	2.6	12.49	1271.3	12.49	4.89	1.04	1.000
2	5.1	4.6	25.05	1246.2	37.54	12.30	2.61	1.022
3	7.1	6.6	49.83	1196.4	87.37	24.46	5.19	0.996
4	9.2	8.7	56.34	1140.1	143.71	27.66	5.87	0.970
5	11.2	10.7	50.09	1090.0	193.80	24.59	5.22	0.939
6	13.2	12.7	31.30	1058.7	225.10	15.37	3.26	0.909
7	15.3	14.8	25.05	1033.6	250.15	12.30	2.61	0.943
8	17.3	16.8	23.24	1010.4	273.39	11.41	2.42	0.930
9	19.4	18.9	22.98	987.4	296.37	11.20	2.39	0.919
10	21.4	20.9	23.84	963.5	320.31	11.75	2.49	0.909
11	23.4	22.9	24.33	939.1	344.64	11.94	2.53	0.974
12	25.5	25.0	198.38	740.8	543.02	97.39	20.67	1.049
13	27.5	27.0	334.94	405.8	877.96	164.43	34.90	0.902
Avg. Shaft			67.54			32.52	6.90	0.957
Toe			405.82				229.65	1.831

Soil Model Parameters/Extensions	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	1.31	0.85
Case Damping Factor	0.65	0.20
Damping Type	Sm+Visc	Sm+Visc
Unloading Quake (% of loading quake)	30	83
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	35	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.110
Soil Plug Weight (tons)	4.654	5.753
Soil Support Dashpot	0.447	0.000
Soil Support Weight (tons)	4.89	0.00

CAPWAP match quality = 3.36 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 1.000 mm; Blow Count = 1000 b/m
 Computed: Final Set = 0.623 mm; Blow Count = 1606 b/m
 Transducer F1 (K398) CAL: 94.1; F2 (I543) CAL: 94.1
 F3 (F037) CAL: 145.3; F4 (I516) CAL: 34.6
 A1 (S9924) CAL: 875; A2 (32203) CAL: 1173
 A3 (K1952) CAL: 360; A4 (H3445) CAL: 394

max. Top Comp. Stress = 0.1 tons/cm² (T= 22.2 ms, max= 1.058 x Top)
 max. Comp. Stress = 0.1 tons/cm² (T= 4.1 ms, T= 22.9 ms)
 max. Tens. Stress = -0.02 tons/cm² (T= 22.4 ms, T= 31.1 ms)
 max. Energy (EMX) = 1.98 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)= 1.987 mm



[Signature]
 MSc. ING. JULIO CARACORRO
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

EXTREMA TABLE

File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Forces tons	min. Forces tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Enef.d. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	1618.8	-197.1	0.1	-0.01	1.98	0.8	1.907
2	2.0	1670.1	-237.5	0.1	-0.01	1.98	0.8	1.802
4	4.1	1712.1	-235.4	0.1	-0.01	1.95	0.7	1.672
6	6.1	1604.0	-249.6	0.1	-0.01	1.90	0.8	1.668
8	8.1	1509.7	-312.9	0.1	-0.02	1.80	0.8	1.633
10	10.2	1476.3	-344.6	0.1	-0.02	1.71	0.8	1.604
12	12.2	1430.3	-344.5	0.1	-0.02	1.62	0.7	1.597
13	13.2	1425.6	-348.3	0.1	-0.02	1.62	0.7	1.595
14	14.3	1376.0	-360.3	0.1	-0.02	1.56	0.7	1.597
15	15.3	1373.4	-348.2	0.1	-0.02	1.56	0.7	1.599
16	16.3	1333.6	-329.4	0.1	-0.02	1.52	0.7	1.606
17	17.3	1323.7	-293.1	0.1	-0.02	1.51	0.7	1.630
18	18.3	1281.2	-300.1	0.1	-0.02	1.47	0.7	1.645
19	19.4	1273.2	-340.7	0.1	-0.02	1.46	0.7	1.654
20	20.4	1236.5	-403.7	0.1	-0.02	1.42	0.7	1.662
21	21.4	1247.3	-428.7	0.1	-0.02	1.41	0.7	1.678
22	22.4	1231.6	-440.6	0.1	-0.02	1.37	0.7	1.719
23	23.4	1256.8	-392.9	0.1	-0.02	1.36	0.7	1.768
24	24.4	1227.9	-293.4	0.1	-0.02	1.30	0.7	1.812
25	25.5	1165.2	-100.4	0.1	-0.03	1.28	0.8	1.838
26	26.5	856.6	-32.7	0.0	-0.00	0.96	0.9	1.850
27	27.5	694.4	-36.1	0.0	-0.00	0.49	0.9	1.831
Absolute	4.1			0.1			(T =	22.9 ms)
	22.4				-0.02		(T =	31.1 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1394	1224	1053	882	711	541	370	199	29	0
RX	1394	1224	1053	882	711	541	370	199	177	177
RU	1361	1187	1013	838	664	490	316	142	0	0

RAU = 0 (tons); RA2 = 7 (tons)

Current CAPWAP Ru = 1284 (tons); Corresponding J(RP) = 0.06; J(RX) = 0.06

VMX	TVF	VT1+E	FT1	FMX	DMX	DFN	SHT	EMX	QUS	MSB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	ms	tons-m	tons	tons/mm
0.9	21.90	1505	1597	1599	1.987	1.000	1.000	1.99	1332	236

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	m ²	tons/cm ²	tons/m ³	m
0.0	1.77	399.7	2.450	4.71
27.5	1.77	399.7	2.450	4.71

Tce Area

1.77 m²

.....
 MSc. ING. JULIO LARA LUCAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

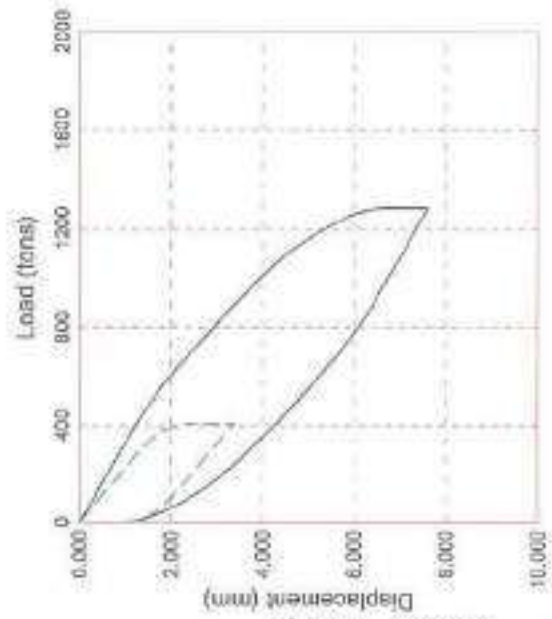
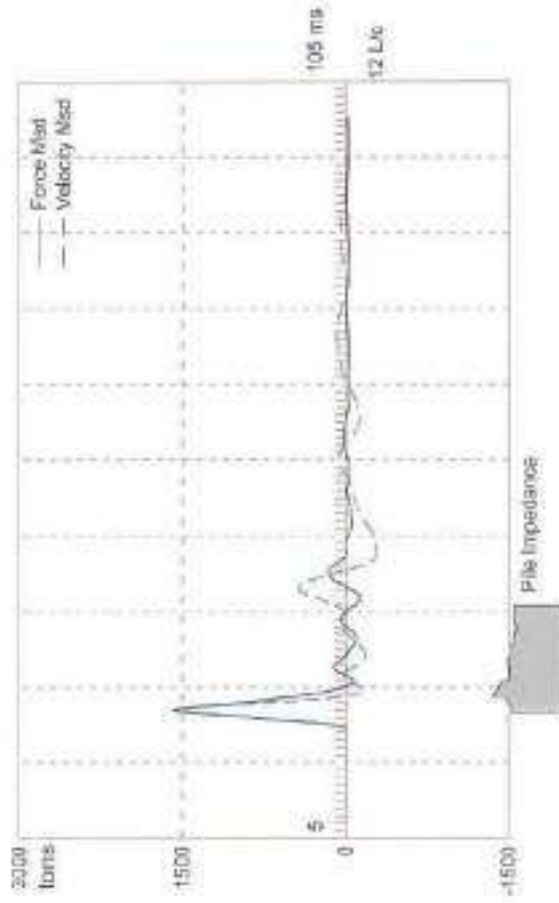
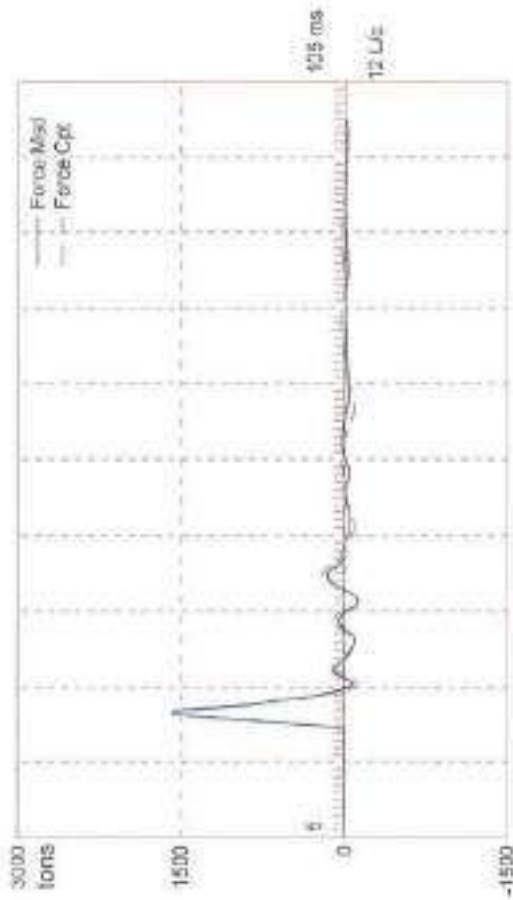


Segment Number	Dist. D.G.	Impedance		Tension		Compression		Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug tone
		tonne/m/s	Change %	Slack mm	Eff.	Slack mm	Eff.			
1	1.0	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.000
2	2.0	1765.88	0.00	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
3	3.1	1865.88	5.66	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
4	4.1	1915.72	8.49	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
5	5.1	2344.34	32.76	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
6	6.1	2270.36	28.57	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
7	7.1	2202.28	24.71	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
8	8.1	2125.98	20.39	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
9	9.2	1867.18	5.74	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
10	10.2	1803.97	2.16	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
11	11.2	1824.78	3.34	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
12	12.2	1820.78	3.11	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
13	13.2	1872.88	6.06	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
14	14.3	1871.16	5.96	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
15	15.3	1801.38	2.01	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
16	16.3	1749.75	-0.91	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
17	17.3	1750.17	-0.89	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
18	18.3	1750.73	-0.86	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
19	19.4	1654.56	-6.30	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
20	20.4	1656.69	-5.62	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
21	21.4	1608.33	-8.92	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
22	22.4	1568.86	-11.16	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
23	23.4	1574.02	-10.86	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
24	24.4	1613.68	-8.62	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
25	25.5	1654.37	-6.31	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
26	26.5	1668.43	-5.52	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179
27	27.5	1643.00	-6.96	0.00	0.000	-0.00	0.000	4.71	4000.0	0.179

Wave Speed: Pile Top 4000.0, Elastic 3999.9, Overall 4000.0 m/s
 Pile Damping 5.00 %
 Total volume: 49.965 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.028
 Time (ms) 0.0 35.0 56.0
 Time Incr 0.255 0.460 0.255

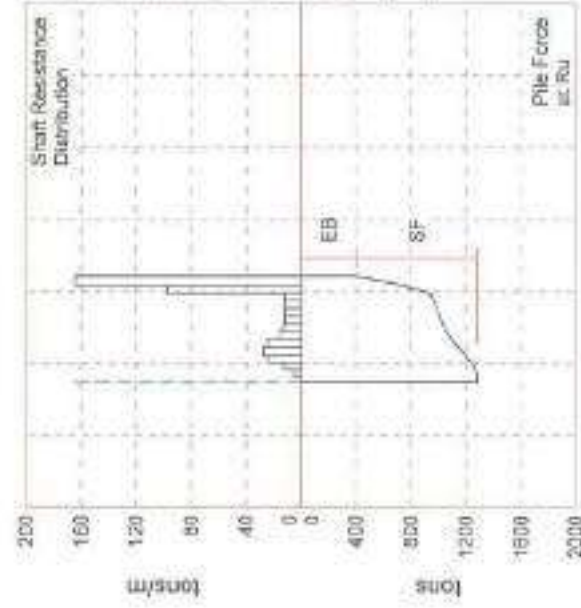


[Handwritten Signature]
 ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA



RU = 3284 tons
SF = 378 tons
EB = 408 tons
Dy = 6.395 mm
Dx = 7.292 mm
SET/6 = 1.200 mm

MS: ING. JULIO LARA LACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Length b. Sensors
Embedment
Top Area
End Bearing Area
Top Perimeter
Top E-Modulus
Top Spec. Weight
Top Wave Spd.
Overall W.S.

27.5 m
27.0 m
1.77 m²
1.77 m²
4.77 m
400 tons/cm²
2.5 tons/m³
4000 m/s
4000 m/s

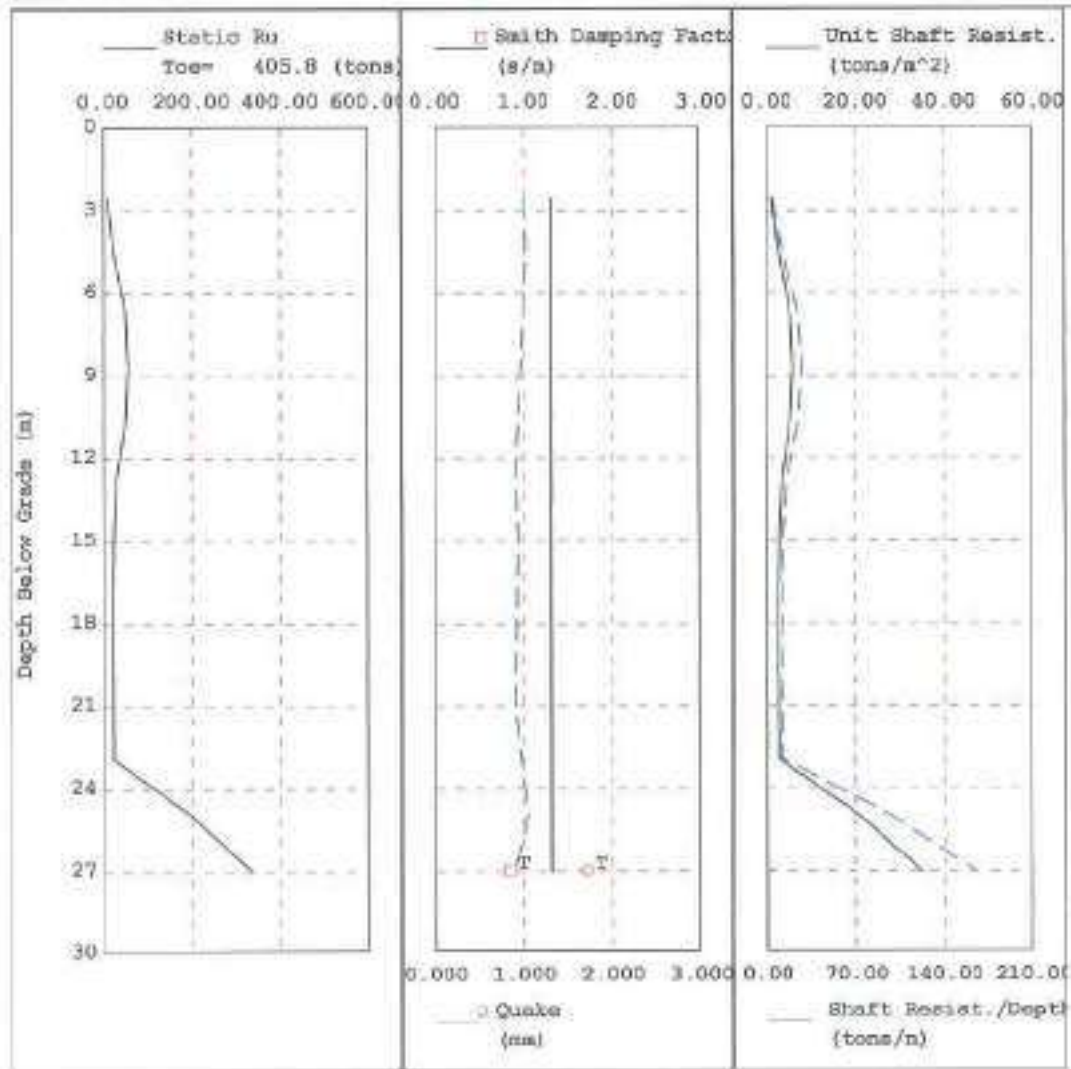
Match Quality
Top Compr. Stress
Max Compr. Stress
Max Tension Stress

3.36
0.1 tons/cm²
0.1 tons/cm²
-0.02 tons/cm²

Avg. Shaft Quake
Toe Quake
Avg. Shaft Smith Dog
Toe Smith Dog
Toe Smith Damping

0.957 mm
1.831 mm
1.31 s/m
0.85 s/m





[Signature]
 MS. ING. JULIO LARALLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

ANEXO C

Calibraciones de Sensores Utilizados



MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: PDI Transducer

Serial Number: I543

PDI Gage Factor: 94.1 $\mu\epsilon/V$

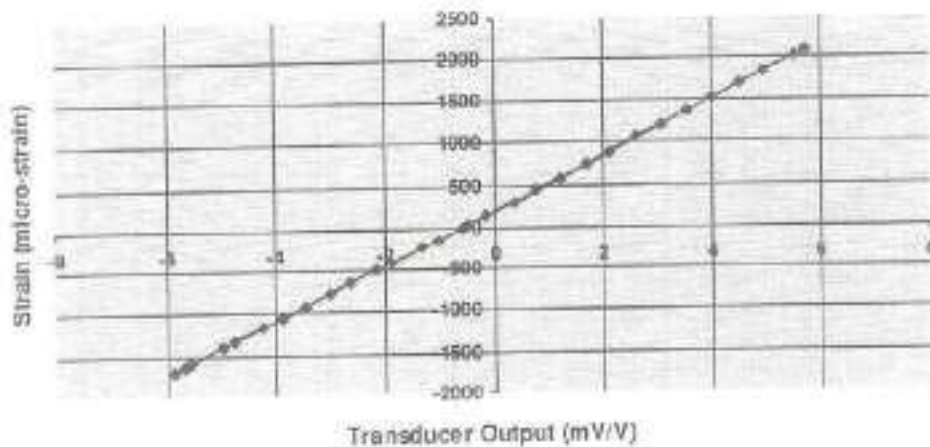
General Gage Factor: 326.8 $\mu\epsilon/mV/V_{out}$

Initial Offset Voltage: -0.209 mV/V_{out}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{out})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{out})
0	-0.209	350	0.766
24.1	-1.036	384	1.212
-414	-1.871	397	1.128
-105	-2.620	1198	1.081
-924	-1.465	1513	-1.004
-1177	-4.237	1811	2.970
-1311	-1.870	2087	1.718
-1835	-5.659	2025	1.518
-1707	-4.841	1992	4.538
-1804	-5.234	1373	3.556
-1243	-4.724	1063	2.819
-1327	-3.512	750	1.691
-1327	-3.002	458	8.778
-391	-3.149	169	-0.137
-307	-1.399	14	-0.570
-240	-0.991	12	-0.578
0	-0.991	12	-0.578

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999690E-1

LCC Standard Deviation: 1.321462E-6

Calibrated By: DJC

Signature:

Date/Time: 4/23/2019 6:51 AM

Temperature (°C): 25.4





Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: PDI Transducer

Serial Number: I516

PDI Gage Factor: 94.0 $\mu\epsilon/V$

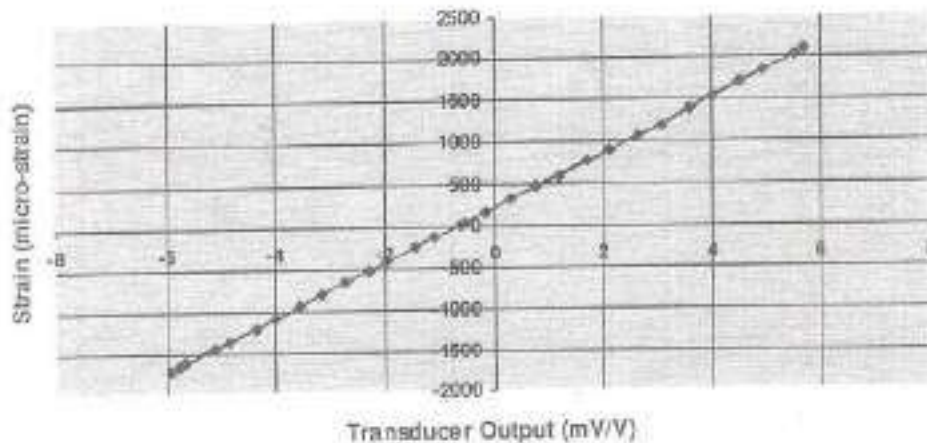
General Gage Factor: 326.4 $\mu\epsilon/mV/V_{exc}$

Initial Offset Voltage: -0.249 mV/V_{exc}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{exc})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{exc})
0	0.000	115	0.216
-134	-1.395	591	1.187
-417	-4.375	896	2.321
-664	-6.728	1201	3.059
-924	-9.560	1524	3.997
-1201	-12.475	1847	4.955
-1499	-15.115	2106	5.706
-1841	-18.754	2399	6.524
-2221	-23.491	2707	7.332
-2621	-28.609	3144	8.157
-3051	-34.124	3601	8.940
-3511	-40.001	4079	9.699
-4001	-46.201	4579	10.776
801	8.001	5101	11.152
924	9.204	5711	11.902
1241	12.409	6341	12.603
1511	15.111		

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999758E-1

LCC Standard Deviation: 2.405941E-7

Calibrated By: DJC

Signature:

Date/Time: 4/23/2019 6:47 AM

Temperature (°C): 25.3





Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: PDI Transducer

Serial Number: E398

PDI Gage Factor: 94.1 $\mu\epsilon/V$

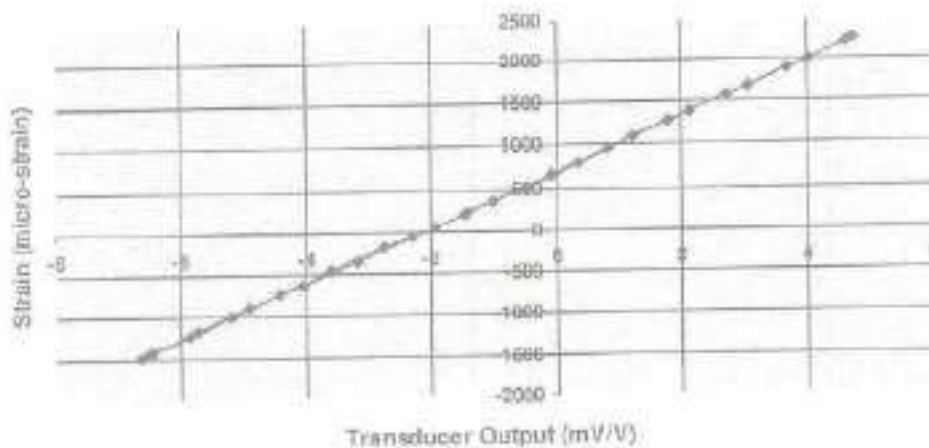
General Gage Factor: 326.7 $\mu\epsilon/mV/V_{ed}$

Initial Offset Voltage: -0.628 mV/V_{ed}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ed})	Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{ed})
233	1.257	515	0.517
25	1.925	207	0.207
-183	-1.745	1060	1.201
-375	-3.377	1463	1.183
-767	-4.039	1958	1.074
-1001	-5.081	2048	1.024
-1555	-3.571	3703	4.743
-1627	4.487	2210	4.426
-1881	5.687	1985	3.687
-1117	-6.437	1391	3.209
-1033	5.724	1764	1.756
107	4.911	471	0.956
417	4.051	656	0.051
-30	5.113	256	1.014
0	-2.196	321	-1.014
227	1.107	371	-1.477

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999829E-1

LCC Standard Deviation: 1.676744E-6

Calibrated By: DJC

Signature: *DJC*

Date/Time: 5/24/2018 4:02 PM

Temperature (°C): 26.7





Pile Dynamics, Inc.

Certificate of Calibration

Transducer Model: BDI ST350

Serial Number: P837

PDI Gage Factor: 145.3 $\mu\epsilon/V$

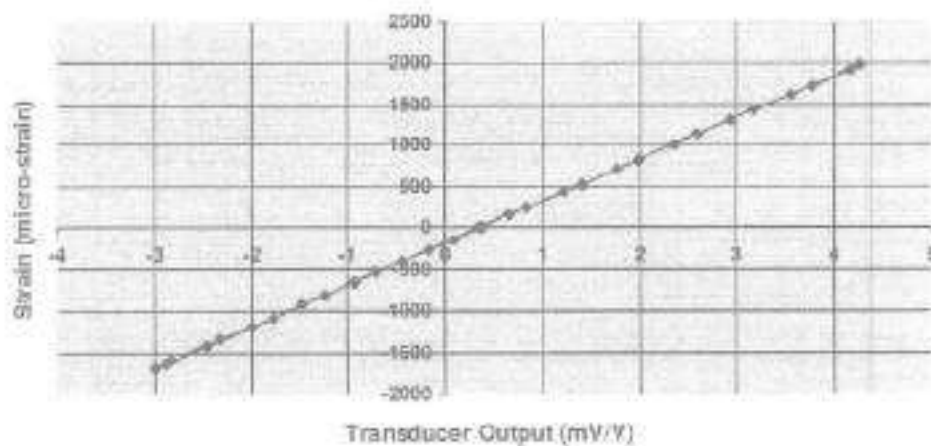
General Gage Factor: 504.3 $\mu\epsilon/mV/V_{out}$

Initial Offset Voltage: 0.148 mV/V_{out}

Table 1 - Representative Calibration Data

Applied Strain ($\mu\epsilon$)	Transducer Output (mV/V _{out})	Applied Strain (HR)	Theoretical Output (mV/V _{out})
0	0.148	0	0.148
-142	0.017	574	1.452
-319	-0.037	819	1.992
-647	-0.026	1125	2.482
-926	-1.477	1429	2.177
-1181	-4.999	1735	2.570
-1321	-2.451	1958	2.914
-1633	-2.891	1997	3.159
-1691	-3.028	1928	2.832
-1559	-1.810	1310	2.014
-1349	-2.325	1009	2.338
-1075	-1.249	714	1.272
-804	-0.234	493	1.216
-553	-0.226	138	0.957
-263	-0.129	0	0.540
0	0.540	0	0.540

Calibration Curve



Mean Linear Correlation Coefficient (LCC): 9.999821E-1

LCC Standard Deviation: 1.775624E-6

Calibrated By: Vanna Thach

Signature: *V Thach*

Date/Time: 3/26/2018 10:07 AM

Temperature (°C): 25.6



QDTR: 0H LALY-FL/BR-603 Pile Dynamics, Inc. TG 11 DPF

Pile Diameter: 2019-04-23 15:16 LE 17.0 ft AR 1.7 in2 EM 30000 Kgf SP 0.492 k/ft3 MS 16810 ft/s MC 7312 ft/s JC 0.40 FH 1.00 UM 1.00 EA/C 30.3 Ks/ft LN KEYS: 0 FR 20000 TB 90 DL -36 UT -1 IP 0.00 PK 1 TR-PEAK F1/2 500/ 213 F3/4 213/ 213 R1/2 999/ 999 R3/4 999/ 999	FS 10 BH 2092 SL 1024/ 3440/ 99 PJ: PFI: HOPBAR R 4 F 3 US 3.3
--	---

TS 12	E B PD: k3645	LP 0.00 ft
TB 8.0	T1 9.8 2L/C 4.2	LI 1.0
	UG 1000 UE 1024	

UMX= 4.3 FMX= 67 AMX= 179
 EMX= 0.3 MEX= 131 FUP= 1.00

ACCEPT

 ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
 SERIAL NUMBER: K3645
 CALIBRATION FACTOR: .0792 mV/g
 PAK (#5000): 396 DATE: 24 APR 19
 PDA OPERATOR: [Signature]
 OP: Iaine [ver:5.01]

Smart Sensor

Programmed By: J.W.

CRC Value 5516



DATA: ON (ALT-F1/ERR=60) Pile Dynamics, Inc. TO F2 DPF


Pile Dynamics 2018-05-29 12:05	FS -- DN 3301 10 SL 1580/ 3440/ 2	PJ: PH: HOPBAR	A 4 -- US F 8 2.3
-----------------------------------	--------------------------------------	-------------------	----------------------

LC 17.0 ft
 AR 1.7 in2
 EM 30000 Ks1
 SP 0.492 K/ft3
 MS 16810 ft/s
 NO 7234 ft/s
 JC 0.40
 FH 1.00
 UN 1.00

PA/C 30.3 Ks/ft
 UN 3125-019
 FR 20000 HR 90
 DL -44
 UT -1 IP 0.00
 PK 1 TN-PEAK
 F1/2 500/ 213
 F3/4 213/ 213
 A1/2 999/ 999
 A3/4 999/ 360

T5 12 E.B PD: K1952 LP 0.00 ft
 T8 8.0 T1 9.5 2L/C 4.7 UA 1000 ME-1024 LI 1.0

UMX= 4.4 FMX= 68 AMX= 139
 EMX= 0.3 MEX= 133 FUP= 0.99

ACCEPT


ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
 SERIAL NUMBER: K1952
 CALIBRATION FACTOR: .072 %/g
 PAK (<5000): 360 DATE: 29 May 18
 PDA OPERATOR: [Signature]
 OP: Iaine (ver:5.01)

Smart Sensor

Smart Chip Programmed By A.W. on 29 MAY 18 CRC Value B020



QRTA: DM CALT-FL/DB=607 File Dynamics, Inc. DPF


Pile Dynamics 2018-05-29 13:10	FS — BN 3311 10 SL 1582/ 3440/ 99	PJ: PN: HOPBAR	TG F2 -- US AS F2 9.3
-----------------------------------	--------------------------------------	-------------------	--------------------------

LE 17.0 ft
 AR 1.7 in2
 EM 30000 Ksi
 SP 0.492 K/ft3
 MS 16810 ft/s
 MC 7312 ft/s
 JC 0.40
 FM 1.00
 UM 1.00

EA/C 30.3 Ks/ft
 UN ~~KIPS-DB~~
 FR 20000 HD 50
 DL -39
 UT -1 IP 0.00
 PK 1 TR-PEAK
 FI 500
 FZ 213
 A1 999
 A2 1172

TS 12 B PD: 32203-025 LP 0.00 ft
 TB 8.0 TI 9.6 2L/C 4.7 UA 1000 UE 1034 LI 1.0

UMX= 4.1 FMX= 68 AMX= 139
 EMX= 0.3 MEX= 133 FUP= 1.00

ACCEPT


ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable
 SERIAL NUMBER: 32203
 CALIBRATION FACTOR: 1172 g/v
 PAK (*5000): DATE: 29 MAY 18
 PDA OPERATOR: *[Signature]*

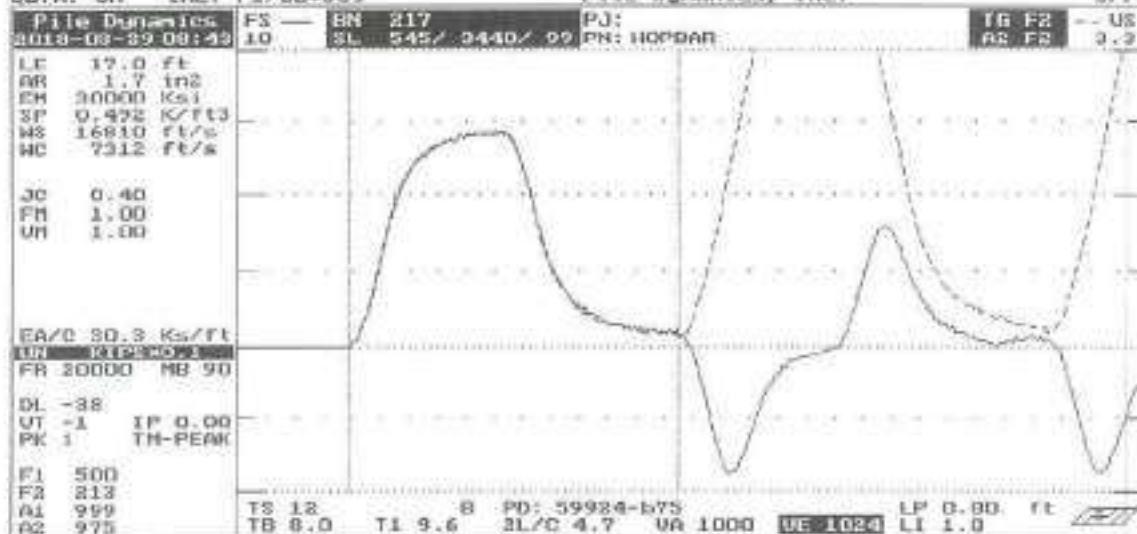
C-AT: PIEZORESISTIVE OP: Iainc (ver:5.01)



QBTA: ON [ALT-F1/BB-60]

Pile Dynamics, Inc.

OFF



ACCEPT	UMX= 4.6 FMX= 72 AMX= 139 EMX= 0.3 MEX= 141 FUP= 1.00
	ACCELEROMETER CALIBRATION N.I.S.T. Traceable SERIAL NUMBER: 59924 CALIBRATION FACTOR: 975 % PAK (#5000): DATE: 29 MAR 18 PDA OPERATOR: [Signature]

<-AT:PIEZORESISTIVE OP: laine (ver:5.01) ~~SYNCHRO~~





Strain Transducer Specifications

For use with the Pile Driving Analyzer[®] (PDA)

March 2011

- Compatible with wired connection (cable) or with wireless transmitter when used with PDA model PAX
- Available as Traditional (wired) or Smart (wireless). Smart Sensor reports calibration through wireless transmitter to PDA model PAX
- Effective Gage Length: 76 mm standard
- Size: 115 x 35 x 11 mm
- Material: Aluminum
- Circuit: Full Wheatstone bridge
- Cable: Shielded, available in standard length 1060mm (traditional) or 450 mm (smart), other cable lengths available on request
- Nominal Sensitivity: 380 $\mu\epsilon$ /mV/V
- Strain Range: Nominally 3,000 $\mu\epsilon$ (functional to 8,000 $\mu\epsilon$)
- Shock Range: Nominally 5,000 g
- Natural frequency when attached to foundation: greater than 2,000 Hz
- Temperature Range: -50° to 120°C operating
- Attachment Method: Bolts to pile
 - (Optional C-clamps or tabs and adhesive for structural testing.)
- Options: water resistant to 20 m depth, on request;
 - PDI also offers water proof strain transducers for water depths to 300 m



* Pile Dynamics Strain Transducers may be used in static load monitoring and/or structural monitoring.





Pile Dynamics, Inc.

Quality Assurance for Deep Foundations

Piezoresistive Accelerometer Specifications

For use with the Pile Driving Analyzer[®] (PDA) and SPT Analyzer

March 2011

Model K:

Compatible with wired connection (cable) or with wireless transmitter when used with PDA model PAX
Available as Traditional (wired) or Smart (wireless). Smart Sensors report their calibration through a wireless transmitter to a PDA model PAX

Mounting: Inside custom aluminum block (45 x 25 x 30 mm)

Circuit: Full bridge

Cable: Shielded, standard length 900mm (traditional) or 205 mm (smart)

Sensitivity: Nominally 0.07 mV/g with 6.4 V.D.C. input

Range: 10,000 g (Limit 20,000 g)

Frequency Range: DC to 4.5kHz

Temperature Range: -12° to 55°C operating

Attachment Method: Bolts to pile

Options: Extra cable length





Pile Dynamics, Inc.

Quality Assurance for Deep Foundations

Piezoelectric Accelerometer Specifications

For use with the Pile Driving Analyzer® (PDA)

March 2011

Compatible with wired connection (cable) or with wireless transmitter when used with PDA model PAX

Available as Traditional (wired) or Smart (wireless). Smart Sensors report their calibration through a wireless transmitter to a PDA model PAX

Mounting: Custom aluminum block (25 x 25 x 25 mm)

Circuit: Integral impedance converting electronics

Cable: Shielded, standard length 900mm (traditional) or 205mm (smart)

Sensitivity: Nominally 1.0 mV/g with 10 V.D.C. bias voltage input

Range: 5,000 g (Limit 10,000 g)

Frequency Range: 0.25 to 7000 Hz (resonant freq: > 40 kHz)

Temperature Range: -50° to 120°C operating

Time Constant: Nominally 3s

Attachment Method: Bolts to pile

Options: Full waterproofing, extra cable length



ANEXO D

Información del Pilote Ensayado

Registros u otros



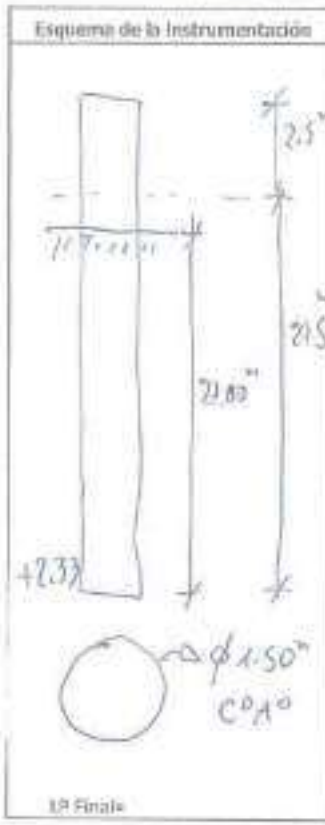
MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

FICHA DE CONTROL EN CAMPO
PRUEBA DINAMICA PARA PILOTES (PDA) - ASTM D 4945

Fecha: 04/03/2020 Hora de Inicio: 18 h 18 Hora de Termina: 19 h 25

Información General	
Cliente:	INCOI SAC
Otra:	PUENTE HUMBALDO (VD 1200) RED VIAL H/DU PATIVICA-TAVILLO
Lugar:	ANCASH - PERU
Fabricante del Piloto:	PSV
Tipo de Piloto:	PROF. FUND. IN SITU

Característica de Piloto Ensayado	
Código en Proj. PN	10 - FI
Datos del Piloto:	$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Díametro	1.50 m
Área de sección (cm ²)	17,671.5
Perímetro (m)	4.7124
Sección Línea (cm ²)	17,671.5
WS (m/s)	38.00
ρ (t/m ³)	36.1
E (t/cm ²)	2.45
Instalación	12/2020 Sep. días
Carga de Prueba	1248.75 ton
Carga de Trabajo (PS)	—



Características del Martillo de Ensayo	
Tipo Martillo:	CAIDA LIBRE
RAM (ton)	6 Ton (PDAK)
Energía Fab. (Ton-m)	—
Otras:	9 GANCIO CAIDA LIBRE

Datos de la Instalación del Piloto	
Tipo Martillo:	PERSONADO M
Energía Fab. (Ton-m)	DAVEI D628
Resaca (km, Gapes/10cm)	—

Longitudes	
Long. Total (m)	30.00
Long. Instr. (m) LI	2.50
Long. Libre (m) LP	27.50

Sensores:	A1:	A2:	A3:	A4:	F1:	F2:	F3:	F4:
	29924 (975)	32203 (1122)	61952 (360)	63645 (396)	2398 (94.1)	2543 (94.1)	2837 (145.1)	2516 (94.0)

Parámetros de Ensayo - (Últimos 18 Registros)									
Alto-Anillo (cm)	30	60	100	150					
Altura Caída (cm)									
Pechazo (mm)									
Ave. Anillo (mm)	0.0	1.0	1.0	1.0					
Wp. Golpes									
Altura Caída (cm)									
Pechazo (mm)									
Superficie (cm ²)									

Observaciones:
7 Prueba de carga dinámica
Se tomaron 04 lecturas
Diferencia en la zona y tipo lectura se tuvo que seguir
la guía del que direcciona el Martillo de 6 ton. de peso.

Elaborado Por:
Ing.: Julio Lora
Firma: [Firma]

Revisado por:
Ing.: Nestor P. Hurtado
Firma: [Firma]

Visto por:
Ing.: DEL ARQUIMEDES MONTONA ACEVEDO
INGENIERO CIVIL
Firma: [Firma]
Reg. CIP Nº 54571

MONTA JULIO LORA LÓPEZ
CIP Nº 45710
CONSULTOR ESPECIALISTA

Ing. Nestor Hurtado Suid
REGISTRO Nº 54571



ANEXO E

REGISTRO FOTOGRAFICO



Msc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



Vista de Estribo Izquierdo


MSc. ING. JULIO LARALLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



[Handwritten Signature]
MSG ING. JULIO LARALLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-10
ESTRIBO IZQUIERDO






MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA

PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-10
ESTRIBO IZQUIERDO



PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-10
ESTRIBO IZQUIERDO


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA





PRUEBA DE CARGA DINÁMICA PDA P-10
ESTRIBO IZQUIERDO


MSc. ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA



ANEXO B.2
Puente Fortaleza
(km. 213+226)

ENSAYO SPT



**PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME ROIN
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO**



DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

**REGISTRO DE SONDAJE
(ASTM D-1586)**

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA – TRUJILLO RUTA 1N – RED VIAL NACIONAL.

UBICACIÓN : PROVINCIA DE SAN JUAN, LIMA

COORDENADAS : 10200 Estebo Izquierdo
60314

PERFORACION : PD01 - SPT

REALIZADO :

REVISADO : Ing. Hebert Sotelo

FECHA DE PERFORACION : Dic-17

PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00

PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :

Prof. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO (Clasificación (tónica), forma del material granular, color, contenido de humedad, índice de plasticidad / compresibilidad, grado de consolidación / consistencia; Útil: presencia de coque y otros materiales orgánicos, porcentajes estimados de bloques / cenizas, etc.)	S	GRANULOMETRÍA			ENSAYOS DE PENETRACION SPT - CONO PEQU	N.º DE MUESTRA
			U	C	F		
			4.75	75	200	M/N	
00.00	SPT 08 (Arena limosa, color gris claro, mediana mente densa).	SM					
01.00	Arena limosa mediana mente densa, color gris claro.	SM					
07.00	SPT 09 (Limo arenoso, color gris oscuro, mediana mente densa).	ML					
11.00	Arena limosa de grano grueso, mediana mente densa, color gris claro.	SM					M-4
12.00	SPT 10 (Arena limosa, mediana mente densa, color gris claro).	SM					
14.00	Limo arenoso, mediana mente densa, color gris oscuro.	ML					M-5
14.00	SPT 11 (Arena limosa de grano fino, densa, color gris claro).	SM					
15.00	Arena limosa de grano grueso mediana mente densa, color gris claro.	SM					M-6
16.00	PT 12 (Arena limosa de grano grueso, densa, color gris claro).	SM					
17.00	Arena limosa, color gris claro.	SM					M-7
18.00	Arena limosa de grano grueso, densa, color gris claro.	SM					
19.00	Arena limosa de grano grueso, densa, color gris claro.	SM					
20.00	Grava con arena limosa, color gris claro, última tramo de 25cm se observa arcilla con arena, tamaño de fragmentos máximo de 1", raíz de raíz.	GP					

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezi Velarde
 Jefe de Estudio
 E.I.P. 43296

HEBERT SOTELO AEDO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 57839



PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones



Autopista del Norte

Proes Perú

PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO



SOTEL & ASOCIADOS INGENIERIA Y CIENCIA DE MATERIAS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD01 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO RUTA 1N - RED VIAL NACIONAL. UBICACIÓN : PROVINCIA DE SAN RAMÓN, LIMA. COORDENADAS : 10304 Estable (loguero) 80711

REALIZADO : REVISADO : Ing. Hebert Sotelo FECHA DE PERFORACION : Dic-17 PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00 PROC. NIVEL FREÁTICO (m) :

Table with columns for depth (PROF. [m]), soil description (DESCRIPCIÓN DEL SUELO), soil classification (S.U.C.S.), and SPT blow counts (SPT - CONO PECK). The table lists soil layers from 0.00m to 35.00m depth, including silty clay, silty clay with sand, and various types of sand.

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde Jefe de Estudio C.I.P. 43296

HEBERT SOTELO AEDO INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 57839



PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - SANTA - CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO



SOTELO & ASOCIADOS INGENIERIA Y CONSULTORIA EN PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD01 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO RUTA 1N - RED VIAL NACIONAL. UBICACIÓN : PROVINCIA DE BARRANCA, LIMA. COORDENADAS : 10030 60074

REALIZADO : REVISADO : Ing. Hebert Sotelo FECHA DE PERFORACION : Dic-17 PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 35.00 PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :

Table with columns for depth (Prof. (m)), soil description (DESCRIPCIÓN DEL SUELO), classification (S, U, C, S), granulometry (GRANULOMETRÍA), and penetration test results (ENSAYOS DE PENETRACION SPT - CONO PECK). Rows describe soil layers like 'Grava con arena' and 'Roca: Brecha volcánica'.

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Berdeñu Velarde Jefe de Estudio C.I.P. 43295

HEBERT SOTELO AEDO INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 57639



PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE

(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD02 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA – TRUJILLO RUTA 1H – RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : PROVINCIA DE BARRANCA, LIMA
COORDENADAS : 102099
9420734
Escriba Dirección, Agente, etc.

REALIZADO :
REMBASO : Ing. Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : Dic-17
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 17.20
PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : -

Prof. (m)	C M P I C	DESCRIPCIÓN DEL SUELO Clasificación Mólica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia; Otros: presencia de nodulaciones y material orgánico; permeabilidad estimado de lechos / capas, etc.	S U C S	GRANULOMETRÍA			ENSAYOS DE PENETRACION SPT - COMO PECK K.M. (Nº de golpes / 30 cm)	Nº DE MUESTRA
				4.75	75	200		
0.00		Grava con arena, color gris claro, arena - Bolsonera	GP					
0.05		Arena con pocas gravas y coque, color gris claro, suelta	SW					
0.10		Grava con arena, color gris claro, arena - Bolsonera	GW					
0.15		Grava con arena, suelta y coque, color gris claro.	GW					
0.20		Grava con arena con coque, color gris claro, tamaño máximo de diámetro de roca 1.5".	GW					
0.25		Grava con arena fina, con coque, color gris claro, tamaño máximo de diámetro de roca 1.5".	GW					
0.30		Limo con gravas, color gris oscuro, tamaño máximo de diámetro de roca 1".	ML					
0.35		Grava fina con arena, color beige, suelta, presencia de coque.	GW					
0.40		Grava fina con arena y coque, color gris claro, suelta.	GW					
0.45		Grava arenosa con coque (color beige)	GW					M-1
0.50		Arena con pocas gravas y coque (color beige)	SW					M-2
0.55		Arena con presencia de grava con coque	SW					
0.60		Grava con arena (color beige) con fragmento de roca (max = 1.10")	GW					
0.65		Grava viscosa muy fracturada y alterada, con coque (color gris oscuro) (max = 3.5 cm)						M-3

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde
Jefe de Estudio
C.I.P. 43296

HEBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 57639

**PROYECTO DE REHABILITACION DE LA CALZADA ACTUAL DE LA RED VIAL N° 4:
PATIVILCA – SANTA – CRUCE DE LA PANAMERICANA NORTE CON EL PUERTO SALAVERRY Y SALAVERRY - EMPALME R01N
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERÍA (EDI) PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN,
HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4: PATIVILCA - TRUJILLO**

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

REGISTRO DE SONDAJE
(ASTM D 1586)

PERFORACION : PD02 - SPT

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO PARA LA REPOSICIÓN DE LOS PUENTES FORTALEZA, SECHIN, HUAMBACHO Y VIRÚ DE LA RED VIAL N° 4 PATIVILCA – TRUJILLO RUTA IN – RED VIAL NACIONAL.
UBICACIÓN : PROVINCIA DE BARRANCA, LMA
COORDENADAS : 103290
9520734
Eje Iba Derecho Agua Abajo

REALIZADO :
REVISADO : Ing. Hebert Sotelo
FECHA DE PERFORACION : Dic-17
PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 17.20
PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : -

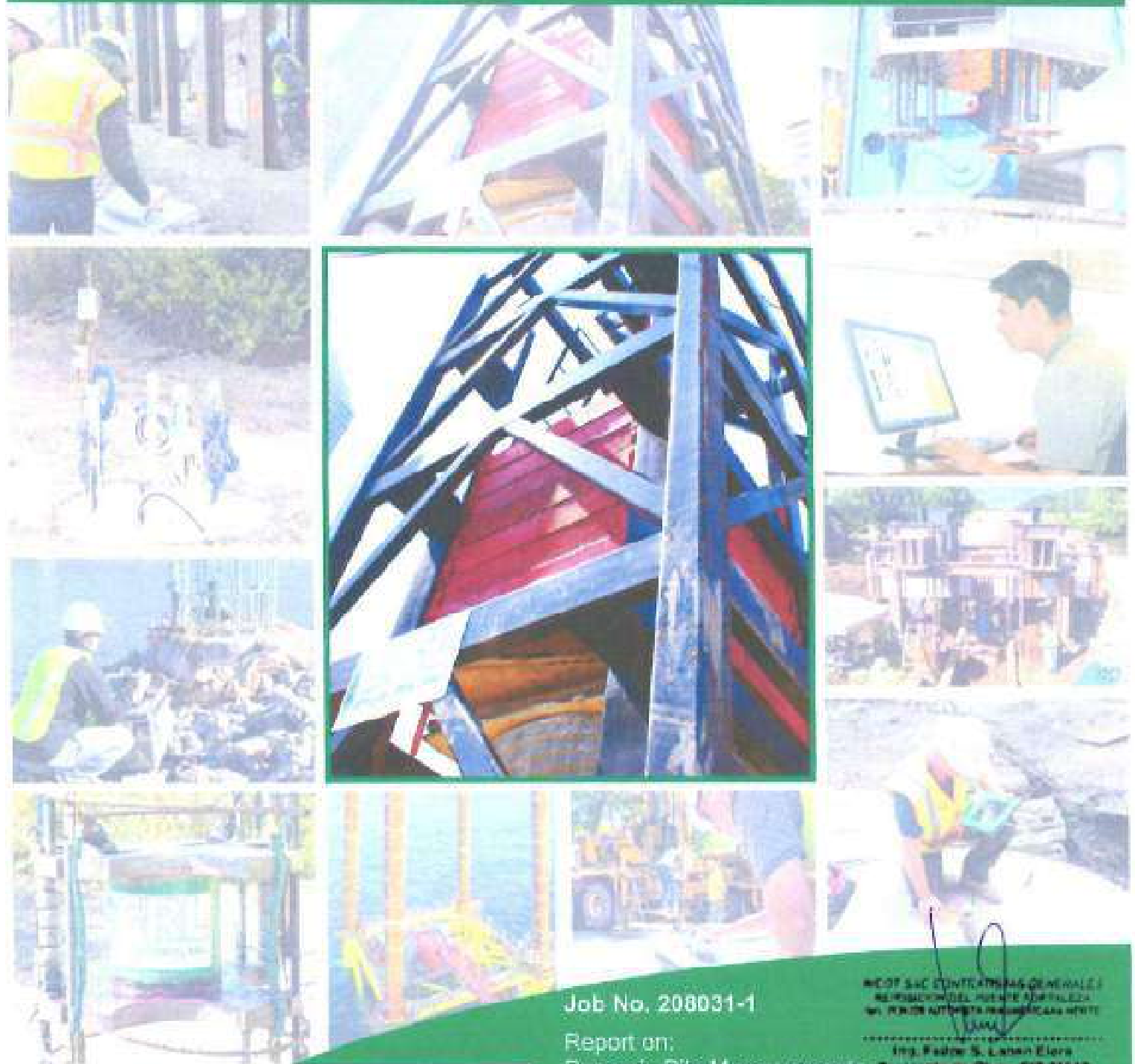
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	SONDOMETRÍA				ENSAYOS DE PENETRACIÓN SPT - CONO PECK				N° DE MUESTRA
		U	C	S	W	N1	N2	N3	N4	
0.00	Brecha volcánica muy fracturada y alterada, con coque (color gris oscuro) (res = 3.0 gr)									
0.20	Brecha volcánica fracturada y moderadamente alterada, con coque, presencia de venillas de caliza (color gris oscuro)									
0.40	Brecha volcánica fracturada y alterada con coque y presencia de venillas de caliza (color gris parduzco con tonos rosáceo)									
0.60	Brecha volcánica moderadamente fracturada y alterada con coque (color gris parduzco)									
0.80	Brecha volcánica, ligeramente fracturada y poco alterada, con coque y presencia de venillas de caliza y cuarzo (color gris parduzco)									
1.00	Brecha volcánica ligeramente fracturada y alterada, con coque, presencia de venillas de caliza y cuarzo (color gris parduzco)									
1.20	Brecha volcánica masiva con presencia de venillas de cuarzo (color gris parduzco)									
1.40	Brecha volcánica, ligeramente fracturada y alterada, con venillas de cuarzo (color gris parduzco)									
1.60	Brecha volcánica ligeramente fracturada y alterada, con venillas de cuarzo (color gris parduzco)									
1.80										
2.00										

OBSERVACIONES :

Ing. Luis Enrique Bendezu Velarde
Jefe de Estudio
C.I.P. 43296

HEBERT SOTELO AEDO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 57633

**PRUEBA DE CARGA DINÁMICA
(ASTM D 4945)**



GRL Dynamic Measurements and Analyses
engineers, inc.

Job No. 208031-1

Report on:
 Dynamic Pile Measurements
 Puente Fortaleza
 PERU

Prepared for Pilote Terratest
 By Camilo Alvarez, PE & Diego A. Campos, EIT
 February 28, 2020

INGENIERO SAC CONTABILIDAD GENERAL
 REPRESENTACION DEL PUENTE FORTALEZA
 IN. PERU AUTORIZADA INGENIERIA CIVIL
 Ing. Pedro S. Llanos Elora
 Profesional No. 0196 - CIP 31612

www.GRLEngineers.com

info@GRLEngineers.com



Febrero 20, 2020

Jose F. Rubio Garcia
Gerente de Producción-Pilotes Terratest
Av. Manuel Ojeda N. 373 Oficina 505, Surco
Lima, Perú

Re: Pruebas dinámicas de alta deformación
Proyecto Puente Fortaleza
GRL Job No. 208031-1

Apreciado Sr. Rubio García:

Este reporte presenta los resultados de las pruebas dinámicas, y análisis relacionados, ejecutados el 24 de febrero del 2020 en un pilote en el proyecto mencionado anteriormente. Las pruebas fueron desarrolladas por Pilotes Terratest y posteriormente enviadas a GRL para su correspondiente análisis.

El objetivo de esta prueba es monitorear los esfuerzos de compresión y tensión para que no sobrepasen los valores máximos calculados durante la prueba, además se presenta la energía máxima transferida de la masa en caída libre y la integridad de los pilotes, al igual que su capacidad portante. Estos objetivos se ejecutaron por medio del analizador de pilotes PDA modelo 8-G. La teoría básica de las pruebas se presenta en el Apéndice A, y los resultados PDA se encuentran en el Apéndice B.

DETALLES DE CAMPO

Instrumentación

Las medidas dinámicas de deformación fueron tomadas mediante una celda de carga. Cuatro deformímetros y dos acelerómetros piezo-resistivos fueron colocados a 90 grados 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 caída libre) en la pantalla del PDA para evaluar la calidad de los datos, así como también la integridad del pilote.

California Office: 516 Casey Boulevard - Los Angeles, CA 90068 - phone 323-441-9966 / fax 323-441-0975
Corporate Office: 4535 Remickmore Parkway - Cleveland, OH 44128 USA - phone 216.331.6131 - fax 216.331.0916 - www.grl.com

Colorado 303.696.6127	Florida 407.026.9539	Illinois 847.670.7720	North Carolina 704.593.0992	Ohio 216.293.2976	Pennsylvania 610.459.0278
--------------------------	-------------------------	--------------------------	--------------------------------	----------------------	------------------------------

ACOT SAC CONTRATISTAS GENERALES
RENOVACION DEL PUENTE FORTALEZA
AV. MANUEL OJEDA PASADIZO SURCO

Ing. Felipe S. Lañan Elora
Residente de Obra - CIP 31512

Secuencia de las Pruebas

Un pilote fue probado dinámicamente. El pilote ED-3 fue probado el 24 febrero del 2020. El pilote ED-3, se ensayó utilizando una masa de 16.7 toneladas con altura de caída variando de entre 0.30 metros a 1.3 metros.

Detalles de los Pilotes

El pilote probado es vaciado en sitio de 1.2 metros. El pilote ED-3 se reportó con una penetración de 15 metros. Los detalles de instalación de los pilotes se encuentran en los documentos de inspección del proyecto.

Detalles del Sistema de Carga

La prueba de carga dinámica fue realizada con una masa modificable para añadir o disminuir el peso y se utilizaron 16.7 toneladas para el pilote ED-3. La prueba de carga se desarrolló por medio de caída libre de la masa de 16.7 toneladas. Se utilizaron alturas de caída de 0.3 a 1.3 metros para cada pilote. La caída de 1.3 metros fue modelada en CAPWAP al ser la que mayor carga activó durante el ensayo.

Detalles del Suelo

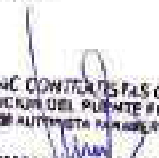
El lector es referido al informe de suelos para encontrar los detalles sobre la geotecnia encontrada en el lugar de empotramiento del pilote.

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.
- Separa la resistencia por fricción y la resistencia por punta del sistema.
- Calcula la carga última y por lo tanto calibra los resultados obtenidos con el PDA.
- Simula la curva esfuerzo deformación al igual que una prueba estática de carga rápida.
- Calcula los esfuerzos a lo largo de todo el pilote.


INGENIERO S.A.C. CONSULTORES GENERALES
REPOSICIÓN DEL PUENTE FORTALEZA
CALLE 30-A-100 AV. 100-100 SAN CARLOS, GUAYAMA, P.R.
Ing. Felloo S. Lloren Elena
Residente de Obra - CIP 31812

Los resultados CAPWAP (en tablas y en gráficas) se presentan en el Apendice B, incluyendo la separación entre la fricción a lo largo y en la punta del pilote, 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 Sistema de Prueba

Durante el ensayo, la energía máxima transferida (EMX) al pilote fue de 127 kN-m.

Esfuerzos e Integridad del Pilote

Los esfuerzos máximos en la parte superior del pilote (CSX) medidos por el PDA alcanzaron valores máximos de 24 MPa. Los valores máximos a tensión (TSX) alcanzados durante las pruebas de carga dinámica fueron de 1.9 MPa. La Tabla 1 igualmente presenta un resumen de estos resultados de campo.

No se evidenciaron características de daños estructurales en el pilote durante el ensayo.

Capacidad Portante

Una vez obtenida la información en campo por el PDA-8G, los datos son analizados 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_f) y la carga en la punta del pilote (R_p). La capacidad activada en el pilote ED-3 fue de 29.9 MN.

Asentamientos mínimos o valores nulos se evidenciaron durante la prueba. Al ser estos asentamientos permanentes residuales o relativamente bajos/nulos, la carga presentada para este pilote se reporta como una carga **activada** (especialmente cerca de la punta del pilote). Una carga activada o movilizada es una carga inferior a la resistencia última del pilote. Un mayor marco de carga o un mayor impacto (mayor altura de caída) pudiese activar más carga.

MCOF S.A.C. CONTRATISTAS GENERALES
REPOSICIÓN DEL PUENTE FORTALEZA
MILITARIAS AUTÓNOMAS PANAMERICANAS S.A.

Ing. Felipe S. Laban Elara
Registrado de Obra - CIP 31512

LIMITACIONES

En general, para pilotes vaciados en sitio, el aumento de tamaño de la pila y el aumento de la resistencia del fuste pueden producir reflexiones de compresión de onda similares. Por lo tanto, la igualación de señal de onda se puede realizar por medio de un incremento de resistencia del fuste o por medio de un aumento de sección del pilote en el lugar donde un reflejo de compresión fuerte se produce. Esta ambigüedad da lugar a cierta incertidumbre sobre la distribución de la resistencia prevista en un punto en particular y calcular los valores locales de impedancia del pilote. Afortunadamente, los valores promedio de resistencia en todo el pilote son insensibles a las reflexiones de onda local y, por tanto, la carga última o activada del pilote se puede predecir con mucha más confianza que las fuerzas de resistencia individual.

Agradecemos 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,

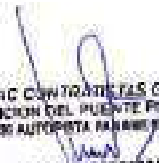
GRL Engineers, Inc.



Camilo Alvarez, P.E.
Gerente Oficina de CA, USA



Diego A. Campos, EIT



MCOY SAC CONTRATOS GENERALES
REPOSICION DEL PUENTE FORTALEZA
Km. 25+750 AUTOPISTA PANAMERICANA NORTE
.....
Ing. Felipe S. Liban Elens
Residente de Obras - CIP 31817

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

Designación del Flote	Penetración	Desplazamiento	Energía Transferida Promedio	Esfuerzos en Compresión		Esfuerzos en Tensión		Capacidad Pontal CAPWAP	Notas
				MPa	MPa	MPa	MPa		
ED-3	15.0	0.0	127	24	1.9	29.85	Celda Libre		

**TABLA 2: Resumen de los Resultados CAPWAP
Puente Fortaleza**

Pista	Penetración	Condición	CAPACIDAD ACTIVADA		Amortiguamiento Smith		Rampa "Quicke" de Carga	
			Total	Flección	Punta	Punta	Lateral	Punta
ED-3	15.0	Celda Libre	298	27.4	2.9	1.3	2.9	1.0

INGOIF SAC CONTRATISTA GENERAL
REGISTRADA DEL PUENTE FORTALEZA
CALLE 213-888 ALMAGRO, PUNTA CANALES

Ing. Felipe S. Laban Elera
Residente de Obra - CIP 31317

Appendix A

An Introduction into Dynamic Pile Testing Methods



MCOT SAC CONTRATOS GENERALES
REPOSICION DEL PUENTE FORTALEZA
Cm. 213425 AUTOPISTA PANAMERICANA NORO

.....
Ing. Felipe S. Lobos Elera
Residente de Obra - CIP 31612

APPENDIX A

AN INTRODUCTION INTO DYNAMIC PILE TESTING METHODS

©2015, GRL Engineers, Inc. The following may only be copied in full or in part with the written permission of GRL Engineers, Inc.

1. BACKGROUND

Modern procedures of design and construction control require verification of bearing capacity and integrity of deep foundations during both design phase test programs as well as during 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 constructed. Several dynamic pile testing methods exist. These methods have different benefits and limitations as well as different requirements for proper implementation.

The Case Method of dynamic pile testing, named after Case Institute of Technology where it was developed between 1964 and 1975, requires that a substantial ram mass (e.g. a pile driving hammer or large drop weight) impacts the pile or shaft top such that a small permanent set is achieved. 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® System (PDA).

The Case Method provides a simple closed-form solution for bearing capacity assessment. However, a more rigorous signal matching analysis method, CAPWAP® offers a more rigorous analysis of the dynamic test records than the Case Method solution and is therefore state-of-practice for final evaluation of the data to assess bearing capacity. A somewhat less rigorous signal matching analysis, called iCAP®, can be performed in real time on a construction site. However, iCAP results have not been as thoroughly correlated with static load test results as has been done with CAPWAP results. Therefore, iCAP results still require review by experienced testing and analysis engineers.

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 dynamic pile monitoring and dynamic load testing as standardized in ASTM D4945. Reference will also be made to the Rapid Load Test (or Force Pulse Test) as described in ASTM D7383. For completeness, three methods for deep foundation integrity assessments: the Pile Integrity Test™ (PIT), Cross Hole Sonic Logging with the Cross Hole Analyzer (CHA), and Thermal Integrity Profiling (TIP) are also discussed in Section 3.

2. RESULTS FROM PDA DYNAMIC TESTING

The primary objectives of high strain dynamic pile testing are either:

- *Dynamic Pile Monitoring, or*
- *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. With sufficient ram weight and impact cushioning, the duration of the dynamic load test force pulse can be lengthened such that a dynamic load test can satisfy Rapid Load Test requirements.

2.1 DYNAMIC PILE MONITORING

During pile installation, the sensors attached to the pile measure force and velocity near the pile top. A PDA provides signal conditioning, processes these signals, and calculates or evaluates by the Case Method:

- *Bearing capacity* at the time of testing, including an assessment of resistance distribution which is usually then related to blow count. This information supports formulation of a driving criterion.

- **Dynamic pile stresses** in both tension and compression, axial and averaged over the pile cross section, 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, a pile may be saved from complete destruction. On the other hand, once damage is recognized measures can be taken to prevent recurrence for subsequently driven piles.
- **Hammer performance** parameters including the energy transferred to the pile, the hammer operating rate 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 (or bored piles and augercast piles) employs the basic measurement approach of dynamic pile monitoring. However, the test is often 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, for sufficient soil resistance activation, its weight should be at least 1% of the test load for rock socketed piles and at least 2% for piles founded in gravelly materials. As an example, the ram weight should be at least 5 tons in favorable conditions and 10 tons in more energy absorbing soil conditions for a 500 ton test load. Ram weights larger than the minimum are acceptable. To satisfy rapid load test requirements, a ram weight of at least 5% of the test load is needed (e.g. minimum 25 ton ram for 500 ton test load).

For a successful test, it is most important that the test be conducted after a sufficient waiting time following pile installation so that soil strength properties approach their long term condition or in the case of cast-in-place concrete foundations that the concrete achieve sufficient strength and maturity. During testing, PDA results of pile/shaft stresses and transferred energy are used to maintain stresses within specified limits and for sufficient resistance activation. For dynamic load testing of drilled shafts, transferred energies are often increased from blow to blow until the test capacity has been activated. On the other hand, restrike tests on driven piles in sensitive soils require a warm pile 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 stress control and sufficient energy for resistance mobilization, 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 at each point along the shaft 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 non-uniform 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* (*quakes* are 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. Additional test details and procedures are described in ASTM D4945.

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.

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 in assessing 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. Additional test details and procedures are described in ASTM D5882.

3.5 CHA

This test requires that at least two tubes (typically steel tubes of at least 1.5 inch or 38 mm inside diameter) are installed vertically around the reinforcing cage 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 Arrival Time (FAT) yield important information about the concrete quality between the two tubes. The transmitting and recording of the signal is repeated typically every 2 inches or 50 mm starting at the shaft bottom and all records together establish a log or profile of the concrete quality between the two tubes and inside the reinforcing cage. The total number of tubes installed depends on the diameter of the drilled shaft. Generally one tube is installed for each foot (0.3 m) of shaft diameter. More tubes create more profiles for anomaly evaluation and delineation, if needed. Additional test details and procedures are described in ASTM D6760.

3.6 TIP

Thermal Integrity Profiling (TIP) can be used to assess the integrity, concrete cover, and concrete quality of concrete filled deep foundation elements

by measuring the concrete temperature resulting from the heat of hydration. The test can be performed using Thermal Wire® cables embedded in the concrete or using Thermal Probes in access tubes similar to CHA. Analyzing the temperature vs. depth information leads to a 3-D pile volume image, including outside the reinforcing cage. Under favorable conditions, the volume vs depth information thus generated can be helpful when analyzing with CAPWAP the high strain records taken on cast-in-situ piles. Additional test details and procedures are described in ASTM D7949.

3.7 PIR-A

The Pile Installation Recorder for augered-cast-in-place (ACIP) or Continuous Flight Auger (CFA) piles, as a minimum, measures the amount of concrete or grout installed in the soil as a function of depth. As for the TIP results; under favorable conditions, the volume vs depth information thus generated can be helpful when analyzing with CAPWAP the high strain records taken on cast-in-situ piles.

4. ANALYTICAL SOLUTIONS

4.1 BEARING CAPACITY

4.1.1 WAVE EQUATION

The GRLWEAP program calculates a relationship between bearing capacity, pile stress, hammer stroke, and blow count. This relationship is often called the "bearing graph." Once the blow count is known from pile installation logs, the bearing graph estimates a corresponding bearing capacity. This approach requires no field measurements other than blow count. However, it does require 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. Another option is the driveability analysis which predicts the blow count versus depth for a given hammer, pile and soil profile.

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.

4.1.3 iCAP

iCAP is a signal matching program that works in parallel with the PDA software. iCAP allows signal matching based capacity assessments during data collection and/or data review for driven piles of known uniform geometry. iCAP performs a completely automatic signal match procedure, similar to the one available in the CAPWAP® program, but using faster algorithms. Depending on the blow rate of the hammer, and the level of iCAP computation, iCAP results will be a few blows behind the current PDA installation data. The following numeric results are available for each iCAP analyzed blow:

- RUC – total capacity by iCAP matching
- SFC – shaft resistance computed by iCAP
- EBC – end bearing computed by iCAP
- CSC – maximum compression stress
- BSC – max bottom compression stress
- TSC – maximum tension stress
- JC – correlating Case damping factor
- MQ – iCAP match quality

Since iCAP is fully automated, non-uniform piles, piles with (even minor) damage, concrete piles with minor cracking, or piles with uncertain properties cannot accurately be analyzed by iCAP. Larger open-end piles (due to internal plug movements) or piles in unusual soils may pose extra difficulties. Also, the program only performs a limited data quality check. In addition, and as mentioned earlier, the iCAP signal matching procedure is not as thorough as what is done by CAPWAP and differences in results from these two types of signal matching analyses must be expected. Only CAPWAP has been extensively correlated with static load test results. A responsible engineer will therefore check the iCAP results thoroughly and compare them with CAPWAP, at least on a spot check basis, to determine reliable test results.

4.1.4 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 "quake" 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 uses actual 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. As a by-product, CAPWAP calculates tension and compression stresses along the length and provides a simulated static load test graph.

4.1.5 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, a ripped off flange on an H-pile or a sharp bend (a very gradual dog leg is usually not recognized in the records). For concrete piles, among the problems encountered are cracks perpendicular 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 BTA values less than 0.8 should never be evaluated for bearing capacity by the Case Method or iCAP alone. Damaged piles are non-uniform piles which therefore violate the basic premise of the Case Method: a uniform, elastic pile. BTA is discussed more in Section 4.3.

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 stacks. 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 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 compression stresses would be similar to those in the undamaged pile; in the latter situation, high stress concentrations would develop. In either case uplift is then uncertain or nonexistent. 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 an individual strain transducer, 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 half the total shaft resistance, SFT. Again, for toe stress estimation, uniform resistance force are assumed (e.g. not a sloping rock.)

For concrete piles, the maximum net 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 force in either traveling upward, $W_{u,max}$ or downward, $W_{d,max}$ waves and reducing it by the minimum compressive wave, $W_{c,min}$ traveling in opposite direction, within the adjoining $2L/c$ period. The forces in the upward

and downward waves can be calculated from the pile top measurements $F(t)$ and $v(t)$ from

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

$$W_d = \frac{1}{2}[F(t) + Zv(t)] \quad (4b)$$

The maximum tension due to an upward tension wave force $W_{u,i}$ force is then

$$TSX = \max \left\{ \begin{array}{l} (W_{u,max} - W_{c,min}) \\ (W_{d,max} - W_{c,min}) \end{array} \right. \quad (5)$$

The simplified iCAP signal matching routine also calculates tensile and compressive stresses along the pile and, if it achieves a satisfactory signal match, more accurately than the PDA closed-form solution. iCAP calculated stresses from signal matching include CSC the maximum compression stress anywhere below the gage location, BSC the bottom (toe) compression stress, and TSC the maximum tension stress below the gage location. For non-uniform piles or piles with joints, cracks or other discontinuities, the closed form solutions from the PDA as well as the simplified signal matching results of iCAP may be in error. For piles with joints, cracks, or other discontinuities, CAPWAP provides the best analysis method for tensile and compressive stresses along the pile length.

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 local relative decrease 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

$$\alpha = W_{u,i}/W_{d,i} \quad (7)$$

W_u is the upwards traveling reflection wave (negative) due to the damage.

W_d is the maximum downward traveling wave due to impact (compressive and thus positive).

Actually, the formula used by the PDA is more complex as it also includes terms reflecting the effect of the soil resistance above the damage location which reduces both impact wave and reflection.

In addition to the quantification of damage, the PDA software also calculates the length to damage, LTD, from the time at which the BTA value has been determined.

It can be shown that the BTA calculation is quite meaningful as long as individual reflections from different pile impedance changes have no overlapping effects on the stress wave reflections. However, because of the overlapping of waves limitation of Equation 6, when it comes to damage reflections occurring near the toe then either the toe resistance or the reflection of the impact wave tend to obscure the true magnitude of the damage reflection. In that case it is, however, sufficient to know that damage has occurred near the toe which can be assessed from the fact that the toe reflection appears too early (the pile appears to be short). The PDA software in that case displays an LTT (length to toe damage) but with no corresponding BTA value.

When testing or reviewing records with indicated pile damage, a decision has to be made as to what constitutes a serious damage and what could be dismissed as minor. 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 0.8, and that the pile is essentially broken if BTA is less than 0.5. While there are many reasons why this very simplified approach is not a true representation of the strength of the pile portion at and below the damage, it is often useful as a preliminary criterion. The location of damage below the pile top should also be considered by the engineer-or-record when evaluating the acceptability of a damaged pile.

4.4 HAMMER PERFORMANCE BY PDA

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

$$E(t) = \int_0^t F(t)v(t) dt \quad (9a)$$

The maximum of the $E(t)$ curve is called EMX by the PDA but is also often called ENTHRU, for example, in GRIWEAP; it is the most important information for an overall evaluation of the performance of a hammer and its driving system. ENTHRU or EMX allow for a classification of the hammer's performance when presented as the transfer ratio, ETR, also reflecting the global effectiveness.

$$ETR = EMX/E_R \quad (9b)$$

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

$$STK = (g/g) T_B^2 - h_c \quad (10)$$

where

g is the earth's gravitational acceleration,
 T_B is the time between two hammer blows,
 h_c is a stroke loss value due to gas compression and friction 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, 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 practically all pile materials. Even steel may have wave speed variations of 1 or 2%. In general, the records measured by the PDA clearly indicate a pile toe reflection in early easy to moderate blow count conditions. 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.

$$c = 2L/T \quad (11)$$

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

INGOT SAC CONTRATAS GENERALES
REPOSICION DEL PUEBLO PORTALEZA
CALLE 15 DE ABRIL Y CALLE 15 DE ABRIL NORTE
.....
Ing. Pedro S. Llanos Sierra
Residente de Obra - CIP 34512

$$E = c^2 \rho \quad (12)$$

Since the mass density of concrete or steel pile material, ρ , is usually well known (an exception is timber for which samples should be weighed), the elastic modulus is then easily found from the thus measured wave speed. Note, however, that this is a dynamic modulus which is generally higher than the static modulus 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 a PIT (Low Strain) test is roughly 5% higher than the wave speed observed during a high strain test.

Other Notes:

- If the pile material is non-uniform along the length then the wave speed c , according to Eq. 11, 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 wave speed and E at the sensors in the beginning of pile driving and not adjust them 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 (e.g. previous experience with piles on site or by the same manufacturer) 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 engineer performing PDA 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 initial impact when only a downward traveling wave exists in the pile, force and velocity measured at the pile top are proportional

$$F = v Z = v (EA/c) \quad (13a)$$

This relationship can also be expressed in terms of stress

$$\sigma = v (E/c) \quad (13b)$$

or strain

$$\epsilon = v / c \quad (13c)$$

This means that the early portion of strain time wave speed must be equal to the pile top particle 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 velocities on the two sides of the pile are 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 and highly recommended 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 and for spiral welded piles with all strain sensors staying away from the welds a distance of a few centimeters or inches. On concrete piles it is critical to not place the strain transducer straddling a crack.

5. LIMITATIONS, OTHER CONSIDERATIONS

5.1 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.

5.2 TIME DEPENDENT and RATE DEPENDENT SOIL RESISTANCE EFFECTS

Static pile capacity from dynamic method calculations provides an estimate of the axial pile capacity in compression. Increases and decreases in the pile capacity with time typically occur as a result of soil setup or 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.

5.2.1 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 is often less than the long term pile capacity. These pore pressures reduce the effective stress acting on the pile shaft, thereby reducing the soil resistance to pile penetration, and thus the pile capacity at the time of driving. As these pore pressures dissipate, effective stresses increase and the soil resistance and hence axial pile capacity acting on the pile increases. 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 very dense sands, soil fatigue in over-consolidated clays but also in very dense sands, etc.

5.2.2 RELAXATION

Relaxation, which is 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 restrike 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 "high energy" 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 restrike blows in order to avoid dangerous overpredictions.

5.2.3 RATE EFFECTS

The CAPWAP soil model assesses rate effects (elevated resistance caused by a non-zero pile velocity) by identifying the velocity dependent resistance components (static resistance is total resistance minus damping factor times pile velocity). For certain highly plastic soils, however, experience has shown that additional rate effects exist. It is therefore recommended that at least one static test is performed in fine grained materials where no experience exists with the dynamic soil behavior. High unit end bearing in highly plastic soils should be viewed with caution.

5.3 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. The plug behavior may also be quite different for cohesive and non-cohesive materials:

5.4 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. Further, uplift estimates from dynamic testing should be coupled with higher factors of safety and, for short piles, the shaft resistance may behave very differently and often be considerably smaller in uplift.

6.5 STRESSES

PDA and CAPWAP calculated stresses are average values over the cross section. Additional allowance has to be made for bending or nonuniform 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 it has become generally acceptable to limit the dynamic installation stresses of driven piles to the following levels:

- 90% of yield the steel strength for steel piles
- 85% of the concrete compressive strength - minus 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 or CAPWAP 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,
- Liquefaction and seismic effects,
- loss of structural pile strength due to additional bending loads, buckling (the dynamic loads generally do 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 VIBRATIONS

In certain situations, pile driving can cause ground vibrations and/or vibration induced soil settlements that may adversely impact nearby structures, utilities, facility equipment, etc. Standard industry practice is to perform a preconstruction survey of the neighboring area prior to the commencement of pile driving operations to identify and determine the condition of nearby structures, facilities, and utilities and their susceptibility to potential vibrations. If vibration susceptible concerns are identified, vibration monitoring equipment is used to measure vibration levels associated with the pile driving operations and those measurements are evaluated by a knowledgeable vibration specialist. Vibration monitoring is not a service offered by GRL Engineers. Therefore pile driving vibrations and their effects have not been considered in our analysis of the dynamic test results. Preconstruction surveys, monitoring and mitigating vibration effects are the responsibility of the owner, contractor, and design engineer.

INGOT SAC CONTRATISTAS GENERALES
 REPOSICION DEL PUENTE PORTALEGA
 DEL CANTON PORTALEGA, PASTAZA, ECUADOR

 Ing. Felipe S. Lajon Elera
 Residente de Obra - CIP 31617

6.8 WAVE EQUATION ANALYSIS RESULTS

The results calculated by the wave equation analysis program depend on a variety of assumptions 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 have often displayed considerable scatter.

As for PDA and CAPWAP, the theory on which GRIWEAP 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 OR RESISTANCE FACTORS

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

$$R_{ult} \geq 1.5 R_d \quad (13)$$

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. Uncertainty also exists because different types of tests and

their interpretations present different bearing capacity results for the same pile.

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 highway bridge loads in the United States, AASHTO allowable stress design guideline specifications proposed the following Factors of Safety (prior to 2007):

F.S. = 1.90 for static load test with wave equation and dynamic test.

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. = 3.50 for FHWA Modified Gates dynamic formula.

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

Codes and specifications (in the United States for example IBC, PDCA, ASCE, or other specifications issued by State Departments of Transportation) specify different factors of safety. However, the range of recommended factors of safety in the US typically varies between 1.9 and 6.0 for ASD design.

In 2007, Load and Resistance Factor Design (LRFD) was mandated for highway bridge design and construction in the United States. In LRFD, the

sum of the factored loads must be less than the nominal resistance, R_n , multiplied by a resistance factor, ϕ .

$$\sum n_i P_i \leq \phi R_n \quad (14)$$

The 2014 AASHTO LRFD design specifications recommend the following resistance factors, ϕ_{dyn} , be applied to the nominal resistance based on the selected construction control procedures.

$\phi_{dyn} = 0.80$ for driving criteria established by static load test of 1 pile per site condition and dynamic testing with signal matching of at least 2 piles per site condition but no less than 2% of production piles.

$\phi_{dyn} = 0.75$ for driving criteria established by successful static load test of 1 pile per site condition without dynamic testing.

$\phi_{dyn} = 0.75$ for driving criteria established by dynamic testing with signal matching conducted on 100% of production piles.

$\phi_{dyn} = 0.65$ for driving criteria developed by dynamic testing with signal matching, quality control by dynamic testing on 2 piles per site condition, but no less than 2% of production piles.

$\phi_{dyn} = 0.50$ for wave equation analysis without dynamic measurements or load test but with field confirmation of hammer performance.


$\phi_{dyn} = 0.40$ for FHWA modified Gates dynamic formula (end of drive condition only)

$\phi_{dyn} = 0.10$ for Engineering News dynamic formula as defined in AASHTO 10.7.3.8.5 (end of drive conditions only)

In ASD, it is the designer's responsibility to identify the required ultimate capacity based on the design loads and the adopted factor of safety. Similarly in LRFD, it is the designer's responsibility to identify the required nominal resistance based on the factored loads and the construction control procedure and its resistance factor. The required factor of safety in ASD or resistance factor in LRFD should be included in the design drawings and specifications along with the testing requirements.

For optimal solutions it is always recommended that increased testing for lower ultimate pile


capacities or reduced nominal resistances is considered. Frequent pile testing will also help reduce the confusion that often exists on construction sites as to foundation loads and bearing requirements. 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 for ASD or LRFD based foundation designs as well as to determine the appropriate factor of safety or resistance factor associated with the design.


MCDOT SAC CONTRATOS GENERALISTAS
REPOBLACION DEL PUENTE FORTALEZA
IN. 202001 AUTORIZA RENOVACION DE

Ing. Felipe S. Lahan Elora
Residente de Obra - CIP 31812

Appendix B

Resultados Prueba Dinamica


INDOT S.A.C. CONTRATOS Y SERVICIOS GENERALES
RELAZADO DEL PUERTO PONTALCA
CALLE HUANCA ALTIPLANO 2000 PUNTA NEGRA
.....
Ing. Rolando S. Lujan Echea
Residente de Obra - CIR 31942

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.

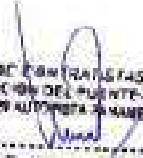
Furthermore, if the user of this software was not able to produce a solution with satisfactory signal "match quality" (MQ), then the associated CAPWAP results may be unreliable. There is no absolute scale for solution acceptability but solutions with MQ above 5 are generally considered less reliable 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: 27-Feb-2020


INGOT SAC CONTRATISTAS GENERALES
4F BOBACON DEL PUERTO PORTALCASA
CALLE 100 AUTOPISTA SAN ANTONIO
.....
Ing. Felipe S. Llanos Elers
Residente R. D. 84 - CIP 31112

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 29850.0; along Shaft 27350.0; at Toe 2500.0 kN

Soil Sgmt No.	Dist. Below Capax m	Depth Below Capax m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kn/m	Unit Resist. (Area) kPa	Quake mm
				29850.0				
1	4.1	2.7	2599.6	27250.4	2599.6	976.38	258.99	2.9
2	6.2	4.7	5827.7	21422.7	8427.3	2834.14	751.78	2.9
3	8.2	6.8	5077.4	16345.3	13504.7	2469.25	654.99	2.9
4	10.3	8.8	4406.8	11938.5	17811.5	2149.12	568.48	2.9
5	12.3	10.9	4382.4	7556.1	22293.9	2131.26	565.33	2.9
6	14.4	12.9	2949.0	4807.1	25242.9	1434.16	380.42	2.8
7	16.5	15.3	2107.1	2500.0	27350.0	1024.73	275.82	2.7
Avg. Shaft			3907.1			1823.33	483.65	2.9
Toe			2500.0				2216.49	1.8

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Smith Damping Factor	0.38	1.28
Case Damping Factor	1.01	0.31
Damping Type	Viscous	Viscous
Unloading Quake (% of loading quake)	100	96
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	90	
Soil Plug Weight (kN)		82.229

CAPWAP match quality = 3.56 (Wave Up Match) ; RSH = 0
 Observed: Final Set = 0.0 mm; Blow Count = 100000 b/m
 Computed: Final Set = 0.3 mm; Blow Count = 3865 b/m
 Transducer: P2 (0914-0931) CAL: 146.5; RF: 0.67; P4 (0987-0990) CAL: 146.3; RF: 0.67
 A1 (X18481) CAL: 370; RF: 1.00; A3 (X10983) CAL: 374; RF: 1.00
 max. Top Comp. Stress = 20.2 MPa (T= 24.4 mm, max= 1.168 x Top)
 max. Comp. Stress = 23.7 MPa (Z= 4.1 m, D= 25.8 mm)
 max. Tens. Stress = -1.94 MPa (Z= 4.1 m, D= 37.5 mm)
 max. Energy (DMK) = 127.4 kJ; max. Measured Top Displ. (DMK) = 6.3 mm

INCOF SAC CONTRATOS MAS GENERALES
 REPOSICION DEL PUENTE FORTALEZA
 No. 26-28 del Puerto Fortalera, P.R.

 Mrs. Felisa S. Lujan Elera
 Residente de Obras - CIP 31512

EXTREMA TABLE

File Spant No.	Dist. Below Gates m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Transd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	22891.0	-235.3	20.2	-0.21	127.4	1.43	6.9
2	2.1	24958.1	-884.1	21.3	-0.78	123.2	1.36	6.4
3	3.1	25308.4	-1548.8	22.4	-1.37	118.5	1.28	6.0
4	4.1	26751.5	-2199.2	23.7	-1.94	113.2	1.19	5.5
5	5.1	24595.4	-619.0	21.7	-0.55	94.8	1.11	5.1
6	6.2	25599.7	-1146.1	22.6	-1.01	90.2	1.02	4.7
7	7.2	20169.3	-10.2	17.8	-0.01	63.9	0.94	4.3
8	8.2	21109.0	-9.6	18.7	-0.01	61.2	0.86	4.0
9	9.3	15988.7	-8.2	14.1	-0.01	43.9	0.79	3.7
10	10.3	16261.8	-6.0	14.4	-0.01	42.5	0.72	3.5
11	11.3	12330.3	-7.2	10.9	-0.01	31.3	0.66	3.3
12	12.3	12191.1	-8.0	10.8	-0.01	30.9	0.69	3.2
13	13.4	9070.8	-1484.6	8.0	-1.31	24.4	0.70	3.1
14	14.4	8603.8	-1122.4	7.6	-0.99	24.3	0.70	3.1
15	15.4	6582.2	-2077.8	5.8	-1.94	20.4	0.67	3.0
16	16.5	6558.8	-1362.9	5.8	-1.15	17.6	0.67	3.0
Absolute	4.1			23.7			(σ =	25.0 mm)
	4.1				-1.94		(τ =	37.3 mm)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	19145	19202	19420	19557	19695	19832	19970	20107	20245	20382
RX	26333	26305	24315	23483	22721	22085	21483	20975	20613	20505
RD	23490	24062	24634	25206	25778	26350	26922	27494	28066	28638

RAZ = 19145 (kN); RAZ = 19145 (kN)

Current CAPWAP R_u = 20850 (kN); Corresponding J(RD) = 0.09; J(RX) = 0.00

VIB	TYP	VT1/2	PT1	SWX	OMX	DPH	SNF	ROT	QOS	ROD
m/s	ms	kN	kN	kN	mm	mm	mm	kg	kg	kg/cm
1.30	20.63	8770	8939	24444	5.3	0.1	0.0	122.6	39025	2500

FILE PROFILE AND FILE MODEL

Depth m	Area m ²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m ³	Diam. m
0.0	1.13	34473.8	23.563	1.77
16.4	1.13	34473.8	23.563	1.77
Total Area	1.13	m ²		

ACOF SAC CONTRATOS Y GENERAL
 REPOSICION DEL PUENTE FORTALETA
 en el MARCA AUTOPISTA PARAGUAYANA NORO
 Ing. Felipe S. Llanos Elers
 Residente de Obra - CIP 31512

Puente Fortaleza; File: 80-3_2
 EXAMEN GEOTECNICO; Blow: 4
 GRL Engineers, Inc.

Date: 24-Feb-2020 16:54
 CAPWAP (R) 2014-3
 OP: JK

Segment Number	Dist. S.G. m	Impedance kN/m/s	Imped. Change %	Tension		Compression		Pierin. m	Wave Speed m/s
				Slack mm	Eff.	Slack mm	Eff.		
1	1.0	10293.3	0.0	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
2	2.1	12500.0	21.4	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
3	3.1	13000.0	26.3	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
7	7.2	12000.0	16.6	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
9	9.3	11000.0	6.9	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
10	10.3	10293.3	0.0	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
13	13.4	12000.0	16.6	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
14	14.4	12333.3	19.8	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
15	15.4	12666.7	23.1	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8
16	16.5	13000.0	26.3	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3787.8 m/s
 Pile Damping 2.00 %, Time Incr 0.271 ms, 2L/c 0.7 ms
 Total volume: 21.539 m³ Volume ratio considering added impedance: 1.158

[Handwritten Signature]
 AGOT SAC. CERTIFICADO GENERAL
 REPUBLICA DEL ECUADOR
 No. 113-20 AUTOPISTA MARIAMON-UMBI
 Ing. Felipe S. Lopez Elera
 Residente en QUITO, ECUADOR



Job No. 208031-2

Report on:
Dynamic Pile Measurements
Puente Fortaleza
PERU

Prepared for Pilote Terratest
By Camilo Alvarez, PE & Diego A. Campos, EIT
March 13, 2020



www.GRLengineers.com

info@GRLengineers.com



Marzo 13, 2020

Jose F. Rubio Garcia
Gerente de Producción-Pilotes Terratest
Av. Manuel Olguin N. 373 Oficina 505, Surco
Lima, Perú

Re: Pruebas dinámicas de alta deformación
Proyecto Puente Fortaleza
GRL Job No. 208031-2

Apreciado Sr. Rubio García:

Este reporte presenta los resultados de las pruebas dinámicas, y análisis relacionados, ejecutados el 10 de Marzo del 2020 en un pilote en el proyecto mencionado anteriormente. Las pruebas fueron desarrolladas por Pilotes Terratest y posteriormente enviadas a GRL para su correspondiente análisis.

El objetivo de esta prueba es monitorear los esfuerzos de compresión y tensión para que no sobrepasen los valores máximos calculados durante la prueba, además se presenta la energía máxima transferida de la masa en caída libre y la integridad de los pilotes, al igual que su capacidad portante. Estos objetivos se ejecutaron por medio del analizador de pilotes PDA modelo 8-G. La teoría básica de las pruebas se presenta en el Apéndice A, y los resultados PDA se encuentran en el Apéndice B.

DETALLES DE CAMPO

Instrumentación

Las medidas dinámicas de deformación fueron tomadas mediante una celda de carga. Cuatro deformímetros y dos acelerómetros piezo-resistivos fueron colocados a 90 grados 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 caída libre) en la pantalla del PDA para evaluar la calidad de los datos, así como también la integridad del pilote.

California Office: 516 Crane Boulevard / Los Angeles, CA 90065 / phone 323.441.0945 / fax 323.441.0975
Corporate Office: 4535 Renaissance Parkway / Cleveland, OH 44130 USA / phone 216.321.8131 / fax 216.321.8118 / www.grlinc.com

Colorado
303.666.6177

Florida
407.826.9338

Illinois
847.376.7720

North Carolina
704.583.6693

Ohio
216.292.3636

Pennsylvania
610.436.0278

Secuencia de las Pruebas

Un pilote fue probado dinámicamente. El pilote P-03 El fue probado el 10 de marzo del 2020. El pilote P-03 El, se ensayó utilizando una masa de 16.7 toneladas con altura de caída variando de entre 0.30 metros a 1 metro.

Detalles de los Pilotes

Los pilotes probados son vaciados en sitio de 1.2 metros en diámetro. El pilote P-03 El se reportó con una penetración de 20 metros. Los detalles de instalación de los pilotes se encuentran en los documentos de inspección del proyecto.

Detalles del Sistema de Carga

La prueba de carga dinámica fue realizada con una masa modificable para añadir o disminuir el peso y se utilizaron 16.7 toneladas para el pilote P-03 El. La prueba de carga se desarrolló por medio de caída libre de la masa de 16.7 toneladas. Se utilizaron alturas de caída de 0,3 a 1,0 metros. La caída de 1,0 metros fue modelada en CAPWAP al ser la que mayor carga activo durante el ensayó.

Detalles del Suelo

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

ANALISIS 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.
- Separa la resistencia por fricción y la resistencia por punta del sistema.
- Calcula la carga última y por lo tanto calibra los resultados obtenidos con el PDA.
- 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 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 del pilote, 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 Sistema de Prueba

Durante el ensayo, la energía máxima transferida (EMX) al pilote fue de 105 kN-m.

Esfuerzos e Integridad del Pilote

Los esfuerzos máximos en la parte superior del pilote (CSX) medidos por el PDA alcanzaron valores máximos de 19 MPa. Los valores máximos a tensión (TSX) alcanzados durante las pruebas de carga dinámica fueron de 5.0 MPa. La Tabla 1 igualmente presenta un resumen de estos resultados de campo.

No se evidenciaron características de daños estructurales en el pilote durante el ensayó.

Capacidad Portante

Una vez obtenida la información en campo por el PDA-8G, los datos son analizados 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 capacidad ultima en el pilote P-03 El fue de 9.5 MN.* Se evidencio activación completa del fuste y de la punta del pilote durante la prueba.


INGOT SAC CONTRATISTAS GENERALES
REPOSICION DE PUENTE FORTALEZA E-03
R.M. 213425 AUTORIZACION PARA EJECUCION DE OBRAS
Ing. Felipe S. Laban Eleza
REGISTRADO EN CHILE
C.I.C. 31812

LIMITACIONES

En general, para pilotes vaciados en sitio, el aumento de tamaño de la pila y el aumento de la resistencia del fuste pueden producir reflexiones de compresión de onda similares. Por lo tanto, la igualación de señal de onda se puede realizar por medio de un incremento de resistencia del fuste o por medio de un aumento de sección del pilote en el lugar donde un reflejo de compresión fuerte se produce. Esta ambigüedad da lugar a cierta incertidumbre sobre la distribución de la resistencia prevista en un punto en particular y calcular los valores locales de impedancia del pilote. Afortunadamente, los valores promedio de resistencia en todo el pilote son insensibles a las reflexiones de onda local y, por tanto, la carga ultima o activada del pilote se puede predecir con mucha más confianza que las fuerzas de resistencia individual.

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,
GRL Engineers, Inc.



Camilo Alvarez, P.E.
Gerente Oficina de CA, USA



Diego A. Campos, EIT



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

Designación del Pilote	Penetración	Desplazamiento	Energía Transferida Promedio	Esfuerzos en		Esfuerzos en		Capacidad Portante CAPWAP	Notas
				Compresion Maximos	MPa	Tension Maximos	MPa		
P-03 EI	20.0	5.0	105	19	5.0	5.0	9.5	Caida Libre	

**TABLA 2: Resumen de los Resultados CAPWAP
Puente Fortaleza**

Pilote	Penetración	Condicion	CAPACIDAD ACTIVADA		Amortiguamiento Smith		Rampa "Quake" de Carga	
			Total	Friccion	Punta	Lateral	Punta	Lateral
P-03 EI	20.0	Caida Libre	9.5	8.7	0.8	0.9	0.1	1.0



Appendix A

An Introduction into Dynamic Pile Testing Methods



INGOT SAC CONTRATISTAS GENERALES
REPOSICION DE PUENTE TORREAL EJA
RVA-213-025-AUTOPUENTE PUNTA MACCHI RIVITE
Ing. Felipe S. Laban Eleza
Resolución No. 0088
C.I.P. 31812

APPENDIX A

AN INTRODUCTION INTO DYNAMIC PILE TESTING METHODS

©2015, GRL Engineers, Inc. The following may only be copied in full or in part with the written permission of GRL Engineers, Inc.

1. BACKGROUND

Modern procedures of design and construction control require verification of bearing capacity and integrity of deep foundations during both design phase test programs as well as during 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 constructed. Several dynamic pile testing methods exist. These methods have different benefits and limitations as well as different requirements for proper implementation.

The Case Method of dynamic pile testing, named after Case Institute of Technology where it was developed between 1964 and 1975, requires that a substantial ram mass (e.g. a pile driving hammer or large drop weight) impacts the pile or shaft top such that a small permanent set is achieved. 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® System (PDA).

The Case Method provides a simple closed-form solution for bearing capacity assessment. However, a more rigorous signal matching analysis method, CAPWAP® offers a more rigorous analysis of the dynamic test records than the Case Method solution and is therefore state-of-practice for final evaluation of the data to assess bearing capacity. A somewhat less rigorous signal matching analysis, called iCAP®, can be performed in real time on a construction site. However, iCAP results have not been as thoroughly correlated with static load test results as has been done with CAPWAP results. Therefore, iCAP results still require review by experienced testing and analysis engineers.

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 dynamic pile monitoring and dynamic load testing as standardized in ASTM D4945. Reference will also be made to the Rapid Load Test (or Force Pulse Test) as described in ASTM D7383. For completeness, three methods for deep foundation integrity assessments; the Pile Integrity Test™ (PIT), Cross Hole Sonic Logging with the Cross Hole Analyzer (CHA), and Thermal Integrity Profiling (TIP) are also discussed in Section 3.

2. RESULTS FROM PDA DYNAMIC TESTING

The primary objectives of high strain dynamic pile testing are either:

- *Dynamic Pile Monitoring, or*
- *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. With sufficient ram weight and impact cushioning, the duration of the dynamic load test force pulse can be lengthened such that a dynamic load test can satisfy Rapid Load Test requirements.

2.1 DYNAMIC PILE MONITORING

During pile installation, the sensors attached to the pile measure force and velocity near the pile top. A PDA provides signal conditioning, processes these signals, and calculates or evaluates by the Case Method:

- **Bearing capacity** at the time of testing, including an assessment of resistance distribution which is usually then related to blow count. This information supports formulation of a driving criterion.



- **Dynamic pile stresses** in both tension and compression, axial and averaged over the pile cross section, 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, a pile may be saved from complete destruction. On the other hand, once damage is recognized measures can be taken to prevent reoccurrence for subsequently driven piles.
- **Hammer performance** parameters including the energy transferred to the pile, the hammer operating rate 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 (or bored piles and augercast piles) employs the basic measurement approach of dynamic pile monitoring. However, the test is often 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, for sufficient soil resistance activation, its weight should be at least 1% of the test load for rock socketed piles and at least 2% for piles founded in gravelly materials. As an example, the ram weight should be at least 5 tons in favorable conditions and 10 tons in more energy absorbing soil conditions for a 500 ton test load. Ram weights larger than the minimum are acceptable. To satisfy rapid load test requirements, a ram weight of at least 5% of the test load is needed (e.g. minimum 25 ton ram for 500 ton test load).

For a successful test, it is most important that the test be conducted after a sufficient waiting time following pile installation so that soil strength properties approach their long term condition or in the case of cast-in-place concrete foundations that the concrete achieve sufficient strength and maturity. During testing, PDA results of pile/shaft stresses and transferred energy are used to maintain stresses within specified limits and for sufficient resistance activation. For dynamic load testing of drilled shafts, transferred energies are often increased from blow to blow until the test capacity has been activated. On the other hand, restrike tests on driven piles in sensitive soils require a warm pile 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 stress control and sufficient energy for resistance mobilization, 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 at each point along the shaft 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 non-uniform 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 (quakes are related to the dynamic stiffness of the resistance at the pile/soil interface.)

3. FIELD MEASUREMENTS

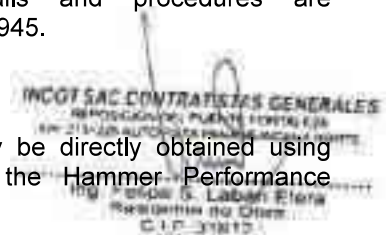
The following is a general summary of dynamic measurements available to solve typical deep foundation problems.

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. Additional test details and procedures are described in ASTM D4945.

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.

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 in assessing 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. Additional test details and procedures are described in ASTM D5882.

3.5 CHA

This test requires that at least two tubes (typically steel tubes of at least 1.5 inch or 38 mm inside diameter) are installed vertically around the reinforcing cage 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 Arrival Time (FAT) yield important information about the concrete quality between the two tubes. The transmitting and recording of the signal is repeated typically every 2 inches or 50 mm starting at the shaft bottom and all records together establish a log or profile of the concrete quality between the two tubes and inside the reinforcing cage. The total number of tubes installed depends on the diameter of the drilled shaft. Generally one tube is installed for each foot (0.3 m) of shaft diameter. More tubes create more profiles for anomaly evaluation and delineation, if needed. Additional test details and procedures are described in ASTM D6760.

3.6 TIP

Thermal Integrity Profiling (TIP) can be used to assess the integrity, concrete cover, and concrete quality of concrete filled deep foundation elements

by measuring the concrete temperature resulting from the heat of hydration. The test can be performed using Thermal Wire® cables embedded in the concrete or using Thermal Probes in access tubes similar to CHA. Analyzing the temperature vs. depth information leads to a 3-D pile volume image, including outside the reinforcing cage. Under favorable conditions, the volume vs depth information thus generated can be helpful when analyzing with CAPWAP the high strain records taken on cast-in-situ piles. Additional test details and procedures are described in ASTM D7949.

3.7 PIR-A

The Pile Installation Recorder for augered-cast-in-place (ACIP) or Continuous Flight Auger (CFA) piles, as a minimum, measures the amount of concrete or grout installed in the soil as a function of depth. As for the TIP results, under favorable conditions, the volume vs depth information thus generated can be helpful when analyzing with CAPWAP the high strain records taken on cast-in-situ piles.

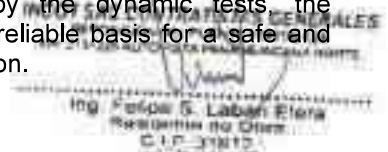
4. ANALYTICAL SOLUTIONS

4.1 BEARING CAPACITY

4.1.1 WAVE EQUATION

The GRLWEAP program calculates a relationship between bearing capacity, pile stress, hammer stroke, and blow count. This relationship is often called the "bearing graph." Once the blow count is known from pile installation logs, the bearing graph estimates a corresponding bearing capacity. This approach requires no field measurements other than blow count. However, it does require 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. Another option is the driveability analysis which predicts the blow count versus depth for a given hammer, pile and soil profile.

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.



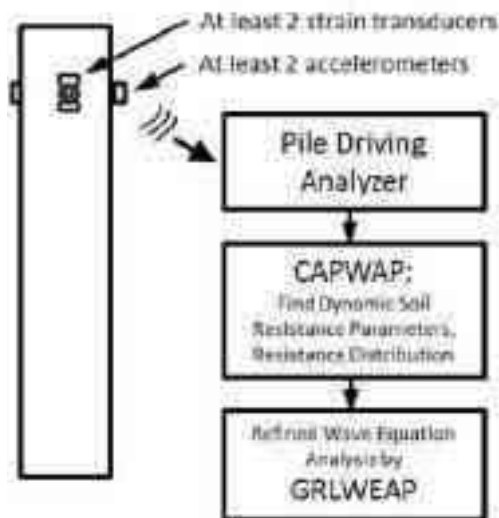


Figure 1. Block Diagram of Refined Wave Equation Analysis

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 calculated pile toe velocity, $v_{toe}(t)$. 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. Higher values are possible and lead to more conservative results. The **RSP** capacity (this method is most commonly referred to in the literature, yet it is not very frequently used except when a correction is added as a result of "early unloading") requires damping factors between 0.1 for sand and 1.0 for clay. Another capacity method, **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 (permanent net displacement) 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 estimated static end bearing, EBR, is then calculated from the estimated static capacity and the 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 PDILOT program.

4.1.3 iCAP

iCAP is a signal matching program that works in parallel with the PDA software. iCAP allows signal matching based capacity assessments during data collection and/or data review for driven piles of known uniform geometry. iCAP performs a completely automatic signal match procedure, similar to the one available in the CAPWAP® program, but using faster algorithms. Depending on the blow rate of the hammer, and the level of iCAP computation, iCAP results will be a few blows behind the current PDA installation data. The following numeric results are available for each iCAP analyzed blow:

- RUC – total capacity by iCAP matching
- SFC – shaft resistance computed by iCAP
- EBC – end bearing computed by iCAP
- CSC – maximum compression stress
- BSC – max bottom compression stress
- TSC – maximum tension stress
- JC - correlating Case damping factor
- MQ - iCAP match quality

Since iCAP is fully automated, non-uniform piles, piles with (even minor) damage, concrete piles with minor cracking, or piles with uncertain properties cannot accurately be analyzed by iCAP. Larger open-end pipes (due to internal plug movements) or piles in unusual soils may pose extra difficulties. Also, the program only performs a limited data quality check. In addition, and as mentioned earlier, the iCAP signal matching procedure is not as thorough as what is done by CAPWAP and differences in results from these two types of signal matching analyses must be expected. Only CAPWAP has been extensively correlated with static load test results. A responsible engineer will therefore check the iCAP results thoroughly and compare them with CAPWAP, at least on a spot check basis, to determine reliable test results.

4.1.4 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 “quake” 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 uses actual the pile top

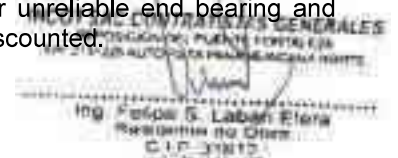
measurements. Furthermore, while GRLWEAP and Case Method require certain assumptions regarding the soil behavior, CAPWAP calculates these soil parameters based on the dynamic measurements. As a by-product, CAPWAP calculates tension and compression stresses along the length and provides a simulated static load test graph.

4.1.5 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, a ripped of flange on an H-pile or a sharp bend (a very gradual dog leg is usually not recognized in the records). For concrete piles, among the problems encountered are cracks perpendicular 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 **BTA** values less than 0.8 should never be evaluated for bearing capacity by the Case Method or iCAP alone> Damaged piles are non-uniform piles which therefore violate the basic premise of the Case Method: a uniform, elastic pile. BTA is discussed more in Section 4.3.

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 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 compression stresses would be similar to those in the undamaged pile; in the latter situation, high stress concentrations would develop. In either case uplift is then uncertain or nonexistent. 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 an individual strain transducer, **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 half the total shaft resistance, SFT. Again, for toe stress estimation, uniform resistance force are assumed (e.g. not a sloping rock.)

For concrete piles, the maximum net 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 force in either traveling upward, $W_{ut,max}$, or downward, $W_{dt,max}$ waves and reducing it by the minimum compressive wave, $W_{oc,min}$, traveling in opposite direction, within the adjoining $2L/c$ period. The forces in the upward

and downward waves can be calculated from the pile top measurements $F(t)$ and $v(t)$ from

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

$$W_d = \frac{1}{2}[F(t) + Zv(t)] \quad (4b)$$

The maximum tension due to an upward tension wave force $W_{u,t}$ force is then

$$TSX = \max \left(\begin{array}{l} (W_{dt,max} - W_{oc,min}) \\ (W_{ut,max} - W_{oc,min}) \end{array} \right) \quad (5)$$

The simplified iCAP signal matching routine also calculates tensile and compressive stresses along the pile and, if it achieves a satisfactory signal match, more accurately than the PDA closed-form solution. iCAP calculated stresses from signal matching include **CSC** the maximum compression stress anywhere below the gage location, **BSC** the bottom (toe) compression stress, and **TSC** the maximum tension stress below the gage location. For non-uniform piles or piles with joints, cracks or other discontinuities, the closed form solutions from the PDA as well as the simplified signal matching results of iCAP may be in error. For piles with joints, cracks, or other discontinuities, CAPWAP provides the best analysis method for tensile and compressive stresses along the pile length.

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 local relative decrease 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

$$\alpha = W_{ut}/W_{di} \quad (7)$$



W_{ut} is the upwards traveling reflection wave (negative) due to the damage.

W_{di} is the maximum downward traveling wave due to impact (compressive and thus positive).

Actually, the formula used by the PDA is more complex as it also includes terms reflecting the effect of the soil resistance above the damage location which reduces both impact wave and reflection.

In addition to the quantification of damage, the PDA software also calculates the length to damage, **LTD**, from the time at which the BTA value has been determined.

It can be shown that the BTA calculation is quite meaningful as long as individual reflections from different pile impedance changes have no overlapping effects on the stress wave reflections. However, because of the overlapping of waves limitation of Equation 6, when it comes to damage reflections occurring near the toe then either the toe resistance or the reflection of the impact wave tend to obscure the true magnitude of the damage reflection. In that case it is, however, sufficient to know that damage has occurred near the toe which can be assessed from the fact that the toe reflection appears too early (the pile appears to be short). The PDA software in that case displays an LTT (length to toe damage) but with no corresponding BTA value.

When testing or reviewing records with indicated pile damage, a decision has to be made as to what constitutes a serious damage and what could be dismissed as minor. 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 0.8, and that the pile is essentially broken if BTA is less than 0.6. While there are many reasons why this very simplified approach is not a true representation of the strength of the pile portion at and below the damage, it is often useful as a preliminary criterion. The location of damage below the pile top should also be considered by the engineer-or-record when evaluating the acceptability of a damaged pile.

4.4 HAMMER PERFORMANCE BY PDA

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

$$E(t) = \int_0^t F(t)v(t) dt \quad (9a)$$

The maximum of the $E(t)$ curve is called **EMX** by the PDA but is also often called **ENTHRU**, for example, in GRLWEAP; it is the most important information for an overall evaluation of the performance of a hammer and its driving system. **ENTHRU** or **EMX** allow for a classification of the hammer's performance when presented as the transfer ratio, **ETR**, also reflecting the global effectiveness.

$$ETR = EMX/E_R \quad (9b)$$

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

$$STK = (g/8) T_B^2 - h_L \quad (10)$$

where

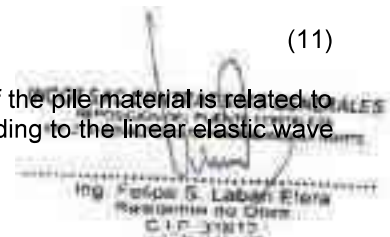
g is the earth's gravitational acceleration,
 T_B is the time between two hammer blows,
 h_L is a stroke loss value due to gas compression and friction losses during impact (usually 0.3 ft or 0.1 m).

4.5 DETERMINATION OF WAVE SPEED

An important facet of dynamic pile testing is an assessment of pile material properties. Since, in most cases, 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 practically all pile materials. Even steel may have wave speed variations of 1 or 2%. In general, the records measured by the PDA clearly indicate a pile toe reflection in early easy to moderate blow count conditions.. 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:

$$c = 2L/T \quad (11)$$

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



$$E = c^2 \rho \quad (12)$$

Since the mass density of concrete or steel pile material, ρ , is usually well known (an exception is timber for which samples should be weighed), the elastic modulus is then easily found from the thus measured wave speed. Note, however, that this is a dynamic modulus which is generally higher than the static modulus 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 a PIT (Low Strain) test is roughly 5% higher than the wave speed observed during a high strain test.

Other Notes:

- If the pile material is non-uniform along the length then the wave speed c , according to Eq. 11, 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 wave speed and E at the sensors in the beginning of pile driving and not adjust them 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 (e.g. previous experience with piles on site or by the same manufacturer) 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 engineer performing PDA 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 initial impact when only a downward traveling wave exists in the pile, force and velocity measured at the pile top are proportional

$$F = v Z = v (EA/c) \quad (13a)$$

This relationship can also be expressed in terms of stress

$$\sigma = v (E/c) \quad (13b)$$

or strain

$$\epsilon = v / c \quad (13c)$$

This means that the early portion of strain times wave speed must be equal to the pile top particle 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 velocities on the two sides of the pile are 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 and highly recommended 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 and for spiral welded piles with all strain sensors staying away from the welds a distance of a few centimeters or inches. On concrete piles it is critical to not place the strain transducer straddling a crack.

6. LIMITATIONS, OTHER 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 and RATE DEPENDENT SOIL RESISTANCE EFFECTS

Static pile capacity from dynamic method calculations provides an estimate of the axial pile capacity in compression. Increases and decreases in the pile capacity with time typically occur as a result of soil setup or 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 is often less than the long term pile capacity. These pore pressures reduce the effective stress acting on the pile shaft, thereby reducing the soil resistance to pile penetration, and thus the pile capacity at the time of driving. As these pore pressures dissipate, effective stresses increase and the soil resistance and hence axial pile capacity acting on the pile increases. 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 very dense sands, soil fatigue in over-consolidated clays but also in very dense sands, etc.

6.2.2 RELAXATION

Relaxation, which is 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 restrike 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 "high energy" 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 restrike blows in order to avoid dangerous overpredictions.

6.2.3 RATE EFFECTS

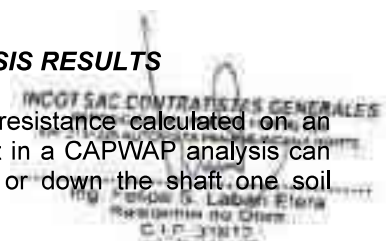
The CAPWAP soil model assesses rate effects (elevated resistance caused by a non-zero pile velocity) by identifying the velocity dependent resistance components (static resistance is total resistance minus damping factor times pile velocity). For certain highly plastic soils, however, experience has shown that additional rate effects exist. It is therefore recommended that at least one static test is performed in fine grained materials where no experience exists with the dynamic soil behavior. High unit end bearing in highly plastic soils should be viewed with caution.

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. The plug behavior may also be quite different for cohesive and non-cohesive materials.

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. Further, uplift estimates from dynamic testing should be coupled with higher factors of safety and, for short piles, the shaft resistance may behave very differently and often be considerably smaller in uplift.

6.5 STRESSES

PDA and CAPWAP calculated stresses are average values over the cross section. Additional allowance has to be made for bending or nonuniform 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 it has become generally acceptable to limit the dynamic installation stresses of driven piles to the following levels:

- 90% of yield the steel strength for steel piles
- 85% of the concrete compressive strength - minus the effective prestress for concrete piles in compression
- 100% of effective prestress plus 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 or CAPWAP 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:

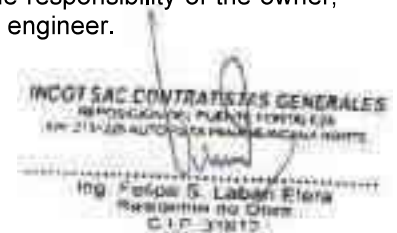
- additional pile loading from downdrag or negative skin friction,

- 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,
- Liquefaction and seismic effects,
- loss of structural pile strength due to additional bending loads, buckling (the dynamic loads generally do 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 VIBRATIONS

In certain situations, pile driving can cause ground vibrations and/or vibration induced soil settlements that may adversely impact nearby structures, utilities, facility equipment, etc. Standard industry practice is to perform a preconstruction survey of the neighboring area prior to the commencement of pile driving operations to identify and determine the condition of nearby structures, facilities, and utilities and their susceptibility to potential vibrations. If vibration susceptible concerns are identified, vibration monitoring equipment is used to measure vibration levels associated with the pile driving operations and those measurements are evaluated by a knowledgeable vibration specialist. Vibration monitoring is not a service offered by GRL Engineers. Therefore pile driving vibrations and their effects have not been considered in our analysis of the dynamic test results. Preconstruction surveys, monitoring and mitigating vibration effects are the responsibility of the owner, contractor, and design engineer.



6.8 WAVE EQUATION ANALYSIS RESULTS

The results calculated by the wave equation analysis program depend on a variety of assumptions 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 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 OR RESISTANCE FACTORS

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

$$R_{ult} \geq 1.5 R_d, \quad (13)$$

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. Uncertainty also exists because different types of tests and

their interpretations present different bearing capacity results for the same pile.

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 highway bridge loads in the United States, AASHTO allowable stress design guideline specifications proposed the following Factors of Safety (prior to 2007):

F.S. = 1.90 for static load test with wave equation and dynamic test.

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. = 3.50 for FHWA Modified Gates dynamic formula.

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

Codes and specifications (in the United States for example IBC, PDCA, ASCE, or other specifications issued by State Departments of Transportation) specify different factors of safety. However, the range of recommended factors of safety in the US typically varies between 1.9 and 6.0 for ASD design.

In 2007, Load and Resistance Factor Design (LRFD) was mandated for highway bridge design and construction in the United States. In LRFD, the



sum of the factored loads must be less than the nominal resistance, R_n , multiplied by a resistance factor, ϕ .

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (14)$$

The 2014 AASHTO LRFD design specifications recommend the following resistance factors, ϕ_{dyn} , be applied to the nominal resistance based on the selected construction control procedures.

$\phi_{dyn} = 0.80$ for driving criteria established by static load test of 1 pile per site condition and dynamic testing with signal matching of at least 2 piles per site condition but no less than 2% of production piles.

$\phi_{dyn} = 0.75$ for driving criteria established by successful static load test of 1 pile per site condition without dynamic testing.

$\phi_{dyn} = 0.75$ for driving criteria established by dynamic testing with signal matching conducted on 100% of production piles.

$\phi_{dyn} = 0.65$ for driving criteria developed by dynamic testing with signal matching, quality control by dynamic testing on 2 piles per site condition, but no less than 2% of production piles.

$\phi_{dyn} = 0.50$ for wave equation analysis without dynamic measurements or load test but with field confirmation of hammer performance.

$\phi_{dyn} = 0.40$ for FHWA modified Gates dynamic formula (end of drive condition only)

$\phi_{dyn} = 0.10$ for Engineering News dynamic formula as defined in AASHTO 10.7.3.8.5 (end of drive conditions only)

In ASD, it is the designer's responsibility to identify the required ultimate capacity based on the design loads and the adopted factor of safety. Similarly in LRFD, it is the designer's responsibility to identify the required nominal resistance based on the factored loads and the construction control procedure and its resistance factor. The required factor of safety in ASD or resistance factor in LRFD should be included in the design drawings and specifications along with the testing requirements.

For optimal solutions it is always recommended that increased testing for lower ultimate pile

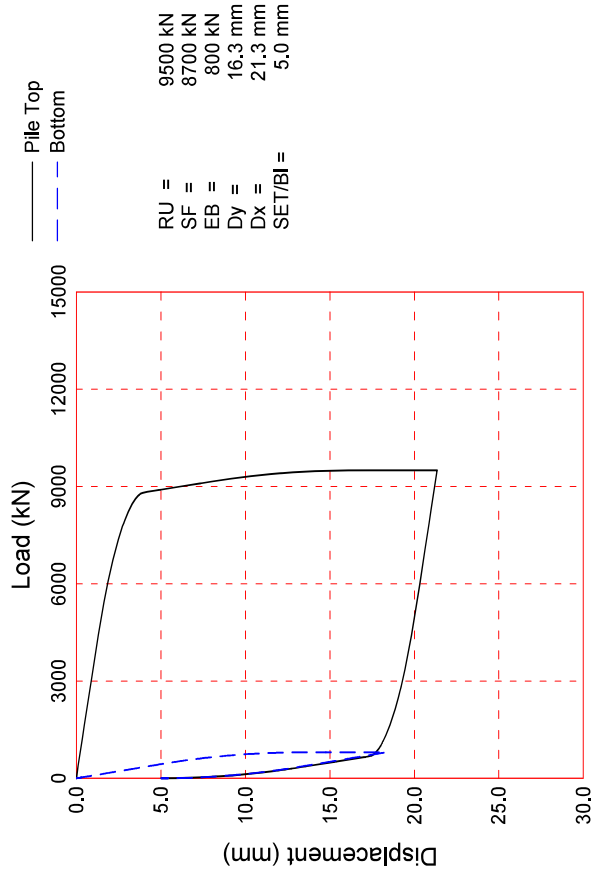
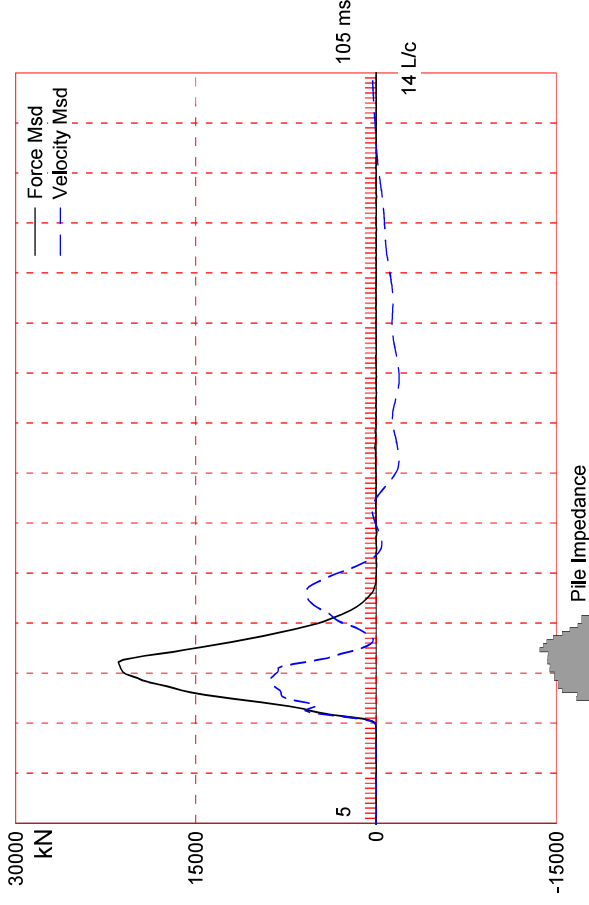
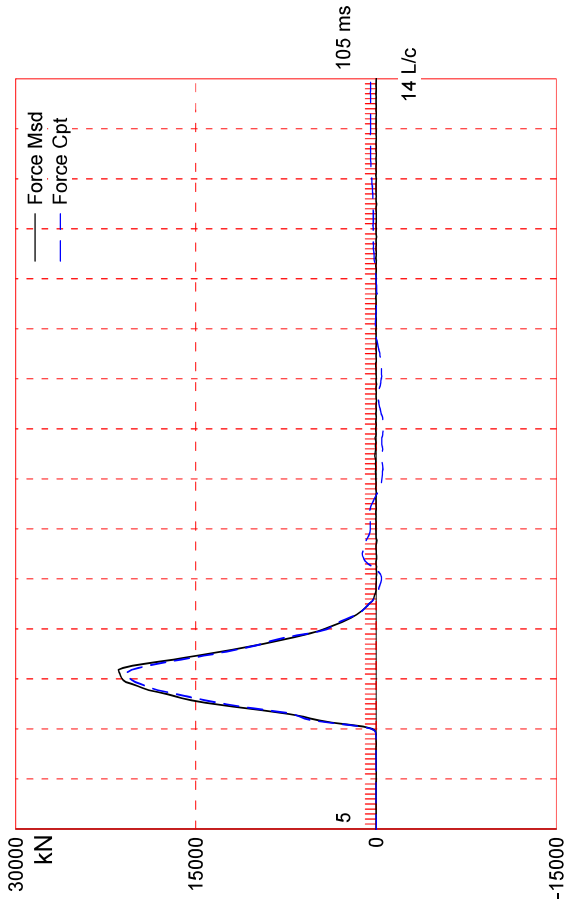
capacities or reduced nominal resistances is considered. Frequent pile testing will also help reduce the confusion that often exists on construction sites as to foundation loads and bearing requirements. In any event, it cannot be expected that the test engineer is aware of and responsible for the variety of considerations that must be met for ASD or LRFD based foundation designs as well as to determine the appropriate factor of safety or resistance factor associated with the design.



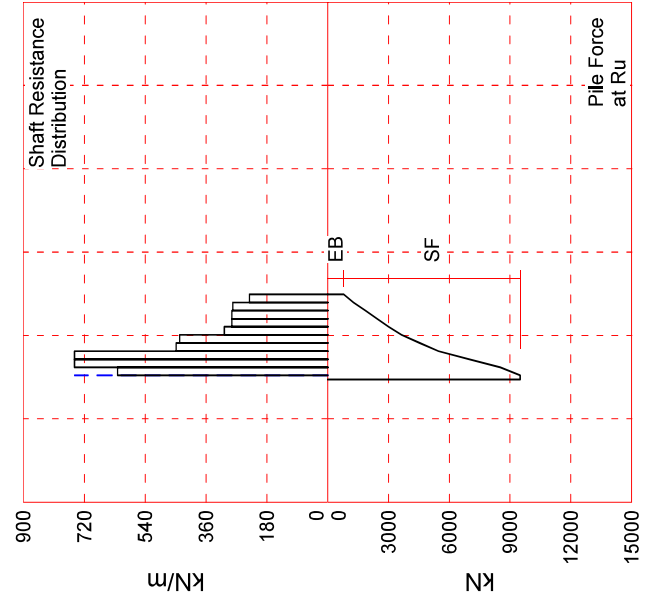
Appendix B

Resultados Prueba Dinamica


INGOT SAC CONTRATISTAS GENERALES
REPOSICION DE PUENTE TORREAL EJA
RVA-213425 AUTOPUENTE PUNTA MACCHI RIVITE
Ing. Felipe S. Laban Elera
Resident in Charge
C.I.C. 31812



RU = 9500 kN
 SF = 8700 kN
 EB = 800 kN
 Dy = 16.3 mm
 Dx = 21.3 mm
 SET/BI = 5.0 mm



Length b. Sensors 21.5 m
 Embedment 20.0 m
 Top Area 1.13 m²
 End Bearing Area 1.13 m²
 Top Perimeter 3.77 m
 Top E-Modulus 34474 MPa
 Top Spec. Weight 23.6 kN/m³
 Top Wave Spd. 3788 m/s
 Overall W.S. 3788 m/s
 Match Quality 3.26
 Top Compr. Stress 18.8 MPa
 Max Compr. Stress 19.2 MPa
 Max Tension Stress -5.02 MPa
 Avg. Shaft Quake 1.0 mm
 Toe Quake 9.2 mm
 Avg. Shaft Smith Dpg. 0.85 s/m
 Toe Smith Damping 0.14 s/m

About the CAPWAP Results

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

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

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

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

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

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

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

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

Puente Fortaleza; Pile: P-03 EI_2
 PUENTE FORTALEZA EI; Blow: 1
 GRL Engineers, Inc.

Test: 10-Mar-2020 13:28
 CAPWAP (R) 2014-3
 OP: JR

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 9500.0; along Shaft 8700.0; at Toe 800.0 kN

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m
				9500.0				
1	3.1	1.6	976.6	8523.4	976.6	621.47	164.85	1.08
2	5.1	3.6	1534.0	6989.4	2510.6	749.16	198.72	1.08
3	7.2	5.7	1534.0	5455.4	4044.6	749.16	198.72	1.08
4	9.2	7.7	918.7	4536.7	4963.3	448.67	119.01	1.08
5	11.3	9.8	897.7	3639.0	5861.0	438.41	116.29	0.54
6	13.3	11.8	626.6	3012.4	6487.6	306.01	81.17	0.54
7	15.4	13.9	580.7	2431.7	7068.3	283.60	75.23	0.54
8	17.4	15.9	580.7	1851.0	7649.0	283.60	75.23	0.54
9	19.5	18.0	575.9	1275.1	8224.9	281.25	74.60	0.54
10	21.5	20.0	475.1	800.0	8700.0	232.03	61.55	0.54
Avg. Shaft			870.0			435.00	115.39	0.85
Toe			800.0				707.36	0.14

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Quake (mm)	1.0	9.2
Case Damping Factor	0.72	0.01
Damping Type	Viscous	Viscous
Unloading Quake (% of loading quake)	30	155
Reloading Level (% of Ru)	100	100
Unloading Level (% of Ru)	0	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		2.8
Soil Plug Weight (kN)	69.913	
Soil Support Dashpot	0.530	0.000
Soil Support Weight (kN)	38.60	0.00

CAPWAP match quality = 3.26 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: Final Set = 5.0 mm; Blow Count = 200 b/m
 Computed: Final Set = 7.5 mm; Blow Count = 133 b/m
 Transducer F2 (O976-O971) CAL: 146.6; RF: 0.76; F4 (O987-O990) CAL: 146.7; RF: 0.76
 A1 (K10081) CAL: 370; RF: 1.00; A3 (K10083) CAL: 374; RF: 1.00
 max. Top Comp. Stress = 18.8 MPa (T= 26.2 ms, max= 1.022 x Top)
 max. Comp. Stress = 19.2 MPa (Z= 3.1 m, T= 26.5 ms)
 max. Tens. Stress = -5.02 MPa (Z= 12.3 m, T= 33.2 ms)
 max. Energy (EMX) = 104.6 kJ; max. Measured Top Displ. (DMX)= 9.6 mm

EXTREMA TABLE

File Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	21234.1	-600.0	18.8	-0.53	104.6	0.88	10.1
2	2.0	21525.3	-626.0	19.0	-0.55	104.7	0.82	10.1
3	3.1	21704.0	-667.4	19.2	-0.59	104.8	0.79	10.0
4	4.1	20388.9	-938.4	18.0	-0.83	92.2	0.76	10.0
5	5.1	20396.7	-1023.2	18.0	-0.90	92.4	0.75	9.9
6	6.1	18289.4	-2867.3	16.2	-2.54	79.2	0.75	9.8
7	7.2	18218.6	-2744.8	16.1	-2.43	78.5	0.77	9.7
8	8.2	15899.5	-4606.5	14.1	-4.07	66.5	0.82	9.6
9	9.2	15650.8	-4409.4	13.8	-3.90	65.5	0.93	9.6
10	10.2	13993.3	-5336.1	12.4	-4.72	56.6	0.99	9.6
11	11.3	13611.7	-4992.0	12.0	-4.41	54.9	1.03	9.5
12	12.3	11830.1	-5677.6	10.5	-5.02	46.6	1.03	9.5
13	13.3	10644.5	-4945.6	9.4	-4.37	44.3	1.08	9.4
14	14.3	8887.7	-4919.5	7.9	-4.35	36.9	1.13	9.4
15	15.4	8213.2	-3955.5	7.3	-3.50	34.4	1.15	9.4
16	16.4	6478.8	-3542.1	5.7	-3.13	26.9	1.18	9.4
17	17.4	5010.7	-2416.0	4.4	-2.14	24.7	1.21	9.3
18	18.4	4032.5	-1900.8	3.6	-1.68	17.4	1.24	9.3
19	19.5	3665.6	-673.5	3.2	-0.60	16.3	1.25	9.3
20	20.5	2304.9	-183.1	2.0	-0.16	9.3	1.26	9.3
21	21.5	1278.8	-2.1	1.1	-0.00	3.5	1.27	9.2
Absolute	3.1			19.2			(T =	26.5 ms)
	12.3				-5.02		(T =	33.2 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	9081	8034	6987	5940	4892	3845	2798	1751	703	0
RX	12325	10615	8918	7220	5537	3931	2798	1796	1318	1318
RU	9081	8034	6987	5940	4892	3845	2798	1751	703	0

RAU = 1318 (kN); RA2 = 11603 (kN)

Current CAPWAP Ru = 9500 (kN); Corresponding J(RP)= 0.00; J(RX) = 0.17

VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	kN	kN	kN	mm	mm	mm	kJ	kN	kN/mm
0.86	21.62	7463	12092	21505	9.6	5.0	5.0	98.3	13507	127

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area m ²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m ³	Perim. m
0.0	1.13	34473.8	23.563	3.77
21.5	1.13	34473.8	23.563	3.77
Toe Area	1.13	m ²		

Puente Fortaleza; Pile: P-03 EI_2
 PUENTE FORTALEZA EI; Blow: 1
 GRL Engineers, Inc.

Test: 10-Mar-2020 13:28
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: JR

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance kN/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s	Soil Plug kN
1	1.0	10293.3	0.0	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	0.000
2	2.0	10200.0	-0.9	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.589
3	3.1	14000.0	36.0	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
4	4.1	15000.0	45.7	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	3.596
6	6.1	16000.0	55.4	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	5.395
8	8.2	17142.3	66.5	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	5.395
9	9.2	17129.5	66.4	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	4.495
10	10.2	17782.0	72.8	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	4.495
11	11.3	17624.2	71.2	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	4.495
12	12.3	17562.0	70.6	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	4.495
13	13.3	19673.5	91.1	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
14	14.3	18784.4	82.5	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
15	15.4	17901.7	73.9	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
16	16.4	16291.8	58.3	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
17	17.4	14000.0	36.0	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
18	18.4	12000.0	16.6	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
19	19.5	10000.0	-2.8	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
20	20.5	9000.0	-12.6	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597
21	21.5	9000.0	-12.6	0.00	0.000	-0.00	0.000	3.77	3787.8	2.597

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3787.8 m/s

Pile Damping 1.00 %

Total volume: 34.916 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.436

Time (ms) 0.0 35.0 55.0

Time Incr 0.270 0.351 0.216

ANEXO C

Panel Fotográfico

PUENTE HUAMBACHO KM. 407+200:



Fotografía N°01: Pilotera Bauer BG 28 H (Empresa PSV).



Fotografía N°02: Perforación de pilotes.



Fotografía N°03: Izaje y colocación de la armadura del pilote.



Fotografía N°04: Vaciado de concreto premezclado $f'c=280$ kg/cm² con la tubería tremie. Proveedor: DINO.



Fotografía N°05: Verificando la ubicación de los pilotes construidos, ante un posible desplazamiento durante su ejecución.



Fotografía N°06: Pilotes descabezados y fuste (concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$) del pilote preparado para realizar la prueba de carga dinámica.



Fotografía N°07: Sensores colocados a 30 cm de la superficie del fuste, para tomar lectura de los resultados de la prueba de carga dinámica (astm d 4945).



Fotografía N°08: Prueba de Carga Dinámica (ASTM D 4945).

PUENTE FORTALEZA KM. 213+226:



Fotografía N°01: Perforación de pilotes con pilotera Bauer BG 14 (Empresa TERRATEST).



Fotografía N°02: Con el Especialista en puentes, estructuras de concreto y obras de arte de Autopista del Norte, verificando las armaduras de los pilotes.



Fotografía N°03: Vaciado de concreto premezclado $f'c=280$ kg/cm² con la tubería tremie. Proveedor: UNICON.



Fotografía N°04: Pilotes descabezados y fuste (concreto $f'c=280$ kg/cm²) del pilote preparado para realizar la prueba de carga dinámica.



Fotografía N°05: Sensores colocados a 30 cm de la superficie del fuste, para tomar lectura de los resultados de la prueba de carga dinámica (astm d 4945).



Fotografía N°06: Prueba de Carga Dinámica (ASTM D 4945).