



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES Y SU EVALUACIÓN POR MEDIO  
DE PRUEBAS DE CARGA DINÁMICAS

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
DAVID RODRÍGUEZ LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL  
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
FACULTAD DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, CD. MX.      enero 2017

JURADO ASIGNADO:

**Presidente:** M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
**Secretario:** M. I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN  
**Vocal:** DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
**1<sup>er</sup>. Suplente:** M. I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO  
**2<sup>do</sup>. Suplente:** M. I. AURELIO SALAZAR RODRÍGUEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

**Facultad de Ingeniería, UNAM**

TUTOR DE TESIS:

**Dr. Rigoberto Rivera Constantino**

-----  
FIRMA

## Agradecimientos.

- A Dios, por todos los favores recibidos a lo largo de mi vida.
- A mis padres, Don Francisco Rodríguez y Doña Rosalía López, por su ejemplo de tenacidad y entrega al cuidado de nuestra familia.
- A mi hermana, Doña Isabel Rodríguez López y a mis sobrinos Danna y Enoch, por su paciencia y cariño invaluable.
- A la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme continuar con mi preparación profesional.
- Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por la beca otorgada para la realización de estos estudios.
- Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, por su guía durante mi preparación académica y en la realización del presente trabajo.
- A mis sinodales, el M. I. Agustín Deméneghi Colina, el M. I. Germán López Rincón, el M. I. Carmelino Zea Constantino y el M. I. Aurelio Salazar Rodríguez, por sus valiosas aportaciones a mi preparación profesional y a la realización del presente trabajo.
- Al M. I. Héctor Meneses Jiménez, por su consejo y amistad.
- A los Ingenieros Gonzalo Roque y Eladio Cabrales, por permitirme trabajar en su espacio y apoyarme en la realización del presente trabajo.

## Resumen

Se comparan los métodos de análisis para obtener la capacidad de carga en los pilotes utilizados en la construcción de una terminal de contenedores al oeste del país. Para realizar los trabajos de hincas se utilizó un martillo “DELMAG D-128”. La capacidad de carga última se calculó mediante las metodologías del “American Petroleum Institute” y la “Federal Highway Administration de los Estados Unidos de América”. Posteriormente, se compararon los resultados obtenidos en los análisis de capacidad de carga con los resultados que proporcionaron las pruebas de carga dinámicas mediante el equipo “PDA”. El método de análisis utilizado por el software “PDA” se basa en la teoría de propagación de ondas unidimensionales sobre un medio elástico propuesto por E.A.L. Smith. en 1962. Los resultados obtenidos nos permiten observar el desempeño del martillo de hincas, observar qué criterio de diseño converge con los resultados de campo y determinar la utilidad de las pruebas de carga dinámicas como método de verificación en campo.

Palabras Clave: Capacidad de carga última, API, FHWA, pilotes, ecuación de onda, análisis de hincado, método CASE, método CAPWAP.

### Abstract

Selected pile bearing capacity methods are compared in construction of a container terminal at west of Mexico. To perform works it was use “DELMAG D-128” diesel hammer. The ultimate bearing capacity was calculated according to “American Petroleum Institute” and “Federal Highway Administration of United States of America” normativity.

Subsequently, analytical bearing capacity and dynamic test though “PDA” test are compared. The dynamic method is based in “Unidirectional Wave Propagation Theory” by E.A.L. Smith, written in 1962. The obtained results allow us observe driving hammer performance, observe than design criteria converge with field’s result and determinate dynamic bearing test like field verification method.

Keywords: ultimate bearing capacity, API, FHWA, piles, wave’s equation, driveability analysis, CASE method, CAPWAP method.

## Índice General

Capítulo 1 Introducción .....	1
Capítulo 2 Conceptos generales de cimentaciones profundas. ....	4
2.1. Según la forma como transmiten las cargas al subsuelo. ....	5
2.1.1. Pilotes de punta. ....	5
2.1.2. Pilas de punta. ....	6
2.1.3. Pilas y pilotes de punta con empotramiento. ....	6
2.1.4. Pilotes de fricción. ....	7
2.1.5. Pilotes de anclaje.....	7
2.1.6. Pilas y pilotes verticales con carga horizontal. ....	8
2.1.7. Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.....	8
2.2. Según el material del que están fabricados. ....	9
2.2.1. Pilotes prefabricados de concreto. ....	9
2.2.2. Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar. ....	10
2.2.3. Pilotes de acero. ....	10
2.2.4. Pilotes mixtos de acero y concreto.....	10
2.2.5. Pilotes de madera. ....	10
2.3. Según su procedimiento constructivo. ....	11
2.3.1. Pilotes con desplazamiento. ....	12
2.3.2. Pilotes con poco desplazamiento. ....	14
2.3.3. Pilotes sin desplazamiento. ....	16
Capítulo 3 Cálculo de la capacidad de carga en pilotes.....	17
3.1. Método del “American Petroleum Institute”.....	17
3.1.1. Capacidad de carga por punta.....	18
3.1.1.1. Capacidad de carga por punta en suelos cohesivos.....	18

3.1.1.2.	Capacidad de carga por punta en suelos no cohesivos.....	18
3.1.2.	Capacidad de carga por fuste .....	19
3.1.2.1.	Capacidad de carga por fuste en suelos cohesivos.....	19
3.1.2.2.	Capacidad de carga por fuste en suelos poco cohesivos.....	19
3.1.3.	Factores de Seguridad.....	20
3.1.4.	Suposiciones en el cálculo de la capacidad de carga en pilotes.....	21
3.2.	Método de la “Federal Highway Administration” de los Estados Unidos de América.	21
3.2.1.	Capacidad de carga en pilotes hincados sobre suelos poco cohesivos. ....	21
3.2.1.1.	Método de Nordlund. ....	21
3.2.2.	Capacidad de carga en pilotes hincados sobre suelos cohesivos.....	23
3.2.2.1.	Método $\alpha$ . Esfuerzos totales.....	24
3.2.2.1.1.	Resistencia en el fuste.....	24
3.2.2.1.2.	Resistencia en la punta. ....	27
3.2.2.2.	Método $\beta$ . Esfuerzos efectivos.....	27
3.2.3.	Capacidad de carga en pilotes hincados sobre suelos estratificados.....	30
3.2.4.	Tapón en secciones punta abierta. ....	30
Capítulo 4	Pruebas dinámicas en pilotes y análisis. ....	33
4.1.	Antecedentes. ....	33
4.2.	Modelo de Smith.....	34
4.3.	Cronología en el desarrollo de pruebas dinámicas.....	35
4.4.	Deducción matemática de la ecuación de onda.....	37
4.4.1.	Obtención de la ecuación diferencial de onda. ....	37
4.4.2.	Resolución de la ecuación diferencial de onda. ....	39
4.4.3.	Relaciones entre fuerza y velocidad en la ecuación de la onda. ....	40
4.4.4.	Condiciones de frontera. ....	43

4.4.4.1.	Onda aproximándose a un extremo o frontera libre. ....	43
4.4.4.2.	Onda aproximándose a un extremo o frontera empotrado. ....	44
4.4.4.3.	Fuerza prescrita en determinada sección transversal a través de la pila. ....	45
4.4.4.4.	Desplazamiento descrito en la cabeza del pilote. ....	47
4.4.5.	Modelación de resistencias del suelo. ....	47
4.5.	Aplicaciones de los métodos de prueba dinámicos. ....	50
4.6.	Equipo para la realización de pruebas dinámicas. ....	52
Capítulo 5 Caso Práctico de Comparativa. ....		54
5.1.	Conceptualización del proyecto. ....	54
5.2.	Marco Geológico. ....	56
5.3.	Exploración Geotécnica ....	57
5.4.	Caracterización Geotécnica del Sitio. ....	59
5.4.1.	Descripción cualitativa de los sondeos realizados. ....	59
5.4.1.1.	Descripción del sondeo SM-33. ....	59
5.4.1.2.	Descripción del sondeo SM-37. ....	59
5.4.1.3.	Descripción del sondeo SM-38. ....	60
5.4.1.4.	Descripción del sondeo SM-42. ....	60
5.4.1.5.	Descripción del sondeo SM-43. ....	60
5.4.2.	Peso volumétrico. ....	61
5.4.3.	Cohesión y ángulo de fricción interna. ....	62
5.4.3.1.	Correcciones al número N del sondeo de penetración estándar. ....	63
5.4.3.2.	Correlaciones de valores de N y compacidad relativa Dr. ....	65
5.4.3.3.	Valores de parámetros de resistencia. ....	68
5.4.4.	Diagrama de esfuerzos efectivos. ....	70
5.5.	Idealización del perfil de suelo. ....	70

---

5.6.	Tipo y Dimensionamiento de los pilotes.....	73
5.6.1.	Diseño estructural del pilote de 1200 [mm] O.D.....	73
5.6.2.	Diseño estructural del pilote de 1000 [mm] O.D.....	76
5.7.	Características del martillo usado para la hinca. ....	79
5.8.	Cálculo de Capacidad de Carga Estática.....	81
5.8.1.	Método del “American Petroleum Institute”. ....	81
5.8.2.	Método de la “Federal Highway Administration de los Estados Unidos de América”. 84	
5.9.	Cálculo de Capacidad de Carga por Medio de Pruebas de Carga Dinámicas.....	87
5.9.1.	Análisis por medio del método “CASE” .....	87
5.9.1.1.	Análisis “CASE” estándar.....	87
5.9.1.2.	Análisis “CASE” máximo.....	89
5.9.2.	Análisis por medio del método “CAPWAP” .....	91
5.10.	Análisis de Resultados.....	93
5.10.1.	Capacidad de carga por punta. ....	93
5.10.2.	Capacidad de carga por fuste. ....	96
	Conclusiones.....	99
	Bibliografía.....	102
	Anexo 1 “Gráficas de fuerza y velocidad de las pruebas dinámicas”.....	105

Índice de Figuras

Figura 2-1 Clasificación de pilas y pilotes (SMMS, 1983) .....	4
Figura 2-2 Clasificación de pilas y pilotes de acuerdo a solicitaciones (SMMS, 1983) .....	5
Figura 2-3 Pilote de punta (SMMS, 1983).....	6
Figura 2-4 Pila de punta (SMMS, 1983).....	6
Figura 2-5 Empotramiento de pilas y pilotes. (SMMS, 1983).....	6
Figura 2-6 Pilote de fricción. (SMMS, 1983).....	7
Figura 2-7 Pilote de anclaje (SMMS, 1983).....	7
Figura 2-8 Pilote con carga horizontal (SMMS, 1983).....	8
Figura 2-9 Pilotes inclinados con carga horizontal. (SMMS, 1983).....	8
Figura 2-10 Clasificación de pilotes según el material con que están fabricados (SMMS, 1983) .	9
Figura 2-11 Clasificación de pilotes según su procedimiento constructivo (SMMS, 1983) .....	11
Figura 2-12 Pilote hincado vertical (SMMS, 1983).....	12
Figura 2-13 Pilote hincado inclinado (SMMS, 1983).....	12
Figura 2-14 Pilote hincado con grúa colgante (SMMS, 1983).....	13
Figura 2-15 Pilote hincado a presión (SMMS, 1983).....	13
Figura 2-16 Pilote hincado por vibración (SMMS, 1983) .....	14
Figura 2-17 Perforación previa al hincado (SMMS, 1983) .....	15
Figura 2-18 Pilote hincado con chiflón (SMMS, 1983) .....	15
Figura 2-19 Ubicación de chiflón en la punta del pilote (SMMS, 1983) .....	15
Figura 3-1 Esquema de la ecuación general de Norlund para capacidad de carga última (Norlund, 1979) .....	23
Figura 3-2 Factores de adhesión casos 1 y 2.....	25
Figura 3-3 Factores de adhesión (caso 3) .....	26
Figura 3-4 Carta para estimar coeficientes $\beta$ en función del tipo de suelo $\phi'$ (Fellenius, 1991)...	29
Figura 3-5 Carta para estimar coeficientes $N_t$ como función del tipo de suelo y ángulo $\phi'$ (Fellenius, 1991) .....	29
Figura 3-6 Mecanismos de carga en la punta de un pilote (Paikowsky y Whitman, 1990).....	31
Figura 4-1 Modelo de Smith. (modificado de Smith, 1960).....	34
Figura 4-2 Transmisión de deformaciones (y esfuerzos) en una barra esbelta en caso de impacto. .....	37

Figura 4-3 Reflexión hacia afuera en la frontera de un pilote, vista como ondas espejo. (modificado de Salgado. 2006).....	43
Figura 4-4 Ondas de tensión y compresión generadas por la aplicación de una fuerza súbita R en un punto sobre el fuste del pilote. (modificado de Salgado. 2006).....	45
Figura 4-5 Interacción entre onda y fuerza $R_i$ aplicada en determinada sección transversal. (modificado de Salgado. 2006).....	46
Figura 4-6 Modelo de resistencia elástica (a) Relación entre modelos elástico lineal y plástico perfecto en carga y descarga. (b) Representación de la relación resorte-patín (modificado de Salgado. 2006). ....	48
Figura 4-7 Modelo de resistencia dinámica del suelo. (a) relación fuerza vs velocidad. (b) representación del amortiguador y su relación. ....	49
Figura 4-8 Hardware de adquisición de datos PDA-8G. (PDI) .....	53
Figura 4-9 Transductores de fuerza y aceleración PDA-8G (PDI).....	53
Figura 4-10 PDA 8-G en campo. (PDI) .....	53
Figura 4-11 Software de adquisición de datos. (PDI).....	53
Figura 5-1 Planta de Muelle Tipo .....	54
Figura 5-2 Elevación de Muelle Tipo .....	55
Figura 5-3 Terminal de Contenedores (Google Maps, 2016).....	56
Figura 5-4 Mapa geológico simplificado con la ubicación de las muestras fechadas en la región del batolito de Manzanillo, Colima (Solé et.al 2007) .....	57
Figura 5-5 Esquema SPT (Modificado de (Budhu, 2010)).....	58
Figura 5-6 Gráfico comparativo Dr. SM-37 .....	66
Figura 5-7 Gráfico comparativo Dr. SM-42 .....	66
Figura 5-8 Gráfico comparativo Dr. SM-33 .....	67
Figura 5-9 Gráfico comparativo Dr. SM-38 .....	67
Figura 5-10 Gráfico comparativo Dr. SM-43 .....	67
Figura 5-11 Perfiles de esfuerzos efectivos para cada sondeo analizado. ....	70
Figura 5-12 Perfil geotécnico 1.....	71
Figura 5-13 Perfil geotécnico 2.....	72
Figura 5-14 Planta de pilotes tipo. ....	73
Figura 5-15 Martillo de hincia tipo en operación. (Delmag DB Chin E). ....	79

---

Figura 5-16 Diagrama de dimensiones de martillo. (Delmag DB Chin E).....	80
Figura 5-17 Gráfica API Pilote 10-26.....	82
Figura 5-18 Gráfica API Pilotes 9-36, 10-28, 10-30 y 11-34. ....	82
Figura 5-19 Gráfica API Pilotes 9-54 y 10-54.....	82
Figura 5-20 Gráfica API Pilotes 9-47, 10-52 y 11-50. ....	82
Figura 5-21 Gráfica API Pilote 11-06.....	83
Figura 5-22 Gráfica API Pilotes 11-24, 11-26, 12-18 y 12-27. ....	83
Figura 5-23 Gráfica API Pilote 12-13.....	83
Figura 5-24 Gráfica API Pilote 12-33.....	83
Figura 5-25 Gráfica API Pilote 12-07.....	84
Figura 5-26 Gráfica FHWA Pilote 10-26. ....	85
Figura 5-27 Gráfica FHWA Pilotes 9-36, 10-28, 10-30 y 11-34.....	85
Figura 5-28 Gráfica FHWA Pilotes 9-47, 10-52, 11-50, 9-54 y 10-54. ....	85
Figura 5-29 Gráfica FHWA Pilotes 11-06 y 12-13. ....	85
Figura 5-30 Gráfica FHWA Pilotes 11-24, 11-26, 12-18 y 12-27.....	86
Figura 5-31 Gráfica FWHA Pilote 12-33. ....	86
Figura 5-32 Gráfica FHWA Pilote 12-07.. ....	86
Figura 5-33 Gráfica CASE estándar 1. ....	88
Figura 5-34 Gráfica CASE estándar 2. ....	88
Figura 5-35 Gráfica CASE estándar 3. ....	88
Figura 5-36 Gráfica CASE estándar 4. ....	88
Figura 5-37 Gráfica CASE máximo 1. ....	89
Figura 5-38 Gráfica CASE máximo 2. ....	89
Figura 5-39 Gráfica CASE máximo 3. ....	90
Figura 5-40 Gráfica CASE máximo 4. ....	90
Figura 5-41 Gráfica de fuerza y velocidad medidas (Método CAPWAP). ....	91
Figura 5-42 Convergencia de curvas (Método CAPWAP).....	91
Figura 5-43 Capacidad de carga por punta D= 1.0 [m] y L= 33.0 [m]. ....	93
Figura 5-44 Capacidad de carga por punta D= 1.0 [m] y L= 35.0 [m]. ....	94
Figura 5-45 Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 33.0 [m]. ....	94
Figura 5-46 Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 35.5 [m]. ....	95

Figura 5-47 Capacidad de carga por punta $D= 1.2$ [m] y $L= 37.0$ [m].	95
Figura 5-48 Capacidad de carga por fuste $D= 1.0$ [m] y $L= 33.0$ [m].	96
Figura 5-49 Capacidad de carga por fuste $D= 1.0$ [m] y $L= 35.0$ [m].	96
Figura 5-50 Capacidad de carga por fuste $D= 1.2$ [m] y $L= 33.0$ [m].	97
Figura 5-51 Capacidad de carga por fuste $D= 1.2$ [m] y $L= 35.5$ [m].	97
Figura 5-52 Capacidad de carga por fuste $D= 1.2$ [m] y $L= 37.0$ [m].	98

## Índice de Tablas

Tabla 3-1	Parámetros de diseño para suelos poco cohesivos silíceos. (API, 2002)	20
Tabla 3-2	Factores de seguridad para diferentes condiciones de carga (API, 2002).	20
Tabla 3-3	Valores $\beta$ y $\phi'$ para diferentes tipos de suelo. (Fellenius, 1991)	28
Tabla 5-1	Identificación de materiales	62
Tabla 5-2	Resistencia a la penetración y propiedades de los suelos en base a sondeos de penetración estándar (Peck, et al., 1957).	62
Tabla 5-3	Correlación de N para estimar cohesión y fricción de los suelos (Santoyo, 2010).	63
Tabla 5-4	Factores de corrección N (Skempton, 1986).	64
Tabla 5-5	Factores de corrección N para el caso estudiado.	64
Tabla 5-6	Factores a y b para la fórmula de Skempton (Skempton, 1986).	66
Tabla 5-7	Parámetros de resistencia, sondeo SM-37	68
Tabla 5-8	Parámetros de resistencia, sondeo SM-42	68
Tabla 5-9	Parámetros de resistencia, sondeo SM-33	69
Tabla 5-10	Parámetros de resistencia, sondeo SM-43	69
Tabla 5-11	Parámetros de resistencia, sondeo SM-38	69
Tabla 5-12	Identificación de materiales	70
Tabla 5-13	Propiedades de sección pilote 1200.0 [mm] O.D.	73
Tabla 5-14	Esfuerzos sobre ejes coordenados. Pilote 1200 [mm] O.D.	74
Tabla 5-15	Factores de resistencia	74
Tabla 5-16	Longitud efectiva del pilote y factor de longitud efectiva	74
Tabla 5-17	Propiedades de sección pilote 1000.0 [mm] O.D.	76
Tabla 5-18	Esfuerzos sobre ejes coordenados. Pilote 1000 [mm] O.D.	77
Tabla 5-19	Factores de resistencia	77
Tabla 5-20	Longitud efectiva del pilote y factor de longitud efectiva	77
Tabla 5-21	Características del martillo de hinca (DELMAG)	79
Tabla 5-22	Dimensiones del Martillo (DELMAG)	80
Tabla 5-23	Resultados de capacidad de carga (Método CAPWAP)	92
Tabla 5-24	Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 35.0 [m]	94
Tabla 5-25	Capacidad de carga por fuste D= 1.2 [m] y L= 35.0 [m]	97

## Capítulo 1 Introducción

La determinación de la capacidad de carga última en pilotes ha evolucionado con el uso tanto de métodos numéricos como con el uso de nuevas ecuaciones constitutivas para representar el comportamiento de los suelos, pero todos estos avances siempre están en función de la experiencia y juicio del ingeniero proyectista. Las diferentes metodologías proveen un rango extenso de resultados.

Es posible clasificar las metodologías de análisis en cuatro categorías:

- Fórmulas dinámicas.
- Fórmulas estáticas.
- Modelado numérico.
- Aplicación de la ecuación de onda en pilotes.

En un inicio, los esfuerzos de validación entre las diferentes metodologías se enfocaron a lograr convergencia entre los valores obtenidos tanto por fórmulas dinámicas y resultados de pruebas de carga estática, ya lograda dicha convergencia se clasificaban los resultados de capacidad de carga en función del desempeño del pilote de hincado, las dimensiones del pilote y el tipo de material donde se hincó el pilote.

Evidentemente, la clasificación no se podía generalizar ya que las condiciones del sitio siempre cambiaban, la presencia de suelos estratificados, la presencia de nivel freático y su posición durante el proceso constructivo hacían imposible obtener una fórmula general para el cálculo de capacidad de carga.

En los años sesentas, E.A.L. Smith propone estudiar la capacidad de carga en base a la teoría de propagación de ondas unidimensionales sobre un medio elástico, lo anterior dio comienzo a la teoría de “La ecuación de onda en el análisis de pilotes”. En la actualidad, el software especializado utiliza los fundamentos propuestos por Smith.

El alcance de esta tesis es aplicar los métodos de análisis aceptados en la normativa internacional y comparar los resultados con los obtenidos mediante el uso de la teoría de la ecuación de la onda.

La complejidad de este estudio radica en que la estratigrafía del lugar es heterogénea, está compuesta tanto por suelos friccionantes con alta compacidad y suelos cohesivos de densidad relativa variable, por lo tanto, se hizo hincapié en documentar las diferentes opciones para obtener los parámetros de resistencia de los diferentes tipos de suelo. La información de la estratigrafía fue limitada, por lo tanto, se utilizaron las principales correlaciones que existen en la literatura entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar y los valores de resistencia al esfuerzo cortante. Se realizó un estudio específico en las correlaciones existentes entre el número de golpes y la compacidad relativa y se compararon los resultados.

Las pruebas dinámicas analizadas tienen como propósito verificar la capacidad de carga en los pilotes utilizados en la construcción de una terminal de contenedores situada al oeste del país, los pilotes utilizados son pilotes de acero, cilíndricos, de 1.2 [m] y 1.0 [m] de diámetro y un espesor de placa de 18.0 [mm] con longitudes desde los 33.0 [m] hasta los 37.5 [m]; esto en función de las solicitaciones impuestas.

Para realizar la hinca de los pilotes se utilizó un martillo a diésel “DELMAG D-128”, colocado en una grúa barcaza, la cual le permitía un libre desplazamiento sobre la línea de costa y una adecuada maniobrabilidad de los pilotes. Con los datos obtenidos en las pruebas dinámicas es posible determinar si el sistema martillo-pilote es el adecuado.

Los métodos dinámicos utilizados son tanto el método “CASE”, para el cual la resistencia total del suelo está en función del factor de amortiguamiento de toda la columna estratigráfica y es válido para proporcionar resultados preliminares, y el método “CAPWAP” el cual tiene como objeto homologar la fuerza registrada en la prueba dinámica con los datos de velocidad de los acelerómetros y las propiedades elásticas del pilote.

Con la finalidad de realizar la comparación entre los resultados tanto de las metodologías estáticas y dinámicas se realizó una descripción de las variables que intervienen en cada análisis, las ecuaciones utilizadas y las suposiciones que se utilizan en cada análisis.

Los conceptos teóricos, la evaluación y la interpretación de los resultados obtenidos y las conclusiones son presentadas en los siguientes capítulos.

## Capítulo 2 Conceptos generales de cimentaciones profundas.

Cuando las condiciones del suelo superficial no son aptas para soportar las solicitaciones impuestas por una construcción, o la magnitud de las deformaciones es tal que excede las condiciones de servicio de la obra, es necesario buscar materiales de apoyo más resistentes a mayor profundidad, siempre y cuando se cumpla con las condiciones económicas y técnicas. De esta forma es necesario el uso de cimentaciones profundas, las cuales se describen a continuación.

La categorización de cimentaciones profundas, de acuerdo a sus diferentes características, es la misma en la literatura consultada, por lo tanto, se decidió enlistar la metodología utilizada por la “Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos” en su publicación “Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes” del año 1983.

En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables: la forma en como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados, y su procedimiento constructivo (fig. 2-1). Atendiendo a estos criterios, a continuación, se presenta la clasificación propuesta para pilas y pilotes.

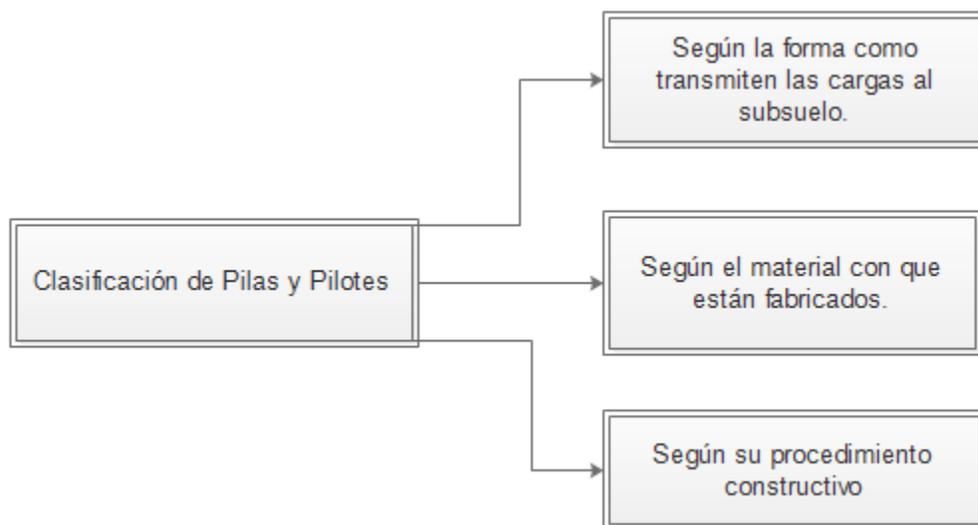


Figura 2-1 Clasificación de pilas y pilotes (SMMS, 1983)

## 2.1. Según la forma como transmiten las cargas al subsuelo.

Las pilas o pilotes en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo (fig. 2-2). En este último caso se colocan inclinados.

### 2.1.1. Pilotes de punta.

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de una superestructura  $Q$  a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca (fig. 2-3). En ocasiones la densidad de zapatas es tal que económicamente y técnicamente conviene sustituirlas por pilas o pilotes.

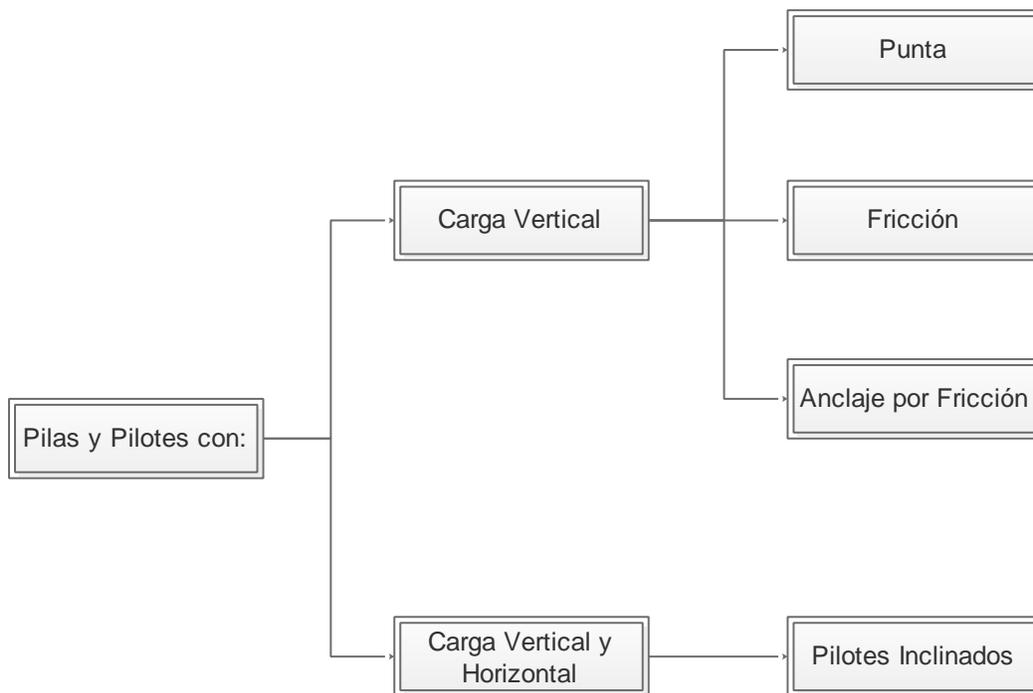


Figura 2-2 Clasificación de pilas y pilotes de acuerdo a solicitaciones (SMMS, 1983)

### 2.1.2. Pilas de punta.

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura  $Q$  son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar la base (fig. 2-4), aumentando su carga útil (si no hay nivel freático).

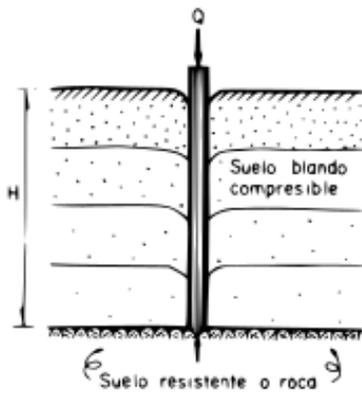


Figura 2-3 Pilote de punta (SMMS, 1983)

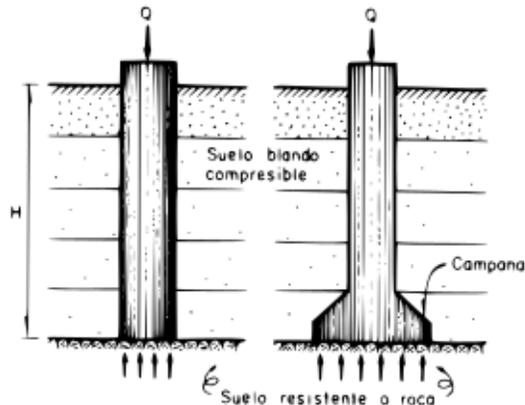


Figura 2-4 Pila de punta (SMMS, 1983)

### 2.1.3. Pilas y pilotes de punta con empotramiento.

Para incrementar la capacidad de carga de pilas y pilotes se pueden empotrar una cierta profundidad  $E$  en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su diámetro ( $D$ ) dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad de equipo disponible, y en pilas la distancia que sea posible constructivamente hablando (fig. 2-5).

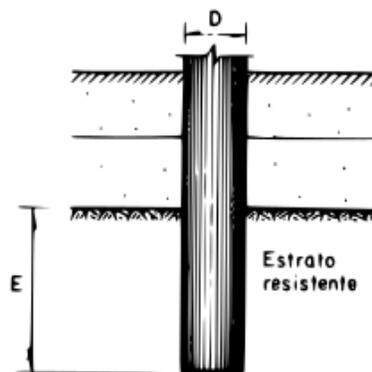


Figura 2-5 Empotramiento de pilas y pilotes. (SMMS, 1983)

#### 2.1.4. Pilotes de fricción.

Son los que transmiten la carga  $Q$  al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote (fig. 2-6). Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.

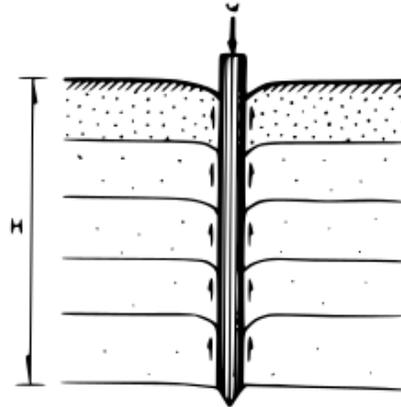


Figura 2-6 Pilote de fricción. (SMMS, 1983)

#### 2.1.5. Pilotes de anclaje.

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable (fig. 2-7). También se utilizan a veces para evitar el bufamiento por excavación se suelos arcillosos.

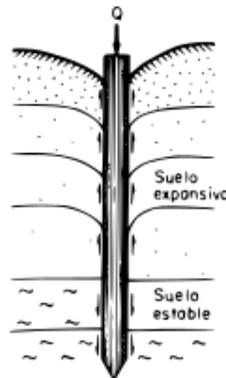


Figura 2-7 Pilote de anclaje (SMMS, 1983)

### 2.1.6. Pilas y pilotes verticales con carga horizontal.

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir, aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas (fig. 2-8). Funcionalmente los pilotes inclinados son la mejor solución.

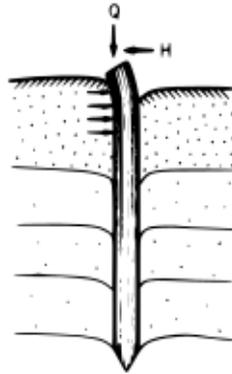


Figura 2-8 Pilote con carga horizontal (SMMS, 1983)

### 2.1.7. Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

Una solución más eficiente que la del caso anterior es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando se deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo (fig. 2-9)

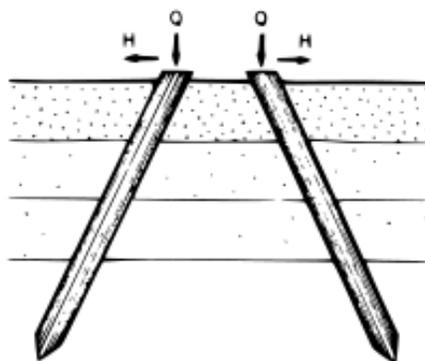


Figura 2-9 Pilotes inclinados con carga horizontal. (SMMS, 1983)

## 2.2. Según el material del que están fabricados.

En la fig. 2-10 se enumeran los materiales que se emplean para fabricar pilotes en orden descendente de utilización; las pilas son siempre de concreto simple o reforzado, colado en el lugar.

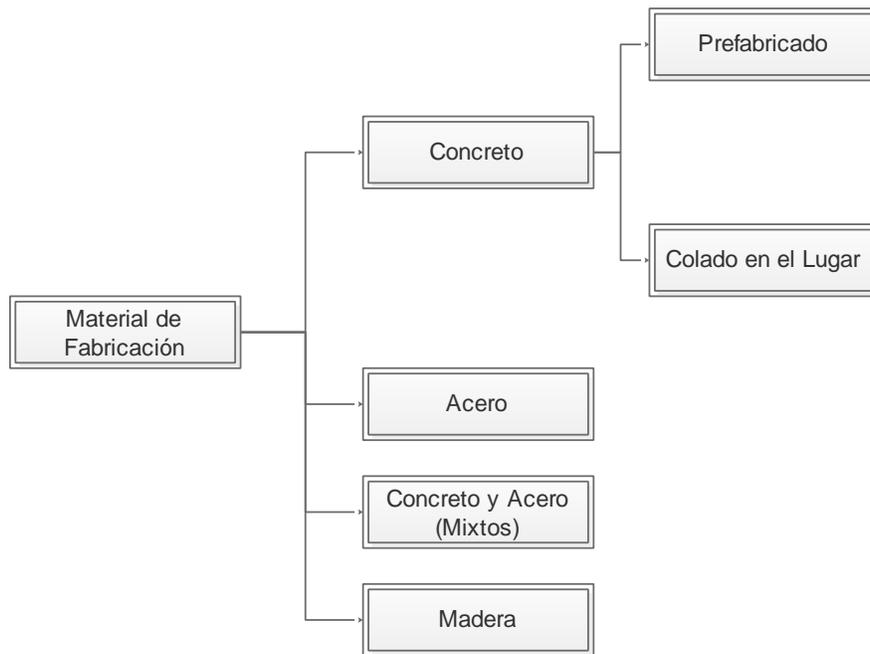


Figura 2-10 Clasificación de pilotes según el material con que están fabricados (SMMS, 1983)

### 2.2.1. Pilotes prefabricados de concreto.

Se fabrican con concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento portland normal o resistente a las sales, álcalis y silicatos del medio donde se hincarán. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas de fácil adhesión o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada lado precolado.

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se ligan a la superestructura. Sus limitaciones se relacionan con las dificultades de fabricación, manejo e hincado. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, octagonales, ochavados, hexagonales, triangulares, de sección H y circulares.

### *2.2.2. Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar.*

Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto. El pilote colado in situ no es muy empleado.

### *2.2.3. Pilotes de acero.*

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo la carga que transmitirán. Se pueden usar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introduce a rotación.

Entre las ventajas principales de estos pilotes se tienen la facilidad y precisión con que se pueden alargar o recortar y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, además de que su manejo es más simple que en los de concreto. La desventaja principal de estos pilotes es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en ambiente marino, que es donde más se utilizan, para protegerlos debidamente.

### *2.2.4. Pilotes mixtos de acero y concreto.*

Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto es de concreto reforzado. En general, este tipo de pilotes tiene poco uso.

### *2.2.5. Pilotes de madera.*

Los pilotes de madera han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de estos pilotes se tiene en su corta duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel de agua, sobre todo cuando están en un ambiente de aguas salobres. En este caso se pueden recubrir con concreto el tramo expuesto a las variaciones de nivel.

### 2.3. Según su procedimiento constructivo.

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el mismo sitio pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican con concreto simple o reforzado, colado en el sitio con una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo de sin desplazamiento. En cambio, los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del volumen al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los pilotes de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de chiflón, y sin desplazamiento, cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas (fig. 2-11).

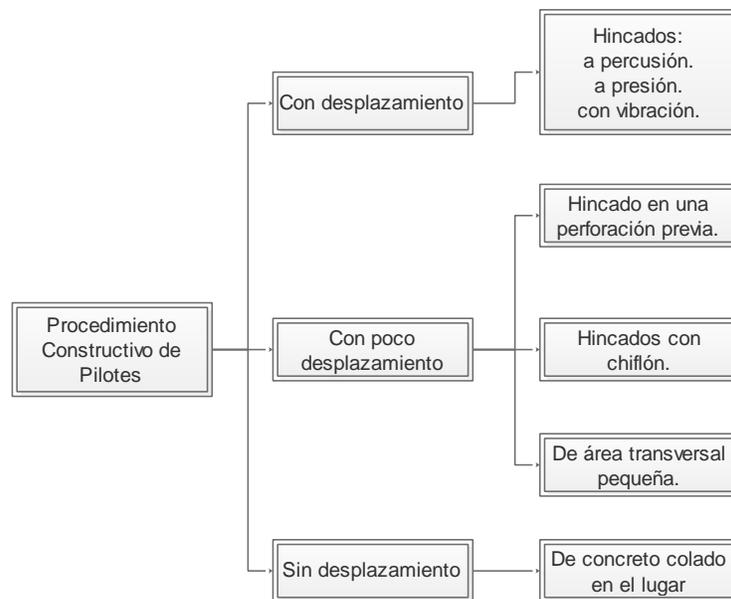


Figura 2-11 Clasificación de pilotes según su procedimiento constructivo (SMMS, 1983)

En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares puede generar aumento de la compacidad relativa.

Los procedimientos constructivos son del dominio público o protegidos por patentes comerciales; en cuanto al equipo especializado que se utiliza, sus características y capacidades se eligen acordes al tamaño de la pila o pilote por construir y a las condiciones topográficas, estratigráficas y de localización del sitio.

### 2.3.1. Pilotes con desplazamiento.

a) Pilotes hincados a percusión. Este procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores significativos que deben considerarse son:

- La masa y longitud del pilote.
- El peso y energía del martillo.
- El tipo de suelo en que se hinca.

Usualmente el pilote se sostiene verticalmente (fig. 2-12) o con la inclinación necesaria (fig. 2-13) con una estructura guía en la que se desliza el martillo durante la maniobra. Cuando debido a su longitud el pilote no puede manejarse en un solo tramo, se hinca en dos o más de ellos, unidos con una junta rápida o con placas prefijadas en los extremos que se sueldan durante el hincado.

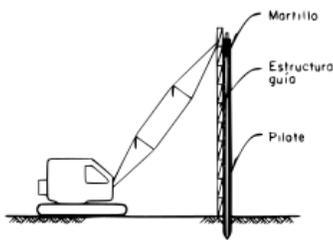


Figura 2-12 Pilote hincado vertical (SMMS, 1983)

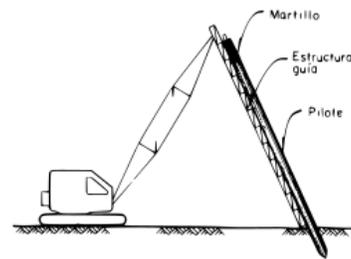


Figura 2-13 Pilote hincado inclinado (SMMS, 1983)

Cuando no es posible utilizar una estructura guía de hincado por restricciones de espacio disponible o en obras fuera de la costa, se puede usar una “guía colgante” sostenida por la pluma de una grúa y unos cables (fig. 2-14).

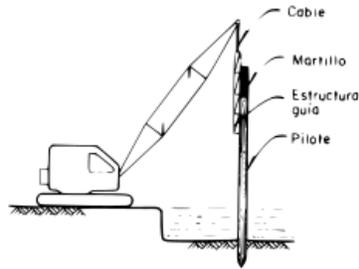


Figura 2-14 Pilote hincado con grúa colgante (SMMS, 1983)

- b) Pilotes hincados a presión. Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 [m] de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos de pilote (fig. 2-15).

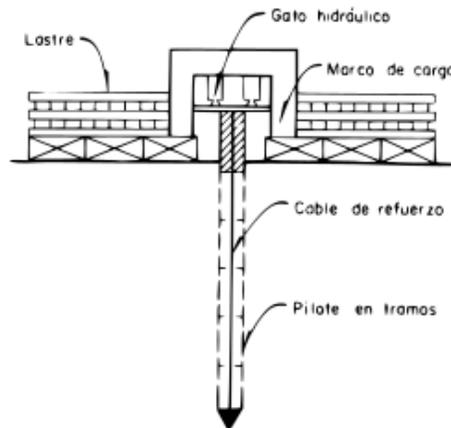


Figura 2-15 Pilote hincado a presión (SMMS, 1983)

Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto. La reacción del sistema de carga usualmente se absorbe con el lastre colocado en una plataforma.

Este procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones, por que la reacción del sistema de carga se soporta con el peso de la estructura y por ello se puede realizar en espacios verticales muy reducidos.

- c) Pilotes hincados por vibración. Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo

por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre (fig. 16). Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas.

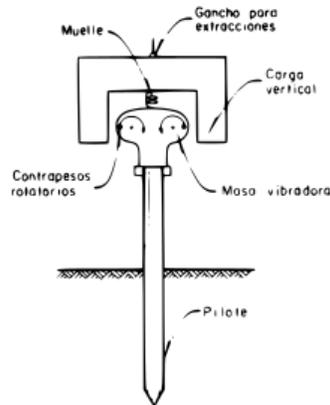


Figura 2-16 Pilote hincado por vibración (SMMS, 1983)

Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas. Cuando se proyecta aplicar este método, se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.

### 2.3.2. Pilotes con poco desplazamiento.

- a) Pilotes hincados en una perforación previa. Todos los pilotes descritos en los párrafos anteriores como pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa (fig. 2-17); ésta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación que, en el caso de suelos arcillosos blandos, se puede formar con el mismo suelo, mezclándolo con agua previamente agregada o, en todo caso, a base de bentonita y agua.

Esta técnica se utiliza:

- Cuando el hincado de pilotes sin perforación previa induce deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (tomando en cuenta el remoldeo producido en la interacción suelo-pilote).
- Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puede llegar a dañarse estructuralmente.

- Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.

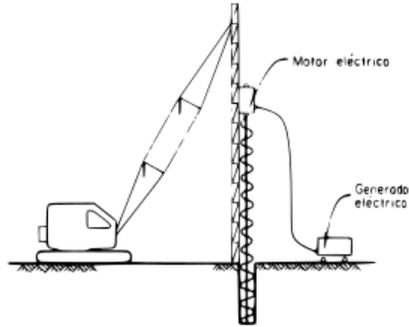


Figura 2-17 Perforación previa al hincado (SMMS, 1983)

- b) Pilotes hincados con chiflón. Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinando con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote (figs. 2-18 y 2-19). Adicionalmente, se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción de agua. En pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.

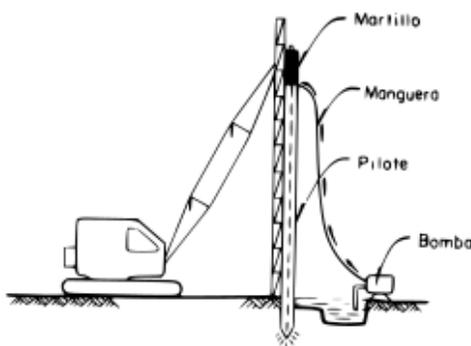


Figura 2-18 Pilote hincado con chiflón (SMMS, 1983)

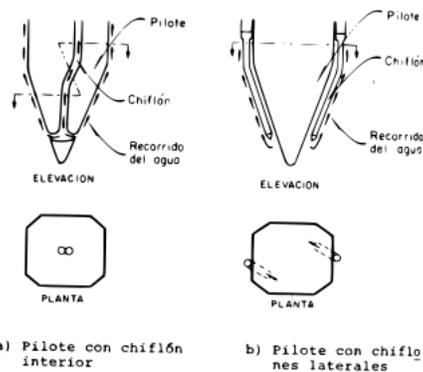


Figura 2-19 Ubicación de chiflón en la punta del pilote (SMMS, 1983)

- c) Pilotes de área transversal pequeña. Se acostumbra clasificar como pilotes con poco desplazamiento a los de perfiles de acero por que la relación de su perímetro al área transversal es de hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto. Estos pilotes pueden ser de desplazamiento cuando por falta de control se forma un tapón de suelo cercano a la punta entre los patines, que avanza con el hincado.

A veces se aplica un tratamiento eléctrico de corta duración posterior al hincado para incrementar rápidamente la adherencia entre el pilote y suelo; en este caso, además de perfiles estructurales, se pueden usar también tubos.

### 2.3.3. *Pilotes sin desplazamiento.*

- a) Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar. Los pilotes y pilas de concreto, colados en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

### Capítulo 3 Cálculo de la capacidad de carga en pilotes

Para el cálculo de la capacidad de carga en pilotes existen numerosos métodos reportados en la literatura. Para el desarrollo del siguiente trabajo se tomaron en consideración las metodologías del “*American Petroleum Institute*” (API) y el método del “*Federal Highway Administration de los Estados Unidos de América*” (FHWA).

Previo a la implementación de cualquier metodología de diseño, será necesario contar con datos que caractericen las propiedades de resistencia de los estratos que conforman la estratigrafía del sitio de hincado.

Se eligió el tipo de pilote de acuerdo al proceso constructivo y al equipo disponible para el hincado de éstos.

#### 3.1. Método del “*American Petroleum Institute*”.

Según la normativa del “*American Petroleum Institute*” (API RP 2A-WSD), es posible determinar la capacidad de carga última en pilotes  $Q_d$  por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_d = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p \quad (3-1)$$

donde:

$Q_f$  : es la capacidad de carga por fricción.

$Q_p$  : es la capacidad de carga por punta.

$f$  : es la capacidad de carga unitaria por fricción.

$A_s$  : es el perímetro de la sección transversal por la longitud del estrato.

$q$  : es la capacidad de carga unitaria por punta.

$A_p$  : es el área de la sección transversal del pilote.

También podrá ser considerado el peso del tapón pilote-suelo y el empuje hidrostático. Es recomendable considerar las deformaciones relativas entre el suelo y el pilote, así como la compresibilidad en el estrato donde se ubique la punta del pilote.

En la ecuación (3-1) se asume que la máxima capacidad de carga por fricción y la máxima capacidad de carga por punta ocurren simultáneamente. Sin embargo, los incrementos en la carga aplicada en el pilote generan resistencias tanto en el fuste como en la punta que dependen del nivel de deformación, lo cual puede generar una capacidad de carga menor a la mostrada en la ecuación (3-1).

### 3.1.1. Capacidad de carga por punta

#### 3.1.1.1. Capacidad de carga por punta en suelos cohesivos.

Para pilotes, la capacidad de carga unitaria por punta en suelos cohesivos se obtiene con la siguiente ecuación.

$$q = 9c \quad (3-2)$$

donde:

$c$  : es el esfuerzo cortante no drenado en el punto en cuestión.

El factor 9 se debe a un factor de capacidad de carga  $N_c$  para una relación alto y ancho mayor de 4.

#### 3.1.1.2. Capacidad de carga por punta en suelos no cohesivos.

Para pilotes, la capacidad de carga unitaria por punta en suelos no cohesivos se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$q = p'_0 N_q \quad (3-3)$$

donde

$p'_0$  : es la presión vertical efectiva en el punto donde se ubica la punta del pilote.

$N_q$  : es un factor de capacidad de carga adimensional (los posibles valores se muestran en la tabla 3-1).

### 3.1.2. Capacidad de carga por fuste

#### 3.1.2.1. Capacidad de carga por fuste en suelos cohesivos.

Para pilotes en suelos cohesivos, según la normativa (API RP 2A-WSD) la capacidad de carga unitaria por fricción en [kPa] en cualquier punto a lo largo del pilote puede ser calculado por la siguiente ecuación.

$$f = \alpha c \quad (3-4)$$

donde

$\alpha$  : es un parámetro adimensional.

$c$  : es el esfuerzo cortante no drenado en el punto en cuestión.

El factor  $\alpha$  puede calcularse con las siguientes ecuaciones

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.5\psi^{-0.50} & \psi &\leq 1.0 \\ \alpha &= 0.5\psi^{-0.25} & \psi &> 1.0 \end{aligned} \quad (3-5)$$

con la condición que  $\alpha \leq 1.0$ ;

donde

$$\psi = \frac{c}{p_0} \text{ para el punto en cuestión}$$

$p_0$  : es el esfuerzo efectivo en el punto en cuestión.

Es posible obtener el valor del esfuerzo cortante no drenado de distintas maneras, las principales son por medio de ensayos de laboratorio

#### 3.1.2.2. Capacidad de carga por fuste en suelos poco cohesivos.

Para pilotes en suelos poco cohesivos, la capacidad de carga unitaria por fricción en [kPa] en cualquier punto a lo largo del pilote puede ser calculado por la siguiente ecuación.

$$f = Kp'_0 \tan \delta \quad (3-6)$$

donde

$K$  : es el coeficiente de presión lateral de tierras (relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical).

$p'_0$ : es la presión vertical efectiva en el punto donde se ubica la punta del pilote.

$\delta$ : es el ángulo de fricción entre el suelo y la pared del pilote.

Densidad	Descripción del Suelo	Ángulo de fricción Suelo-Pilote $\delta$ [°]	Valores límite de resistencia en el fuste [kPa]	$N_q$	Valores límite de capacidad de carga [MPa]
Muy suelta Suelta Media	Arena Arena-Limo Limo	15	47.8	8	1.9
Suelta Media Densa	Arena Arena-Limo Limo	20	67.0	12	2.9
Media Densa	Arena Arena-Limo	25	81.3	20	4.8
Densa Muy densa	Arena Arena-Limo	30	95.7	40	9.6
Densa Muy densa	Grava Arena	35	114.8	50	12.0

Tabla 3-1 Parámetros de diseño para suelos poco cohesivos silíceos. (API, 2002)

La tabla anterior es una referencia para el cálculo de capacidad de carga en pilotes.

### 3.1.3. Factores de Seguridad

Según la normativa del “American Petroleum Institute” (API RP 2A-WSD), los factores de carga globales aplicables para cada condición de carga son las siguientes:

Condición de carga	Factor de Seguridad
Condiciones ambientales de diseño con las cargas de perforación apropiadas.	1.5
Condiciones ambientales de operación durante la etapa de perforación.	2.0
Condiciones ambientales de diseño con las cargas apropiadas.	1.5
Condiciones ambientales de operación durante la etapa de operación.	2.0
Condición ambiental de diseño con cargas mínimas (para extracción).	1.5

Tabla 3-2 Factores de seguridad para diferentes condiciones de carga (API, 2002).

### 3.1.4. *Suposiciones en el cálculo de la capacidad de carga en pilotes.*

Las suposiciones en el cálculo de capacidad de carga en pilotes bajo la metodología (API RP 2A-WSD), son las siguientes:

- El suelo suave es removido del sitio a la elevación que se presenten en los proyectos previos de dragado.
- Existe una elevación de diseño mínima con efectos de cálculo de capacidad de carga (para el ejemplo a desarrollar la elevación mínima es -16.00 [m] (MLLW)).
- No se considera el tapón de suelo que se genera en el extremo inferior del pilote.
- La resistencia por fricción del suelo en el interior del pilote será el 60 [%] de la fricción exterior.

## 3.2. Método de la “Federal Highway Administration” de los Estados Unidos de América.

La metodología con la que se realizó el presente trabajo es la FHWA NHI 05-043, del año 2006.

### 3.2.1. *Capacidad de carga en pilotes hincados sobre suelos poco cohesivos.*

La capacidad de carga en suelos poco cohesivos es la suma de las resistencias por punta y por fuste ( $Q_u = R_s + R_f$ ). El método asume que la capacidad de carga tanto por punta como por fuste se pueden determinar por separado y ambos factores son independientes. El método de Nordlund es recomendado por la metodología del FHWA para realizar el cálculo de un pilote en suelos poco cohesivos.

#### 3.2.1.1. *Método de Nordlund.*

EL método de Nordlund (1963) se basa en observaciones de campo, considerando pilotes monotubo y pilotes de desplazamiento para calcular la resistencia en el fuste. Este método también toma en cuenta la diferencia entre la interacción suelo-pilote y fricción de diferentes tipos de materiales. Para la realización de los coeficientes de correlación se incluyeron pilotes de secciones H, pilotes cilíndricos con tapón, Monotubos y pilotes unidos. Con los resultados obtenidos se desarrollaron las curvas para diseño del método, estas pilas tenían anchos en el rango de 10 a 20 [inch] (200 a 500 mm). El método de Nordlund tiende a sobrepredicir la capacidad en pilotes con anchos mayores a 24 [inch] (600 [mm]) y en todos los tamaños en pilotes de extremo abierto.

De acuerdo al método de Nordlund, la capacidad de carga última  $Q_u$ , de un pilote en suelo poco cohesivo es la suma de la resistencia en el fuste  $R_s$ , y la resistencia en la punta  $R_t$ . Nordlund sugiere que la resistencia en el fuste es función de las siguientes variables:

- Ángulo de fricción del suelo.
- Ángulo de fricción de la superficie deslizante entre el material del pilote y el suelo
- Disminución de sección transversal en el pilote.
- El peso unitario efectivo del suelo.
- La longitud del pilote.
- El perímetro mínimo del pilote.
- El volumen de suelo desplazado.

La ecuación de Nordlund calcula la capacidad de carga última de un pilote como:

$$Q_u = \sum_{d=0}^{d=D} K_{\delta} C_F p'_d \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos \omega} C_d \Delta d + \alpha_t N'_q A_t p'_t \quad (3-7)$$

donde:

d= profundidad

D= longitud embebida del pilote.

$K_{\delta}$ = coeficiente de presión lateral de tierras a la profundidad d.

$C_F$ = factor de corrección para  $K_{\delta}$  cuando  $\delta \neq \phi$

$p'_d$ = presión efectiva al centro del incremento a la profundidad d.

$\delta$ = ángulo de fricción de la interface entre el pilote y el suelo.

$\omega$ = ángulo de ensanchamiento de la sección transversal con la vertical.

$\phi$ = ángulo de fricción del suelo.

$C_d$ = perímetro del pilote a la profundidad d.

$\Delta d$ = longitud del segmento del pilote.

$A_t$ = factor adimensional dependiente de la relación altura-ancho del pilote.

$p'_t$ = presión efectiva en la punta del pilote.

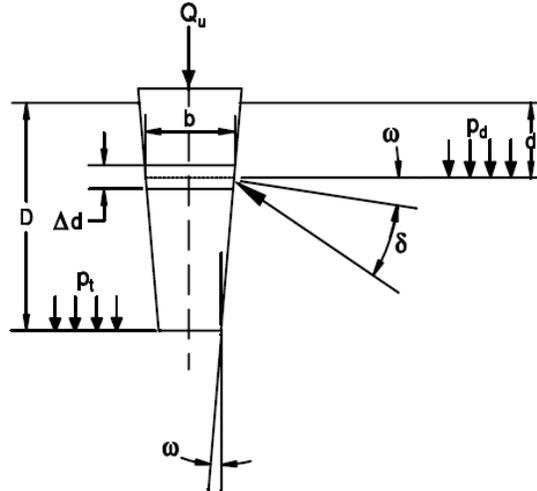


Figura 3-1 Esquema de la ecuación general de Norlund para capacidad de carga última (Norlund, 1979)

Para un pilote con sección transversal uniforme  $\omega = 0$  y embebido una longitud  $D$ , hincado en capas de suelo del mismo peso unitario efectivo y ángulo de fricción, la ecuación de Nordlund es:

$$Q_u = K_\delta C_F p_d \sin \delta C_d D + \alpha_t N'_q A_t p_t \quad (3-8)$$

La ecuación anterior es influenciada principalmente por el ángulo de fricción.

Nordlund (1979) actualizó su método, pero no propuso un límite para la capacidad de carga por fuste. Sin embargo, Nordlund recomienda que el esfuerzo efectivo en la punta del pilote usado para calcular la resistencia de punta del pilote se limite a 3 [ksf] (150 kPa).

### 3.2.2. Capacidad de carga en pilotes hincados sobre suelos cohesivos.

El método  $\alpha$  es un método basado en esfuerzos totales, el cual usa parámetros de esfuerzo cortante no drenados para calcular la capacidad de carga estática en pilotes hincados en suelos cohesivos. El método  $\beta$ , utiliza parámetros de esfuerzo cortante drenados para realizar el cálculo de capacidad de carga.

La resistencia en el fuste en pilotes hincados sobre suelos cohesivos suele proporcionar del 80 % al 90 % de la capacidad total. Por lo tanto, es importante que los parámetros de resistencia sean estimados con precisión.

### 3.2.2.1. Método $\alpha$ . Esfuerzos totales.

Para pilotes en arcilla, el análisis en esfuerzos totales es comúnmente usado para calcular la capacidad de carga última del pilote con parámetros de resistencia al corte no drenado del suelo. Lo anterior asume que la resistencia en el fuste es independiente del estado de esfuerzos efectivos y que la resistencia unitaria en el fuste puede ser expresada en términos de un factor de adhesión empírico por el esfuerzo cortante no drenado.

#### 3.2.2.1.1. Resistencia en el fuste.

La resistencia unitaria en el fuste  $f_s$ , es igual a la adhesión  $c_a$  que es función del esfuerzo cortante entre la pila y el suelo en la falla. Lo anterior puede ser expresado de la siguiente forma:

$$f_s = c_a = \alpha c_u \quad (3-9)$$

En donde  $\alpha$  es un factor empírico aplicado al promedio del esfuerzo cortante no drenado de la arcilla inalterada a lo largo de la longitud embebida del pilote. El coeficiente  $\alpha$  depende de la naturaleza y consistencia de la arcilla, magnitud de la carga, dimensión del pilote, método de instalación del pilote y efectos del tiempo. Los valores de  $\alpha$  varían entre grandes rangos y decrecen rápidamente al incrementar el esfuerzo cortante.

El factor de adhesión  $\alpha$ , es función de la estratigrafía del suelo y la longitud de embebido del pilote. Los casos más comunes son los siguientes.

- Caso 1: Pilotes hincados en arcilla dura a través de capas de arena o gravas arenosas.
- Caso 2: Pilotes hincados en arcilla dura a través de capas de arcilla suave.
- Caso 3: Pilotes hincados en arcilla dura sin estratos superiores.

La figura 3-2 presenta el factor de adhesión  $\alpha$ , versus el esfuerzo cortante no drenado del suelo, el cual es función únicamente de la estratigrafía del suelo y la longitud de embebido para el caso 1 y 2. El factor de adhesión para estos casos de estratigrafía suele usarse solo para determinar la adhesión en la capa de arcilla dura y las condiciones específicas son las siguientes:

- Caso 1: La parte superior de la figura 3-2 se utiliza para seleccionar el factor de adhesión de pilotes hincados a través de capas de arena o gravas arenosas y que por debajo de éstas se encuentra una capa de arcilla dura. Este caso resulta el de mayores factores de adhesión

ya que se supone que el material granular es arrastrado hacia la arcilla inferior. Una gran penetración del pilote dentro del estrato de arcilla, es de menor influencia que el atravesar el estrato de arcilla superior, el factor de adhesión decrece con el incremento de la penetración del pilote en el estrato de arcilla.

- Caso 2: La gráfica inferior de la figura 2 suele ser usada para seleccionar factores de adhesión cuando los pilotes son hincados a través de una capa de arcilla suave que se encuentra sobre una capa de arcilla dura. En este caso la arcilla suave es arrastrada dentro de la capa inferior (la de arcilla dura) lo cual reduce el factor de adhesión en la arcilla dura. Una gran penetración del pilote dentro del estrato de arcilla dura resta influencia de la arcilla suave en el aporte de adhesión. Por lo tanto, el factor de adhesión de la arcilla dura aumenta cuando se incrementa la penetración del pilote dentro del estrato de arcilla dura.

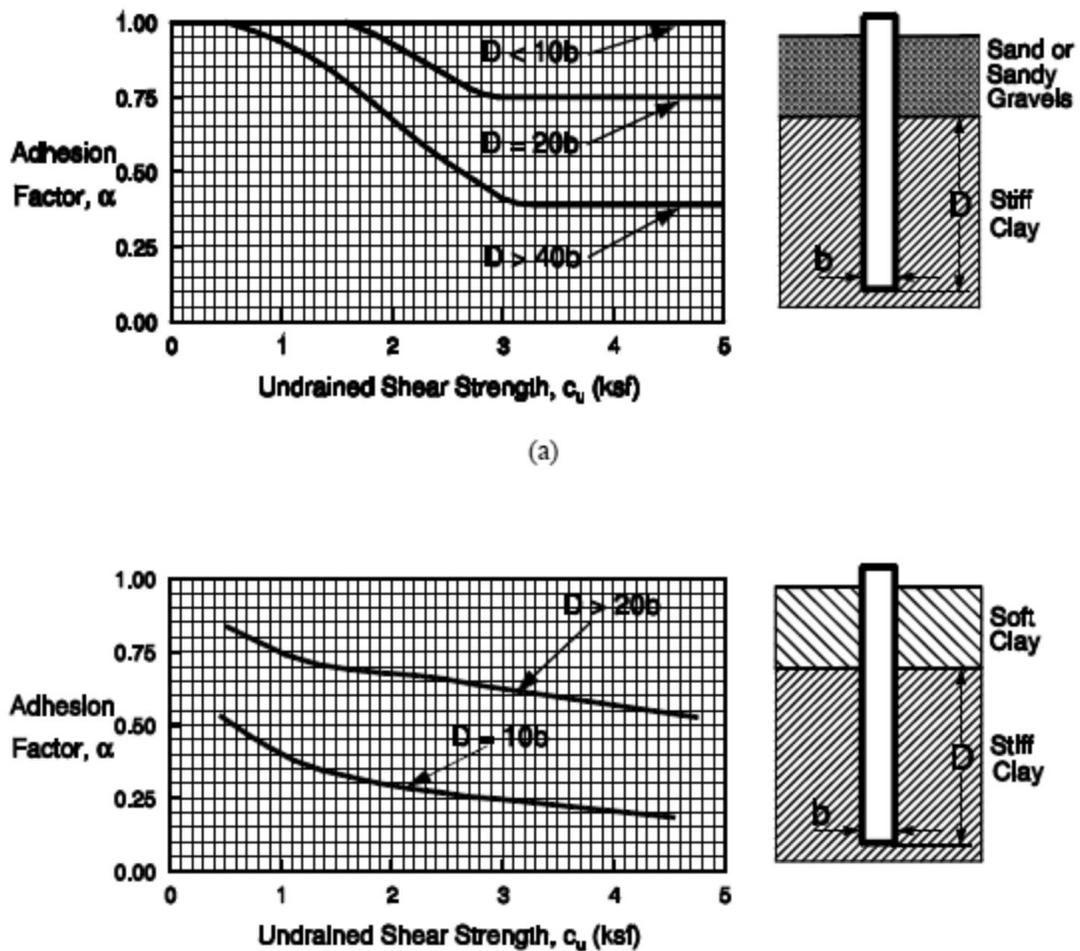


Figura 3-2 Factores de adhesión casos 1 y 2

La figura 3-3 presenta el factor de adhesión  $\alpha$  en función del esfuerzo cortante no drenado del suelo para pilotes hincados en arcillas duras sin ninguna capa superior (caso 3). En arcillas duras, se identifica una zona formada por la parte superior del estrato de arcilla y la parte superior en el fuste del pilote. En este caso, la penetración mínima en el estrato de arcilla dura reduce el factor de adhesión. Por lo anterior, el factor de adhesión que proporciona el esfuerzo cortante se reduce a una poca penetración del pilote y este incrementa a razón de la profundidad de penetración del pilote.

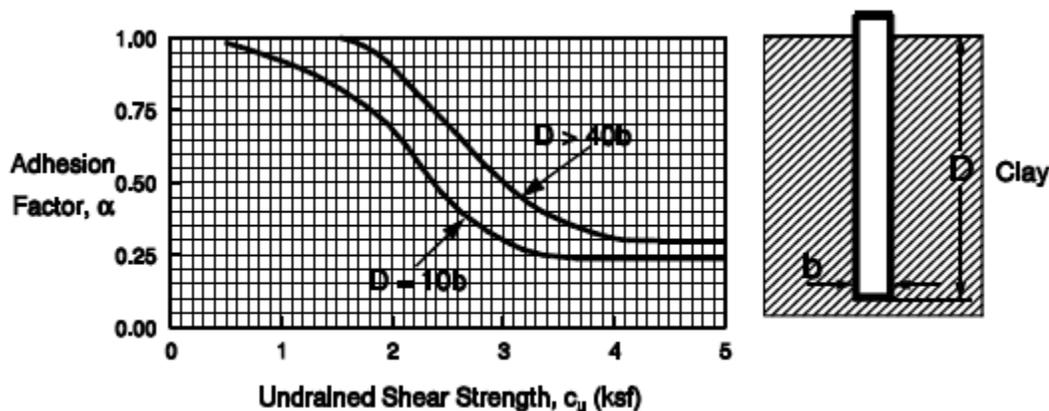


Figura 3-3 Factores de adhesión (caso 3)

Se deben tomar las siguientes consideraciones al utilizar las gráficas para la obtención de los factores de adhesión:

- Para suelos arcillosos con diferentes consistencias, como arcillas suaves sobre arcillas duras, se deberán obtener factores de adhesión para cada capa de arcilla.
- En arcillas con gran potencial de deslizamiento, se deberá ignorar el aporte de estas capas a la resistencia por fuste.
- Se deberá recurrir a correlaciones con pruebas de carga para asegurar la elegibilidad de las gráficas de factores de adhesión, especialmente en los casos 2 y 3.
- Para el caso de pilotes en H se considerarán dos factores de adhesión, uno con interacción entre los patines del pilote y el suelo y otro con interacción entre arcilla remodelada y arcilla inalterada.

### 3.2.2.1.2. Resistencia en la punta.

La resistencia unitaria en la punta en términos de esfuerzos totales en suelos cohesivos homogéneos es la siguiente:

$$q_t = c_u N_c \quad (3-10)$$

El término  $N_c$  es un factor de carga adimensional que depende del diámetro del pilote y de la profundidad de embebido y  $c_u$  es el esfuerzo cortante no drenado del material por debajo de la punta del pilote. El factor de capacidad de carga  $N_c$  es usualmente de 9 en cimentaciones profundas.

### 3.2.2.2. Método $\beta$ . Esfuerzos efectivos.

La capacidad estática en suelos cohesivos, poco cohesivos y suelos en capas puede también realizarse usando métodos basados en esfuerzos efectivos. Los métodos basados en esfuerzos efectivos son desarrollados para modelar las condiciones a largo plazo de los suelos en condiciones de esfuerzo cortante drenadas. Por esto, se deben utilizar parámetros de ángulo de fricción interna drenados  $\varphi'$  para utilizar este método.

En el análisis en esfuerzos efectivos, la resistencia unitaria por fuste es calculada con la siguiente expresión:

$$f_s = \beta p'_0 \quad (3-11)$$

donde:

$\beta$ : es el coeficiente beta de Bjerrum-Burland.  $\beta = K_s \tan \delta$

$p'_0$ : es el esfuerzo efectivo promedio a lo largo del fuste del pilote, en [ksf] ([kPa])

$K_s$ : es el coeficiente de presión de tierras.

$\delta$ : es el ángulo de fricción de la interface pilote-suelo.

La resistencia unitaria en la punta del pilote puede calcularse con la siguiente expresión:

$$q_t = N_t p_t \quad (3-12)$$

donde

$N_t$  : es el coeficiente de capacidad de carga en la punta del pilote.

$p_t$  : es el esfuerzo efectivo en la punta del pilote en [ksf] ([kPa]).

Los rangos recomendados para  $\beta$  y  $N_t$  son función del tipo de suelo y el ángulo de fricción interna del suelo  $\phi'$ . En 1991, Fellenius observó que los factores que afectaban a los coeficientes  $\beta$  y  $N_t$  consisten en la composición del suelo, incluyendo la distribución de los granos, angulosidad y origen mineralógico, la densidad original del suelo y la densidad del suelo después de hincado el pilote, la rigidez del suelo entre otros. Los valores de  $\beta$  se encuentran en rangos que difícilmente exceden el 1.0.

Tipo de suelo	$\phi'$	$\beta$	$N_t$
Arcilla	25 – 30	0.23 – 0.40	3 – 30
Limo	28 – 34	0.27 – 0.50	20 – 40
Arena	32 – 40	0.30 – 0.60	30 – 150
Grava	35 – 45	0.35 – 0.80	60 – 300

Tabla 3-3 Valores  $\beta$  y  $\phi'$  para diferentes tipos de suelo. (Fellenius, 1991)

Para depósitos sedimentarios poco cohesivos, Fellenius (1991) proporciona valores de  $N_t$  desde 30 hasta 120. En depósitos muy densos no sedimentarios como formaciones glaciales  $N_t$  es mucho mayor, pero el nivel inferior es muy similar a 30. En arcillas, Fellenius (1991) muestra que la resistencia de punta puede ser calculada con un  $N_t$  de 3, similar a la resistencia de punta calculada por medio de un análisis no drenado. Sin embargo, se recomienda usar valores bajos de  $N_t$  salvo que se cuente con correlaciones locales, con las se puedan respaldar valores de  $N_t$  altos.

Fellenius nos proporciona un gráfico para correlacionar  $\beta$  y  $N_t$ , los cuales se muestran en las figuras 3-4 y 3-5 respectivamente. Las gráficas pueden ser de ayuda para seleccionar  $\beta$  y  $N_t$ .

Se puede observar que el método de esfuerzos efectivos no limita los valores de resistencia ni de fuste ni de punta.

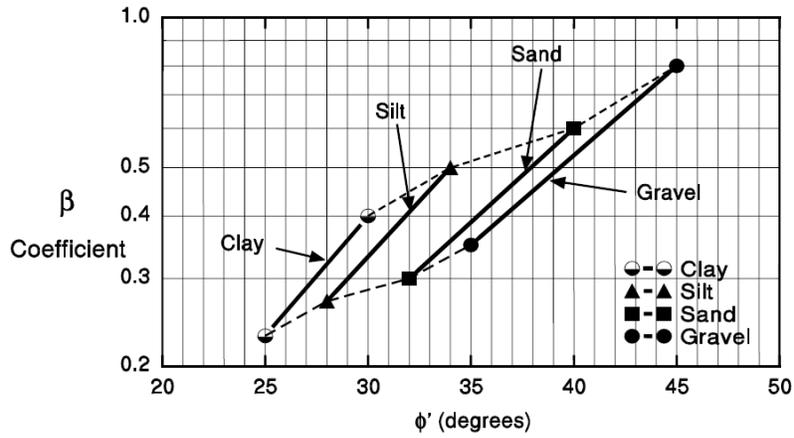


Figura 3-4 Carta para estimar coeficientes  $\beta$  en función del tipo de suelo  $\phi'$  (Fellenius, 1991)

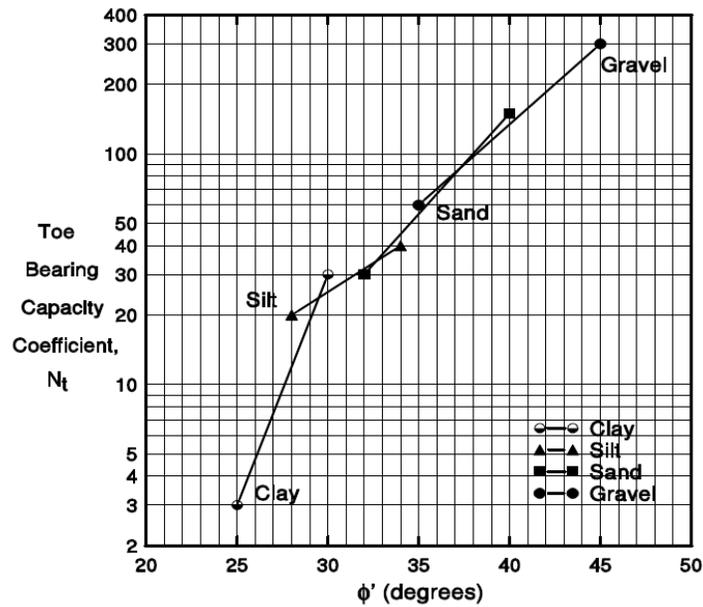


Figura 3-5 Carta para estimar coeficientes  $N_t$  como función del tipo de suelo y ángulo  $\phi'$  (Fellenius, 1991)

### 3.2.3. *Capacidad de carga en pilotes hincados sobre suelos estratificados.*

La capacidad de carga última en pilotes hincados en suelos estratificados puede ser calculada combinando los métodos expuestos previamente describiendo si son de naturaleza cohesiva o poco cohesiva. Se pueden combinar el método de Nordlund para suelos con naturaleza poco cohesiva y el método  $\alpha$  para suelos con comportamiento cohesivo. El método de esfuerzos efectivos también puede ser usado en perfiles de suelo en capas.

### 3.2.4. *Tapón en secciones punta abierta.*

Los pilotes con punta abierta como son tubos o secciones H de acero son de uso común para ser utilizados como pilotes hincados, dadas sus características de peso y versatilidad de hinca

En el proceso de hinca se debe tener la precaución de no convertirlos en pilotes de bajo desplazamiento, por la formación del “*cookie cut*”, el cual se forma cuando el tapón de suelo dentro de la sección transversal del pilote contribuye en la capacidad de carga del pilote, generalmente se considera que el pilote no tiene tapón en la etapa de hinca y cuando el pilote es calculado para condiciones estáticas, sí se toma en cuenta el tapón como parte de la sección transversal.

Stevens (1988) reportó que el tapón en pilas de tubo no ocurría durante la hinca si se lograban aceleraciones cerca de la punta del pilote del orden de 22g. Holloway y Beddard (1995) reportaron que la magnitud del golpe del martillo de hinca contribuye a la respuesta dinámica del tapón de suelo. Con un golpe de martillo de gran magnitud, el tapón se desliza dentro de la sección transversal del pilote y con un golpe de menor magnitud, el pilote muestra una resistencia semejante a si toda la sección transversal contribuyera a la capacidad de carga por punta. El análisis por medio de la ecuación de onda es capaz de proporcionar la magnitud de la aceleración en el segmento final del pilote.

Al realizar cálculos de capacidad de carga estática es necesario considerar si el pilote presentará un comportamiento de sección transversal con tapón o no. Algunos autores han realizado estudios al respecto, O'Neill y Raines (1991), Raines *et al.* (1992), así como Paikowsky and Whitman (1990) sugirieron que el tapón en pilotes de punta abierta hincados sobre arenas densas o medio densas comienza con una penetración del pilote del orden de una relación penetración-díámetro de 20, pero en algunos casos puede ser hasta mayor de 35. Para pilotes hincados en arcillas densas o suaves, Paikowsky y Whitman (1990) reportan que el tapón ocurre a una relación penetración-díámetro del pilote de 10 a 20.

Estudios posteriores sugieren que el tapón en cualquier suelo bajo cargas estáticas es probable que ocurra bajo una relación de penetración-diámetro de 20 en arenas densas y arcillas y de 20 a 30 en arena media. La diferencia en los mecanismos de respuesta que desarrolla un pilote bajo condiciones de tapón o sin tapón se ilustra en la figura 3-6. Paikowsky y Whitman (1990) recomiendan que para el cálculo de la capacidad de carga estática en pilotes tubulares abiertos debe ser calculada al menos con las siguientes ecuaciones:

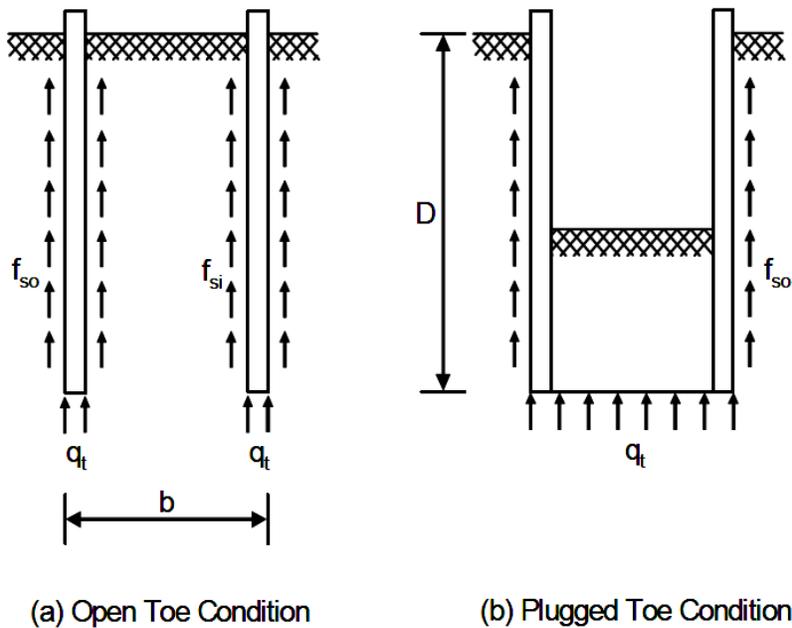


Figura 3-6 Mecanismos de carga en la punta de un pilote (Paikowsky y Whitman, 1990)

Con tapón:

$$Q_u = f_{so} A_s + q_t A_t \quad (3-13)$$

Sin tapón:

$$Q_u = f_{so} A_s + f_{si} A_{si} + q_t A_p - w_p \quad (3-14)$$

donde:

$Q_u$  : capacidad de carga última del pilote en kips (kN)

$f_{so}$  : resistencia exterior en el fuste del pilote en ksf (kPa)

$A_s$  : área de la superficie exterior del pilote en  $ft^2$  ( $m^2$ )

$f_{si}$  : resistencia interior en el fuste del pilote en ksf (kPa)

$A_{si}$  : área de la superficie interior del pilote en  $ft^2$  ( $m^2$ )

$q_t$  : resistencia unitaria en la punta del pilote  $ksf$  (kPa)

$A_t$  : área de la sección transversal de la punta del pilote (con tapón)  $ft^2$  ( $m^2$ )

$A_p$  : área de la sección transversal de la punta del pilote (sin tapón)  $ft^2$  ( $m^2$ )

$w_p$  : peso del tapón en kips (kN).

Para realizar cálculos de capacidad de carga en pilotes de punta abierta en suelos de naturaleza poco cohesiva es posible utilizar las ecuaciones de Paikowsky y Whitman (1990). La resistencia en la punta del pilote debe ser limitada según Tomlinson en 105 [ksf] (5000 [kPa]), Meyerhof también limita la resistencia en la punta en 105 [ksf] (5000 [kPa]).

## **Capítulo 4 Pruebas dinámicas en pilotes y análisis.**

Los métodos de pruebas dinámicas utilizan mediciones de deformación y aceleración obtenidas cerca de la cabeza del pilote, ya sea cuando se realiza la hinca del pilote o posterior al hincado, para lo cual se produce sobre el pilote un golpe del martillo de hinca. Estas mediciones dinámicas pueden ser usadas para evaluar el rendimiento del sistema de hincado, calcular los esfuerzos a los que está sometido el pilote en el proceso de hincado, determinar la integridad del pilote y estimar la capacidad de carga estática del pilote.

Los resultados de las pruebas dinámicas pueden ser evaluados utilizando técnicas de acoplamiento de señales, con esto se puede determinar la resistencia relativa del suelo en la pila, además de una representación de las propiedades dinámicas del suelo para hacer uso del análisis por medio de la ecuación de la onda.

### **4.1. Antecedentes.**

Las fórmulas dinámicas para el hincado de pilotes fueron utilizadas con mucha frecuencia para determinar la capacidad de carga estática en pilotes. Algunas de estas fórmulas también fueron usadas para determinar los esfuerzos en la pila durante el hincado.

Smith (1960) describe que “El hincado de pilotes no es un simple problema de impacto que se puede resolver directamente con las leyes de la mecánica de Newton. El hincado de pilotes es un problema de transmisión de ondas longitudinales que puede ser modelado de manera general por la ecuación de la onda”.

La conceptualización del hincado de pilotes, no reside solamente en la modelación de la interacción martillo-pilote, también es necesario considerar aspectos adicionales, los cuales reducen en determinada magnitud la cantidad de energía que el martillo transmite al pilote. El uso de materiales como la micarta, el triplay o determinados polímeros influyen de manera importante en la interacción martillo-pilote. Además, el dimensionamiento y materiales del cabezal de ajuste entre el martillo y el pilote, también desempeñan un papel no menos importante.

Smith (1960), realizó una descripción cronológica del uso de la ecuación diferencial de la onda como medio para modelar el proceso de hinca de la siguiente manera, “D. V. Isaacs, en 1931 fue el primero que externó que durante el proceso de hincado se generaba una acción de onda. En 1938, E. N. Fox publicó una solución de la ecuación de la onda aplicada al hincado de pilotes, pero

él no contaba con computadoras en ese tiempo, por lo que tuvo que adoptar varias hipótesis simplificadoras con la finalidad de llegar a una solución práctica, lo cual limitó el alcance de su solución. En el presente (1960), usando el modelo de ecuación de onda además resolviendo esta ecuación por medio de métodos numéricos es posible obtener una solución aproximada con un error de cerca del 5 %. Este grado de precisión es más que suficiente en vista de nuestro conocimiento imperfecto de las condiciones físicas involucradas.”

#### 4.2. Modelo de Smith.

El pilote se asume como una barra delgada y cuando ésta es impactada sobre su sección transversal, tanto la magnitud de impacto como la velocidad de propagación de onda están condicionadas por las condiciones de frontera de la barra.

Este impacto produce una onda que se propaga a través del pilote hasta el final de éste. Si se encuentra resistencia en la base del pilote, esta onda regresará con el doble de velocidad. Si no existe resistencia en la base del pilote éste se desplazará hacia abajo. Debido a lo anterior, se producirán esfuerzos de tensión y compresión dentro del pilote. La ecuación de la onda de Smith, modela al pilote como una serie de bloques conectados por resortes. Este modelo se puede resolver por diferencias finitas, de manera manual, pero es más práctico con el uso de una computadora.

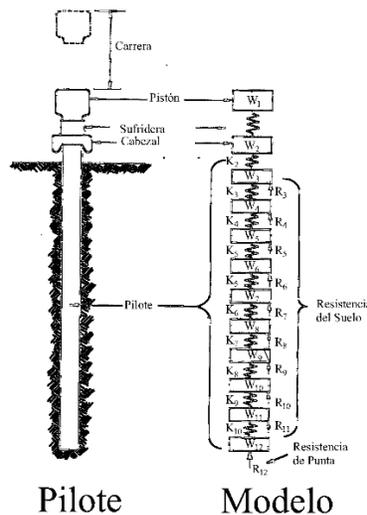


Figura 4-1 Modelo de Smith. (modificado de Smith, 1960)

### 4.3. Cronología en el desarrollo de pruebas dinámicas.

El trabajo de Smith fue una de las primeras aplicaciones del uso de computadoras en la solución de problemas de mecánica. El programa desarrollado, posteriormente al trabajo de Smith, fue desarrollado por investigadores de la universidad Texas A&M; conceptualmente es el resultado de la solución de Smith.

Después se realizó una actualización a la versión de Texas A&M la cual se llamó TTI (*Texas Transportation Institute*). También, el programa WEAP fue desarrollado para mejorar el análisis de martillos de hincia a diésel. Ambos programas fueron escritos bajo el patrocinio del *U.S. Department of Transportation*.

El programa de *Texas Transportation Institute* toma en cuenta la no linealidad de las fuerzas de amortiguamiento del suelo con la velocidad de penetración.

Según el FHWA, (2006) reporta que, “paralelamente a los trabajos de investigación en la Universidad Texas A&M, El *Ohio Department of Transportation* (ODOT) y la *Federal Highway Administration* (FHWA) crean un proyecto en el *Case Institute of Technology* iniciando sus trabajos en 1964. Este proyecto fue dirigido por los profesores R.H. Scanlan, y G.G. Goble. Después de dos años de trabajos, el profesor Scandlan es llevado a la Universidad de Princeton. Los investigadores que trabajaban bajo la dirección del profesor Goble continuaron con el proyecto bajo el patrocinio del ODOT y la FHWA así como otras organizaciones públicas y privadas hasta 1976.

El proyecto se centró en el desarrollo de cuatro aspectos principales. El desarrollo de transductores para la medición de fuerza y aceleración durante el hincado de pilotes. El desarrollo de equipo de campo para la adquisición de mediciones de fuerza y aceleración y su mejora continua. Realizaron trabajos a escala natural en los que ensayaron pilotes tanto estática como dinámicamente y de esta forma correlacionaron las mediciones de los transductores con los resultados de las pruebas de carga estáticas, los trabajos se llevaron a cabo principalmente en Ohio. Posteriormente se adhirieron otros departamentos de transporte (DOTS) y de esta forma se obtuvo una gran base de datos de correlaciones. Finalmente, se realizaron mejoras al método analítico, incluyendo soluciones de campo (el método Case) y la técnica de modelado numérico riguroso (*CAse Pile Wave Analysis Program* o CAPWAP).

El ODOT comenzó a aplicar los resultados de su investigación en la construcción de proyectos desde 1968. Los métodos para uso comercial comenzaron en 1972, cuando el *Pile Driving Analyzer* y CAPWAP se convirtieron en una práctica rutinaria de pruebas de campo, siempre que fuera llevada a cabo por ingenieros entrenados. Se continuó con una mejora tanto en software como en hardware haciendo el equipo más confiable y más fácil de usar. La implementación masiva de las pruebas dinámicas se realizó como resultado del *FWHA Demonstration Project 66*, en el cual fueron establecidas nuevas correlaciones y se demostraron los beneficios de la técnica en obras reales por todos los Estados Unidos. En Europa, también se desarrollaron técnicas en base de acoplamiento de señales, principalmente el *Foundation Pile Diagnostic System* (FDPS) y el software desarrollado por el *Dutch Organization for Applied Scientific Research* (TNOWAVE)".

En México, se tiene registro del inicio de pruebas dinámicas en 1978, al realizar pruebas de carga dinámicas en más de 100 pilotes en la Siderúrgica Lázaro Cárdenas "Las Truchas" S.A. El método utilizado en la realización de esas pruebas fue el *wave* (PDI, 2005).

#### 4.4. Deducción matemática de la ecuación de onda.

##### 4.4.1. Obtención de la ecuación diferencial de onda.

El pilote es idealizado como una barra longitudinal y el hincado puede simularse como un impacto en un extremo de la barra.

De acuerdo a las teorías de Timoshenko y Goodier (1951) sobre propagación de ondas en un medio elástico; después de un impacto, se produce movimiento dentro del cuerpo elástico.

En el caso del impacto causado por el hincado de pilotes, al generar un impacto súbito, la fuerza aplicada no se transmite en el mismo instante en todo el pilote. Las deformaciones producidas por la fuerza se van propagando a través del pilote en forma de ondas elásticas.

Considerando la ecuación diferencial de impacto en una barra esbelta sujeta a una resistencia en el fuste R

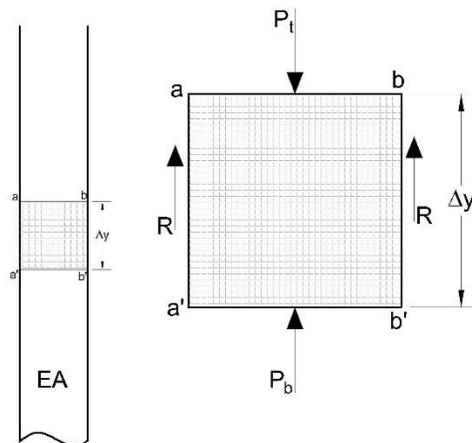


Figura 4-2 Transmisión de deformaciones (y esfuerzos) en una barra esbelta en caso de impacto.

Se realiza la suposición de que la sección transversal de la barra se mantiene plana durante la deformación.

La deformación unitaria en cualquier sección transversal  $ab$ , debida al desplazamiento longitudinal  $u$ , es igual a  $\frac{\partial u}{\partial y}$ .

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial y} \quad (4-1)$$

De acuerdo con la Ley de Hooke sabemos que,  $\sigma = \varepsilon E$

$$\sigma = E\varepsilon = E \frac{\partial u}{\partial y} \quad (4-2)$$

También es conocido que  $\sigma = F/A$ , donde A es el área de la sección transversal, por lo tanto  $F = \sigma A$ .

Entonces, podemos escribir la fuerza de tensión en la barra como:

$$P_t = F = \sigma A = EA \frac{\partial u}{\partial y} \quad (4-3)$$

La fuerza en la parte inferior del elemento diferencial de la barra es:

$$p_b = EA \frac{\partial u}{\partial y} + EA \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} dy \quad (4-4)$$

Considerando un elemento de la barra entre las dos secciones transversales ab y a'b' nosotros podemos obtener la resultante de fuerzas como se muestra en la figura 4-2:

Por diferencia de fuerzas  $P_{net}$  es:

$$\begin{aligned} P_{net} &= P_b + R - P_t \\ P_{net} &= EA \frac{\partial u}{\partial y} + EA \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} dy \pm R - EA \frac{\partial u}{\partial y} \\ P_{net} &= EA \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} dy \pm R \end{aligned} \quad (4-5)$$

Aplicando la segunda ley de Newton.

$$\begin{aligned} F &= P_{net} = ma \\ EA \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} dy \pm R &= ma \end{aligned} \quad (4-6)$$

Sabemos que la densidad  $\rho$  es la masa por unidad de volumen, entonces la masa del elemento diferencial de barra puede escribirse:

$$m = \rho A dy \quad (4-7)$$

Si el desplazamiento longitudinal es representado por  $u$  entonces la aceleración puede escribirse como:

$$a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4-8)$$

Sustituyendo las ecuaciones (4-7) y (4-8) en (4-6), la expresión queda:

$$\begin{aligned} EA \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} dy \pm R &= A \rho dy \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \pm R &= \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (4-9)$$

Realizando el cambio de variable  $c^2 = E/\rho$

La expresión se escribe de la siguiente forma

$$c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \pm R = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4-10)$$

La expresión anterior es la clásica ecuación de onda unidimensional incluyendo la resistencia debida al medio envolvente.

#### 4.4.2. Resolución de la ecuación diferencial de onda.

Si por el momento despreciamos el efecto de resistencia del medio, la expresión queda:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \quad (4-11)$$

La ecuación (4-11) es la ecuación diferencial que gobierna a ondas de cualquier forma viajando en dirección del eje  $y$ . Si nosotros realizamos los siguientes cambios de variables.

$$\begin{aligned} \varphi &= y - ct \\ \eta &= y + ct \end{aligned} \quad (4-12)$$

La ecuación de la onda se reduce a

$$\frac{\partial^2 u}{\partial \varphi \partial \eta} = 0 \quad (4-13)$$

Donde  $u$  ahora es función de  $\varphi$  y  $\eta$ . Ahora debemos buscar una ecuación de la forma  $u(\varphi, \eta)$  tal que satisfaga la ecuación (4-13). La ecuación de la onda en este estado debe tener una solución de la forma  $u = u(\varphi, \eta)$  en la cual la segunda derivada debe ser igual a cero, lo anterior establece que la nueva ecuación  $u = u(\varphi, \eta)$  debe ser de la siguiente forma:

$$u(\varphi, \eta) = u_1(\varphi) + u_2(\eta) \quad (4-14)$$

Regresando la ecuación a sus variables principales  $y$  y  $t$  se muestra la solución de la ecuación diferencial en forma paramétrica.

$$u(\varphi, \eta) = u_1(y - t) + u_2(y + t) \quad (4-15)$$

El primer término de la ecuación (4-15) representa a una onda viajando en la dirección positiva del eje  $y$ , con una velocidad igual a  $c$ , mientras el segundo término representa a una onda viajando en dirección negativa del eje  $y$  con una velocidad igual a  $c^2$ .

Podemos concluir que el desplazamiento en cualquier sección transversal es siempre la suma de la componente asociada con una onda viajando en sentido descendente y otra viajando en sentido ascendente.

#### 4.4.3. Relaciones entre fuerza y velocidad en la ecuación de la onda.

La velocidad  $v$  a la cual viajan las partículas de cualquier sección transversal de la barra debida al paso de las ondas descritas en las ecuaciones (4-9) o (4-10) se obtiene derivando el desplazamiento  $u$  con respecto al tiempo, de lo anterior resulta lo siguiente.

$$\begin{aligned} v &= \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u_1}{\partial \varphi} \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial u_2}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial t} \\ v &= \frac{\partial u_1}{\partial \varphi} \frac{\partial (y - ct)}{\partial t} + \frac{\partial u_2}{\partial \eta} \frac{\partial (y + ct)}{\partial t} \\ v &= c \left( -\frac{\partial u_1}{\partial \varphi} + \frac{\partial u_2}{\partial \eta} \right) \end{aligned} \quad (4-16)$$

La ecuación (4-16) puede interpretarse como la media donde una onda compresiva propagándose en sentido descendente y una onda compresiva propagándose en sentido ascendente imponen velocidades de diferente signo en cualquier sección transversal donde estas se crucen. La ecuación (4-16) puede ser escrita en forma compacta de la siguiente manera.

$$v(y,t) = v_1(y-ct) + v_2(y+ct) \quad (4-17)$$

La deformación se obtiene de derivar  $u$  con respecto a  $y$  :

$$\varepsilon = -\frac{\partial u}{\partial y} = -\left(\frac{\partial u_1}{\partial \varphi} + \frac{\partial u_2}{\partial \eta}\right) \quad (4-18)$$

La fuerza  $F$  se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F = EA\varepsilon = EA\left(-\frac{\partial u_1}{\partial \varphi} - \frac{\partial u_2}{\partial \eta}\right) \quad (4-19)$$

Utilizando la ecuación (4-16) y (4-17), es posible reescribir la ecuación (4-9) de la siguiente manera.

$$F = \frac{EA}{c}(v_1 - v_2) \quad (4-20)$$

Cuando una onda simple se encuentra viajando hacia abajo del pilote (en sentido positivo del eje  $y$ ),  $v_2 = 0$ . Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (4-20) se llega a la conclusión que la fuerza y la velocidad son directamente proporcionales y tienen el mismo signo. Por otra parte, si una onda simple viaja hacia arriba del pilote (sentido negativo del eje  $y$ ),  $v_1 = 0$ , lo cual, de acuerdo a la ecuación (4-20) significa que la fuerza y la velocidad son directamente proporcionales, pero de signo contrario.

El valor  $\frac{EA}{c}$  representa la fuerza sobre el pilote por velocidad de partícula unitaria y es conocida como la impedancia del pilote  $Z$ . La impedancia del pilote representa la fuerza axial total experimentada por la sección transversal del pilote cuando se sujeta a una velocidad unitaria  $v = 1$ . De acuerdo a la ecuación (4-20),  $Z$  también se puede escribir como:

$$Z = \frac{EA}{c} = \rho Ac \quad (4-21)$$

Es posible describir la impedancia de otra manera: en términos generales, para determinada altura de caída, el golpe del martillo impone cierta velocidad inicial en la cabeza del pilote. Esta velocidad inicial depende del martillo, del sistema de hincado y de las propiedades del pilote. La altura con la cual cae el martinete, la cantidad de energía perdida durante la caída, y la cantidad de energía perdida durante la transferencia de energía al pilote son los principales factores que determinan la velocidad inicial impuesta a determinado pilote. Para la misma velocidad impuesta en el pilote, la fuerza que soporta el pilote es directamente proporcional a la impedancia del pilote. Esto significa que una pila con un valor elevado de impedancia (o porque tiene una sección transversal grande o es elevado el producto de la densidad de masa por la velocidad de onda  $c$ ) es posible que reciba una fuerza de magnitud superior y pueda ser hincado con más fuerza por el mismo martillo y sistema de hinca. Esto significa que el pilote puede ser hincado a través de capas de suelo duro y de este modo desarrollará una gran resistencia estática.

Replantando las ecuaciones (4-17) y (4-20) en términos de la impedancia  $Z$  resulta:

$$\begin{aligned} F &= Zv_1 - Zv_2 = F_d + F_a \quad (a) \\ Zv &= Zv_1 + Zv_2 = Zv_d + Zv_a \quad (b) \end{aligned} \quad (4-22)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones para una fuerza viajando hacia arriba  $F_a = -Zv_a$  y para una fuerza viajando hacia abajo  $F_d = Zv_d$ , es posible definir.

$$F_a = -Zv_2 = \frac{1}{2}(F - Zv) \quad (4-23)$$

y

$$F_d = Zv_1 = \frac{1}{2}(F + Zv) \quad (4-24)$$

Donde la ecuación (4-23) caracteriza a una onda ascendente y la ecuación (4-24) una onda descendente.

#### 4.4.4. Condiciones de frontera.

Para el estudio de dinámica de pilotes son de interés cuatro condiciones de frontera.

- Onda aproximándose a un extremo o frontera libre.
- Onda aproximándose a un extremo o frontera empotrado.
- Fuerza prescrita en determinada sección transversal a través de la pila.
- Desplazamiento descrito en la cabeza del pilote.

##### 4.4.4.1. Onda aproximándose a un extremo o frontera libre.

Si consideramos un pilote de longitud  $L$  sin ninguna fuerza externa actuando sobre él. Consideremos una velocidad de onda  $v_d = v_0(y - ct)$  aproximándose al extremo libre del pilote (suponiendo que se alcanza esta condición cuando las deformaciones son iguales a cero). La frontera libre puede ser una discontinuidad súbita en la inercia. Cuando la onda llega al extremo libre, ya no existe ninguna inercia que vencer y la energía no puede continuar su viaje en la dirección positiva del eje  $y$ ; sin embargo, la energía no puede desaparecer, esta se refleja en sentido contrario, en dirección negativa del eje  $y$ . En el momento exacto que la onda se refleja, la velocidad en el extremo libre se duplica, y la fuerza tiende a cero.

Cuando la onda llega al extremo del pilote, la onda debe presentar una deformación nula (o fuerza nula). Porque la fuerza asociada con la onda  $v_d = v_0(y - ct)$ , para estar en equilibrio, requiere que una fuerza opuesta sea generada en el fin del pilote exactamente en el momento  $v_0(y - ct)$ . Para la onda de compresión, al arribar al extremo libre, genera una onda de tensión, que ya no viajará hacia arriba del pilote. La onda reflejada tiene la misma magnitud y signo que la onda incidente, esto en función de poder cancelar las fuerzas en el extremo libre del pilote.

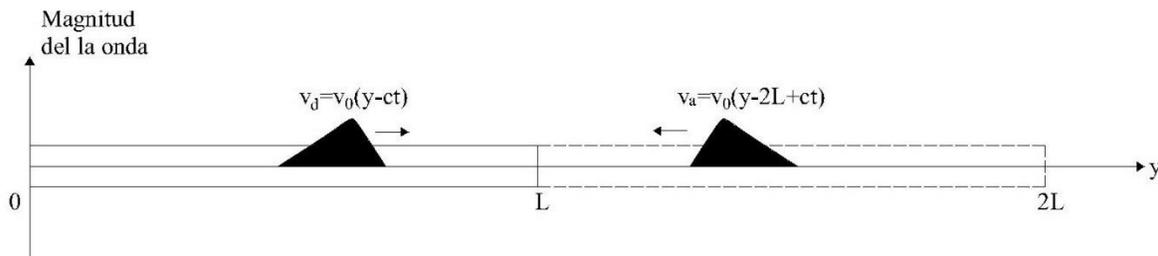


Figura 4-3 Reflexión hacia afuera en la frontera de un pilote, vista como ondas espejo. (modificado de Salgado, 2006)

Considerando nuevamente la onda imaginaria  $v_a = v_0(y - 2L + ct)$  con la misma magnitud de  $v_d$  aproximándose al extremo libre del pilote en la imagen del espejo imaginario del pilote (Figura 4-3). En el tiempo  $t = 0$ ,  $y = 0$  la onda descendente viaja a través del pilote real y  $y = 2L$  para la onda ascendente que viaja sobre el pilote imaginario, entonces  $v_a = v_0(y - 2L + ct)$  y  $v_d = v_0(y - ct)$  son simétricos exactamente cuando llegan al fin del pilote. De acuerdo a los argumentos anteriores  $v_0(y - 2L + ct)$  para  $v_a$  y  $v_0(y - ct)$  para  $v_d$ , las dos ondas llegan al extremo del pilote en el mismo tiempo  $(t = L/c)$  pero de direcciones opuestas.

Después de que las ondas convergieran en  $y = L$ , la onda  $v_d = v_0(y - ct)$  continuará su viaje más allá del fin del pilote, sobre el pilote imaginario y la onda  $v_a = v_0(y - 2L + ct)$  viajará hacia arriba sobre el pilote real. De la ecuación (4-21) nosotros conocemos que la fuerza asociada con la onda  $v_d = v_0(y - ct)$  viaja en el sentido positivo del eje  $y$  con el mismo signo de la velocidad, y la fuerza asociada con  $v_a = v_0(y - 2L + ct)$  viaja en la dirección opuesta del eje  $y$ , con el signo opuesto. Para nuestros propósitos, podemos observar que la reflexión de la onda descendente en el extremo del pilote es una onda con la misma magnitud, pero con signo contrario en cuanto a fuerza y es una onda del mismo signo e igual magnitud en cuanto a velocidad. Esto explica lo visto anteriormente, que en el momento exacto que la onda descendente llega a la base del pilote, la fuerza tiende a cero y la velocidad duplica su magnitud.

#### 4.4.4.2. Onda aproximándose a un extremo o frontera empotrado.

El razonamiento para un fin empotrado es similar al expuesto para un extremo libre, excepto que ahora la velocidad (o desplazamiento), no la fuerza es la que tiende a cero. Considerando la ecuación (4-17) podemos realizar las siguientes relaciones entre las ondas aproximándose al extremo empotrado tanto del lado real como del lado imaginario.

$$\begin{aligned} v_d &= v_0(y - ct) \quad (a) \\ v_a &= -v_0(y - 2L + ct) \quad (b) \end{aligned} \tag{4-25}$$

En vista de las ecuaciones (4-22 (a y b)) la ecuación (4-25 (b)) implica velocidad cero en el extremo empotrado del pilote y el doble de fuerza cuando se llega al tiempo  $(t = L/c)$  y la onda llega al fin

del pilote. Esto también implica que la onda se refleja con fuerzas con el mismo signo y velocidades con el signo contrario. En otras palabras, las ondas de compresión se reflejan como ondas de compresión y las ondas de tensión como ondas de tensión.

#### 4.4.4.3. Fuerza prescrita en determinada sección transversal a través de la pila.

Consideremos ahora la fuerza  $R(y^*)$  aplicada en un punto  $y = y^*$  sobre el pilote (Figura 4-4).

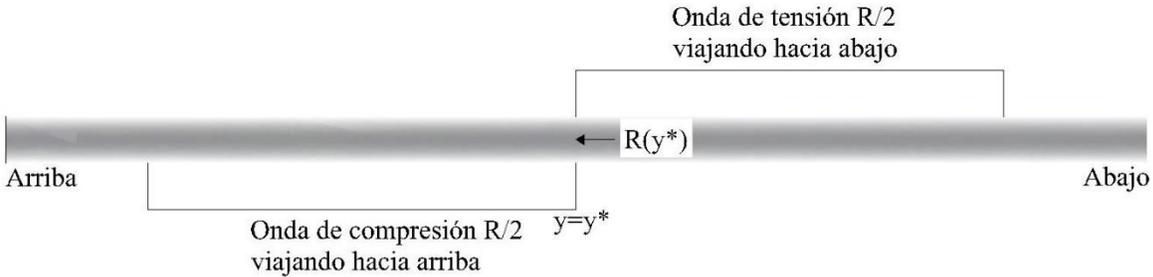


Figura 4-4 Ondas de tensión y compresión generadas por la aplicación de una fuerza súbita  $R$  en un punto sobre el fuste del pilote. (modificado de Salgado, 2006)

Para que exista continuidad se requiere que la velocidad (o el desplazamiento) a la izquierda de  $y^*$  (al cual llamaremos  $y_I^*$ ) debe ser el mismo que a la derecha de  $y^*$  (al cual llamaremos  $y_D^*$ ). Lo cual puede ser escrito como

$$v|_{y_I^*} = v|_{y_D^*} \quad (4-26)$$

Si la orientación de la fuerza  $R(y^*)$  es como en la figura 4-4 (en el sentido negativo del eje  $y$ ), para que se encuentre en equilibrio requiere que la fuerza esté balanceada por la suma de incrementos de esfuerzos (para lo cual, es necesario un incremento en compresión y es positivo) arriba del punto de aplicación de la fuerza y un decremento de esfuerzo (un incremento en tensión y es negativo) debajo del punto de aplicación de la fuerza. Lo anterior puede ser mostrado matemáticamente demostrando que ambas fuerzas son de igual magnitud. La velocidad de las partículas generada por este par de ondas es  $R(y^*)$  y estas tienen el mismo signo, con magnitud

$$\frac{1}{2} cR(y^*) / EA.$$

Se puede observar qué pasa con una onda de compresión viajando hacia abajo, lo cual se muestra en la figura 4-5, llega a un punto en el pilote donde la resistencia  $R_i$  se puede desarrollar. Solo hasta que toda la resistencia  $R_i$  sea movilizadada, la aplicación de la carga puede generar una onda viajando hacia arriba, pero de compresión con magnitud igual a  $\frac{R_i}{2}$  y una onda en tensión de magnitud igual a  $\frac{R_i}{2}$  para reaccionar con la fuerza  $R_i$ . Es importante observar que la carga necesita ser muy grande para movilizar  $R_i$  por completo.

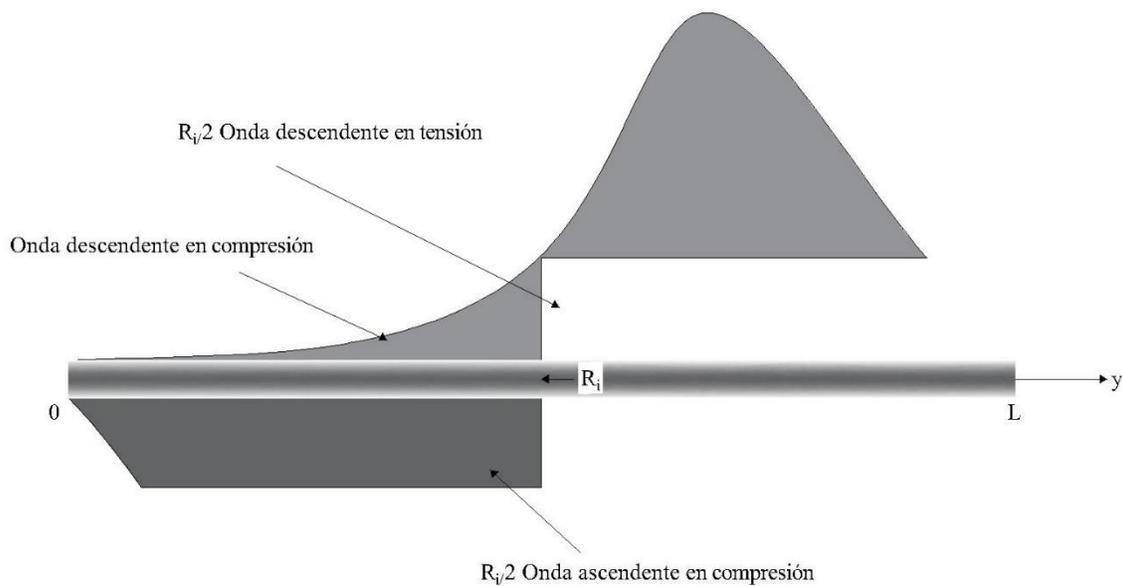


Figura 4-5 Interacción entre onda y fuerza  $R_i$  aplicada en determinada sección transversal. (modificado de Salgado, 2006)

Cuando la fuerza  $R_b$  es aplicada en la base del pilote, se generarán dos ondas, una viajando hacia arriba y una viajando hacia abajo, pero en este caso, la onda viajando hacia abajo sería inmediatamente reflejada hacia arriba. Las resultantes de fuerza y velocidad serían las siguientes:

$$v(y,t) = \frac{1}{Z} R_b (y + ct - L) = \frac{1}{Z} R_b \left( t - \frac{L-y}{c} \right) \quad (4-27)$$

$$F(y,t) = R_b (y + ct - L) = R_b \left( t - \frac{L-y}{c} \right)$$

donde  $t - \frac{(L-y)}{c}$  es equivalente a  $y + ct - L$  con la ventaja de que nos muestra el tiempo de viaje a través del pilote. Por ejemplo,  $\frac{(L-y)}{c}$  es el tiempo de viaje de la onda entre el fin del pilote y el punto  $y$ . Se observa también que si estamos interesados en el valor de la fuerza  $R_b$  para cualquier otro tiempo, es fácil obtener el valor, dado que no está en función de  $z$ , solo del tiempo. Colocando  $z = L$ , se obtiene la fuerza aplicada igual a  $R_b(t)$ .

#### 4.4.4.4. Desplazamiento descrito en la cabeza del pilote.

Si imponemos una velocidad  $v_i$  en la cabeza del pilote, se genera una onda que se moverá hacia abajo el pilote. También es posible que esta onda se pueda reflejar, dado que la fuerza y la velocidad son proporcionales. Al multiplicar la velocidad en la cabeza del pilote por la impedancia se obtiene la fuerza en el punto en consideración, sin tomar en consideración alguna condición de frontera en particular, pero ahora con la fuerza nuevamente aplicada no en la base sino en la cabeza del pilote, tenemos lo siguiente.

$$R_i = \frac{EA}{c} v_i \quad (4-28)$$

#### 4.4.5. Modelación de resistencias del suelo.

En el análisis de propagación de ondas en pilotes, las resistencias del suelo  $R_i$  son a veces asumidas en forma de un número finito de tramos de pilote igualmente espaciados a lo largo del elemento. La resistencia  $R_i(t)$  actuando en  $z_i$  se asume que consiste en una componente estática  $R_{si}(t)$  y una componente dinámica  $R_{di}(t)$ :

$$R_i(t) = R_{si}(t) + R_{di}(t) \quad (4-29)$$

Las resistencias en el punto  $z_i$  son funciones del tiempo porque su movilización depende del paso de las ondas por  $z_i$ . La resistencia estática  $R_{si}(t)$  puede ser modelada si se asume que el suelo es elástico lineal y plástico perfecto. Si el suelo tiene una respuesta elasto-plástica, su rigidez será  $K_{si}$  hasta alcanzar su resistencia límite elástica  $R_{sLi}$ , y se movilizará un desplazamiento de

magnitud igual a  $u_{qi}$ , la cual se conoce como “quake”. Matemáticamente, la resistencia estática es expresada como:

$$R_{si}(t) = \begin{cases} K_{si}u_i(t) & \text{si } u_i(t) < u_{qi} \\ R_{sLi} & \text{si } u_i(t) \geq u_{qi} \end{cases} \quad (4-30)$$

o, alternativamente

$$R_{si}(t) = \min(K_{si}u_i(t), R_{sLi}) \quad (4-31)$$

en términos de carga es posible escribir

$$R_{si}(t) = R_{sLi} - K_{si}(u_{i,max} - u_i) \quad (4-32)$$

para representar la descarga, cuando  $u_{i,max}$  es el máximo desplazamiento realizado por el pilote durante la carga, y:

$$K_{si} = \frac{R_{sLi}}{u_{qi}} \quad (4-33)$$

Este modelo se representa esquemáticamente por un resorte (componente elástico) y un patín (componente plástico) el cual se activa cuando la fuerza actuando en los resortes alcanzan el valor límite de  $R_{sLi}$  (fig. 4-6).

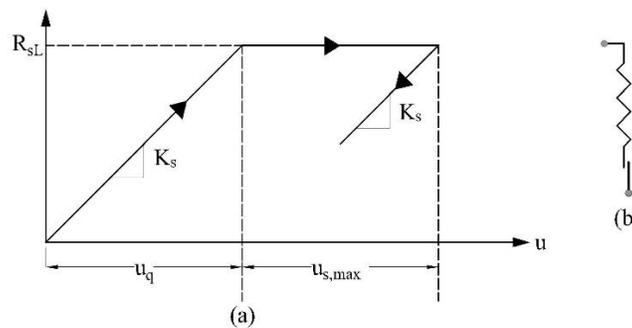


Figura 4-6 Modelo de resistencia elástica (a) Relación entre modelos elástico lineal y plástico perfecto en carga y descarga. (b) Representación de la relación resorte-patín (modificado de Salgado. 2006).

También es posible generar un modelo para analizar la respuesta dinámica del suelo, éste se basa en la respuesta rígida-plástica del suelo y se representa matemáticamente de la siguiente manera:

$$R_{di}(t) = \begin{cases} 0 & \text{si } u_i(t) = 0 \\ R_{sLi} & \text{si } u_i(t) > 0 \end{cases} \quad (4-34)$$

Es conocido que los suelos suelen ofrecer una mayor resistencia cuando la carga es aplicada rápidamente a que si ésta fuera aplicada lentamente. La fuerza resistente dinámica depende de la velocidad, por ello es necesario asignar un valor apropiado al factor o coeficiente de amortiguamiento (*damping*). En formulas dinámicas es usual escribir la resistencia dinámica como:

$$R_{di}(t) = d_i v_i(t) \quad (4-35)$$

donde  $d_i$  = coeficiente de amortiguamiento (*damping*). La ecuación 4-35 puede representarse con un modelo de amortiguador, el cual se muestra en la siguiente figura.

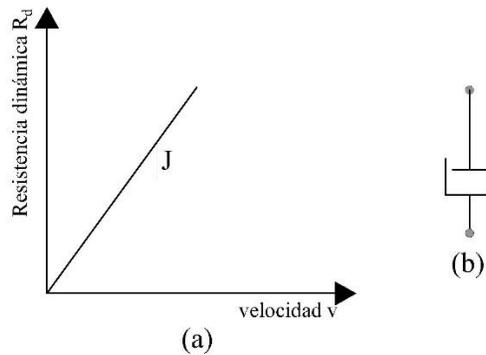


Figura 4-7 Modelo de resistencia dinámica del suelo. (a) relación fuerza vs velocidad. (b) representación del amortiguador y su relación.

Existen otras dos formas para expresar el amortiguamiento del suelo  $d_i$ , uno basado en el factor de amortiguamiento, Case  $j_c$  (después, *Case Western Reserve University*) y el factor de amortiguamiento de Smith  $J_s$ . La fuerza de resistencia dinámica se expresa de las siguientes maneras, para cada caso, respectivamente.

$$R_{di}(t) = j_c Z v_i(t) \quad (4-36)$$

donde el factor de amortiguamiento  $j_c$  es un número adimensional.

$$R_{di}(t) = J_s R_{sLi} v_i(t) \quad (4-37)$$

donde  $J_s$  es el factor de amortiguamiento de Smith.

El factor común de las ecuaciones (4-35), (4-36) y (4-37) es que, si la velocidad es conocida en cualquier sección transversal, la fuerza dinámica también es conocida. Asumiendo, por ejemplo, que la velocidad en  $z = z_1$ , donde la resistencia  $R_i = R_{si} + R_{di}$  existe, es  $v_{ia}(t)$  si  $R_i = 0$ . La movilización de  $R_i$  genera dos impulsos, uno ascendente y uno descendente en el pilote, cada uno con velocidad opuesta en signo que el de la onda incidente. La velocidad actual en el punto bajo consideración deberá ser:

$$v_i(t) = v_{ia}(t) - \frac{1}{2Z} R_i(t) \quad (4-38)$$

donde  $R_i$  es función de  $v_i$  a través de la componente dinámica  $R_{di}$ , lo anterior es posible de resolver con la ecuación 4-38 para  $v_i$  y después para calcular  $R_{di}$ .

Considerando ahora el extremo del pilote. La resistencia en la base  $R_b$ , una vez movilizado el pilote, creará dos ondas con una fuerza de magnitud  $\frac{1}{2}R_b$  y velocidad igual a  $\frac{1}{2}R_b/Z$ . Sin embargo, la onda descendente se reflejará inmediatamente hacia arriba. Entonces, en la base del pilote se tiene:

$$v_b(t) = v_{ba}(t) - \frac{1}{Z} R_b(t) \quad (4-39)$$

#### 4.5. Aplicaciones de los métodos de prueba dinámicos.

En una investigación para el FHWA, Cheney y Chassie (1993) muestran que las pruebas dinámicas cuestan mucho menos y requieren menos tiempo que una prueba de carga estática de pilotes. También muestran que se puede obtener información importante del desempeño del martillo de hincia y el sistema suelo-pilote cuando no se dispone de resultados de pruebas estáticas de carga. Consecuentemente, las pruebas dinámicas tienen muchas aplicaciones. Algunas de ellas se discuten a continuación:

### **Capacidad estática del pilote.**

- Evaluación de la capacidad estática del pilote al momento que se realiza la prueba. La configuración del suelo o el potencial de relajación puede evaluarse si se prueban algunos pilotes y se compara con las capacidades obtenidas al final de la prueba dinámica inicial.
- Evaluar la capacidad estática del pilote versus profundidad de penetración del pilote la cual puede ser obtenida desde el inicio hasta el final del hincado. Esto puede ser de mucha ayuda para definir la capacidad de carga de cada estrato con la profundidad y si se requiere también se puede estimar la longitud del pilote, que garantice una cierta capacidad de trabajo.
- El análisis CAPWAP puede proveer una estimación refinada de la capacidad estática, evalúa la distribución de la resistencia del suelo y evalúa la resistencia y el factor de amortiguamiento del suelo, parámetros necesarios para realizar el análisis por medio de la ecuación de la onda.

### **Desempeño del martillo de hinca y sistema de hincado.**

- Cálculo de la energía transferida a la pila, comparación con el rango proporcionado por el proveedor del equipo, la ecuación de la onda predice el desempeño del martillo y el sistema de hinca. La energía transferida también puede ser usada para determinar el efecto de cambiar la sufridera del martillo o los materiales en la sufridera del martillo en la resistencia del equipo de hinca.
- Determinar el desempeño del sistema de hinca bajo diferentes presiones de operación, masa de golpeo o cambios en el mantenimiento del martillo si se compara el desempeño del martillo durante un determinado periodo de uso.
- Identificación de problemas en el desempeño del martillo, como problemas de preignición con martillos de diésel o preadmisión en martillos de aire/vapor.
- Determinación del desempeño del martillo bajo diferentes tipos de suelo o determinar si el desempeño del martillo es responsable de cambios observados en la resistencia de hinca.

### **Esfuerzos durante la hinca e integridad de la pila.**

- Cálculo de esfuerzos de tensión y compresión durante la hinca. Si se presentan problemas debido a los esfuerzos de tensión o compresión, esta información puede ser de utilidad

cuando se evalúan ajustes en los procedimientos de instalación del pilote. Los esfuerzos calculados también se pueden comparar con los correspondientes límites de esfuerzo durante la hinca.

- Determinación de la extensión y localización del daño estructural en el pilote, Rausche y Goble (1979). De este modo, no es necesario realizar gastos costosos por extracción para confirmar o cuantificar supuestos daños observados en los registros de hincado.
- El análisis CAPWAP muestra la distribución de esfuerzos a lo largo del pilote.

#### **4.6. Equipo para la realización de pruebas dinámicas.**

El equipo típico para la realización de las pruebas dinámicas es: mínimo dos transductores de deformación y dos acelerómetros atornillados diametralmente opuestos a la pila con la finalidad de conocer la deformación y aceleración de los impactos no uniformes y la inclinación del pilote. Los transductores de deformación y acelerómetros son generalmente añadidos dos o tres diámetros por debajo de la cabeza del pilote.

Después de colocar los transductores, el proceso de hinca o rehinca continúa siguiendo el procedimiento usual. En caso de prueba en rehinca solo se necesitan veinte golpes o menos.

El sistema de adquisición de datos, también llamado “*Pile Driving Analyzer*”, concentra y convierte las señales de deformación y aceleración en señales de fuerza y velocidad en el dominio del tiempo. La fuerza se obtiene de las mediciones de deformación,  $\varepsilon$ , por el producto del módulo elástico del pilote,  $E$ , y el área de la sección transversal,  $A$ , o:  $F(t) = EA\varepsilon(t)$ . La velocidad se obtiene de la integración de las mediciones de aceleración,  $a$ , o  $V(t) = \int a(t) dt$ .

Durante el proceso de hinca, el “*Pile Driving Analyzer*” realiza integraciones y otras operaciones con los datos de los sensores para así obtener energía transferida, esfuerzos en la hinca, integridad estructural y capacidad del pilote. Los resultados numéricos de más de nueve parámetros dinámicos son electrónicamente almacenados en un archivo, los cuales posteriormente se pueden usar para generar reportes gráficos y numéricos. Ya que se cuenta con los registros de los sensores estos son almacenados electrónicamente para más tarde ser reprocesados con el análisis de datos CAPWAP.

La calidad de los datos es automáticamente evaluada por el “*Pile Driving Analyzer*” y si se detecta algún problema, se envía una advertencia al ingeniero de prueba.



Figura 4-8 Hardware de adquisición de datos PDA-8G.  
(PDI)



Figura 4-9 Transductores de fuerza y aceleración PDA-8G  
(PDI)



Figura 4-10 PDA 8-G en campo. (PDI)

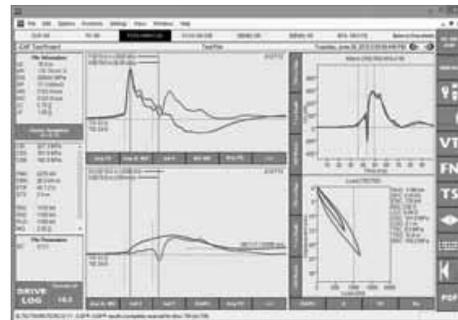


Figura 4-11 Software de adquisición de datos. (PDI)

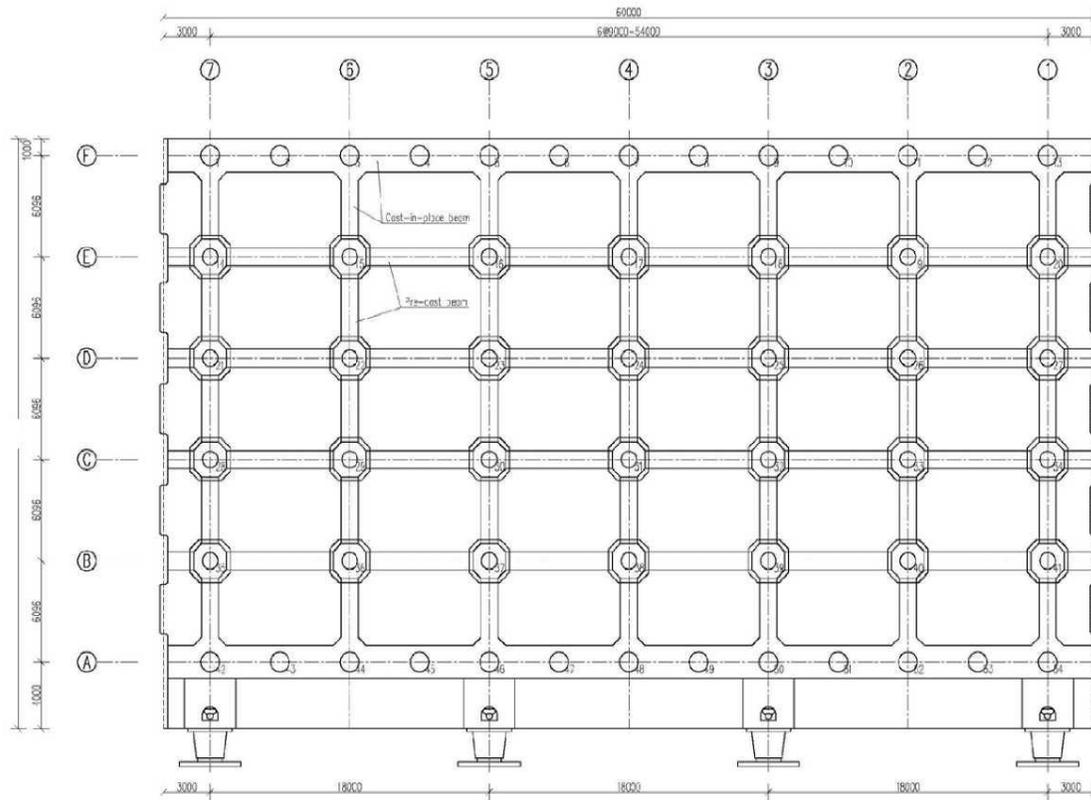
Se puede encontrar información adicional de requerimientos de pruebas dinámicas la cual se detalla en las normas ASTM D-4945, “*Standard Test Method of High Strain Dynamic Testing of Piles*” y en AASHTO T-298-33, “*Standard Method of Testing for High Strain Dynamic Testing of Piles*”.

## Capítulo 5 Caso Práctico de Comparativa.

### 5.1. Conceptualización del proyecto.

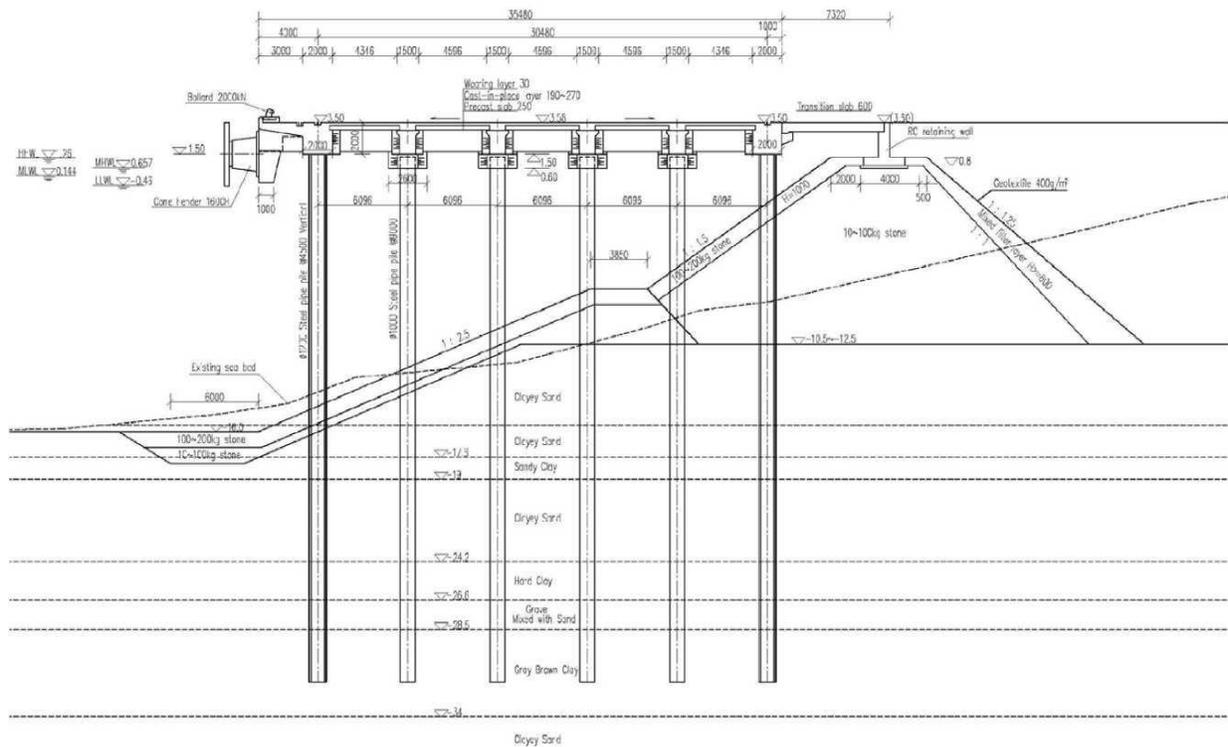
El análisis geotécnico, así como las pruebas dinámicas realizadas forman parte de la información que permitió la construcción de una terminal de contenedores ubicada al oeste del país.

La estructuración planteada para este fin consta de un muelle de plataforma con cimientos tubulares huecos, los pilotes en los ejes que constituyen el paso del riel de la grúa pórtico (ejes A y F) tienen una dimensión de 120 [cm] de diámetro con un espesor de pared de 18 [mm] y los pilotes interiores tienen un diámetro de 100 [cm] y un espesor de pared de 18 [mm], un diagrama de planta y un corte se presentan en las figuras (5-1) y (5-2).



Cross Barr and Pile Arrangement of Typical Quay Bay

*Figura 5-1 Planta de Muelle Tipo*



Typical Section of Quay and Connecting Shore Structure

Figura 5-2 Elevación de Muelle Tipo

El muelle en general tiene una longitud de 720 [m] y un calado nominal a la -16.00 [m] (NBMI). Está constituido por doce secciones independientes denominadas bahías, cada bahía consta de 54 pilotes, 26 pilotes de 120 [m] de diámetro y 28 pilotes de 100 [cm] de espesor. Cada bahía tiene una conexión por cortante de neopreno y acero por cortante.

Los pilotes intermedios conectan a la superestructura por medio de capiteles octogonales, en cada capitel se apoyan dos vigas transversales y dos vigas longitudinales, ambas prefabricadas, los pilotes exteriores están unidos por medio de una viga continua, colada en sitio, esta viga será la que soporte las solicitaciones impuestas por las grúas pórtico.

El muelle debe tener la capacidad de soportar tanto el peso de las grúas pórtico en todas las condiciones de carga (peso propio, operación y extraordinarias), el peso de los camiones “Capacity”, que transportarán la carga desde o hacia los patios de almacenamiento y las operaciones de atraque de las embarcaciones. Una imagen de la terminal de contenedores se muestra en la figura (5-3).



Figura 5-3 Terminal de Contenedores (Google Maps, 2016) 50 m

## 5.2. Marco Geológico

Según Solé *et al.* (2007), El batolito de Manzanillo forma parte de una amplia faja de magmatismo reconocido en la Sierra Madre del Sur (SMS). En forma particular, las rocas intrusivas que forman parte de la zona batolítica de las costas de Jalisco y Colima han sido fechadas por diferentes métodos encontrándose edades del Cretácico Tardío y en la porción sureste del batolito de Manzanillo se reportan edades terciarias (Schaaf *et al.*, 1995; Morán–Zenteno *et al.*, 1999, 2000). Asimismo, se puede señalar la presencia en la región de rocas volcánicas del Cretácico Superior – Paleoceno (Ferrari *et al.*, 2005)

Para fines de identificación geológica de materiales, se observa que de las muestras fechadas (Figura 5-4) tres corresponden a cuerpos plutónicos afines con las edades del Cretácico Tardío – Terciario previamente reportadas en la región. De igual manera, las edades obtenidas de las rocas volcánicas también quedan integradas al contexto geológico del área.

Au-4. Andesita basáltica ubicada en la sierra de Minatitlán, inmediatamente al SW de Autlán. Es una roca isogranular constituida por microcristales de plagioclasa tabulares, además se observan pequeñas vesículas rellenas de clorita. Se fechó la roca entera libre de minerales magnéticos, obteniéndose una edad de  $67 \pm 2$  Ma, la cual debe ser muy próxima al emplazamiento del cuerpo volcánico.

H-1. Gabro que forma parte del batolito de Tomatlán, en la localidad la Huerta. La muestra presenta textura intersertal y está constituida por cristales euhedrales grandes de plagioclasa, y piroxenos de forma irregular. Algunos cristales de piroxeno se encuentran alterados a clorita. Se separó biotita, por lo que interpretamos la edad de  $84 \pm 2$  Ma como la edad de enfriamiento del intrusivo.

P-1. Granodiorita que forma parte del batolito de Tomatlán en la localidad Purificación. Los cristales son de plagioclasa y cuarzo, principalmente. Cristales grandes de biotita también forman un porcentaje importante de la composición. Los anfíboles son escasos. Se separó biotita, dando una edad de  $70 \pm 2$  Ma que se interpreta como la edad de enfriamiento del intrusivo.

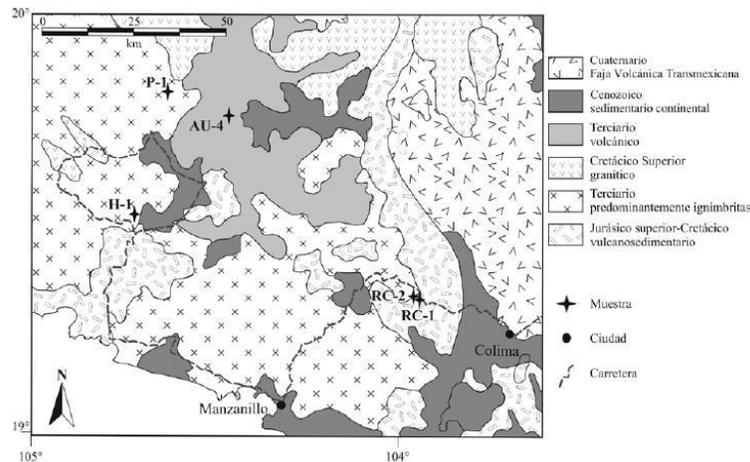


Figura 5-4 Mapa geológico simplificado con la ubicación de las muestras fechadas en la región del batolito de Manzanillo, Colima (Solé et.al 2007)

### 5.3. Exploración Geotécnica

Para la obtención de los parámetros geotécnicos se realizaron cinco sondeos de penetración estándar, bajo la normativa ASTM D 1586 -11.

El ensayo de penetración estándar es el ensayo de caracterización geotécnica más popular y sobre el cual existe una gran variedad de correlaciones para la obtención de las propiedades geotécnicas del suelo.

El objetivo del sondeo de penetración estándar es principalmente la obtención de muestras alteradas, las cuales tienen la finalidad de realizar una caracterización de la estratigrafía del sitio. También es posible, mediante la cuantificación del número de golpes, obtener valores aproximados de las principales variables que se utilizan en el diseño de cimentaciones, tales como: compactación relativa ( $D_r$ ), cohesión ( $c$ ), pesos volumétricos ( $\gamma_s$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ).

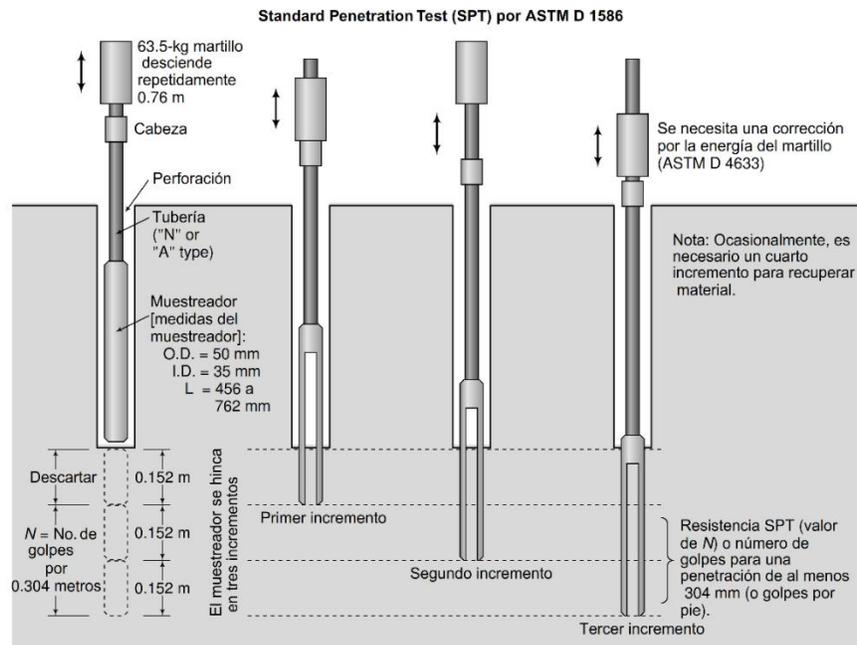


Figura 5-5 Esquema SPT (Modificado de (Budhu, 2010))

#### **5.4. Caracterización Geotécnica del Sitio.**

Para llevar a cabo la caracterización geotécnica del sitio, se realizaron cinco sondeos de penetración estándar, en los cuales se describen las siguientes características.

##### *5.4.1. Descripción cualitativa de los sondeos realizados.*

###### *5.4.1.1. Descripción del sondeo SM-33.*

La columna estratigráfica del sondeo SM-33 está formada por un estrato de turba reciente de color negro con materia orgánica en descomposición, humedad alta, plasticidad alta, consistencia muy blanda hasta una profundidad de 2.00 [m], le subyace un estrato de suelo arenoso con tamaño de grano medio, humedad alta, sin plasticidad, compacidad relativa densa hasta la profundidad de 8.00 [m], continúa un estrato de arcilla limosa de baja plasticidad con humedad media y consistencia dura. Posteriormente, se encontró un estrato de suelo arenoso con tamaño de grano medio a grueso, humedad media, baja plasticidad, compacidad relativa muy densa con algunas intercalaciones de arcilla limosa de baja plasticidad con humedad media, consistencia dura, hasta la profundidad de exploración 30.37 [m].

###### *5.4.1.2. Descripción del sondeo SM-37.*

La columna estratigráfica del sondeo SM-37 está formada por un estrato de arcilla limosa con gravilla, humedad saturada, plasticidad alta, consistencia muy blanda hasta la profundidad de 1.00 [m], le subyace un estrato de limo arenoso con humedad alta, plasticidad alta y consistencia blanda hasta la profundidad de 3.00 [m], continúa un estrato de arcilla limosa, con poca gravilla, color negro, humedad saturada, plasticidad alta y consistencia muy dura hasta una profundidad de 7.00 [m], le subyace un estrato de suelo arenoso con tamaño de grano medio, humedad media, baja plasticidad y compacidad relativa media hasta la profundidad de 9.00 [m]. Posteriormente, se localizaron hasta una profundidad de exploración de 26.00 [m] estratos de arcillas de baja plasticidad con humedad media, consistencia dura y arenas limosas de grano medio, humedad media, plasticidad baja, compacidad relativa densa a muy densa, le subyace un estrato de arena de grano medio con humedad media, sin plasticidad y compacidad relativa muy densa hasta la profundidad máxima de exploración de 28.00 [m].

*5.4.1.3. Descripción del sondeo SM-38.*

La columna estratigráfica del sondeo SM-38 está formada por un estrato de suelo arenoso con tamaño de grano fino a medio, humedad media a alta, baja plasticidad, compacidad relativa densa hasta la profundidad de 9.00 [m], le subyace un estrato de arcilla de baja plasticidad con humedad alta, consistencia dura hasta la profundidad de 19.00 [m]. Posteriormente, se encuentra una intercalación de estratos de arena con tamaño de grano fino a medio, humedad de media a alta, plasticidad baja, compacidad relativa muy densa y arcilla de baja plasticidad con humedad de media a alta y consistencia dura hasta la profundidad máxima de exploración de 30.18 [m].

*5.4.1.4. Descripción del sondeo SM-42.*

La columna estratigráfica del sondeo SM-42 está formada por un estrato de suelo arenoso de tamaño de grano medio a grueso, humedad alta, sin plasticidad y compacidad relativa media hasta una profundidad de 3.00 [m], le subyace un estrato de arcilla de baja plasticidad con humedad alta, consistencia firme a muy firme hasta la profundidad de 10.00 [m], continúa un estrato de arena de grano medio con limo, humedad media, plasticidad baja y compacidad relativa densa hasta la profundidad de 21.00 [m]. posteriormente, se localizó un estrato de acilla de baja plasticidad, humedad alta y consistencia dura, le subyace un estrato de suelo arenoso con tamaño de grano medio a grueso con limo y algunas gravas, humedad media, plasticidad baja y compacidad relativa densa, continúa un estrato de arcilla de baja plasticidad con humedad media y consistencia dura hasta la profundidad máxima de exploración de 32.33 [m].

*5.4.1.5. Descripción del sondeo SM-43.*

La columna estratigráfica del sondeo SM-43 está formada por un estrato de arcilla limosa de baja plasticidad, consistencia muy blanda de 2.00 a 3.00 [m] de profundidad, le subyace un estrato de suelo arenoso de tamaño de grano medio, sin plasticidad, humedad media y compacidad relativa densa hasta la profundidad de 8.00 [m], continúa un estrato de arcilla limosa de baja plasticidad con humedad de media a alta, consistencia muy firme hasta la profundidad de 21.00 [m]. Posteriormente, se encontró un estrato de suelo arenoso con tamaño de grano grueso con humedad baja, sin plasticidad y compacidad relativa muy densa hasta una profundidad de 28.00 [m], le subyace un estrato de arcilla limosa de baja plasticidad con humedad de media a alta y consistencia dura hasta la profundidad máxima de exploración de 36.38 [m].

Como resultado del análisis de los sondeos de penetración estándar, se puede perfilar el material del sitio con cuatro tipos de suelo, en la parte superficial del terreno se observan suelos producto de sedimentación, compuestos por arenas limosas, arcillas de baja compresibilidad y arcillas de alta compresibilidad, las arenas limosas presentan pesos volumétricos secos sueltos del orden de 1.16 [ton/m<sup>3</sup>], en las arcillas de baja compresibilidad se presentan pesos volumétricos secos sueltos del orden de 1.2 [ton/m<sup>3</sup>].

A mayor profundidad, se observaron suelos arcillosos de baja compresibilidad con pesos volumétricos secos sueltos del orden de 0.99 [ton/m<sup>3</sup>] a 1.56 [ton/m<sup>3</sup>] y arenas de grano grueso, cuyos pesos volumétricos secos sueltos son del orden de 1.036 [ton/m<sup>3</sup>] a 1.62 [ton/m<sup>3</sup>], respectivamente.

#### 5.4.2. *Peso volumétrico.*

Para determinar los pesos volumétricos de los materiales, tanto en estado seco, saturado y sumergido, se utilizaron los datos proporcionados en las granulometrías y se utilizaron las siguientes expresiones.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (5-1)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma_w \quad (5-2)$$

$$\gamma_{sub} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = (\gamma_{sat} - 1) \quad (5-3)$$

Donde:

$\gamma_d$  : es el peso volumétrico seco [kN/m<sup>3</sup>]

$W_s$  : es el peso de los sólidos [Mg].

$V$  : es el volumen total de la muestra [m<sup>3</sup>].

$S_s$  : es la densidad de sólidos [1].

$e$  : es la relación de vacíos [1].

$\gamma_{sat}$  : es el peso volumétrico saturado [kN/m<sup>3</sup>].

$\gamma_{sub}$  : es el peso volumétrico sumergido [kN/m<sup>3</sup>].

Los valores de pesos volumétricos para cada material son los siguientes:

Identificador	Peso Volumétrico $[kN/m^3]$
I <sub>1</sub>	13.14
II <sub>1-1</sub>	17.39
II <sub>1-1t</sub>	18.78
II <sub>2-2</sub>	17.16
III	19.03
III <sub>t</sub>	17.75
IV <sub>1</sub>	18.73
IV <sub>2</sub>	19.12

Tabla 5-1 Identificación de materiales

#### 5.4.3. Cohesión y ángulo de fricción interna.

Los resultados del sondeo de penetración estándar son utilizados con regularidad para obtener los parámetros de resistencia al corte en los suelos. La tabla 5-2 (Peck, et al., 1957) muestra alguna de estas correlaciones.

Arenas (bastante confiable)		Arcillas (no muy confiable)	
Número de golpes por pie, N	Densidad Relativa	Número de golpes por pie, N	Consistencia
0-4	Muy suelta	Menor a 2	Muy suave
4-10	Suelta	2-4	Suave
10-30	Media	4-8	Media
30-50	Densa	8-15	Firme
Mayor de 50	Muy densa	15-30	Muy firme
		Mayor a 30	Dura

Tabla 5-2 Resistencia a la penetración y propiedades de los suelos en base a sondeos de penetración estándar (Peck, et al., 1957).

La tabla anterior ha sido profusamente difundida y muchos investigadores han aportado observaciones para obtener parámetros de mejor precisión. En la tabla 5-3 (Santoyo, 2010) presenta los siguientes valores, los cuales son referencia en la literatura de cimentaciones.

Tipo de suelo		N (número de golpes)	Cohesión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Ángulo de fricción [°]
Suelos cohesivos	Muy blando	< 2	< 0.12	0
	Blando	2-4	0.12-0.25	0
	Firme	4-8	0.25-0.50	0
	Duro	8-15	0.50-1.00	0
	Muy duro	15-30	1.00-2.00	0
	Durísimo	>30	>2.00	0
Suelos no cohesivos	Suelto	< 10	0	28
	Medio	10 – 30	0	28 – 30
	Denso	> 30	0	32
Suelos intermedios	Suelto	< 10	0.05	8
	Medio	10 – 30	0.05-0.50	8 – 12
	Denso	> 30	0.50	12

Tabla 5-3 Correlación de N para estimar cohesión y fricción de los suelos (Santoyo, 2010).

#### 5.4.3.1. Correcciones al número N del sondeo de penetración estándar.

“Antes y después de que la ASTM estandarizara la prueba de penetración, se observó que los valores de N utilizando distintos tipos de equipo y realizando la prueba en posiciones adyacentes arrojaban distintos valores de N, lo cual daba como resultado que una prueba de penetración no fuera reproducible. Debido a la gran popularidad que adquiriría la prueba, esta discrepancia recibió especial atención. Gibbs y Holtz (1957), consideraron que el esfuerzo efectivo al nivel de la toma de la muestra y la longitud de la tubería de perforación eran la principal causa de la incompatibilidad en las pruebas. Adicionando observaciones, de Mello (1971) realizó una extensa investigación en la literatura de la fecha y centró su investigación en la energía de hinca. [Schmertmann, (1975)]” (Bowles, 1996).

Los factores que influyen en el número de golpes se enlistan en la tabla 5-4 y la corrección se realiza mediante la siguiente ecuación (Youd *et.al.*, 2001):

$$(N')_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (5-4)$$

Donde:

$N_m$  = resistencia a la penetración estándar medida.

$C_N$  = factor para normalizar  $N_m$ , tomando como referencia el factor de sobrecarga

$C_E$  = corrección por la relación de la energía del martillo (ER).

$C_B$  = factor de corrección por el diámetro de la perforación.

$C_R$  = factor de corrección por longitud de columnas de barras.

$C_S$  = corrección de barril de la muestra.

Factor	Equipo	Término	Corrección
Presión de sobrecarga	-	$C_N$	$\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$
	-	$C_N$	
Energía del martillo	Martillo original	$C_E$	0.5-1.0
	Martillo de seguridad	$C_E$	0.7-1.2
	Martillo automático	$C_E$	0.8-1.3
Diámetro de la perforación	65 – 115 [mm]	$C_B$	1.00
	150 [mm]	$C_B$	1.05
	200 [mm]	$C_B$	1.15
Longitud de las barras	< 3 [m]	$C_R$	0.75
	3 – 4 [m]	$C_R$	0.8
	4 – 6 [m]	$C_R$	0.85
	6 – 10 [m]	$C_R$	0.95
	10 – 30 [m]	$C_R$	1.0
Tipo de muestreador	Tubo estándar	$C_S$	1.0
	Tubo con camisa	$C_S$	1.1-13

Tabla 5-4 Factores de corrección  $N$  (Skempton, 1986).

En el caso estudiado se utilizaron los siguientes valores para el cálculo de  $(N^*)_{60}$ .

Factor	Equipo	Término	Corrección
Presión de sobrecarga	-	$C_N$	1.46 promedio
Energía del martillo	Martillo original	$C_E$	0.75
Diámetro de la perforación	65 – 115 [mm]	$C_B$	1.0
Longitud de las barras	10 – 30 [m]	$C_R$	1.0
Tipo de muestreador	Tubo estándar	$C_S$	1.0

Tabla 5-5 Factores de corrección  $N$  para el caso estudiado.

Con los valores  $N$  por cada lectura del sondeo SPT, es posible realizar un promedio para obtener un valor de  $(N')_{60}$  representativo del estrato.

Al contar con valores de  $(N')_{60}$  por cada estrato, es posible la obtención de parámetros de resistencia. En el inicio de esta sección se enlistaron los valores típicos que reporta la literatura para correlacionar el número de golpes con algún parámetro de resistencia al corte.

#### 5.4.3.2. Correlaciones de valores de $N$ y compacidad relativa $D_r$ .

Para cada valor de  $(N')_{60}$  es posible realizar una correlación para encontrar un valor de compacidad relativa  $D_r$  en el caso de suelos granulares. A continuación, se enlistan algunas correlaciones, cuyos ajustes y conversiones al SI fueron publicadas por (Hamidi, et al., 2013).

La primera propuesta fue publicada por Meyerhof (1957) realizando gráficas para los datos publicados por Gibbs y Holtz (1957),

$$D_r = \sqrt{\frac{N}{17 + 0.25\sigma'_v}} \quad (5-5)$$

Posteriormente, Peck y Bazaraa (1969) proponen las siguientes ecuaciones para obtener el valor de densidad relativa, tomando como base también los datos publicados por Gibbs y Holtz (1957).

$$D_r = \sqrt{\frac{N}{20 + 0.84\sigma'_v}} \quad \text{para } \sigma'_v < 72 [kPa] \quad (5-6)$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N}{65 + 0.21\sigma'_v}} \quad \text{para } \sigma'_v \geq 72 [kPa] \quad (5-7)$$

Más tarde, (Skempton, 1986) propone la siguiente relación entre densidad relativa y valores de  $N$ , para la obtención de los parámetros  $a$  y  $b$ , Skempton ensayó cinco diferentes tipos de arena, los cuales se muestran en la siguiente tabla.

$$D_r = \sqrt{\frac{N}{a + b\sigma'_v}} \quad (5-8)$$

Identificador	Arena	a	b
Dr <sub>3-1</sub>	RBM	16	17
Dr <sub>3-2</sub>	GHF	15	18
Dr <sub>3-3</sub>	SCS	21	24
Dr <sub>3-4</sub>	GHC	18	22
Dr <sub>3-5</sub>	PR	30	22

Tabla 5-6 Factores a y b para la fórmula de Skempton (Skempton, 1986).

Se graficaron los valores que se obtienen con cada fórmula en función de la profundidad por cada sondeo, las gráficas se muestran a continuación. Con la finalidad de observar el rango de valores que puede tomar Dr, se graficaron los valores de N y su correspondiente Dr para cada sondeo.

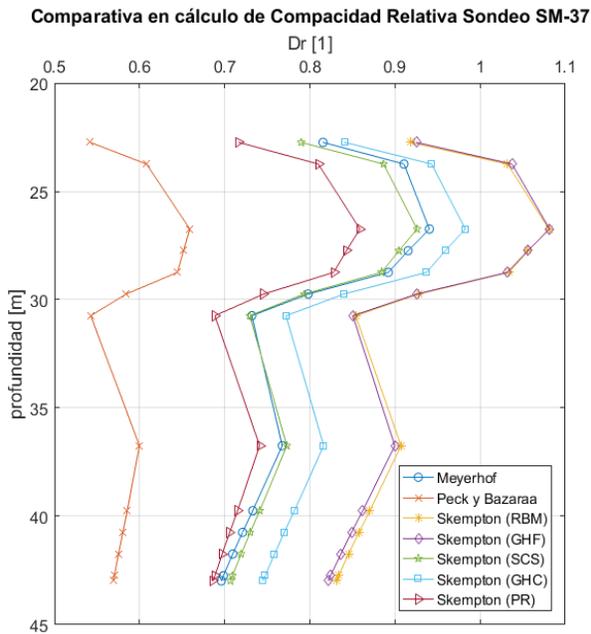


Figura 5-6 Gráfico comparativo Dr. SM-37

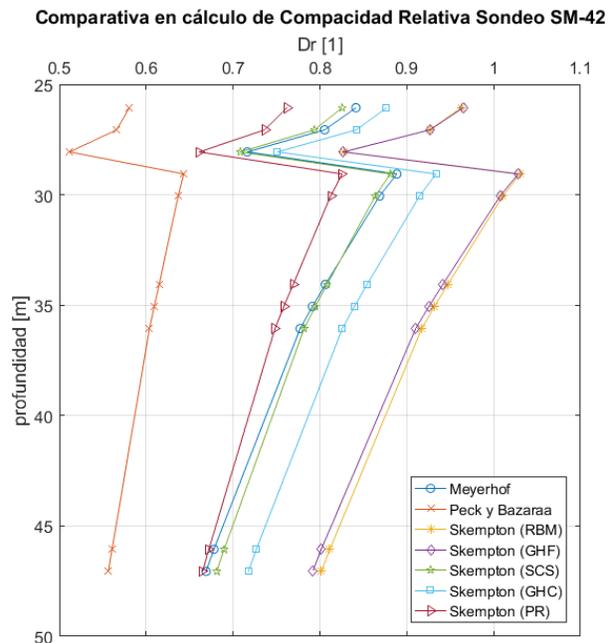


Figura 5-7 Gráfico comparativo Dr. SM-42

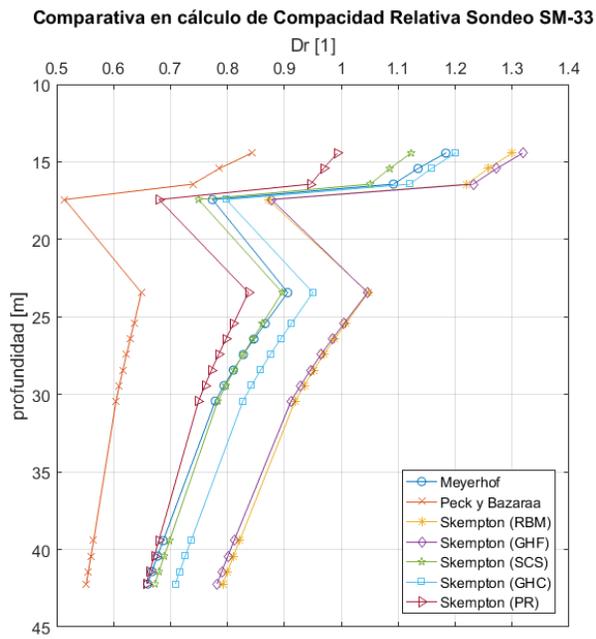


Figura 5-8 Gráfico comparativo Dr. SM-33

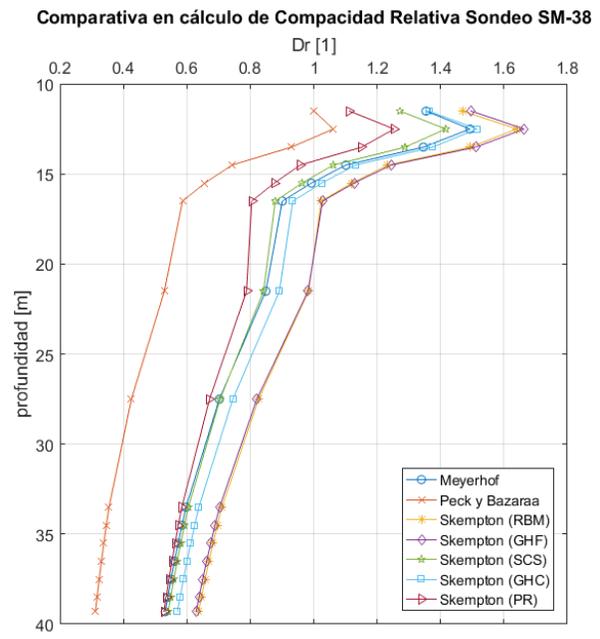


Figura 5-9 Gráfico comparativo Dr. SM-38

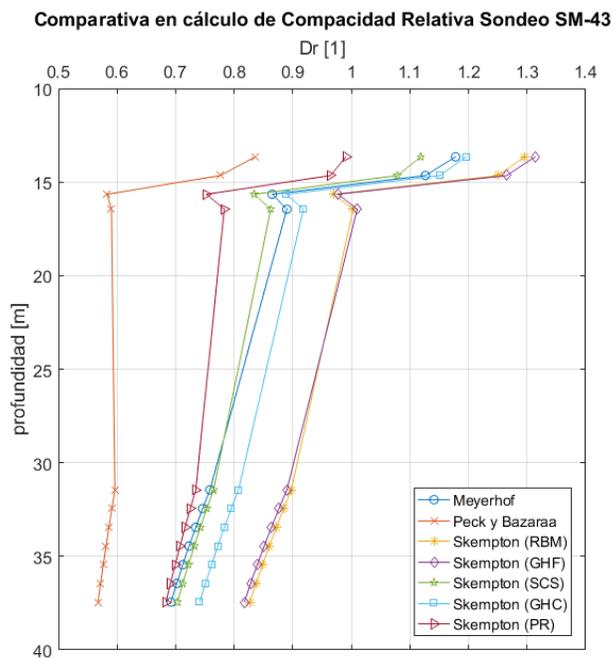


Figura 5-10 Gráfico comparativo Dr. SM-43

Se observa en las gráficas que existe una variación importante en el cálculo de la compacidad relativa, los valores obtenidos por la ecuación (5-6) y (5-7) proporcionan los valores más conservadores, pero también son los valores más coherentes, por lo tanto, serán los valores de compacidad relativa utilizados para obtener valores de ángulo de fricción interna.

5.4.3.3. *Valores de parámetros de resistencia.*

Con los valores de N corregidos y la obtención de valores de compacidad relativa, es posible obtener valores de resistencia, los cuales se muestran en las siguientes tablas.

SM-37						
Capa	Nomenclatura	de	a	h [m]	c [kPa]	$\phi$ [°]
1	III <sub>t</sub>	15.68	20.48	4.8	172	0
2	III	20.48	22.48	2	34.5	36.6
3	III <sub>t</sub>	22.48	23.48	1	144	0
4	IV <sub>1</sub>	23.48	24.48	1	261	0
5	IV <sub>2</sub>	24.48	29.48	5	21	35
6	IV <sub>1</sub>	29.48	34.48	5	173	0
7	IV <sub>2</sub>	34.48	35.48	1	38.3	35
8	IV <sub>1</sub>	35.48	37.48	2	152.1	0
9	IV <sub>2</sub>	37.48	41.76	4.28	23.51	34

Tabla 5-7 Parámetros de resistencia, sondeo SM-37

SM-42						
Capa	Nomenclatura	de	a	h [m]	c [kPa]	$\phi$ [°]
1	II <sub>1-1t</sub>	14.8	16.8	2	8.88	8.1
2	II <sub>2-2</sub>	16.8	18.8	2	7.35	6.83
3	III <sub>t</sub>	18.8	23.8	5	7.94	121
4	III	23.8	26.8	3	9.21	27.55
5	IV <sub>2</sub>	26.8	28.8	2	9.31	34.7
6	IV <sub>1</sub>	28.8	31.8	3	8.92	198.9
7	IV <sub>2</sub>	31.8	34.8	3	9.31	39.94
8	IV <sub>1</sub>	34.8	43.8	9	8.92	148.8
9	IV <sub>2</sub>	43.8	45.8	2	9.31	31.31
10	IV <sub>1</sub>	45.8	46.6	0.8	8.92	139.2

Tabla 5-8 Parámetros de resistencia, sondeo SM-42

Cálculo de la capacidad de carga en pilotes  
y su evaluación por medio de pruebas de carga dinámicas

SM-33						
Capa	Nomenclatura	de	a	h [m]	c [kPa]	$\phi$ [°]
1	II <sub>1-1</sub>	10.17	11.17	1	22.64	0
2	II <sub>1-1t</sub>	11.17	12.17	1	9.63	33
3	IV <sub>2</sub>	12.17	17.17	5	23.28	37.8
4	IV <sub>1</sub>	17.17	22.17	5	216.8	0
5	IV <sub>2</sub>	22.17	23.17	1	47.11	36.37
6	IV <sub>1</sub>	23.17	24.17	1	206.53	0
7	IV <sub>2</sub>	24.17	30.17	6	29.91	36
8	IV <sub>1</sub>	30.17	38.17	8	168.27	0
9	IV <sub>2</sub>	38.17	40.97	2.8	18.67	33

Tabla 5-9 Parámetros de resistencia, sondeo SM-33

SM-43						
Capa	Nomenclatura	de	a	h [m]	c [kPa]	$\phi$ [°]
1	III	11.39	15.19	3.8	38.46	38.4
2	III <sub>t</sub>	15.19	25.19	10	105.89	0
3	IV <sub>1</sub>	25.19	29.19	4	193.68	0
4	IV <sub>2</sub>	29.19	36.19	7	16.72	34.6
5	IV <sub>1</sub>	36.19	44.99	8.8	142.79	0

Tabla 5-10 Parámetros de resistencia, sondeo SM-43

SM-38						
Capa	Nomenclatura	de	a	h [m]	c [kPa]	$\phi$ [°]
1	II <sub>1-1</sub>	8.25	10.25	2	3.94	0
2	III	10.25	16.25	6	23.79	34.9
3	III <sub>t</sub>	16.25	18.25	2	72.4	0
4	IV <sub>1</sub>	18.25	20.25	2	236.9	0
5	IV <sub>2</sub>	20.25	21.25	1	21.74	36.4
6	IV <sub>1</sub>	21.25	26.25	5	209.51	0
7	IV <sub>2</sub>	26.25	27.25	1	39.5	35.1
8	IV <sub>1</sub>	27.25	28.25	1	175	0
9	IV <sub>2</sub>	28.25	32.25	4	22.59	34.8
10	IV <sub>1</sub>	32.25	38.05	5.8	155.95	0

Tabla 5-11 Parámetros de resistencia, sondeo SM-38

#### 5.4.4. Diagrama de esfuerzos efectivos.

Con los datos para el cálculo de las propiedades estratigráficas del perfil de suelo y los espesores de cada capa observados en los sondeos de penetración estándar es posible perfilar el diagrama de esfuerzos efectivos para cada sondeo, los cuales se muestran en la figura (5-11).

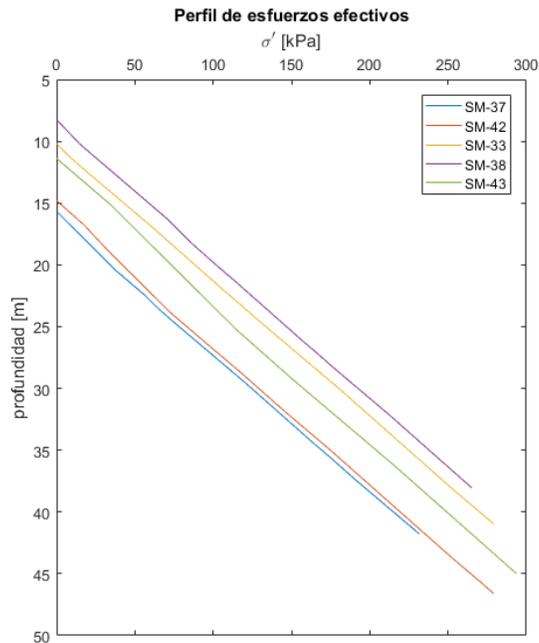


Figura 5-11 Perfiles de esfuerzos efectivos para cada sondeo analizado.

#### 5.5. Idealización del perfil de suelo.

Para la identificación de los estratos de suelo se siguió la siguiente nomenclatura:

Identificador	Material
I <sub>1</sub>	Arcilla limosa blanda amarilla gris oscura
II <sub>1-1</sub>	Turba gris oscura
II <sub>1-1t</sub>	Arena fina gris
II <sub>2-2</sub>	Arena limosa gris
III	Arena media fina gris café
III <sub>t</sub>	Arcilla limosa gris amarillo
IV <sub>1</sub>	Arcilla limosa amarilla gris café
IV <sub>2</sub>	Arena media fina gris café amarilla

Tabla 5-12 Identificación de materiales

A continuación, se muestran los perfiles estratigráficos obtenidos de acuerdo a los cinco sondeos de penetración estándar realizados.

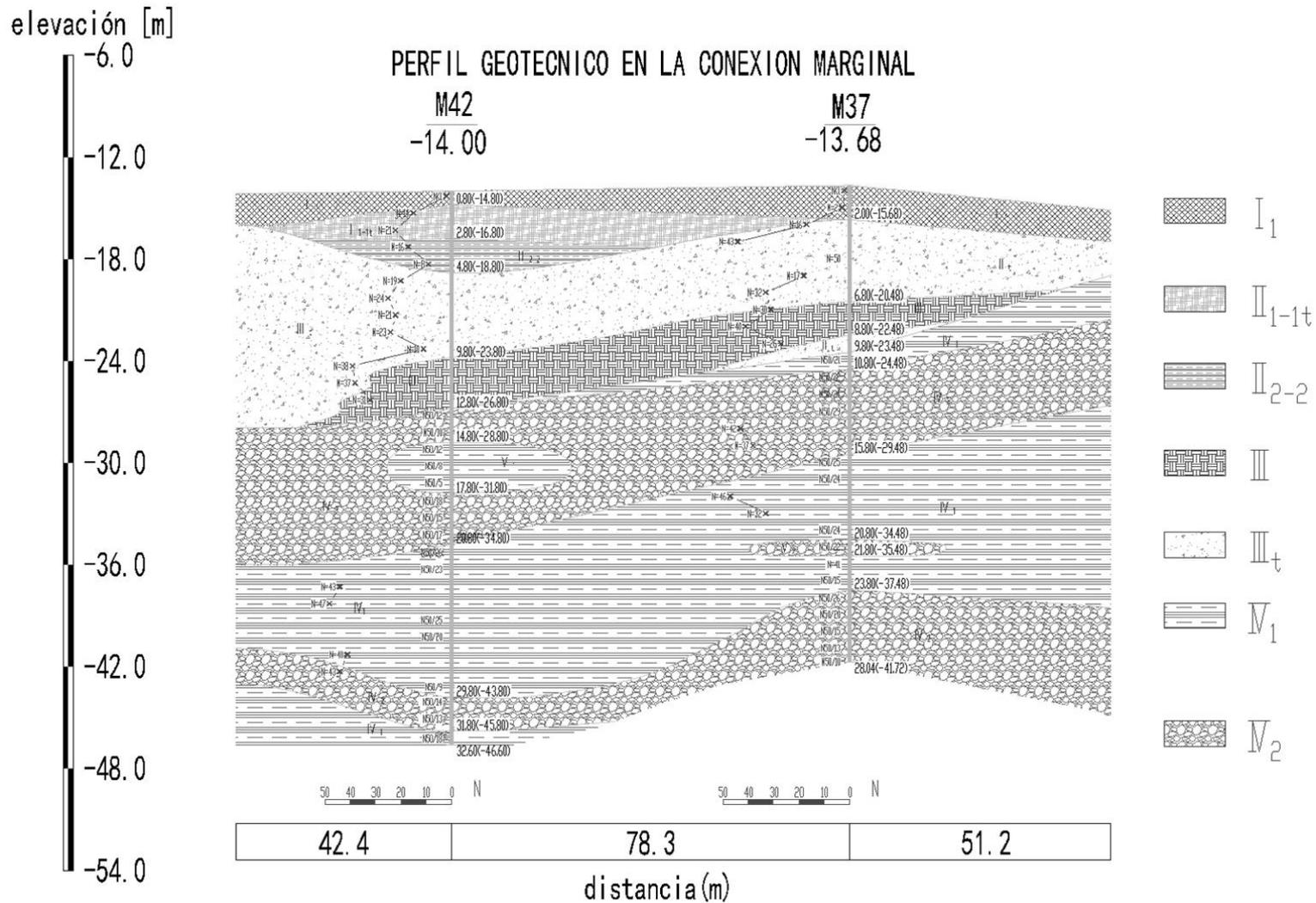


Figura 5-12 Perfil geotécnico 1

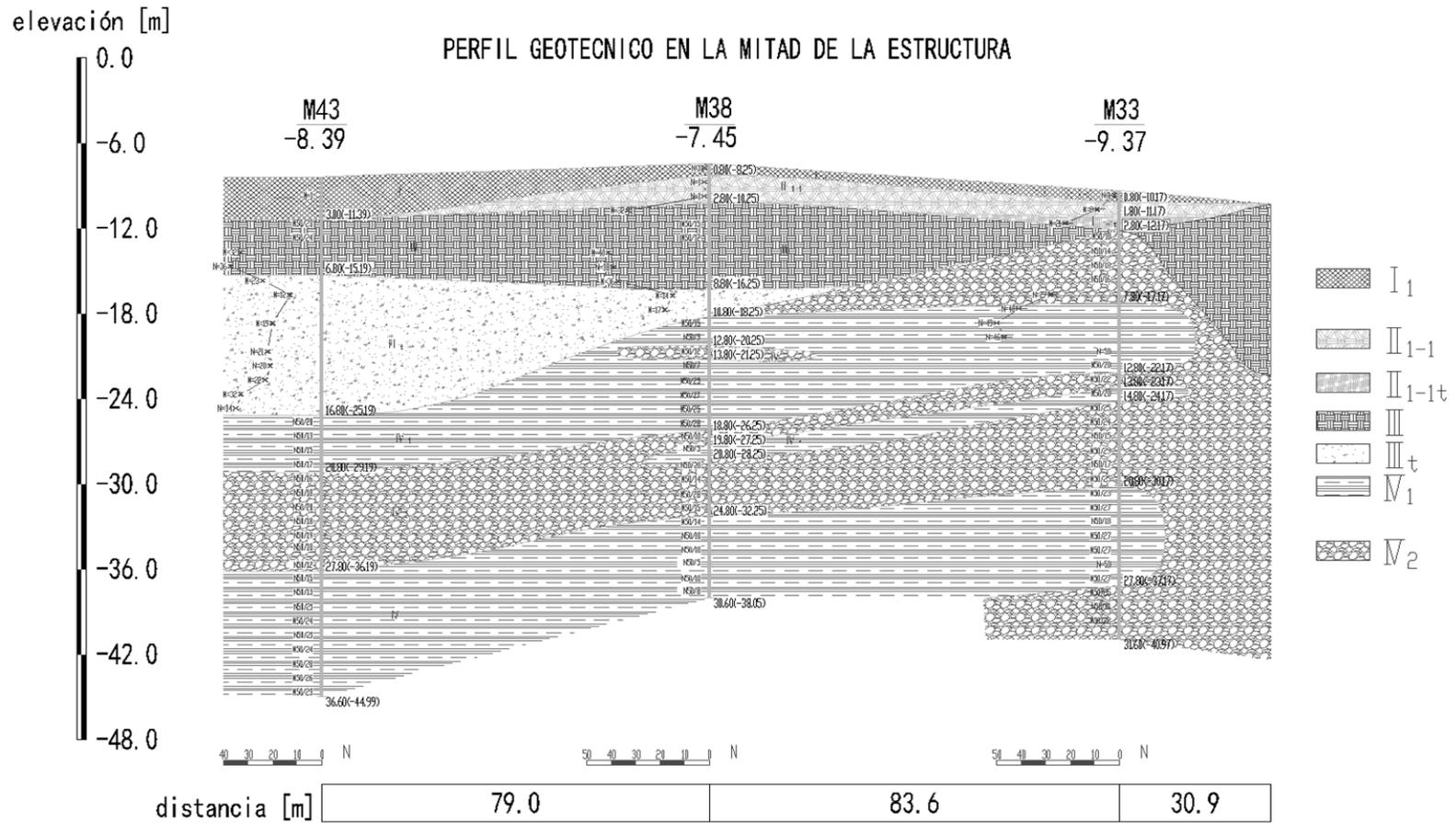


Figura 5-13 Perfil geotécnico 2.

## 5.6. Tipo y Dimensionamiento de los pilotes.

Para el diseño estructural de los pilotes se siguió la metodología propuesta por el “*American Petroleum Institute*”, en su normativa API Recommended Practice 2A LRFD (1993).

Para la cimentación del muelle se proponen pilotes de acero huecos, con diámetros de 1200 y 1000 [mm] respectivamente, con un espesor de placa de 18 [mm], para fines de comportamiento a largo plazo se considera una disminución en el espesor de la placa de 2 [mm].



Figura 5-14 Planta de pilotes tipo.

### 5.6.1. Diseño estructural del pilote de 1200 [mm] O.D.

Las propiedades de la sección transversal del pilote de 1200 [mm] O.D. es la siguiente.

Diámetro exterior [mm]	1196.0
Espesor de pared [mm]	16.0
Diámetro interior [mm]	1164.0
Área de sección [mm <sup>2</sup> ]	59313.27
Momento de inercia [mm <sup>4</sup> ]	10,325,372,546.2
Módulo de sección elástico [mm <sup>3</sup> ]	17,266,509.27
Módulo de sección plástico [mm <sup>3</sup> ]	22,280,456.17
Radio de giro [mm]	417.231
Módulo de elasticidad del acero [MPa] E	206,000
Esfuerzo de fluencia del acero [MPa] F <sub>y</sub>	345

Tabla 5-13 Propiedades de sección pilote 1200.0 [mm] O.D.

De acuerdo al análisis de cargas proporcionado por el estructurista, el elemento con mayores elementos mecánicos tiene los siguientes esfuerzos

Esfuerzo axial de compresión $f_c$ [MPa]	119.88
Esfuerzo transversal en dirección y $f_{by}$ [MPa]	45.71
Esfuerzo transversal en dirección z $f_{bz}$ [MPa]	106.02

Tabla 5-14 Esfuerzos sobre ejes coordenados. Pilote 1200 [mm] O.D.

De acuerdo a la normatividad, se tienen los siguientes coeficientes para el cálculo de factores de resistencia.

Factor de resistencia para esfuerzo axial de compresión $\phi_c$	0.85
Factor de resistencia para esfuerzo transversal $\phi_b$	0.95

Tabla 5-15 Factores de resistencia

Los valores de longitud efectiva del pilote y factor de longitud efectiva se muestran a continuación:

Longitud no apoyada del pilote	26.0
Factor de longitud efectiva	1.0

Tabla 5-16 Longitud efectiva del pilote y factor de longitud efectiva.

Para calcular el factor de columna esbelta se utiliza la siguiente ecuación

$$\lambda = \left( \frac{KL}{\pi r} \right) \left( \frac{F_y}{E} \right)^{0.5} = \left( \frac{1.0 * 26.0}{\pi (417.23 \times 10^{-3})} \right) \left( \frac{345}{206000} \right)^{0.5} = 0.811 \quad (5-9)$$

Dado que el factor de columna esbelta es menor a  $\sqrt{2}$  se debe usar la siguiente ecuación para la obtención del esfuerzo nominal transversal.

$$F_{bn} = \left[ 0.94 - 0.76 \left( \frac{F_y D}{Et} \right) \right] \left( \frac{Z}{S} \right) F_y = \quad (5-10)$$

$$F_{bn} = \left[ 0.94 - 0.76 \left( \frac{(345)(1196)}{(206000)(16)} \right) \right] \left( \frac{22,280,964.07}{17,266,509.27} \right) 345.0 = 376.10 [MPa]$$

Para el cálculo del esfuerzo axial compresivo  $F_{cn}$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_{cn} = [1.0 - 0.25\lambda^2] F_y \quad (5-11)$$

$$F_{cn} = [1.0 - 0.25(0.811)^2] 345.0 = 288.27 [MPa]$$

Para la relación  $\frac{D}{t} = \frac{1196}{16} = 74.75$  es cual es mayor a 60 es posible obtener el esfuerzo local transversal inelástico con la siguiente ecuación:

$$F_{xc} = \left[ 1.64 - 0.23 \left( \frac{D}{t} \right)^{0.25} \right] F_y = \left[ 1.64 - 0.23 \left( \frac{1196.0}{16.0} \right)^{0.25} \right] 345.0 = 332.48 \quad [MPa] \quad (5-12)$$

Los esfuerzos transversales correspondientes a los ejes y y z se obtienen con las siguientes ecuaciones

$$F_{ey} = \frac{F_y}{\lambda y^2} = 523.57 [MPa] \quad (5-13)$$

$$F_{ez} = \frac{F_z}{\lambda z^2} = 523.57 [MPa]$$

Los factores de reducción correspondientes a los ejes y y z, se obtienen a partir de la tabla D. 3-1 de la normatividad API.

$$C_{my} = 0.85$$

$$C_{mz} = 0.85 \quad (5-14)$$

De acuerdo a la metodología API (D. 3.2.1), los pilotes cilíndricos bajo cargas compresivas axiales y transversales deben satisfacer las siguientes ecuaciones para cada sección transversal.

$$\frac{f_c}{\phi_c F_{cn}} + \frac{1}{\phi_b F_{bn}} \left\{ \left[ \frac{C_{my} f_{by}}{\left( 1 - \frac{f_c}{\phi_c F_{ey}} \right)} \right]^2 + \left[ \frac{C_{mz} f_{bz}}{\left( 1 - \frac{f_c}{\phi_c F_{ez}} \right)} \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0 \quad (5-15)$$

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{f_c}{\phi_c F_{xc}} \right] + \frac{\left[ (f_{by})^2 + (f_{bz})^2 \right]^{0.5}}{\phi_b F_{bn}} \leq 1.0 \quad (5-16)$$

$$F_c < \phi_c F_{xc} \quad (5-17)$$

De 5-14

$$\frac{119.88}{0.85 * 288.27} + \frac{1}{0.95 * 376.1} \left\{ \left[ \frac{0.85 * 45.71}{\left(1 - \frac{119.88}{0.85 * 523.57}\right)} \right]^2 + \left[ \frac{0.85 * 106.02}{\left(1 - \frac{119.88}{0.85 * 523.57}\right)} \right]^2 \right\}^{0.5} = 0.865$$

De 5-15

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{119.88}{0.85 * 332.48} \right] + \frac{\left[ (45.71)^2 + (106.02)^2 \right]^{0.5}}{0.95 * 376.1} = 0.537$$

De 5-16

$$119.88 < (0.85 * 332.48 = 282.61)$$

Por lo anterior, el pilote de 1200x18 [mm] es satisfactorio.

### 5.6.2. Diseño estructural del pilote de 1000 [mm] O.D.

Las propiedades de la sección transversal del pilote de 1000 [mm] O.D. es la siguiente.

Término	Valor
Diámetro exterior [mm] OD	996.0
Espesor de pared [mm] th	16.0
Diámetro interior [mm] OI	964.0
Área de sección [mm <sup>2</sup> ] A	49260.17
Momento de inercia [mm <sup>4</sup> ] I	5,915,276,491.22
Módulo de sección elástico [mm <sup>3</sup> ] S	11,878,032.27
Módulo de sección plástico [mm <sup>3</sup> ] Z	15,367,711.164
Radio de giro [mm] r	346.52
Esfuerzo de fluencia Fy [MPa]	360.0
Módulo de elasticidad E [MPa]	206,000.0

Tabla 5-17 Propiedades de sección pilote 1000.0 [mm] O.D.

De acuerdo al análisis de cargas proporcionado por el estructurista, el miembro con mayores elementos mecánicos tiene los siguientes esfuerzos

Esfuerzo axial de compresión $f_c$ [MPa]	94.41
Esfuerzo transversal en dirección y $f_{by}$ [MPa]	4.99
Esfuerzo transversal en dirección z $f_{bz}$ [MPa]	77.54

Tabla 5-18 Esfuerzos sobre ejes coordenados. Pilote 1000 [mm] O.D.

De acuerdo a la normatividad, se tienen los siguientes coeficientes para el cálculo de factores de resistencia.

Factor de resistencia para esfuerzo axial de compresión $\phi_c$	0.85
Factor de resistencia para esfuerzo transversal $\phi_b$	0.95

Tabla 5-19 Factores de resistencia

Los valores de longitud efectiva del pilote y factor de longitud efectiva se muestran a continuación:

Longitud no apoyada del pilote	25.0
Factor de longitud efectiva	1.0

Tabla 5-20 Longitud efectiva del pilote y factor de longitud efectiva.

Para calcular el factor de columna esbelta se utiliza la ecuación 5-9.

$$\lambda = \left( \frac{1.0 * 25.0}{\pi (346.52 * 10^{-3})} \right) \left( \frac{345}{206000} \right)^{0.5} = 0.940$$

Dado que el factor de columna esbelta es menor a  $\sqrt{2}$  se debe usar la ecuación 5-10 para la obtención del esfuerzo nominal transversal.

$$F_{bn} = \left[ 0.94 - 0.76 \left( \frac{(345.0)(996.0)}{(206000.0)(16.0)} \right) \right] \left( \frac{15,357,711.164}{11,878,032.27} \right) 345.0 = 383.96 [MPa]$$

Para el cálculo del esfuerzo axial compresivo  $F_{cn}$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_{cn} = \left[ 1.0 - 0.25(0.94)^2 \right] 345.0 = 268.82 [MPa]$$

Para la relación  $\frac{D}{t} = \frac{996}{16} = 62.25$  es cual es mayor a 60 es posible obtener el esfuerzo local transversal inelástico con la ecuación 5-11:

$$F_{xc} = \left[ 1.64 - 0.23 \left( \frac{996}{16.0} \right)^{0.25} \right] 345.0 = 342.9 [MPa]$$

Los esfuerzos transversales correspondientes a los ejes y y z se obtienen con las siguientes ecuaciones

$$F_{ey} = \frac{Fy}{\lambda y^2} = 390.63 [MPa]$$

$$F_{ez} = \frac{Fz}{\lambda z^2} = 390.63 [MPa]$$

Los factores de reducción correspondientes a los ejes y y z, se obtienen a partir de la tabla D. 3-1 de la normatividad API.

$$C_{my} = 0.85$$

$$C_{mz} = 0.85$$

De acuerdo a la metodología API (D. 3.2.1), los pilotes cilíndricos bajo cargas compresivas axiales y transversales deben satisfacer las siguientes ecuaciones para cada sección transversal.

De 5-14

$$\frac{94.41}{0.85 * 268.82} + \frac{1}{0.95 * 383.96} \left\{ \left[ \frac{0.85 * 4.99}{\left( 1 - \frac{94.41}{0.85 * 390.63} \right)} \right]^2 + \left[ \frac{0.85 * 77.54}{\left( 1 - \frac{94.41}{0.85 * 390.63} \right)} \right]^2 \right\}^{0.5} = 0.666$$

De 5-15

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{94.41}{0.85 * 342.9} \right] + \frac{\left[ (4.99)^2 + (77.54)^2 \right]^{0.5}}{0.95 * 383.96} = 0.339$$

De 5-16

$$94.41 < (0.85 * 342.9 = 291.46)$$

Por lo anterior, el pilote de 1000x18 [mm] es satisfactorio.

### 5.7. Características del martillo usado para la hinca.

Para la realización de los trabajos la contratista utilizó un martillo DELMAG D-128 el cual tiene las siguientes características.



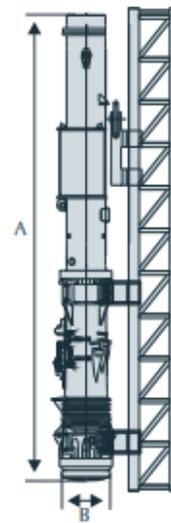
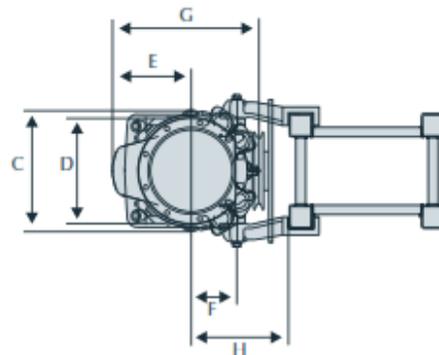
Figura 5-15 Martillo de hinca tipo en operación. (Delmag DB Chin E).

Peso de pisón [kg]	12800
Energía por golpe [kNm]	418-267
Número de golpes [ $\text{min}^{-1}$ ]	36-45
Capacidad para hincar pilote (dependiendo del tipo de pilote y suelo) [t]	10-120
Consumos	
Diesel [l/h]	36
Lubricante [l/h]	3.6
Capacidad del tanque	
Diesel [l]	190
Lubricante [l]	60
Peso	
Armadura [kg]	750
Martillo Diesel [kg]	24320

Tabla 5-21 Características del martillo de hinca (DELMAG).

Dimensiones	
A [mm]	7785
B [mm]	910
C [mm]	1030
D [mm]	850
E [mm]	560
F [mm]	370
G [mm]	1220
H [mm]	765

Tabla 5-22 Dimensiones del Martillo (DELMAG)



© DELMAG 10/2010. Subject to changes.

Figura 5-16 Diagrama de dimensiones de martillo. (Delmag DB Chin E)

## **5.8. Cálculo de Capacidad de Carga Estática.**

De acuerdo al análisis teórico expuesto en el capítulo 3 se calculó la capacidad de carga para cada pilote.

### *5.8.1. Método del “American Petroleum Institute”.*

Para realizar el análisis mediante la metodología del API se utilizó el programa de cómputo “All Pile Ver. 7.3B”, desarrollado por CivilTech Software.

El cálculo toma en consideración la estratigrafía de la zona de hinca y las dimensiones del pilote. con estos factores identificados es posible categorizar las capacidades de carga geotécnicas.

Para el cálculo de la capacidad de carga por punta se consideró que el tapón de suelo tiene la suficiente rigidez para tomar en cuenta toda el área transversal del pilote como área efectiva para el cálculo. Esta decisión se basó en los resultados obtenidos en las pruebas dinámicas los cuales se explicarán más adelante.

A continuación, se muestran las gráficas de capacidad de carga de cada pilote, la línea continua muestra el desarrollo de la capacidad de carga en función de la profundidad de hincado, la gráfica tiene un valor igual a la capacidad de carga por punta en el desplante del pilote y aumenta en función de la longitud embebida del pilote hasta llegar a un máximo valor en la longitud embebida máxima. La línea de trazos muestra la resistencia en el fuste por unidad de área.

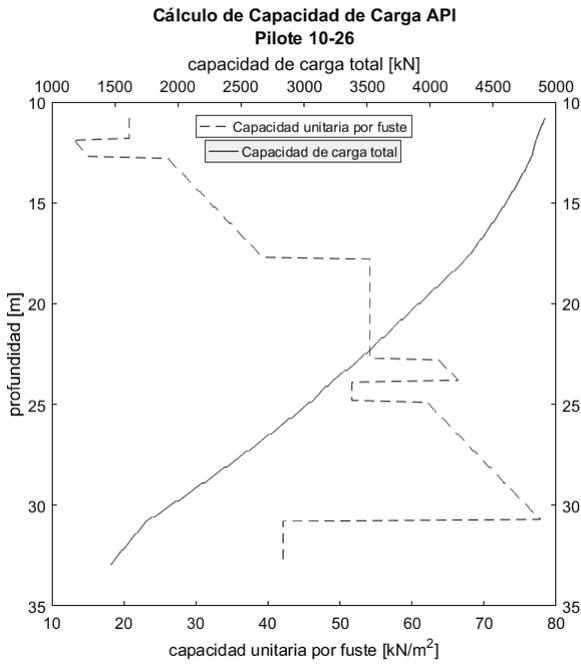


Figura 5-17 Gráfica API Pilote 10-26.

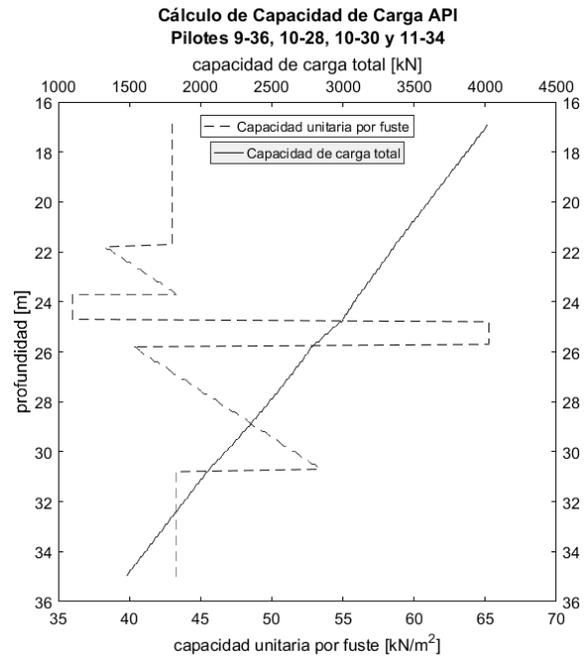


Figura 5-18 Gráfica API Pilotes 9-36, 10-28, 10-30 y 11-34.

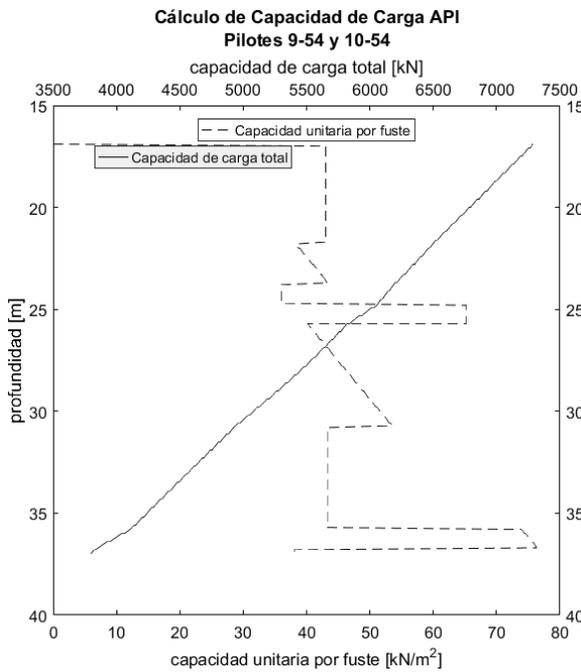


Figura 5-19 Gráfica API Pilotes 9-54 y 10-54.

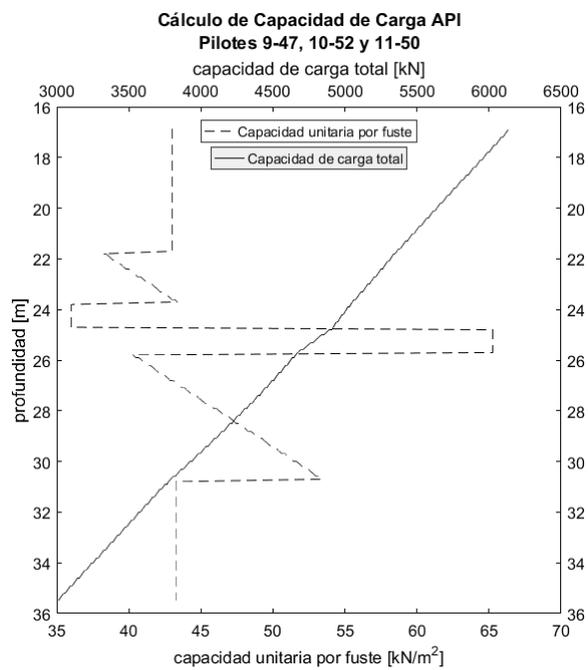


Figura 5-20 Gráfica API Pilotes 9-47, 10-52 y 11-50.

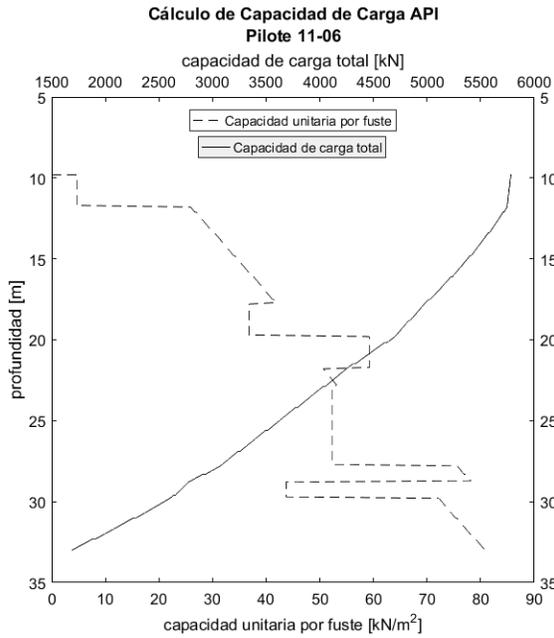


Figura 5-21 Gráfica API Pilote 11-06

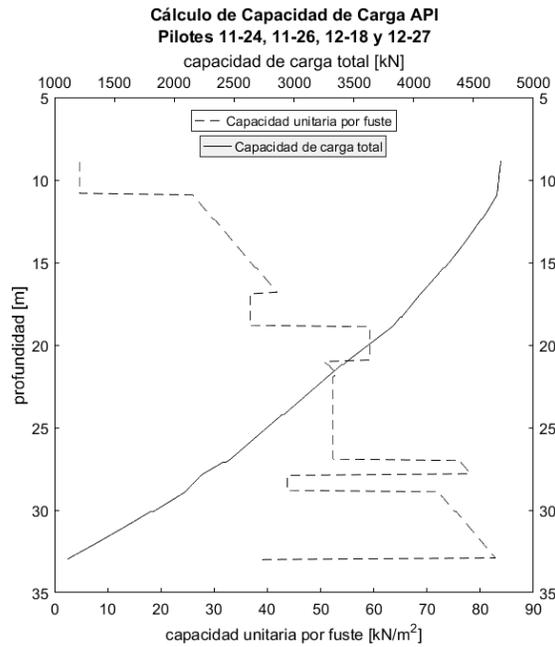


Figura 5-22 Gráfica API Pilotes 11-24, 11-26, 12-18 y 12-27.

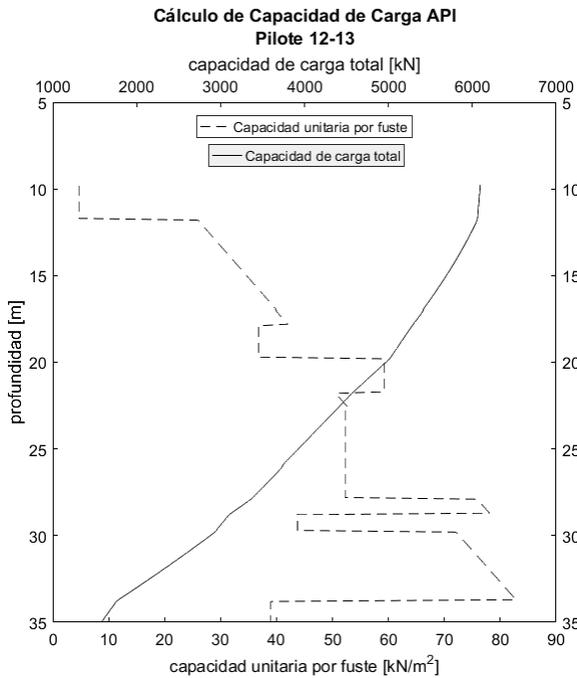


Figura 5-23 Gráfica API Pilote 12-13.

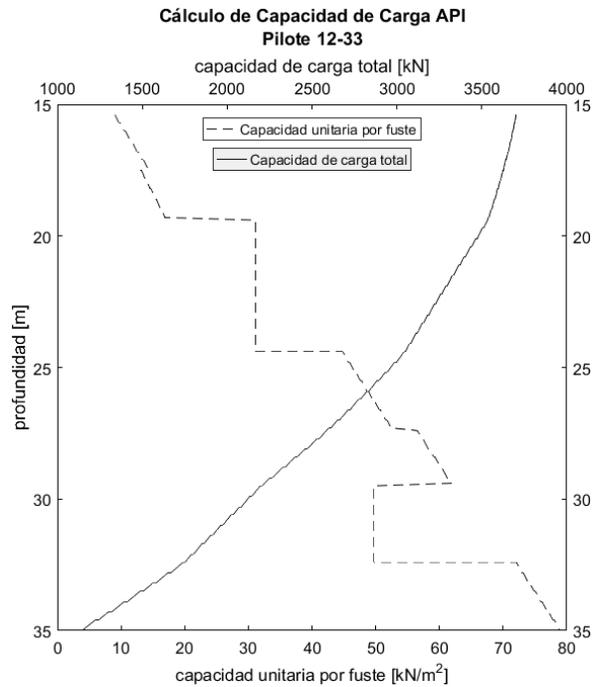


Figura 5-24 Gráfica API Pilote 12-33.

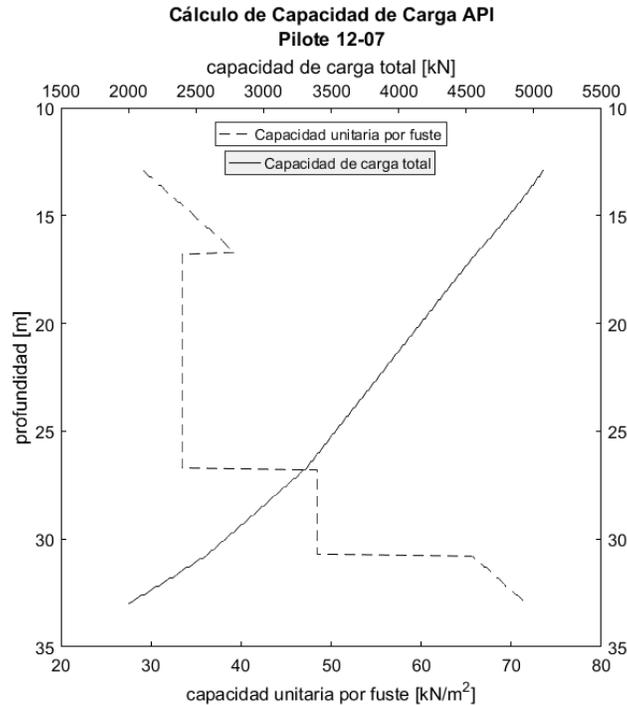


Figura 5-25 Gráfica API Pilote 12-07.

### 5.8.2. Método de la “Federal Highway Administration de los Estados Unidos de América”.

Para realizar el cálculo de acuerdo a la metodología “FHWA” se utilizó el software “DRIVEN Ver. 1.2” desarrollado por “Blue-Six Software, Inc.” para la “FHWA” en 2001.

Para mostrar los resultados del análisis de capacidad de carga por este método se reportan a continuación gráficas que muestran tanto la capacidad de carga por punta y la capacidad de carga por fuste hasta la profundidad de desplante del pilote; en cada gráfica se muestra el valor de la capacidad de carga total a la profundidad de desplante del pilote.

Estas gráficas, a diferencia de las construidas para la capacidad de carga por medio de la metodología de la “API”, muestran tanto la capacidad de carga por punta y fuste para cada profundidad de penetración del pilote.

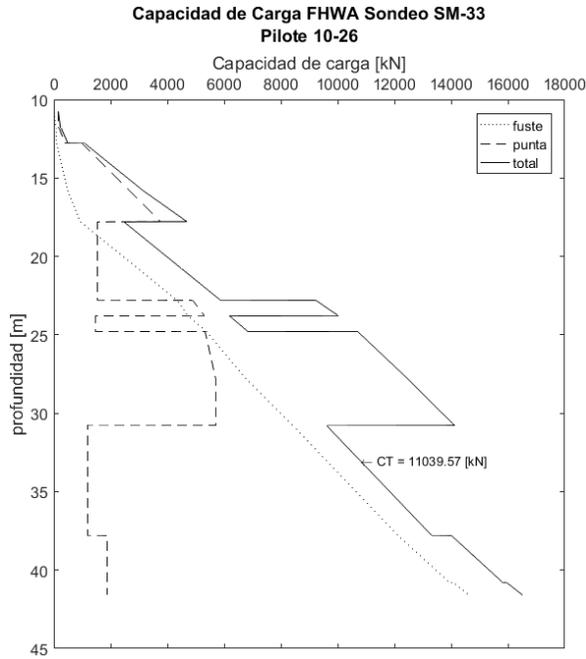


Figura 5-26 Gráfica FHWA Pilote 10-26.

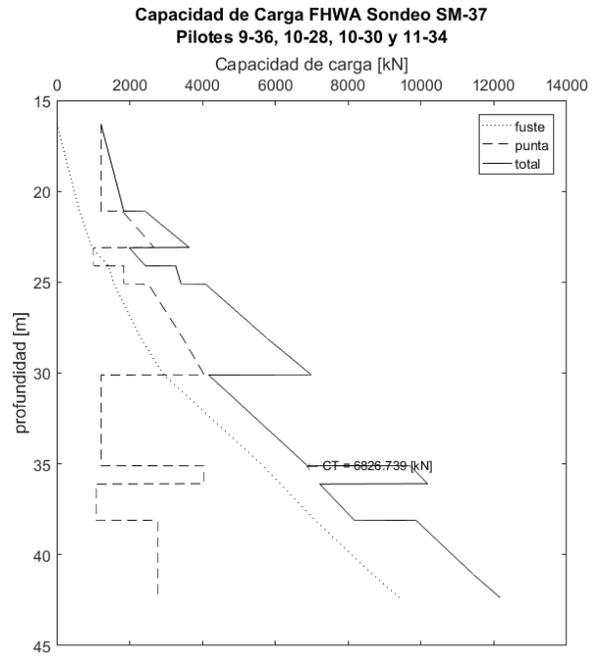


Figura 5-27 Gráfica FHWA Pilotes 9-36, 10-28, 10-30 y 11-34.

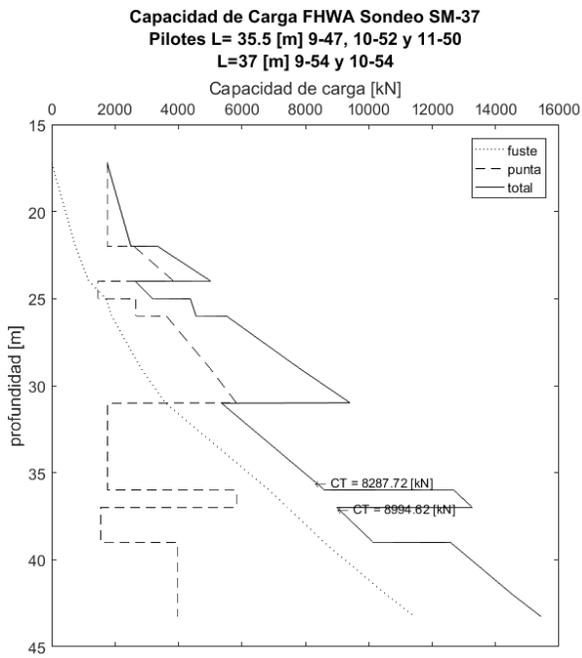


Figura 5-28 Gráfica FHWA Pilotes 9-47, 10-52, 11-50, 9-54 y 10-54.

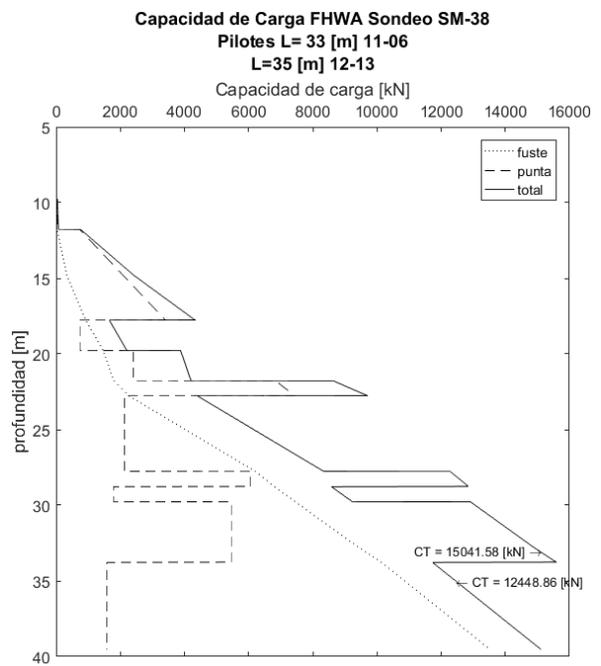


Figura 5-29 Gráfica FHWA Pilotes 11-06 y 12-13.

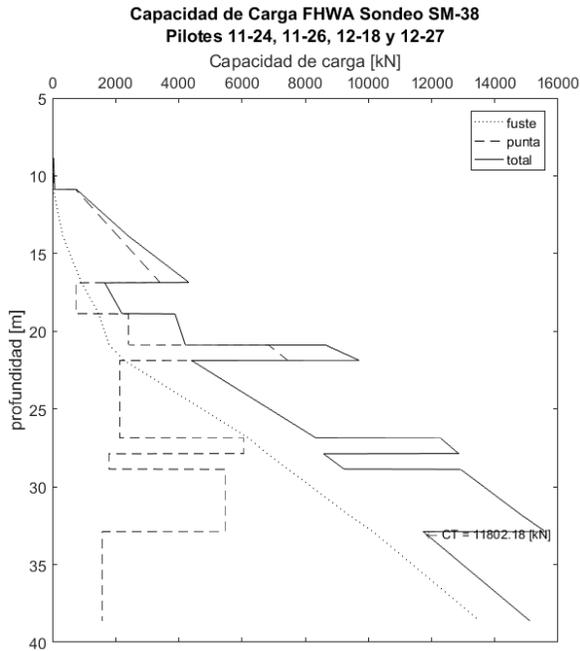


Figura 5-30 Gráfica FHWA Pilotes 11-24, 11-26, 12-18 y 12-27.

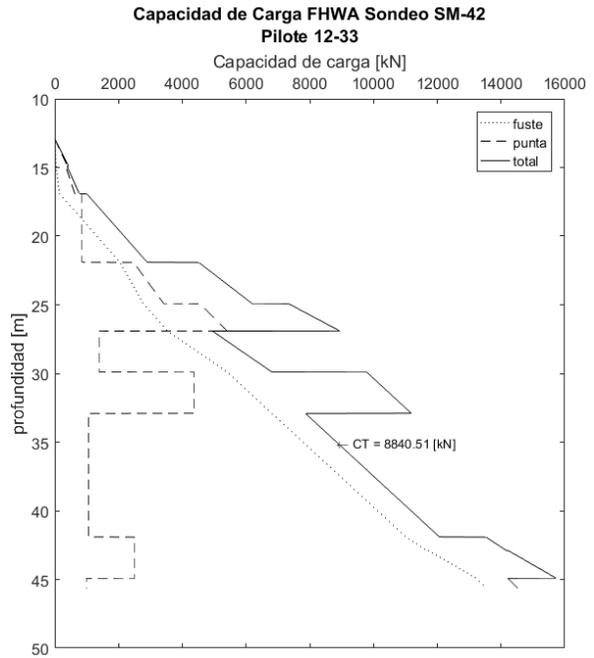


Figura 5-31 Gráfica FWHA Pilote 12-33.

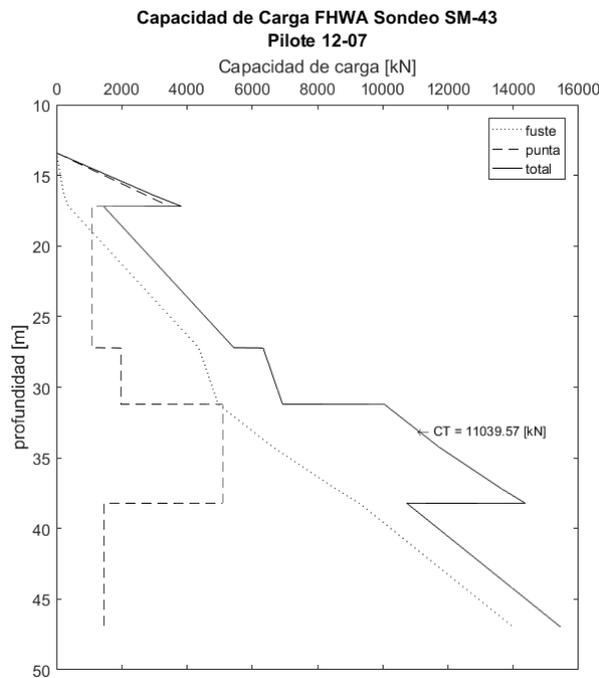


Figura 5-32 Gráfica FHWA Pilote 12-07..

## **5.9. Cálculo de Capacidad de Carga por Medio de Pruebas de Carga Dinámicas.**

### *5.9.1. Análisis por medio del método “CASE”*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos mediante el software “PDA”, descrito anteriormente, para cada pilote ensayado.

Para realizar un análisis de los resultados del método “CASE” se toma como referencia la capacidad de carga obtenida mediante los cálculos analíticos (métodos “API” y “FHWA”), los cuales se muestran como bandas de valores entre los valores mínimo y máximo calculados.

#### *5.9.1.1. Análisis “CASE” estándar.*

De acuerdo a la teoría expuesta anteriormente es posible obtener valores de capacidad de carga estándar, la cual es función del máximo valor de carga (al inicio de la gráfica), la longitud y material del pilote y el factor de amortiguamiento.

Se grafican los valores de capacidad de carga obtenidos para la metodología estándar en función del factor de amortiguamiento, en el mismo gráfico se muestran los rangos de capacidad de carga obtenidos mediante metodologías analíticas.

En cada gráfico se puede observar el rango donde las mediciones dinámicas convergen con los métodos analíticos. Las gráficas generadas se muestran a continuación:

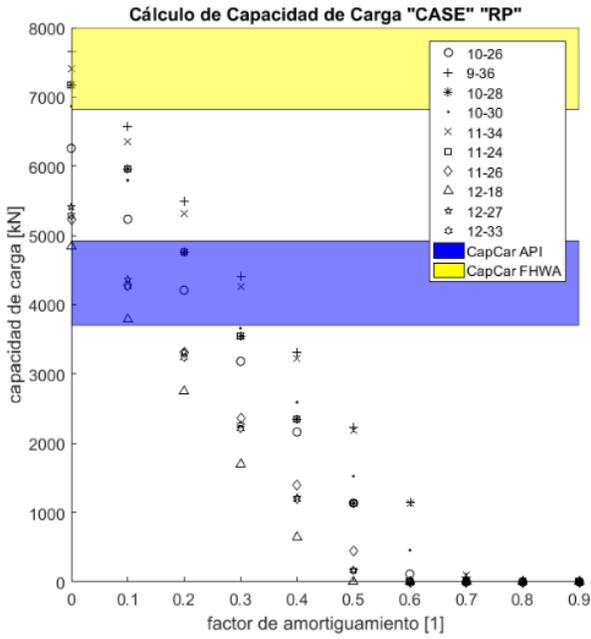


Figura 5-33 Gráfica CASE estándar 1.

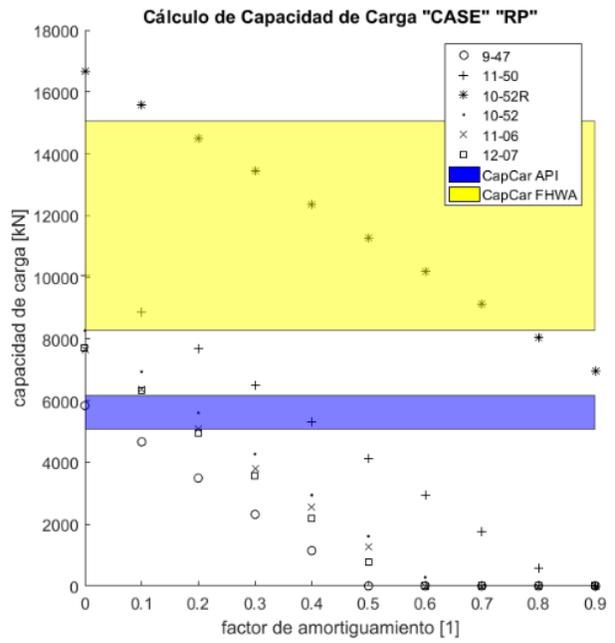


Figura 5-34 Gráfica CASE estándar 2.

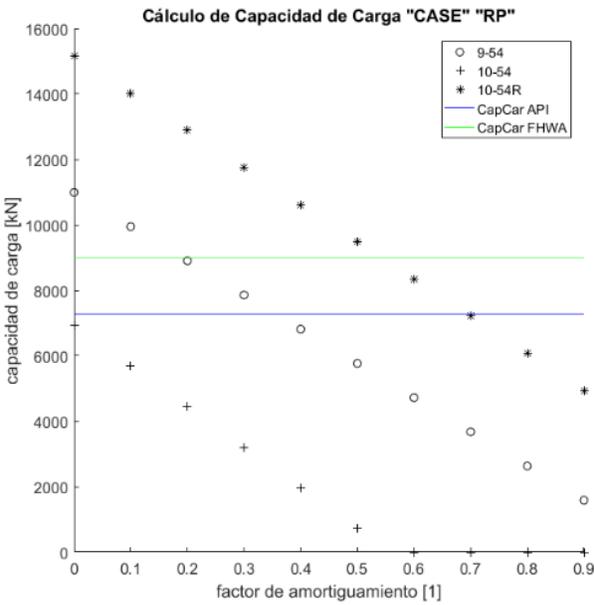


Figura 5-35 Gráfica CASE estándar 3.

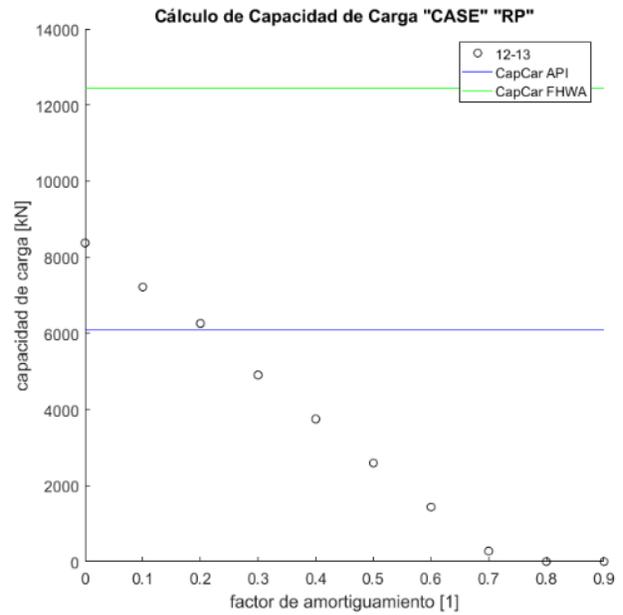


Figura 5-36 Gráfica CASE estándar 4.

5.9.1.2. Análisis "CASE" máximo.

Al igual que en el método "CASE" estándar, es posible obtener valores de capacidad de carga mediante el método "CASE" máximo, solo que ahora se toma el valor donde la velocidad es igual a cero para determinar el momento que la onda realizó un viaje por todo el pilote.

Las siguientes gráficas muestran la tendencia de estos valores con los cálculos de capacidad de carga analíticos.

Se puede observar que algunas tendencias no convergen en las zonas delimitadas por cálculos analíticos, este aspecto se discutirá más adelante.

A continuación, se muestran los gráficos de los cálculos realizados.

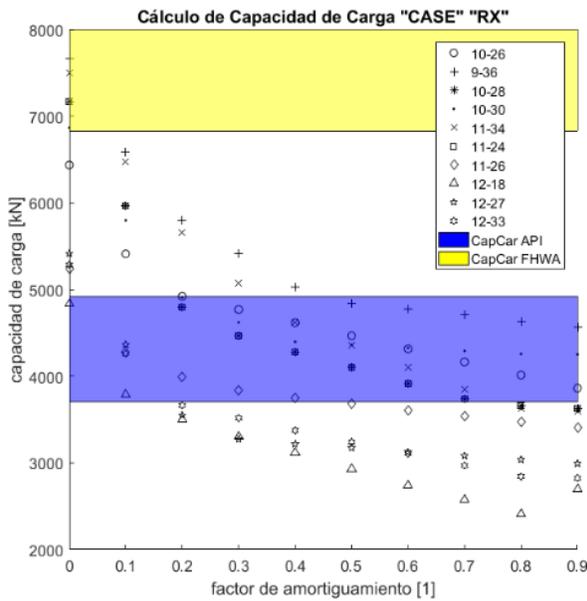


Figura 5-37 Gráfica CASE máximo 1.

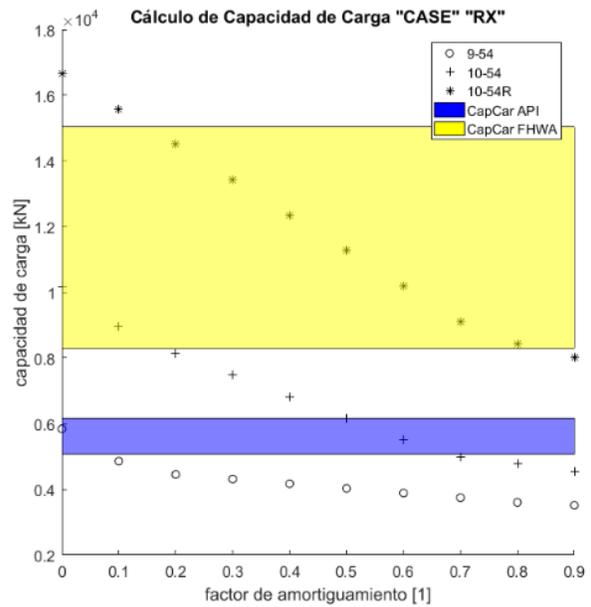


Figura 5-38 Gráfica CASE máximo 2.

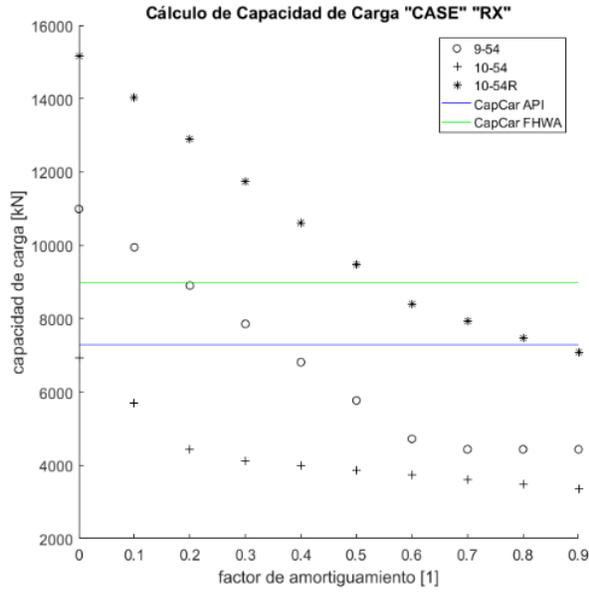


Figura 5-39 Gráfica CASE máximo 3.

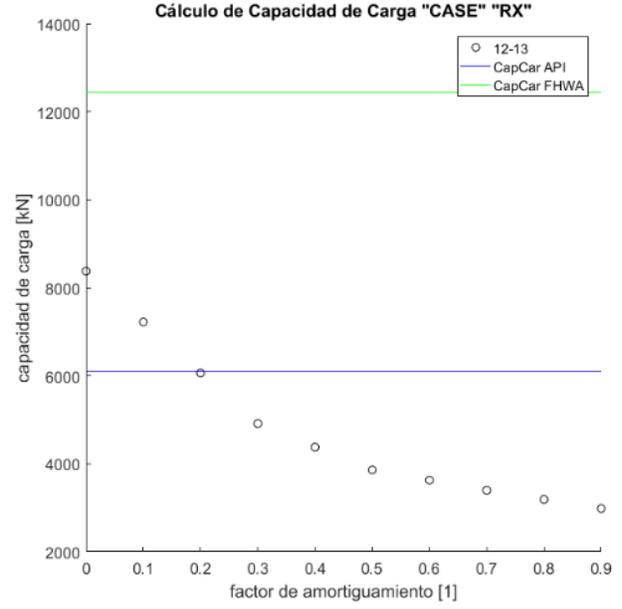


Figura 5-40 Gráfica CASE máximo 4.

### 5.9.2. Análisis por medio del método "CAPWAP"

Para determinar la capacidad de carga por medio de la metodología CAPWAP se utilizan los datos de fuerza y velocidad para cada instante diferencial de tiempo y se obtiene una gráfica de fuerza que converge con la gráfica de fuerza medida.

A continuación, se muestran las gráficas de fuerza y velocidad medidas y posteriormente las gráficas de fuerza medida y fuerza calculada.

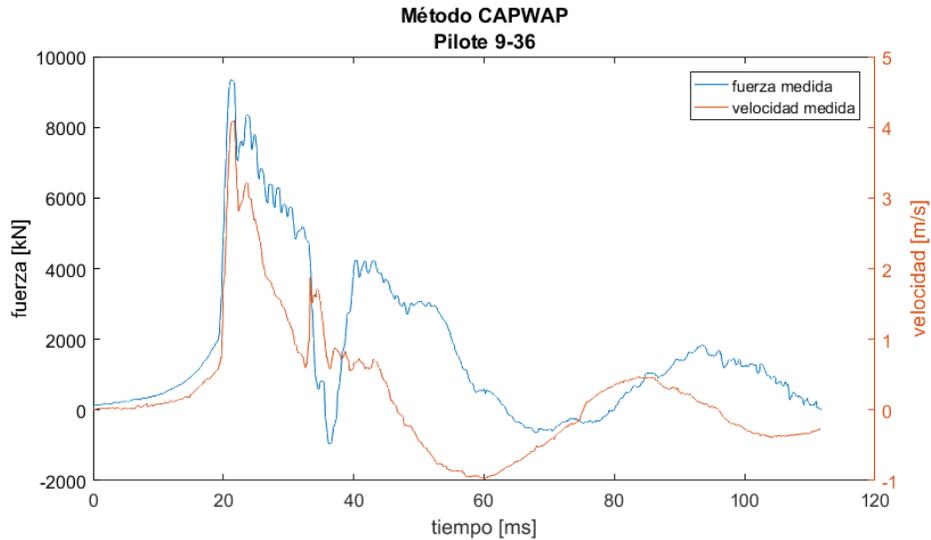


Figura 5-41 Gráfica de fuerza y velocidad medidas (Método CAPWAP).

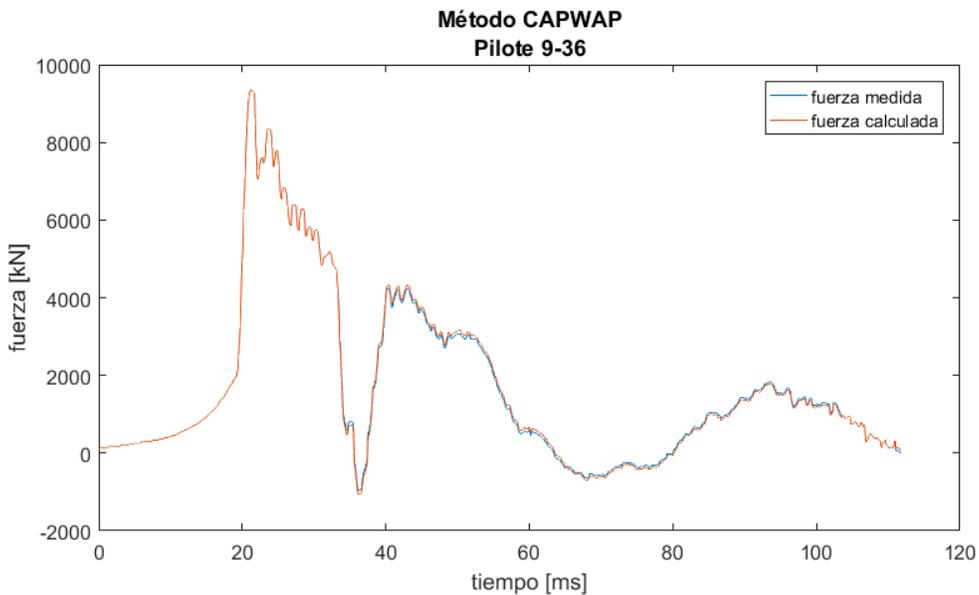


Figura 5-42 Convergencia de curvas (Método CAPWAP).

Los resultados de todas las pruebas “CAPWAP” se muestran en la siguiente tabla:

Pilote	Qf [kN]	Qp [kN]	Qt [kN]	Pilote	Qf [kN]	Qp [kN]	Qt [kN]
10-26	2474.5	908.2	3382.7	11-50-2	2439.0	2735.9	5174.9
9-36	3393.6	1807.9	5201.5	11-06	2364.6	1834	4198.6
11-26	1268.3	2239.6	3507.9	11-24	3061.5	704.3	3765.8
11-34	1387.2	2813.5	4200.7	12-18	1448.7	1501.5	2950.2
9-54-1	3203.3	965.8	4169.1	12-27	1963.7	1053.8	3017.5
10-54	1444.8	1876.1	3320.9	12-13	1515.3	2364.2	3879.5
10-54R	9953.7	571.5	10525.2	12-33	1549.4	1458.4	3007.8
9-47	2014.2	1344.8	3359.0	12-07	3406.3	1787.1	5193.4
10-52R	9276.5	876.2	10152.7	10-28	1597.4	2417.4	4014.8
10-52	1680.8	1819.6	3500.4	10-30	1242.2	2376.2	3618.4

*Tabla 5-23 Resultados de capacidad de carga (Método CAPWAP)*

### 5.10. Análisis de Resultados.

Ya con los resultados tanto de los cálculos de capacidad de carga y las pruebas de carga dinámica es posible comparar los resultados.

#### 5.10.1. Capacidad de carga por punta.

A continuación, se muestran los resultados tanto de las metodologías “API” y “FHWA” y el cálculo de las pruebas de carga dinámica “CAPWAP”.

Los resultados fueron agrupados de acuerdo a las dimensiones del pilote (diámetro y longitud), ya que, para determinada magnitud de elemento, se esperará una capacidad de carga similar.

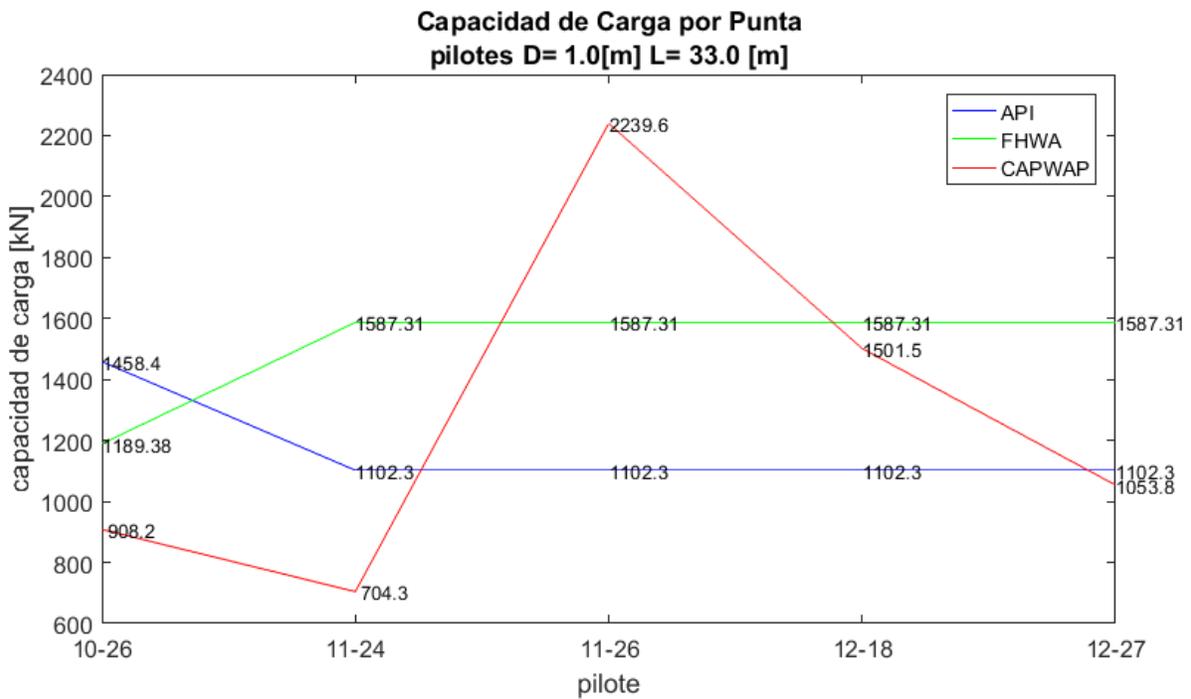


Figura 5-43 Capacidad de carga por punta  $D= 1.0 [m]$  y  $L= 33.0 [m]$ .

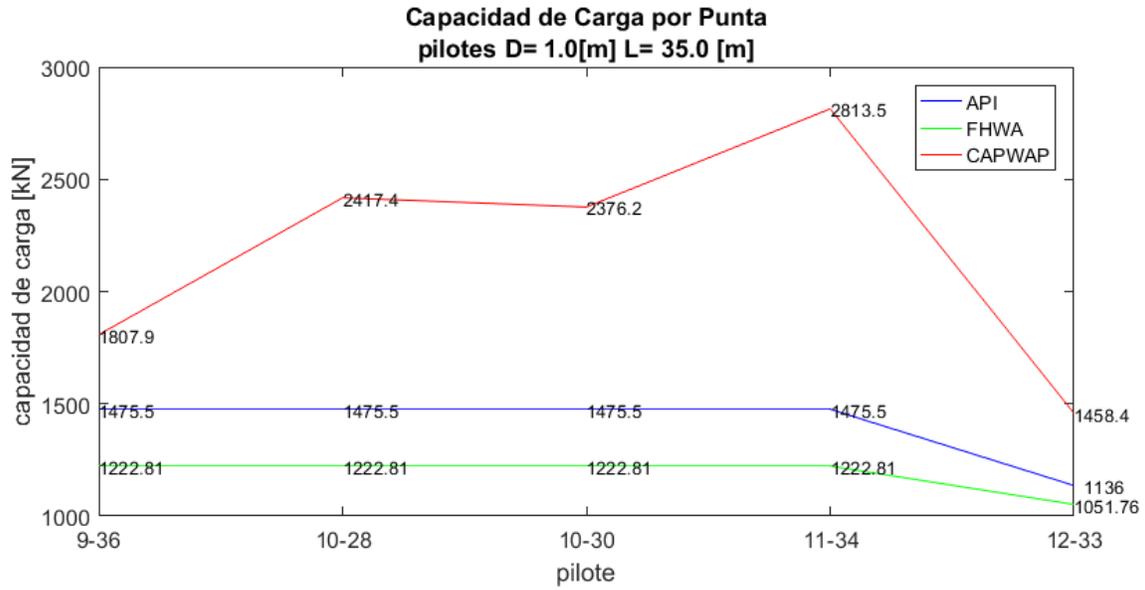


Figura 5-44 Capacidad de carga por punta D= 1.0 [m] y L= 35.0 [m].

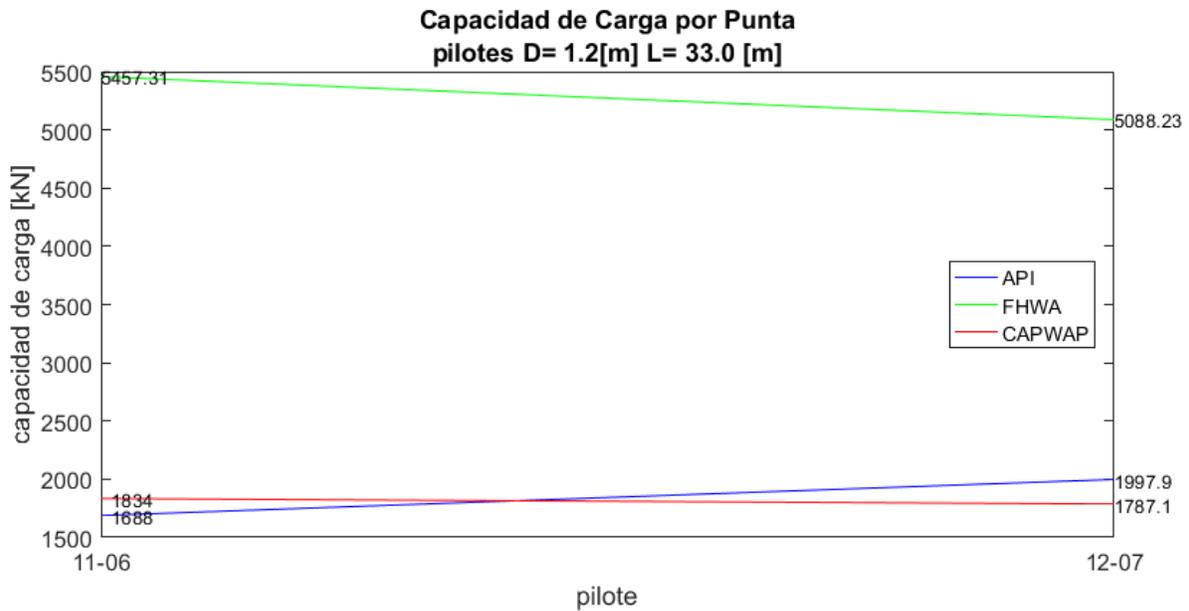


Figura 5-45 Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 33.0 [m].

Capacidad de carga por punta Pilote: 12-13 Dim: 1.2 [m] L= 35.0 [m]	
API	1587.4
FHWA	1587.31
CAPWAP	2364.2

Tabla 5-24 Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 35.0 [m]

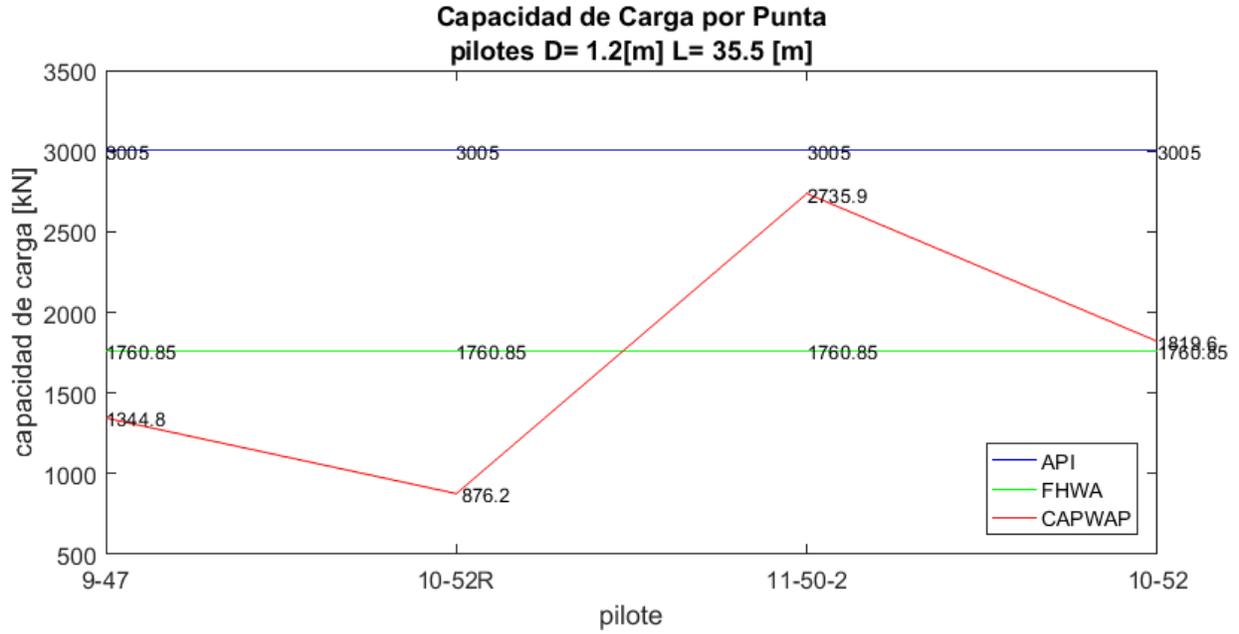


Figura 5-46 Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 35.5 [m].

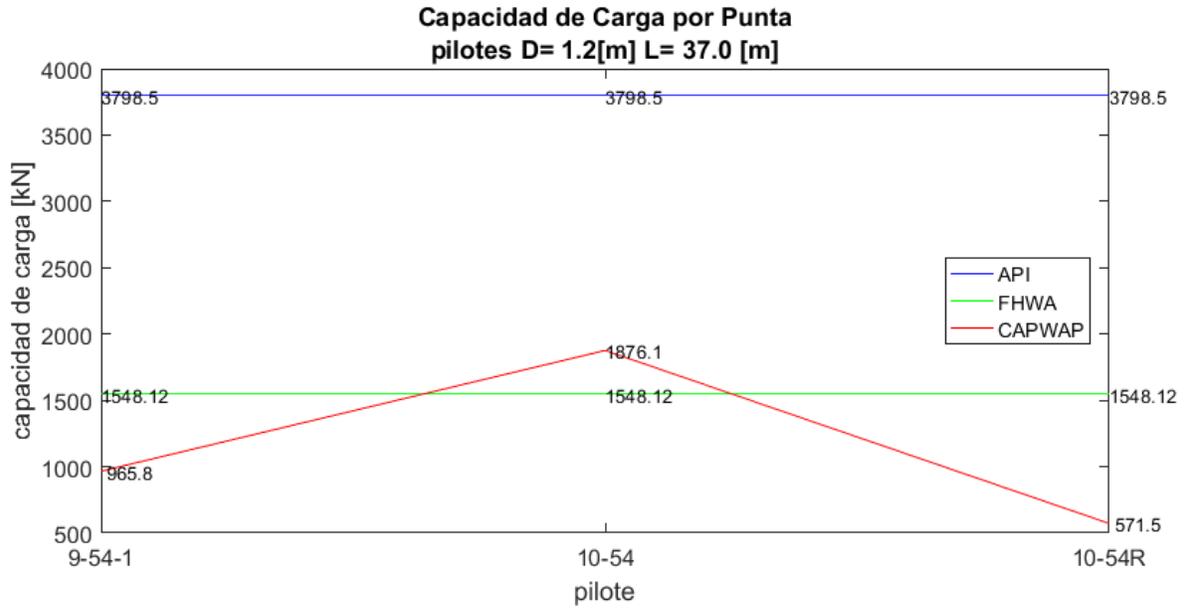


Figura 5-47 Capacidad de carga por punta D= 1.2 [m] y L= 37.0 [m].

5.10.2. Capacidad de carga por fuste.

A continuación, se muestran los resultados tanto de las metodologías “API” y “FHWA” y el cálculo de las pruebas de carga dinámica “CAPWAP”.

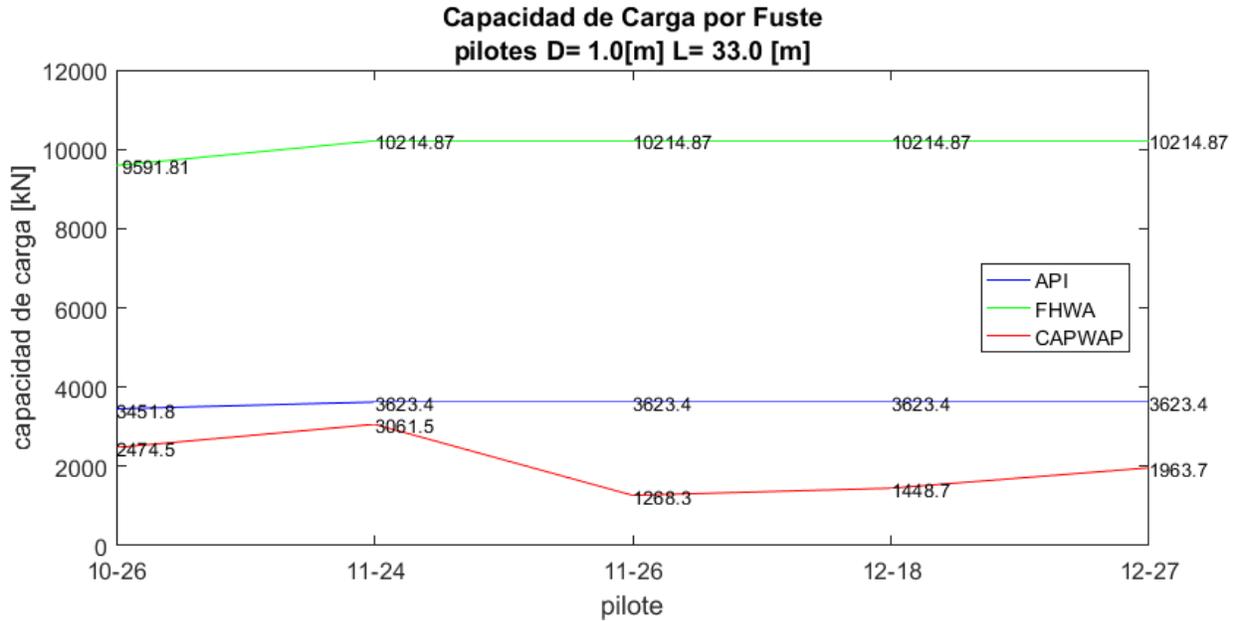


Figura 5-48 Capacidad de carga por fuste D= 1.0 [m] y L= 33.0 [m].

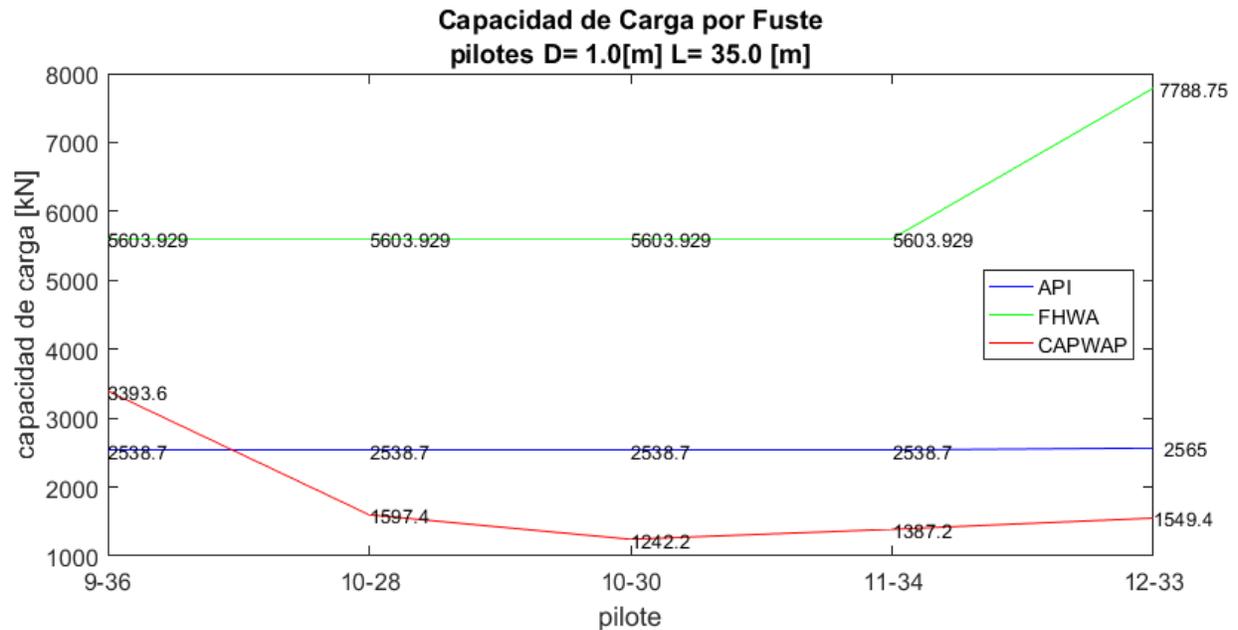


Figura 5-49 Capacidad de carga por fuste D= 1.0 [m] y L= 35.0 [m].

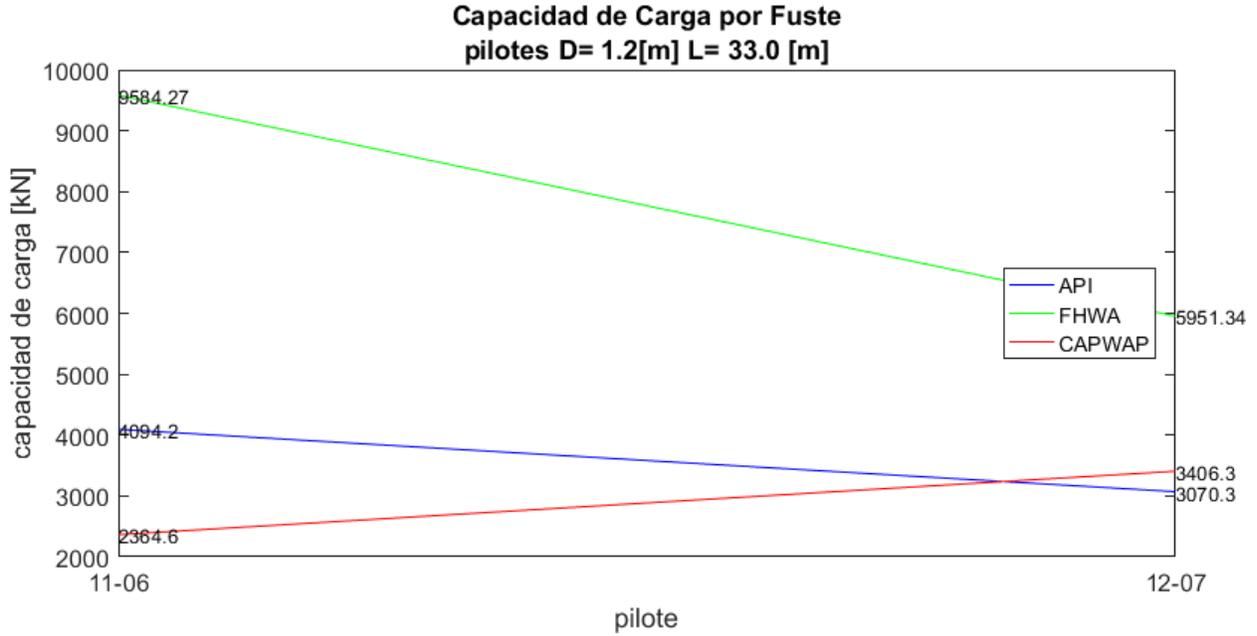


Figura 5-50 Capacidad de carga por fuste D= 1.2 [m] y L= 33.0 [m].

Capacidad de carga por fuste Pilote: 12-13 Dim: 1.2 [m] L= 35.0 [m]	
API	4506.9
FHWA	10861.55
CAPWAP	1515.3

Tabla 5-25 Capacidad de carga por fuste D= 1.2 [m] y L= 35.0 [m]

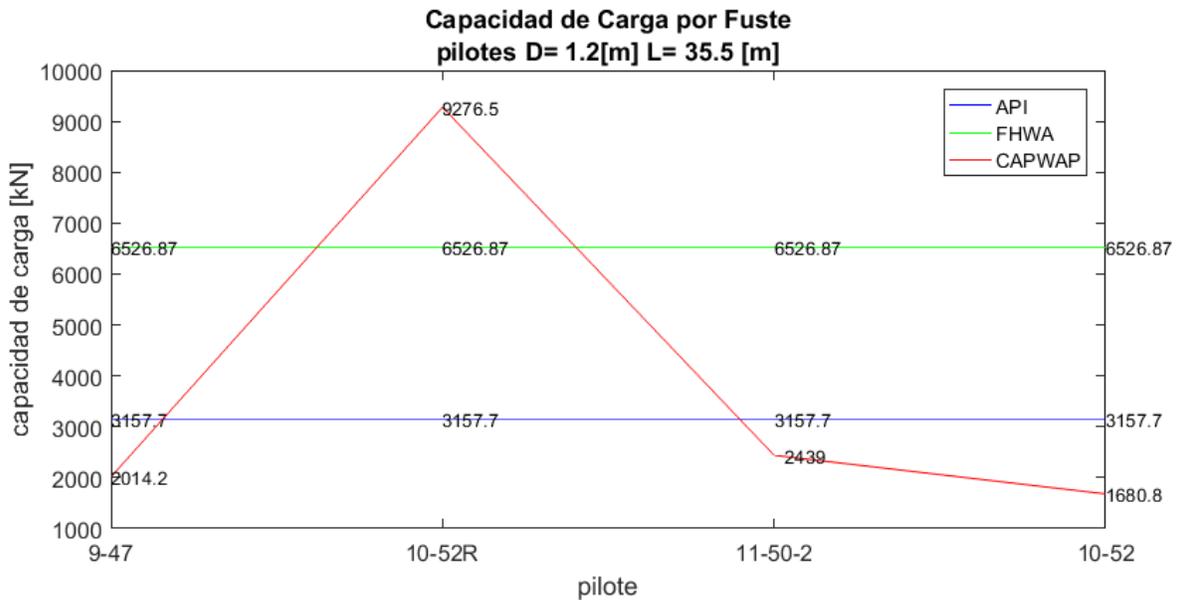


Figura 5-51 Capacidad de carga por fuste D= 1.2 [m] y L= 35.5 [m].

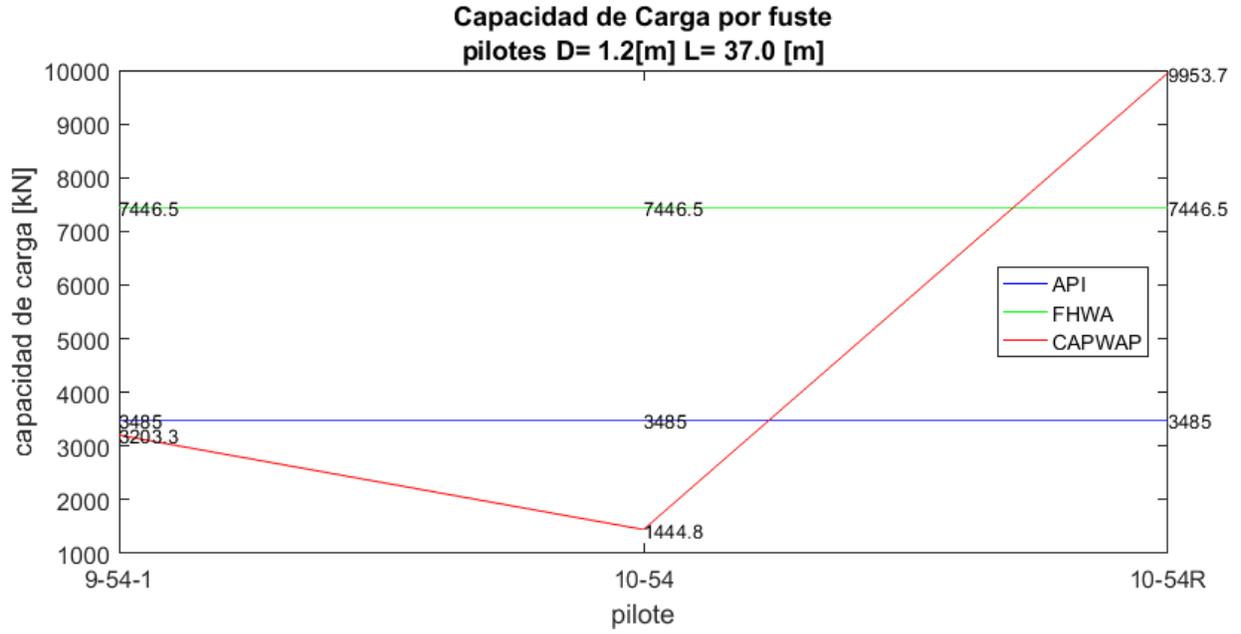


Figura 5-52 Capacidad de carga por fuste D= 1.2 [m] y L= 37.0 [m].

## Capítulo 6 Conclusiones

Las conclusiones más relevantes del trabajo desarrollado se relatan en lo que sigue, haciendo especial hincapié en el caso específico estudiado. Las condiciones del sitio es un parámetro que no se debe subestimar en la determinación de la capacidad de carga última; la estructura estaba desplantada en un inicio sobre una columna de agua del orden de 8 metros, por consiguiente, la implementación de una prueba de carga estática es poco eficiente y muy costosa.

La elección de pilotes cilíndricos huecos obedece a la propuesta del proceso constructivo, el uso de elementos prefabricados, de colocación simple y con alta resistencia tanto a cargas axiales como transversales los hace la mejor opción.

El uso de los datos de hincapié para proponer las características de los materiales que constituyen la estratigrafía del material es un tema bastante estudiado en la literatura. Aunque en la actualidad es desestimado por el uso de nuevos procesos de muestreo, el uso de los datos obtenidos por el método de penetración estándar provee al ingeniero geotécnico de los parámetros preliminares básicos para proponer una cimentación aceptable. Aunque siempre será recomendable el uso de pruebas de laboratorio y campo para determinar propiedades tanto de compresibilidad como de resistencia al esfuerzo cortante.

Se realizó un estudio para correlacionar los datos de número de golpes con la compacidad relativa ( $D_r$ ) de cada sondeo realizado, se observó que bajo las metodologías utilizadas existe una variación importante en la obtención de la compacidad relativa, tanto las metodologías de Meyerhof como Skempton se obtienen valores al inicio de los sondeos mayores a la unidad, lo anterior es debido a la corrección por presión de sobrecarga realizada a los valores de  $N$ . Por consiguiente, el valor de densidad relativa no se debe utilizar para la caracterización del material ni para la obtención de los parámetros de resistencia.

Para el dimensionamiento de pilotes se utilizó la metodología del “American Petroleum Institute” API-2A-LRFD (1993), ésta nos permite determinar si el pilote propuesto será capaz de resistir los esfuerzos tanto axiales como transversales a los que estará expuesto bajo las diferentes condiciones de carga; en ambos análisis se obtuvieron resultados satisfactorios.

El martillo de hincado utilizado permitió la realización del hincado con la energía suficiente para llevar los pilotes hasta la profundidad de proyecto. Pero se observó, al realizar las pruebas de carga dinámica, que los pilotes mostraban en su aporte por punta una aportación tal que si se considerara toda la sección transversal con un tapón, esto se debe a que la energía en el tramo final de hincado no fue capaz de vencer la resistencia del tapón de suelo por consiguiente se considera al tapón como elemento del pilote.

Para la capacidad de carga estática se utilizaron tanto las metodologías del “American Petroleum Institute” y la de la “Federal Highway Administration”, ambas metodologías son aceptadas en proyectos con cimentaciones profundas, y aunque sus resultados no convergen, si tienen una tendencia similar, lo cual nos permite tomarlas como indicadores de rango para evaluar los resultados de las pruebas de carga dinámicas.

Los resultados obtenidos mediante las pruebas de carga dinámicas obedecen a las metodologías “CASE” y “CAPWAP”, con la metodología “CASE” es posible obtener una capacidad de carga preliminar, con la cual el ingeniero de campo podrá determinar si se cumplen los requisitos de capacidad de carga requeridos y con la metodología “CAPWAP” se podrá comparar resultados con los cálculos de capacidad de carga analíticos.

Los valores obtenidos para cada geometría de pilote ensayada arrojan valores de amortiguamiento para la metodología “CASE” y método “API” del rango de 0.2 a 0.4, valores típicos de materiales arenosos limpios o limos.

Los valores obtenidos para cada geometría de pilote ensayada arrojan valores de amortiguamiento para la metodología “CASE” y método “FHWA” que no pueden ser clasificados, ya que los valores de capacidad de carga supuestos por el método “FHWA” son mayores a los determinados mediante la metodología “CASE”. Pero en los casos de rehınca (pilotes 10-52R y 10-54R) se observa una convergencia a valores del orden de 0.6, típicos de materiales arcillosos o limosos.

Los resultados obtenidos mediante la metodología “CAPWAP” en punta, son convergentes a la metodología “API” sólo en los pilotes de un metro de diámetro y una longitud de 33.0 metros se observa una mayor capacidad por punta mediante la metodología dinámica que las analíticas estáticas. Pero se observa un decremento en la capacidad de carga por punta en los pilotes de rehınca, esto se atribuye a la importancia que toma la aportación por fuste en el sistema o en la relajación del material que se encuentra en el interior del pilote.

Los resultados obtenidos mediante la metodología “CAPWAP” en fuste, son convergentes a la metodología “API” sólo en los pilotes de rehınca se observa un incremento significativo, aún mayor a la metodología “FHWA”, lo cual se atribuye a la disipación de la presión de poro en las zonas adyacentes al pilote.

En general, las pruebas de carga dinámicas constituyen una metodología aceptable para determinar la capacidad de carga real en pilotes. Las metodologías analíticas para predecir la capacidad de carga de un pilote son de gran utilidad, pero siempre estarán subordinadas a las hipótesis de trabajo que el proyectista considere y no toman en cuenta las condiciones medio-ambientales persistentes.

La optimación de la cimentación es función de la longitud y sección del pilote, el número de pilotes y las cargas de diseño. Con las pruebas de carga dinámicas es posible evaluar las dimensiones del pilote, el equipo de hinca y los accesorios utilizados en el proceso de hinca (sufrideras, cabezales y materiales de absorción de impactos), lo cual proporciona un nivel de optimación en la construcción aceptable.

### **Bibliografía**

- **American Petroleum Institute (API), 1993.** “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms -Load and Resistance Factor Design. (API RP 2A-LRDF)” First Edition, USA.
- **American Petroleum Institute (API), 2002.** “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms -Working Stress Design. (API RP 2A-WSD)” Twenty-First Edition, USA.
- **Bowles, J.E., 1996.** “Foundation Analysis and Design”. Peoria, Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc. pp. 155-159.
- **Budhu, M., 2010.** “Foundation Analysis and Design”. Peoria, Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc. 155-159.
- **Cheney, R.S. and Chassie, R.G. 2000.** “Soils and Foundations Workshop Manual”. Second Edition. Publication No. FHWA NHI-00-045, Federal Highway Administration, National Highway Institute, Washington, D.C., 353-362.
- **De Mello, V.F., 1971.** “The Standard Penetration Test”. 4<sup>th</sup> Pan-American Conf. on SMFE, San Juan, Puerto Rico (Published by ASCE), vol 1, pp 1-86.
- **DELMAG GmbH & Co. KG,** “Diesel Pile Hammer”.
- **Federal Highway Administration, 2006.** “Design and Construction of Driven Pile Foundations, Reference Manual – Volume I and II”. FHWA NHI 05-043.
- **Fellenius, B.H, 1991.** Chapter 13. “Pile Foundations”, Foundation Engineering Handbook. Second Edition. H.S. Fang, Editor, Van Nostrand Reinhold Publisher, New York, 511-536.
- **Ferrari, L., Valencia, M., Bryan, S., 2005.** “Magmatismo y Tectónica en la Sierra Madre Occidental y su Relación con la Evolución de la Margen Occidental de Norteamérica” Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, 57(3), 343-378.
- **Gibbs, K.J., and Holtz, W.G., 1957.** “Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing”: Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 35-39.
- **Hamidi, Babak and Varaksin, Serge and Nikraz, Hamid. 2013.** Relative density correlations are not reliable criteria. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement. 166 (4): pp. 196-208.

- **Holloway, D.M. and Beddard, D.L., 1995.** “Dynamic Testing Results Indicator Pile Test Program” I-880. Proceedings of the 20<sup>th</sup> Annual Members Conference of the Deep Foundations Institute.
- **Meyerhof G.G., 1957.** “Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing”. Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 110.
- **Morán-Zenteno, D., Martiny, B., Tolson, G., Solís-Pichardo, G., Alba-Aldave, L., Hernández-Bernal, M., Macías-Romo, C., Martínez-Serrano, R., Schaaf, P., Silva-Romo, G., 2000.** “Geocronología y Características Geoquímicas de las Rocas Magmáticas Terciarias de la Sierra Madre del Sur”. Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, 53, 27-58.
- **Moran-Zenteno, D., Tolson, G., Martínez-Serrano, R., Martiny, B., Schaaf, P., Silva-Romo, G., Macías-Romo, C., Alba-Aldave, L., Hernández-Bernal, M.S., Solís Pichardo, G., 1999.** “Tertiary Arc-magmatismo of the Sierra Madre del Sur México, and its Transition To the Volcanic Activity of Trans-Mexican Volcanic Belt”. Journal of South American Earth Sciences, 12, 513-535.
- **Norlund, R.L, 1963.** “Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils”: American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM3, 1-35.
- **Norlund, R.L, 1975.** “Point Bearing and Shaft Friction of Piles in Sand”. Missouri-Rolla 5<sup>th</sup> Annual Short Course on the Fundamentals of Deep Foundation Design.
- **O’Neil, M.W. and Raines, R.D. 1991.** “Load Transfer for Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand”. American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 8, 1208-1226.
- **Paikowsky, S.G. and Whitman, R.V. 1990.** “The effects of Plugging on Pile Performance and Design”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 4, 429-440.
- **Peck, R.B. and Bazaraa, A.R., 1969.** “Discussion of Settlement of Spread Footings on Sand”. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 95(3) pp 905-909.
- **Peck, R.B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H., 1957.** “Foundations Engineering”. Second Edition, Ed. John Willey and Sons.
- **Pile Dynamics, Inc. 2005.** “Analizador de Hincado de Pilotes (Pile Driving Analyzer® Modelo PDA-8G)”.

- **Raines, R.D., Ugaz, O.G. and O’Neil, M.W. 1992.** “Driving Characteristics of Open-Toe Piles in Dense Sand”. American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 1, 72-88.
- **Rausche, F and Goble, G.G. 1979.** “Determination of Pile Damage by Top Measurements”. Behavior of Deep Foundations. American Society of Testing and Materials, ASTM STP 670, R. Lundgren, Editor, 500-506.
- **Salgado, R. 2006.** “The Engineering of Foundations”. McGraw-Hill Education.
- **Santoyo, E. 2010.** “Exploración de Suelos. Métodos Directos e Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A. C. 76.
- **Schaaf, P., Morán-Zenteno, D., Hernández-Bernal, M., Solís-Pichardo, G., Tolson, G., Köhler, H., 1995.** “Paleogene Continental Truncation In Southwestern México: Geochronological Evidence: Tectonics”. 14, 1339-1350.
- **Skempton, A.W., 1986.** “Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Agein and Overconsolidation”: Géotechnique, 3(36), pp. 425-447.
- **Smith, E.A.L. 1960.** Pile Driving Analysis by the Wave Equation. American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 86(4), 35-61.
- **Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), 1983.** “Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes”, México.
- **Solé, J. Salinas, JC, González-Torres, E y Cendejas, J. E. 2007.** “Edades K/Ar de 54 Rocas Ígneas y Metamórficas del Occidente, Centro y Sur de México”. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, v 24, núm 1, 2007, 104-119.
- **Stevens, R.F, 1988.** “The effect of a Soil Plug on Pile Driveability in Clay”. Proceedings of the Third International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, B.H. Fellenius, Editor, BiTech Publishers, Vancouver, 861-868.
- **Timoshenko, S.P and Goodier, J.N. 1951.** “Theory of Elasticity.” 2<sup>nd</sup> Edition., McGraw-Hill Inc., New York, Chap. 15, pp 438-459 and Appendix 1.
- **Youd T.L and Idriss, I.M., 2001.** “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report From the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of liquefaction Resistance of Soils”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(4), pp. 297-313.

### Anexo 1 “Gráficas de fuerza y velocidad de las pruebas dinámicas”

A continuación, se muestran las gráficas de fuerza y velocidad de las pruebas dinámicas, estas gráficas son la base para el cálculo, tanto de la metodología “CASE” como la metodología “CAPWAP”:

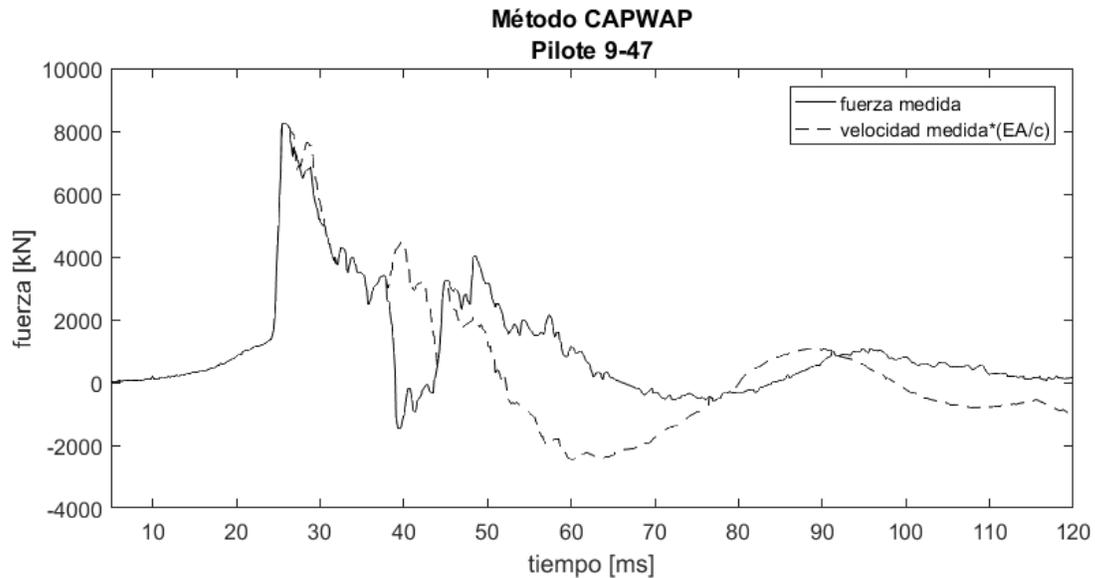


Figura A1- 1 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 9-47.

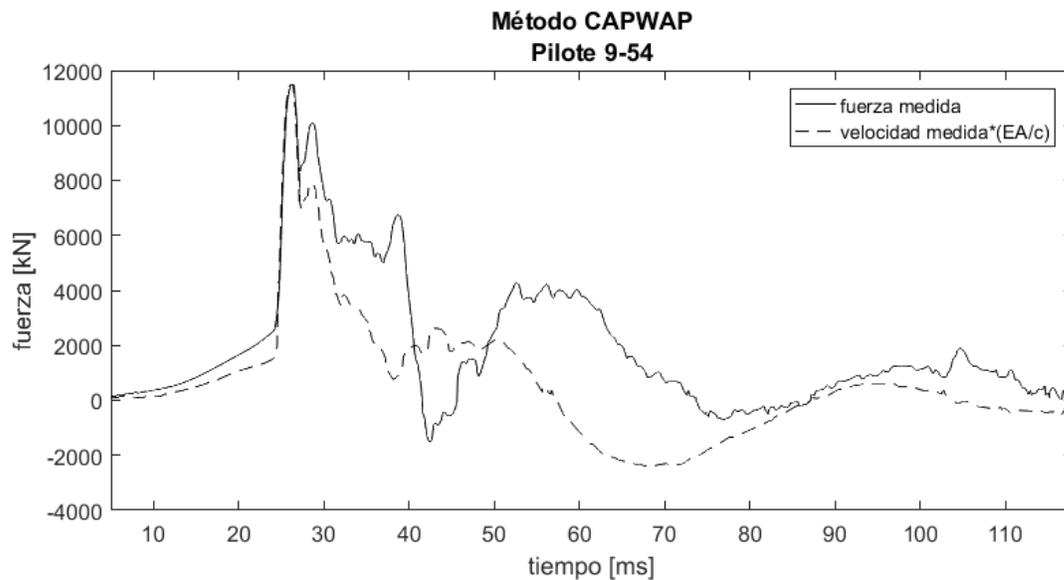


Figura A1- 2 Gráfica de Fuerza y Velocidad. Pilote 9-54

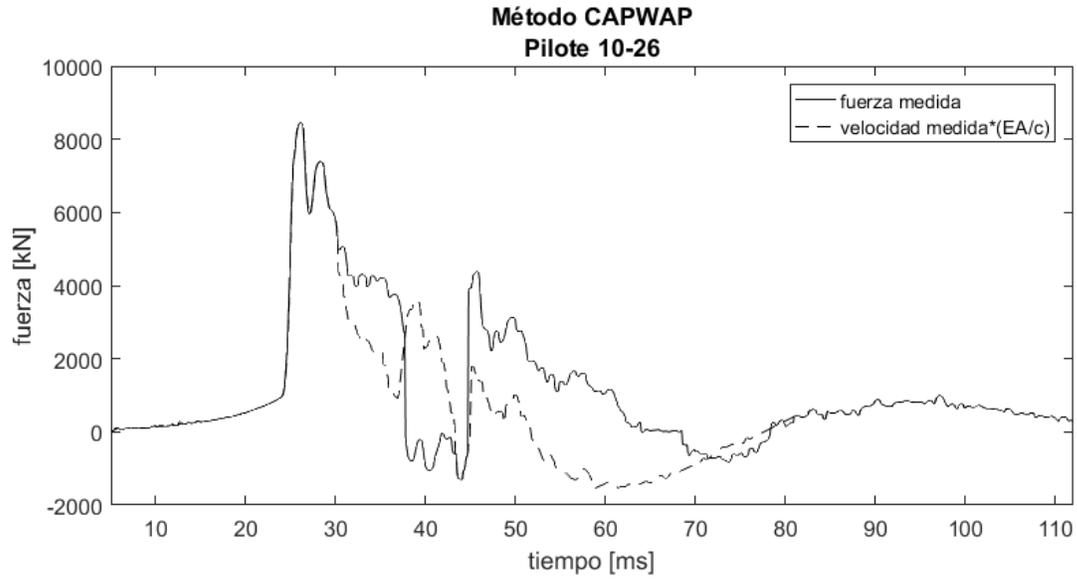


Figura A1- 3 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-26.

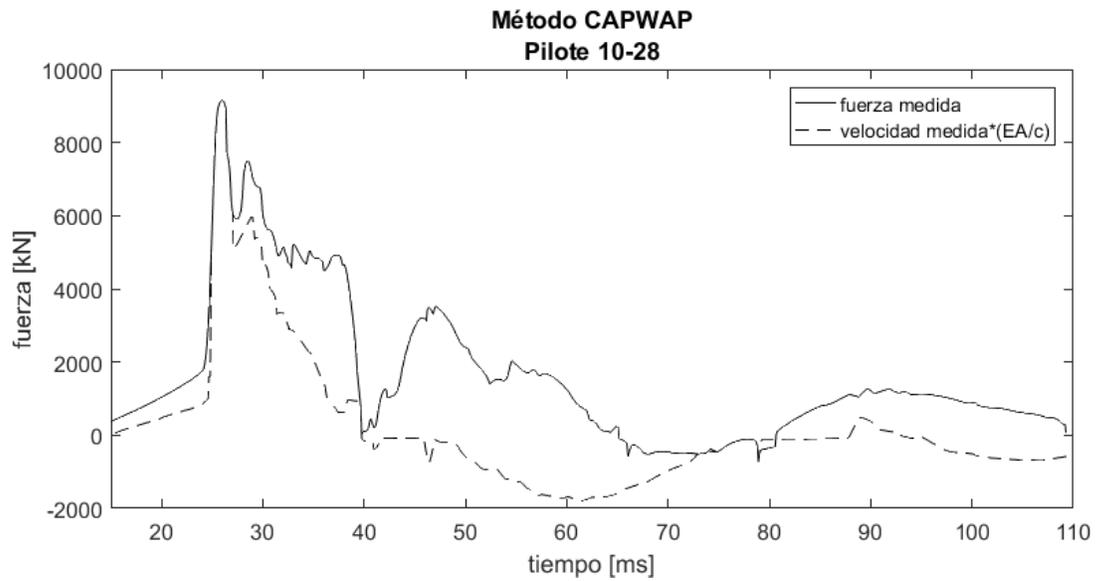


Figura A1- 4 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-28.

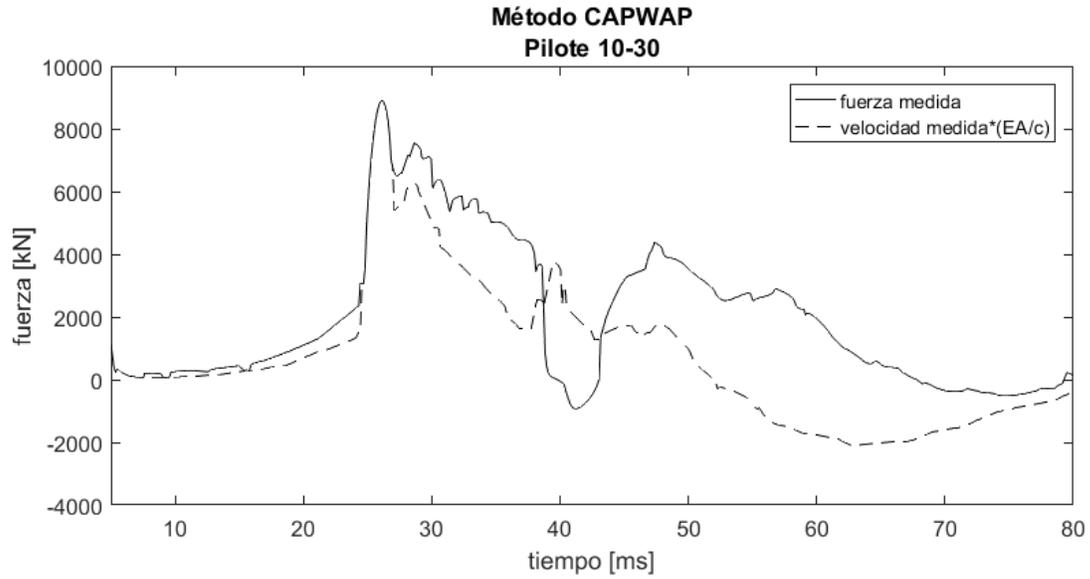


Figura A1- 5 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-30.

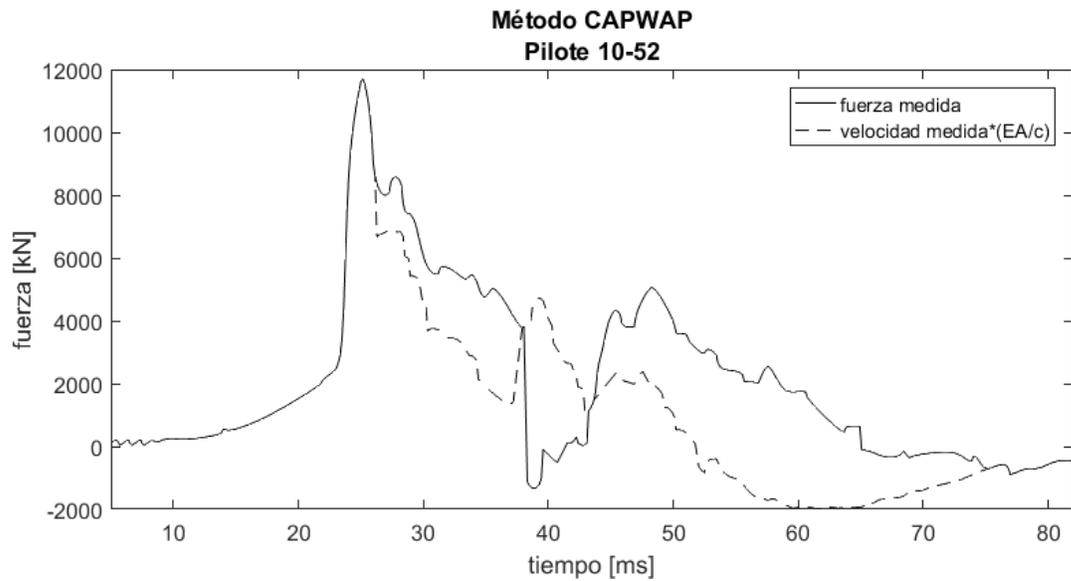


Figura A1- 6 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-52.

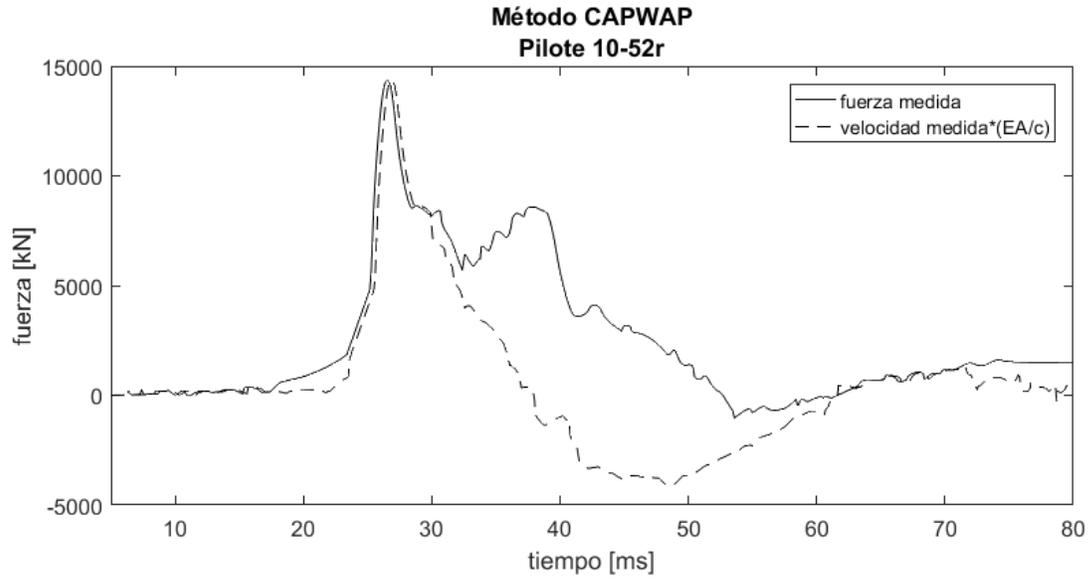


Figura A1- 7 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-52r.

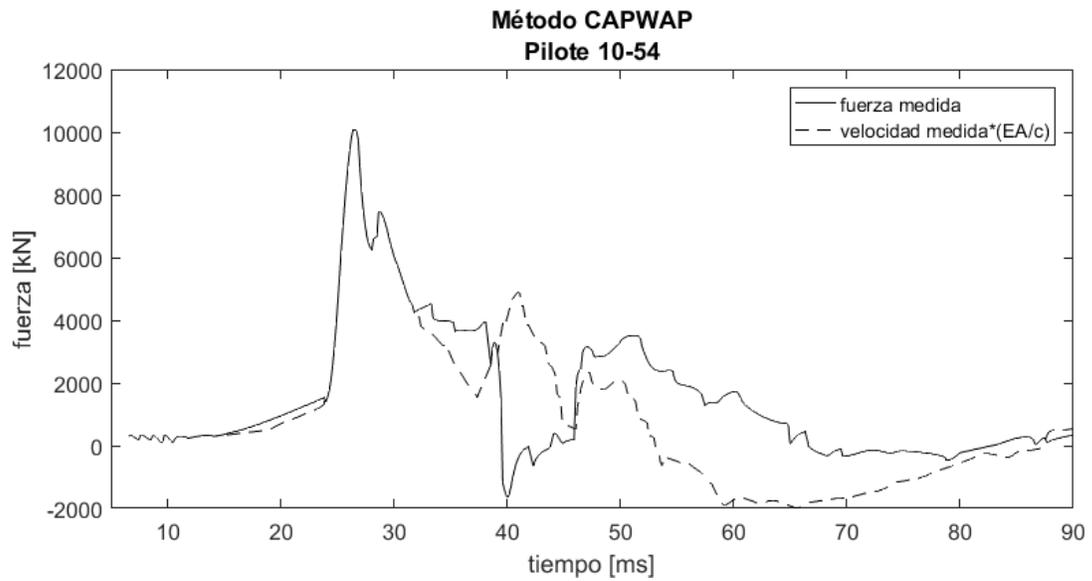


Figura A1- 8 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-54.

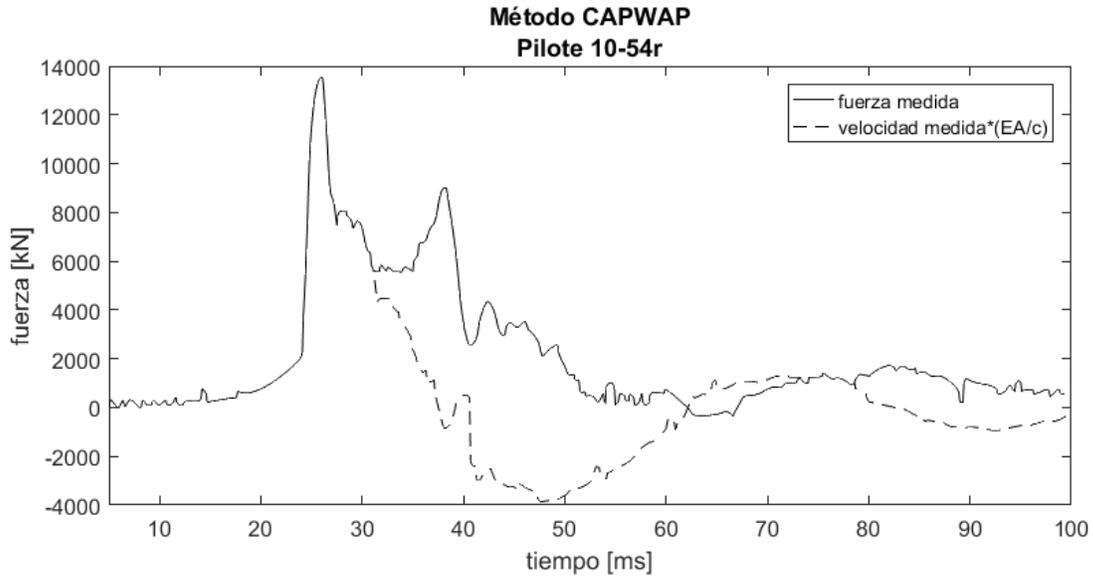


Figura A1- 9 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 10-54r.

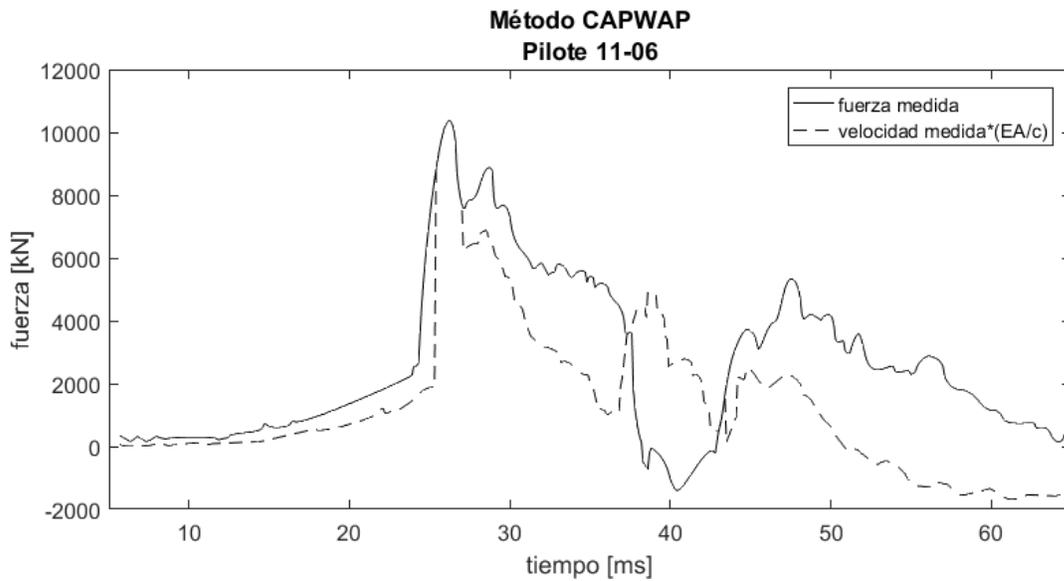


Figura A1- 10 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 11-06.

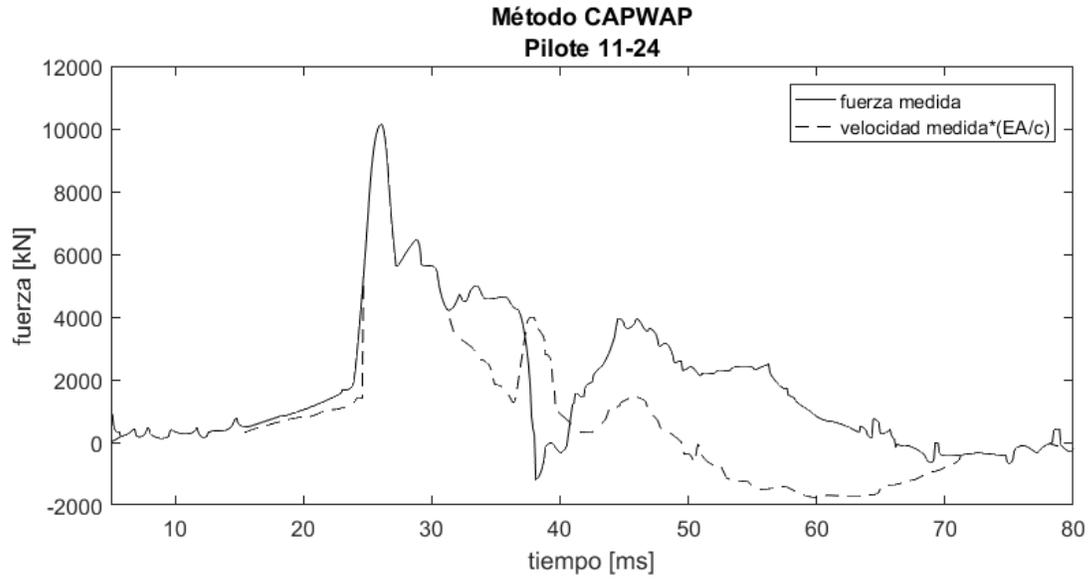


Figura A1- 11 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 11-24.

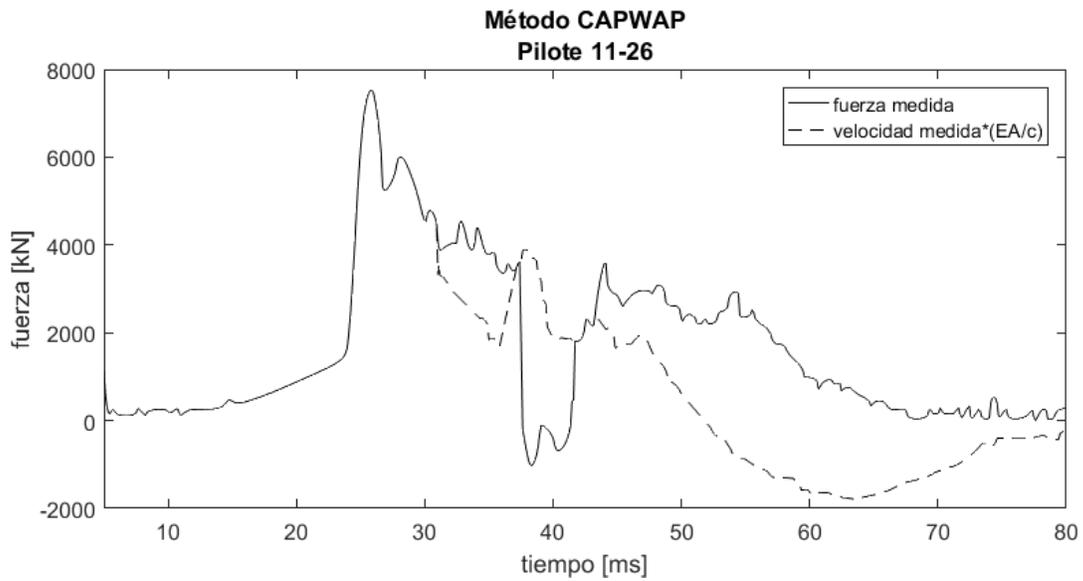


Figura A1- 12 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 11-26.

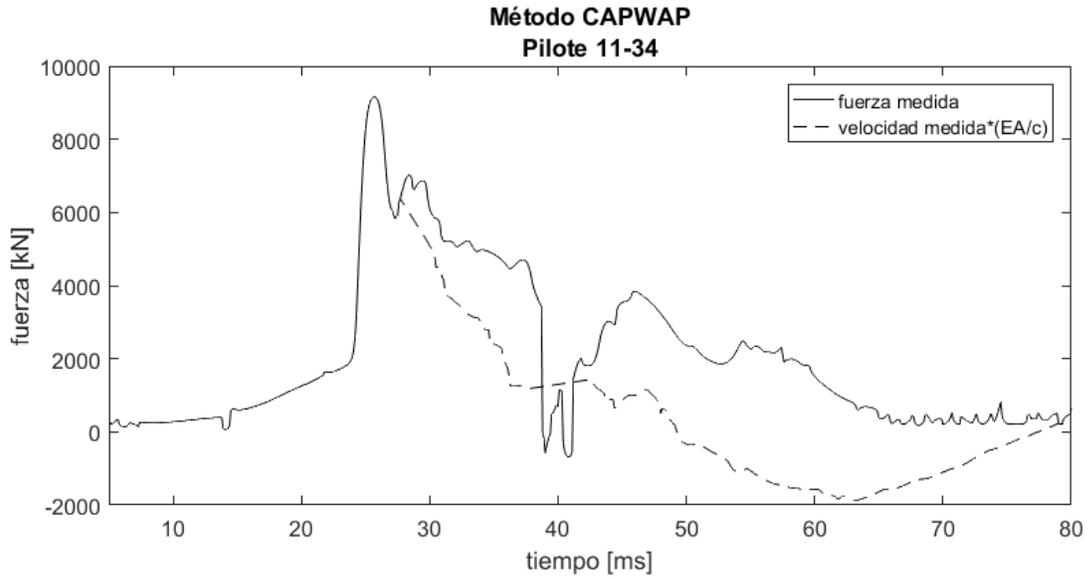


Figura A1- 13 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 11-34.

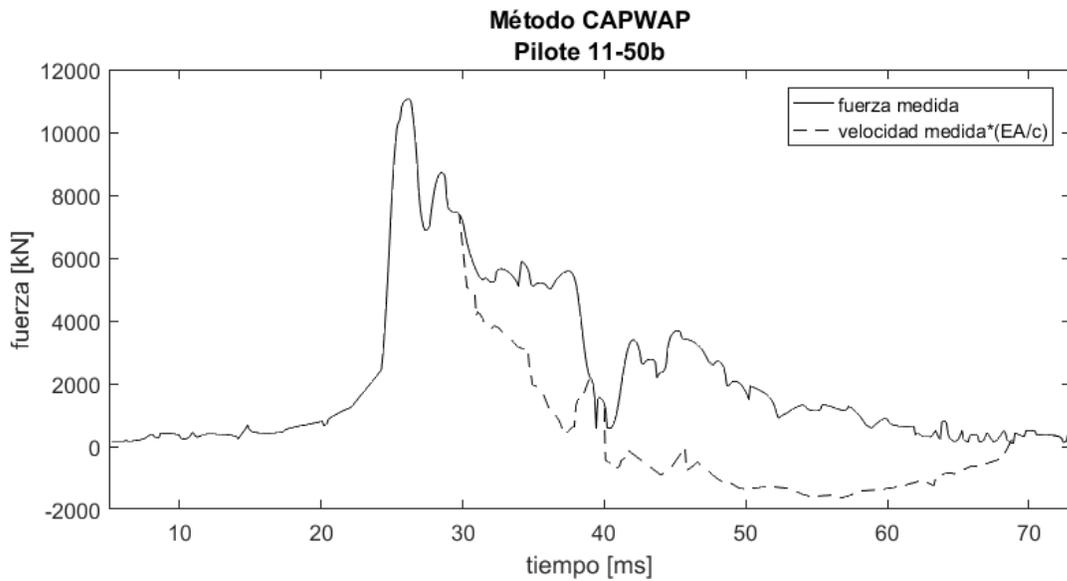


Figura A1- 14 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 11-50b.

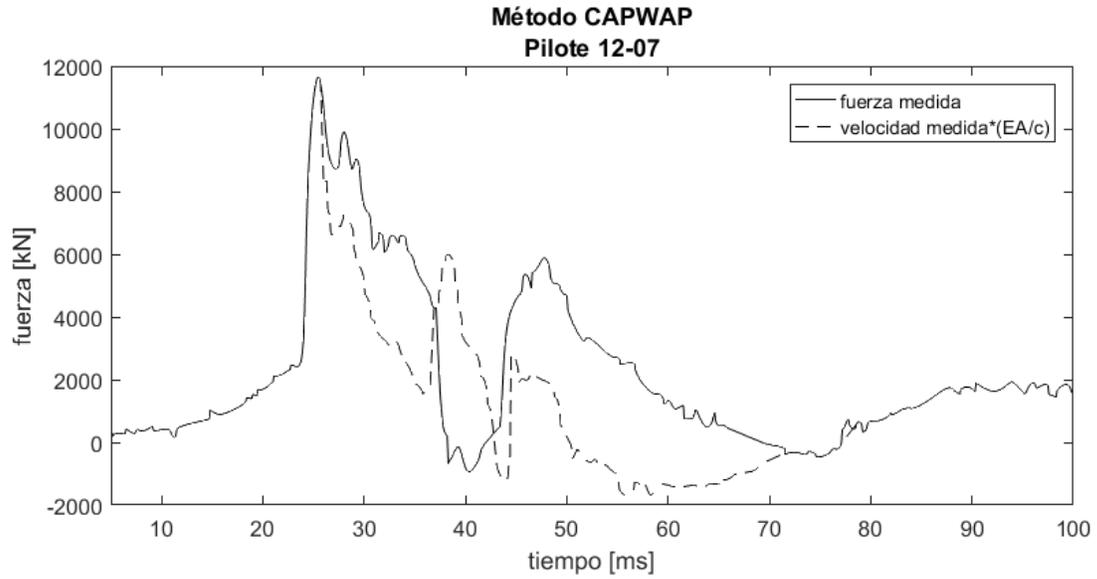


Figura A1- 15 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 12-07.

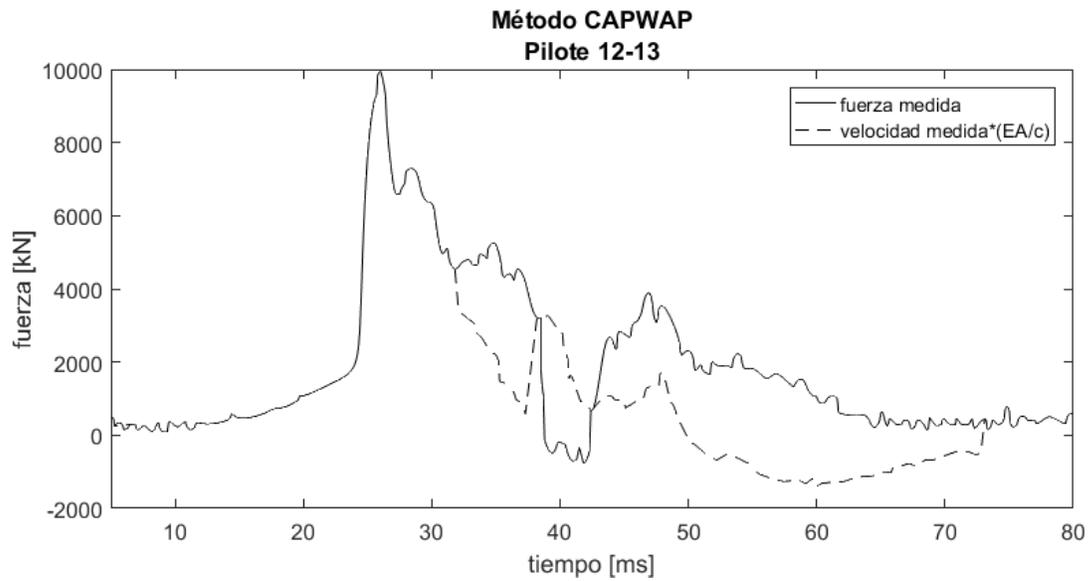


Figura A1- 16 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 12-13.

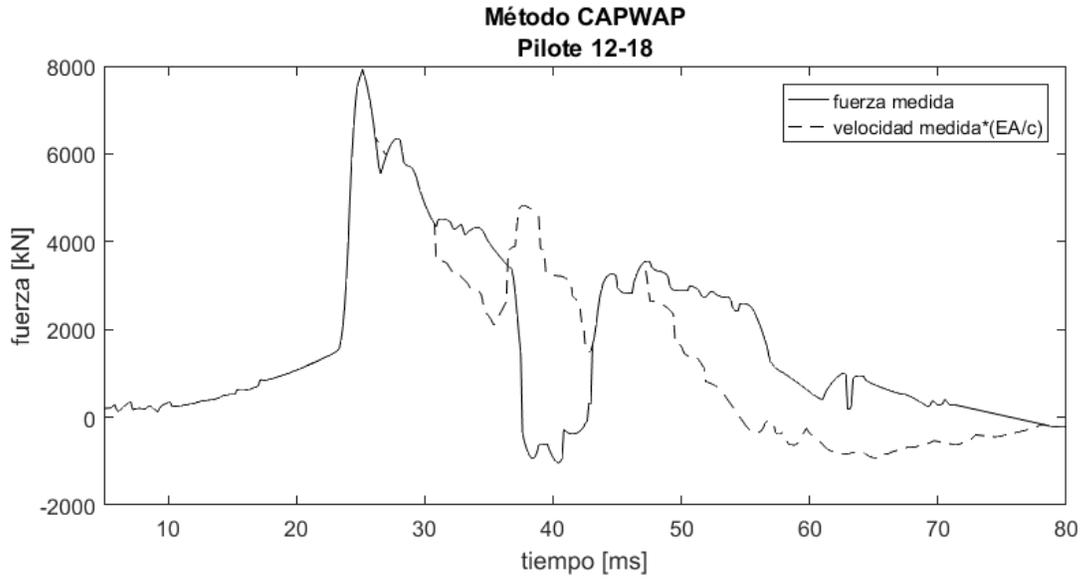


Figura A1- 17 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 12-18.

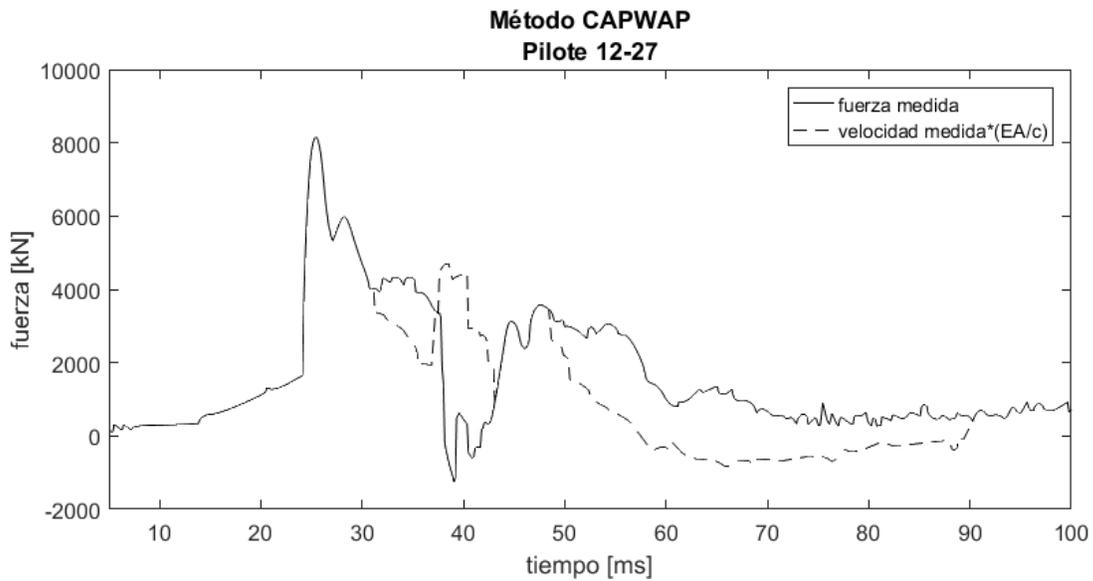


Figura A1- 18 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 12-27.

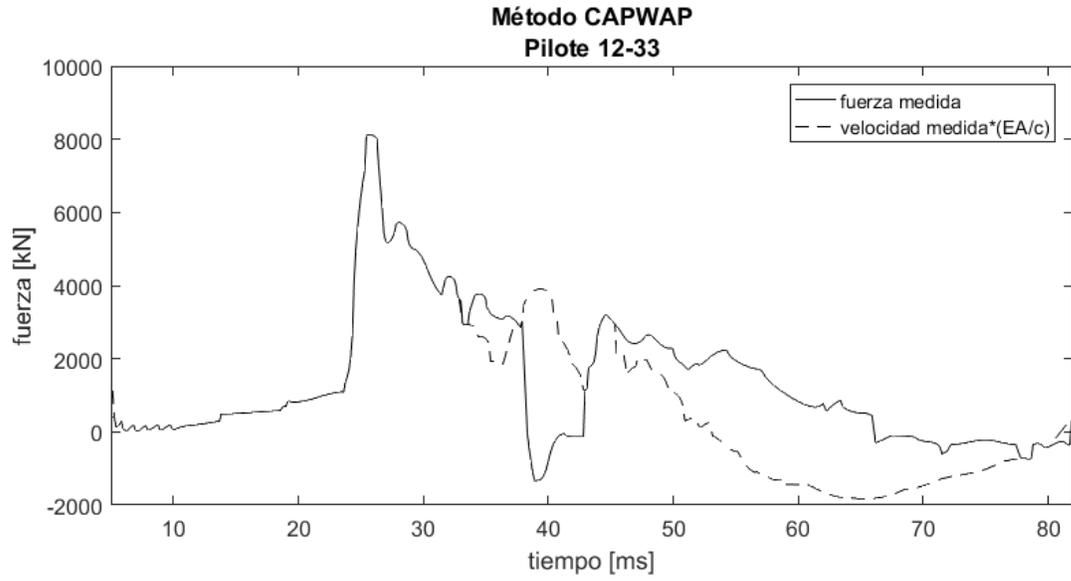


Figura A1- 19 Gráfica Fuerza y Velocidad. Pilote 12-33.