

Análisis del comportamiento lateral de pilotes

Analysis of the Lateral Behavior of Piles

Gustavo Augusto Benito^{1*}, Jesús González Galindo²

Resumen

El objetivo de este artículo es presentar el desarrollo del Trabajo Final del Máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica del CEDEX, cuyo tema ha sido el análisis del comportamiento de pilotes frente a acciones horizontales. En este trabajo se buscó desarrollar, inicialmente, un completo estado del arte para que el lector pueda conocer el tema en su globalidad. Posteriormente, se procedió a un análisis de las normativas para conocer las diferentes metodologías existentes para el estudio de pilotes frente a cargas horizontales. Finalmente, se procedió a resolver un caso práctico real, aplicando los métodos de cálculo más destacados en la bibliografía y en las normativas al objeto de conocer aquellos métodos con los cuales se obtienen resultados más representativos de la realidad.

Palabras clave: pilotes, cargas laterales, método de las curvas p-y, reacción lateral del terreno, deflexiones laterales, coeficiente de balasto horizontal, método elástico, muelles.

Abstract

The objective of this article is to present the development of the Final Work of the Master in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering of CEDEX, which has focused on the analysis of the behaviour of piles against horizontal actions. Initially, the aim of this work was to lay out a complete state of the art so that the reader could get to know the subject completely. Subsequently, an analysis of the regulations was carried out in order to learn about the different existing methodologies for the study of piles under horizontal loads. Finally, we proceeded to solve a real practical case, applying the most important calculation methods in the bibliography and standards, and taking the aim of finding out which methods would enable us to obtain results that are most representative of reality.

Keywords: Lateral loads, p-y curves, soil lateral reaction, lateral deflections, horizontal subgrade modulus of the soil, elastic method, springs.

1. INTRODUCCIÓN

Un pilote en reposo sin ningún tipo de carga lateral tendrá una distribución de presiones horizontales uniforme en su perímetro. Terzaghi (1955) enunció que, en los pilotes perforados, la presión horizontal es similar a la de reposo y en pilotes hincados esta puede ser mayor, como consecuencia de la densificación del terreno en el proceso hincado. Sin embargo, al aplicarle una sollicitación en la dirección perpendicular al eje longitudinal del pilote (desplazamiento, rotación inducida o cargas distribuidas) se desarrolla un aumento de tensiones horizontales en toda su longitud. Este fenómeno se puede observar en la figura 1.1. Dicho incremento de tensión se opone al desplazamiento del pilote como consecuencia de la sollicitación.

Si integramos el bulbo de tensiones, obtenemos la reacción lateral del terreno [F], la cual aporta la resistencia lateral del pilote. Si se representa la evolución de la resistencia lateral del pilote en función de las deformaciones horizontales, se obtienen los gráficos conocidos como curvas p-y. Estas curvas dependen de las características del terreno, del

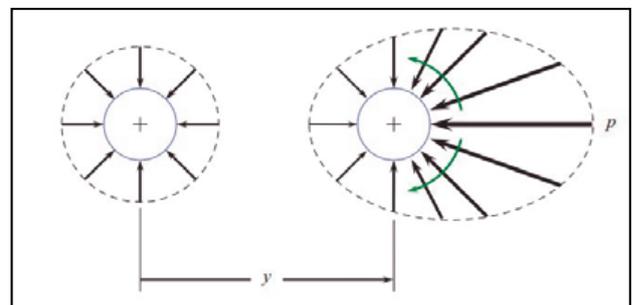


Figura 1.1. Distribución de tensiones antes y después de inducir el desplazamiento "y" (Isenhower *et al.*, 2016).

diámetro y material del pilote, de la naturaleza de las cargas (estáticas, cíclicas o dinámicas) y de la profundidad analizada. Por lo general, se espera que a mayor profundidad las propiedades del terreno mejoren y las curvas p-y presentan menor desplazamiento y mayor resistencia lateral última. En la figura 1.2 se pueden observar las curvas p-y obtenidas por Reese y Van Impe (2011) en pilotes a escala real.

Las curvas p-y tienen un comportamiento inicialmente lineal y al incrementar las deformaciones el comportamiento se vuelve no lineal. Si se calcula la pendiente inicial, obtenemos el módulo de reacción lateral del terreno "E_{py}", el cual representa la resistencia lateral desarrollada como consecuencia de un desplazamiento unitario del pilote. En la figura 1.3 podemos observar la variación del módulo de reacción lateral en función de las deflexiones del pilote, es decir, movimiento lateral del pilote.

* Autor de contacto: gustavoaugustobenito@gmail.com

¹ Doctorando, Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, ETSI de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

² Profesor contratado doctor, Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, ETSI de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

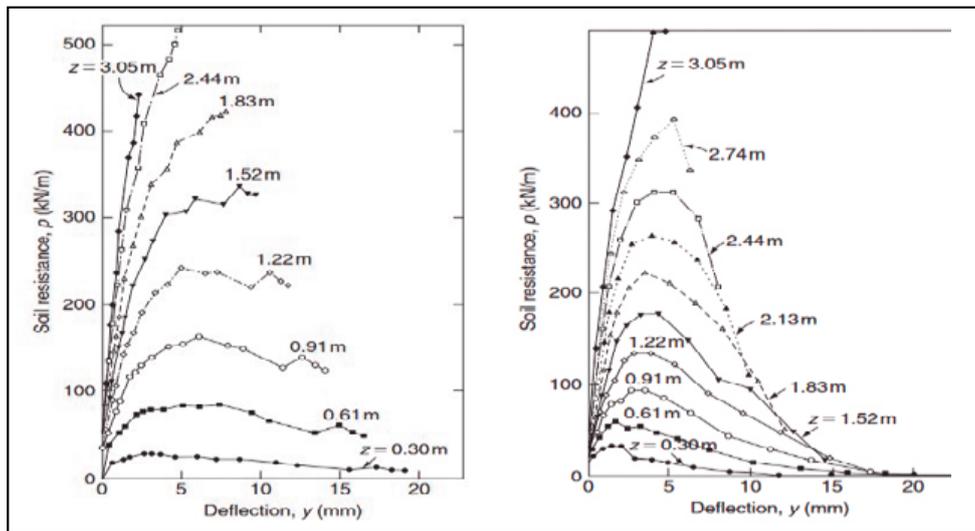


Figura 1.2. A) Curvas p-y desarrolladas en ensayo de carga estática en un pilote de 641 mm. B) Curvas p-y desarrolladas en ensayo de carga cíclica en un pilote de 641 mm (Reese y Van Impe, 2011).

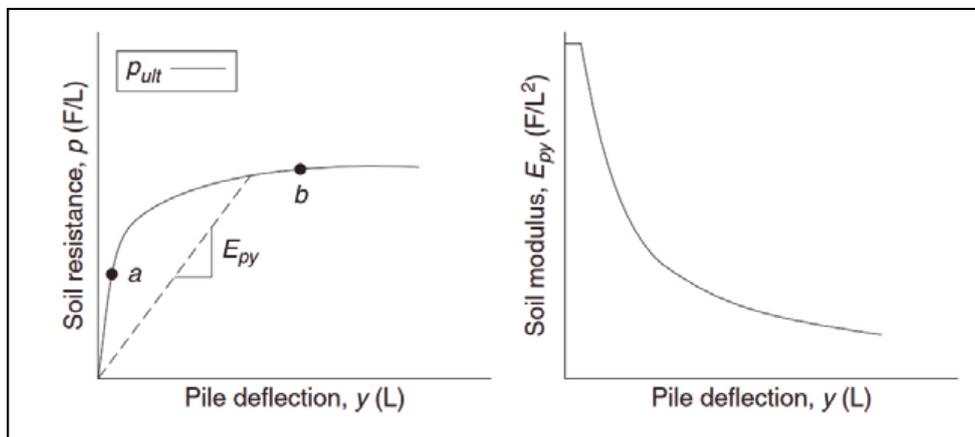


Figura 1.3. Resistencia lateral del terreno “p” en función de las deflexiones “y” (Isenhower et al., 2016).

2. TEORÍAS DESARROLLADAS

2.1. Método del terreno elástico

Hetényi (1946) propuso analizar el terreno como un medio elástico a través del método de la viga elástica de Winkler. En este método se representa al terreno a través de constantes de resorte con comportamiento lineal. Por lo tanto, analizando las curvas p-y, correspondería el tramo inicial de la misma. La rigidez del muelle indica la fuerza necesaria para generar un desplazamiento unitario y tiene unidades [F/L]. El coeficiente de balasto horizontal del terreno [F/L³], indica la presión necesaria para generar una deformación unitaria y se calcula según la Ec. 1.

$$k_h = \frac{p}{y b} = \frac{E_{py}}{b} \quad [1]$$

Si el coeficiente de balasto horizontal se multiplica por el diámetro del pilote y por la separación de los muelles, Ec. 2, se obtiene la rigidez del muelle [F/L].

$$k_{muelle} = k_h b s \quad [2]$$

k_{muelle} : rigidez del muelle [F/L]

$k_{balasto}$: coeficiente de balasto horizontal [F/L³]

b: diámetro del pilote [L]

s: separación entre muelles [L]

Terzaghi (1955) enunció que, para arcillas sobreconsolidadas muy rígidas, el coeficiente de balasto del terreno es uniforme con la profundidad. Sin embargo, para el caso de las arenas y arcillas normalmente consolidadas, Terzaghi señaló que se puede asumir, con poco error, que el módulo de reacción lateral crece de manera proporcional en la profundidad.

Terzaghi (1955) propuso los siguientes valores del coeficiente de balasto horizontal para las arenas. Define “nh” como el coeficiente de reacción horizontal del terreno [t/cm³], y “A” como un coeficiente que depende de la densidad de las arenas y relaciona el módulo de elasticidad del terreno con la presión efectiva a en la profundidad analizada (tabla 2.1.1).

También, Terzaghi propuso calcular el coeficiente de balasto horizontal en función del diámetro del pilote y el coeficiente de balasto vertical (k_{s1}) con la Ec. 3 (Terzaghi, 1955):

$$k_h = \frac{1}{B} k_{h1} = \frac{1}{1.5 B} k_{s1} \quad [3]$$

Por su parte, la tabla 2.1.2 presenta los valores (k_{s1}) para arcillas en función de su consistencia.

Tabla 2.1.1. Valores de A y nh para las arenas en [t/cm³], para un pilote de sección rectangular de ancho 30 cm (Terzaghi, 1955)

Valores propuestos de A y n _h	Densidad Relativa de la Arena		
	Densidad baja	Densidad media	Densidad alta
Rango de valores de A	100 - 300	300 - 1000	1000 - 2000
Valores adoptados de A	200	600	1500
Arena húmeda y seca - valores n _h	7	21	56
Arena sumergida - valores de n _h	4	14	34

Tabla 2.1.2. Valores del coeficiente de balasto vertical [t/ft²], para una placa de 30 x 30 cm (Terzaghi, 1955)

Consistencia de la arcilla	Rígida	Muy Rígida	Dura
Valores de q _u [t/ft ²]	1 - 2	2 - 4	> 4
Rango de valores de K _{s1}	50 - 100	100 - 200	>200
Valores propuestos de K _{s1}	75	150	300

Diferentes autores propusieron otras expresiones empíricas para el cálculo del coeficiente de balasto horizontal:

$$k_h = 1.67 \frac{E_{50}}{B} \quad (\text{Broms, 1964a}) \quad [4]$$

$$k_h = (80 \text{ a } 320) \frac{c_u}{B} \quad (\text{Skempton, 1953}) \quad [5]$$

$$k_h = 67 \frac{c_u}{B} \quad (\text{Davisson, 1970}) \quad [6]$$

$$k_h = 3.3 \frac{E_{pm}}{B} \quad (\text{Chen, 1978}) - \text{Suelo no cohesivos} \quad [7]$$

$$k_h = 1.6 \frac{E_{pm}}{B} \quad (\text{Chen, 1978}) - \text{Suelo cohesivos} \quad [8]$$

2.2. Método de las curvas p-y

El método de las curvas p-y consiste en modelizar el terreno a través de una serie de muelles que presentan comportamiento no lineal. Las curvas p-y representan la evolución de la resistencia lateral del terreno a medida que aumentan las deformaciones. En dichas curvas se pueden identificar tres partes características. Inicialmente, se observa un comportamiento lineal del terreno; luego se pasa a un comportamiento no lineal debido a la plastificación del terreno; y finalmente se llega a una resistencia lateral última. En esta última fase, las deformaciones aumentan sin incremento de resistencia. La forma de este último tramo de la curva depende principalmente del tipo de terreno y de la naturaleza de la carga.

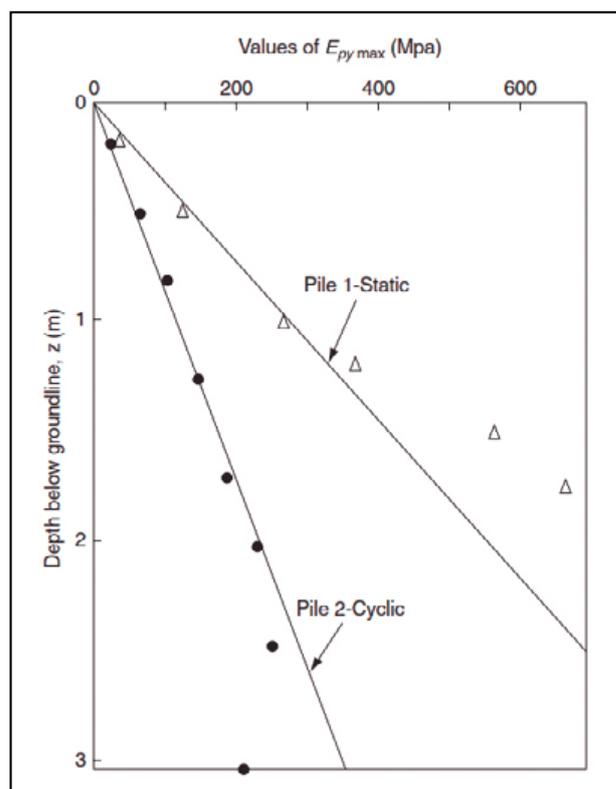
2.2.1. Parámetros de las curvas p-y

La aplicación del método de las curvas p-y implica definir las curvas que representarán adecuadamente el comportamiento del terreno en donde se construirán los pilotes. Esto implica definir adecuadamente los parámetros que definen las curvas p-y.

La pendiente inicial de la curva p-y se denomina módulo de reacción lateral "Epy max". Skempton, 1951, relacionó el módulo de elasticidad del terreno con el módulo de reacción lateral del terreno. Dicha relación está definida por la constante "ξ", la cual depende de la rigidez del pilote y del coeficiente de Poisson del terreno. La constante "ξ" varía en profundidad a medida que cambia el perfil litológico del terreno.

En la figura 2.2.1.1 se observa que el módulo de reacción lateral del terreno aumenta considerablemente en profundidad y disminuye si la carga es de naturaleza cíclica.

Otra variable que debe ser definida para obtener las curvas p-y es la resistencia lateral última del terreno. (Hansen, 1961b) propuso una expresión para determinar la resistencia última del terreno para el caso de pilotes rígidos cargados lateralmente. Es un método complejo debido a la cantidad de variables que intervienen: sobrecarga aplicada al terreno, naturaleza del terreno (friccional o cohesivo) y la presencia del nivel freático (figura 2.2.1.2).

**Figura 2.2.1.1.** Valores experimentales de "Epy max" (Reese y Van Impe, 2011).

Hansen (1961b) presentó tres casos para determinar la resistencia última del pilote: reacción lateral última en la zona cercana a la superficie del terreno, a una profundidad intermedia y a grandes profundidades. Para profundidades bajas y moderadas, Hansen (1961b) expone que se desarrolla una cuña de rotura (figura 2.2.1.3).

A grandes profundidades no se puede desarrollar una cuña debido a que el plano de falla o línea de rotura no puede llegar a la superficie. Los planos de rotura que se desarrollan en ese caso son horizontales. Entonces se particularizó el desarrollo que hizo Hansen (1961a), obteniendo una expresión para obtener la resistencia lateral última del terreno a grandes profundidades. En suelos cohesivos, Thompson (1977) propuso expresiones para calcular

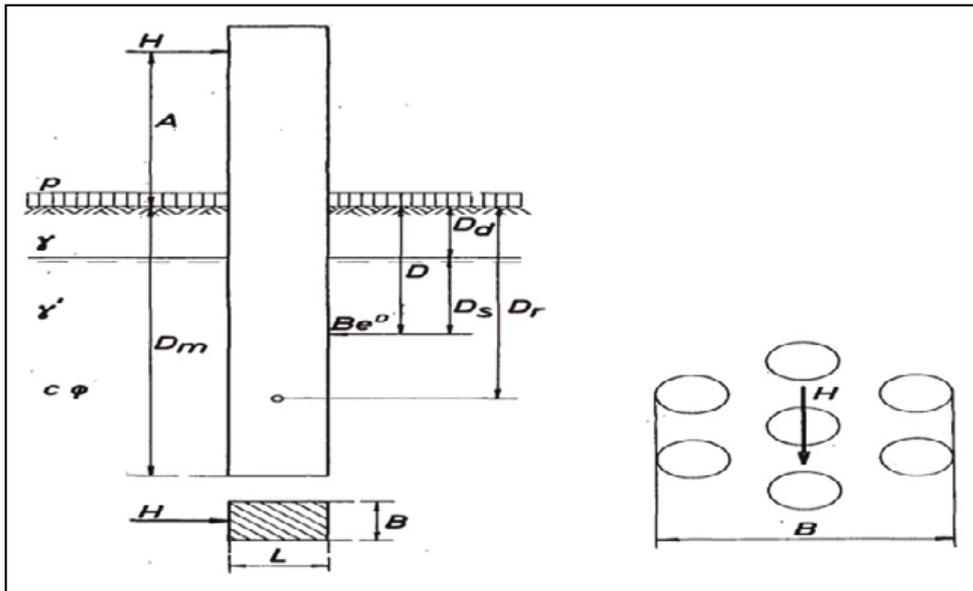


Figura 2.2.1.2. Esquema propuesto para determinar la capacidad de carga lateral última del terreno (Hansen, 1961b).

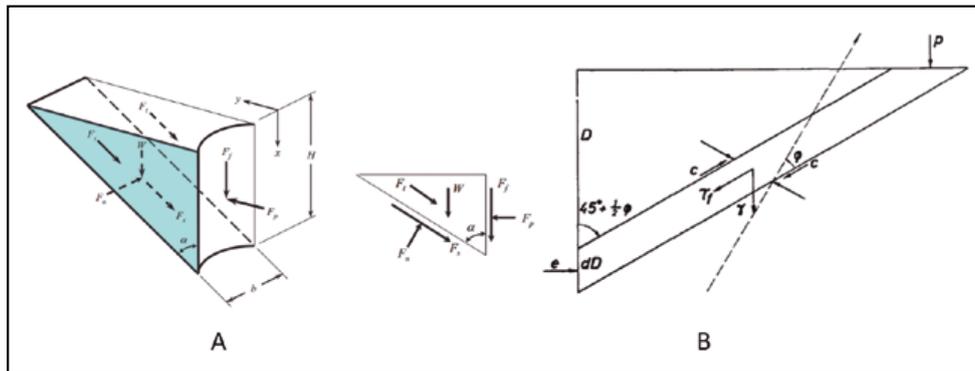


Figura 2.2.1.3. Modelo de Cuña para estimar la resistencia lateral del pilote. A) (Isehower *et al.*, 2016), B) (Hansen, 1961b).

la resistencia última del terreno, basándose en los mismos mecanismos de rotura para el caso del terreno en la superficie y a grandes profundidades. El método se basa en suponer a la arcilla saturada y define a la resistencia lateral última en función de la cohesión no drenada (Isehower *et al.*, 2016). También propone para suelos no cohesivos una expresión en función del coeficiente de empuje en reposo, coeficiente de empuje activo y el ángulo de rozamiento del contacto suelo-pilote.

2.2.2. Construcción de las curvas p-y

Terzaghi enunció dos métodos para definir las curvas p-y. Uno para analizar las arcillas sobreconsolidadas y otro para las arcillas normalmente consolidadas y las arenas. Para arcillas sobreconsolidadas estableció que el módulo de reacción lateral es constante en profundidad. Para arenas y arcillas normalmente consolidadas propuso una variación lineal proporcional a la profundidad analizada. El autor establece que esta simplificación es solo aplicable si se trabaja con un rango de tensiones igual o menor al 50 % de la capacidad portante del terreno.

McClelland y Focht (1958) propusieron un método a través de los resultados obtenidos en un ensayo triaxial representando al terreno en diferentes profundidades. A

través del ensayo triaxial se obtiene una curva de tensión desviadora en función de la deformación específica. Aplicando este método se puede transformar la curva de tensión deformación en una curva p-y con la Ec.9 y Ec.10.

$$p = 5.5 b \Delta\sigma \quad (\text{McClelland y Focht, 1958}) \quad [9]$$

$$y = 0.5 b \epsilon \quad (\text{McClelland y Focht, 1958}) \quad [10]$$

También se puede utilizar el método propuesto por Skempton en 1951, que consiste en realizar el mismo procedimiento ya mencionado aplicando las Ec.11 y Ec.12.

$$p = 4.5 b \Delta\sigma \quad (\text{Skempton, 1951}) \quad [11]$$

$$y = 2 b \epsilon \quad (\text{Skempton, 1951}) \quad [12]$$

Reese y Van Impe, en 2011, enunciaron que la rigidez de las curvas p-y depende del valor de la deformación específica para el 50 % de la tensión última (ϵ_{50}). La determinación del valor de ϵ_{50} es importante para calcular las deflexiones para cargas relativamente bajas. Para tensiones altas, tiene mayor relevancia la resistencia lateral última en la determinación de los momentos flectores desarrollados.

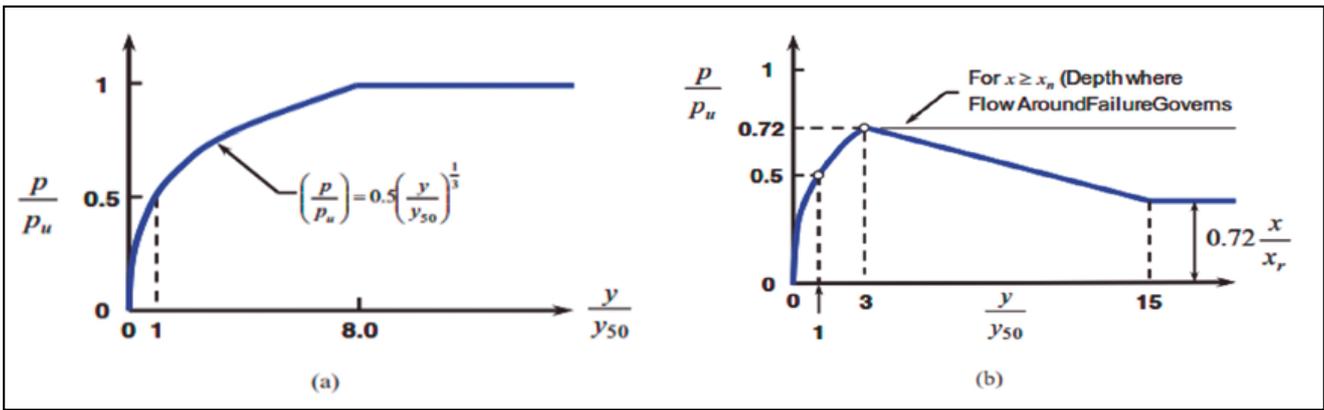


Figura 2.2.2.1. Curva p-y para arcillas blandas con agua libre. A) Carga estática, B) Carga cíclica, Isenhower et al., 2016.

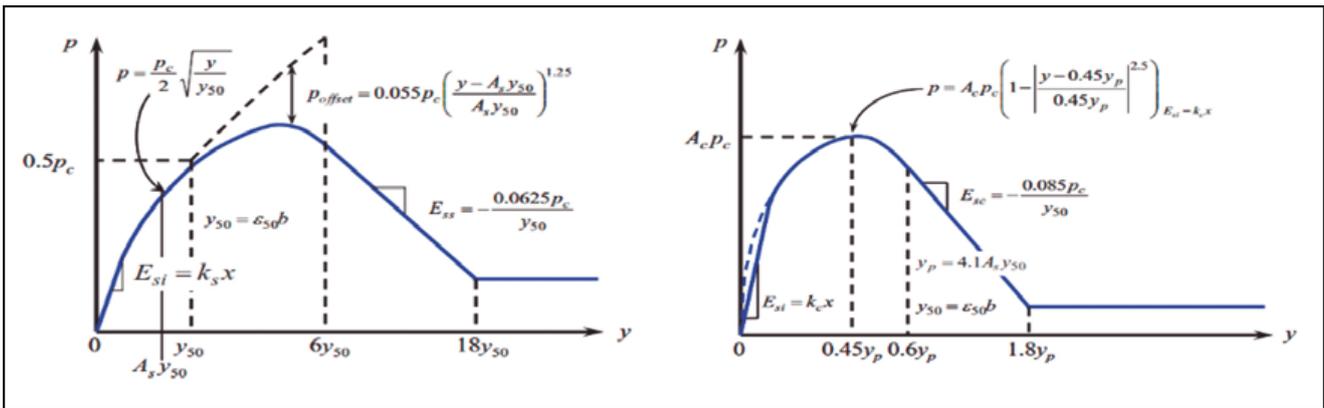


Figura 2.2.2.2. Curva p-y para arcillas duras con agua libre. A) Carga estática, B) Carga cíclica, Isenhower et al., 2016.

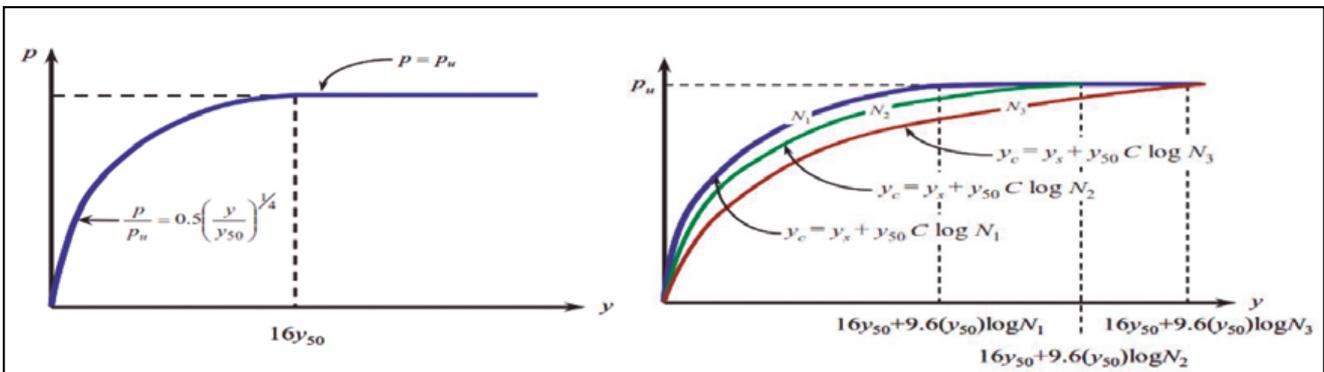


Figura 2.2.2.3. Curva p-y para arcillas duras sin agua libre. A) Carga estática, B) Carga cíclica, Isenhower et al., 2016.

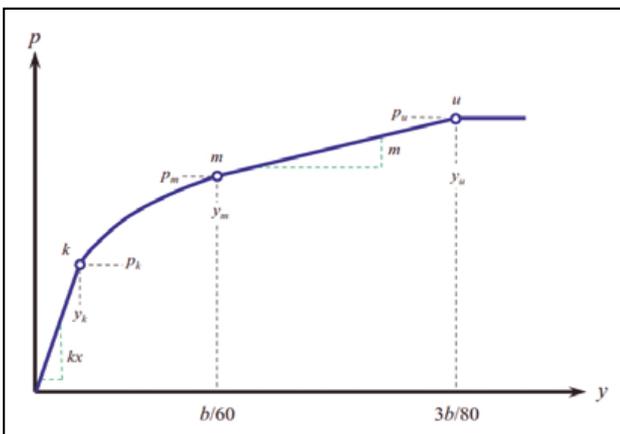


Figura 2.2.2.4. Curva p-y para arenas para cargas estática y dinámicas, Isenhower et al., 2016.

Isenhower et al., 2016, presentan varias figuras en las cuales se puede observar la forma típica de las curvas p-y para distintos tipos de terreno y cargas (figuras 2.2.2.1 a 2.2.2.4).

3. ANÁLISIS DE REGLAMENTOS

A continuación, se presentan los reglamentos analizados en la tesina y un breve resumen de los aportes de cada uno de ellos.

- *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras* – GCOC. Ministerio de Fomento.
- *Código Técnico de la Edificación* – Seguridad Estructural y Cimientos - CTE-SE-C. Ministerio de Vivienda.
- *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias* – ROM 0.5-05. Ministerio de Fomento.

- *Foundation and Earth Structures – Design Manual* – NAVFAC 7.02. Naval Facilities Engineering Command.
- *Design and Construction of Driven Pile Foundations* – Vol. I – FHWA. National Highway Institute.
- *Bridge Design Specifications* (8th ed.) – American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO.
- American Petroleum Institute – API 2000.
- *Eurocode 7: Geotechnical Design* – Part 1: General Rules – EN 7. European Committee for Standardization.

CTE-SE-C indica que la verificación ante cargas horizontales solo se debería realizar cuando dicha carga supere el 10 % de la carga vertical del pilote. En el caso de realizar pruebas de carga, el reglamento permite disminuir los factores de seguridad hasta un 30 %.

GCOC, 2002, y ROM 0.5, 2005, proponen definir la carga horizontal de rotura a través del método de equilibrio límite. También propone utilizar los ábacos desarrollados por Broms, 1964a y 1964b, para suelos cohesivos y suelos granulares, respectivamente. GCOC, 2002, recomienda despreciar la resistencia lateral del terreno en una profundidad igual a 1.5 diámetros, pero sí se tiene en cuenta el peso que aporta ese terreno a la hora de realizar el cálculo de las presiones verticales.

NAVFAC DM 7.02, 1986, propone un método adimensional para la estimación de las deflexiones y momentos flectores. Los ábacos dependen de las condiciones de borde de la cabeza del pilote y de la rigidez relativa entre el pilote y el terreno. Dependiendo de la rigidez relativa podemos identificar a los pilotes flexibles y a los pilotes rígidos. Timoshenko enunció que si el cociente entre la longitud y la rigidez relativa cumple con $L/T < 4$, el pilote se comporta como rígido o pilote corto. Este criterio puede aplicarse en cualquiera de las normativas analizadas en este documento. Para definir la rigidez relativa, ROM 0.5, 2005, GCOC, 2002, NAVFAC DM 7.02, 1986, API, 2000, FHWA, 2016, Isenhower *et al.*, 2016, y Terzaghi, 1955, proponen diferentes recomendaciones en función del tipo del suelo. Para

suelos granulares proponen un coeficiente de reacción lateral del terreno en función de la densidad relativa diferenciando si existe, o no, nivel freático. En las figuras 3.1 y 3.2 podemos observar el coeficiente de reacción lateral propuestos por las diferentes normativas para suelos granulares sin y con presencia del nivel freático, respectivamente.

Observando los valores del coeficiente de reacción lateral (n_h) propuestos por los diferentes reglamentos representados en las figuras 3.1 y 3.2 se concluye que GCOC, 2002, ROM 0.5, 2005, y NAVFAC DM 7.02, 1986, tienen valores de similar magnitud. Los reglamentos más conservadores son API, 2000, y FHWA, 2016. Es interesante destacar que GCOC, 2002, ROM 0.5, 2005, y NAVFAC DM 7.02, 1986, están en el orden de las recomendaciones de Terzaghi (1955). También se puede concluir que la presencia del nivel freático disminuye considerablemente el coeficiente de reacción lateral. Por este motivo, debido a su influencia, es fundamental identificar correctamente el nivel freático en los sondeos. NAVFAC DM 7.02, 1986, no propone valores de “ n_h ” para suelos granulares con presencia del nivel freático.

Las diferentes normativas también presentan recomendaciones para suelos cohesivos en función de la resistencia al corte no drenado. En la tabla 3.1 se presentan los valores del coeficiente de reacción lateral en suelos cohesivos en función de la resistencia al corte sin drenaje “ c_u ”.

Se observa que los valores propuestos por GCOC, 2002, ROM 0.5, 2005, y NAVFAC DM 7.02, 1986, están en el rango propuesto por Terzaghi, 1955. Los valores propuestos por FHWA, 2016, tiene unidades $[F/L^3]$. Para poder compararlos con los anteriores $[F/L^2]$, se debe multiplicar por la separación adoptada de los muelles y el diámetro del pilote.

GCOC, 2002, y ROM 0.5, 2005, proponen también el método del pilote equivalente para estudiar los pilotes sometidos a acciones horizontales. Este método consiste en modelizar el pilote como una barra rígida empotrada en el terreno. La longitud de esta barra dependerá de la longitud real del pilote y de la rigidez relativa entre el terreno y el pilote. Esta suposición genera que solo el método sea aplicable para pilotes flexible. Por esta razón GCOC, 2002,

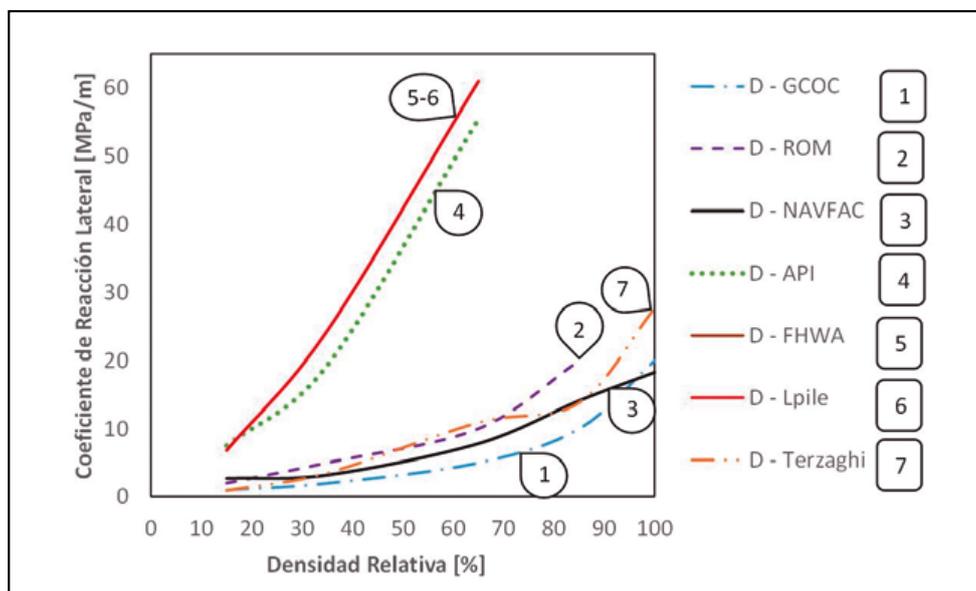


Figura 3.1. Coeficiente de reacción lateral sin presencia de nivel freático.

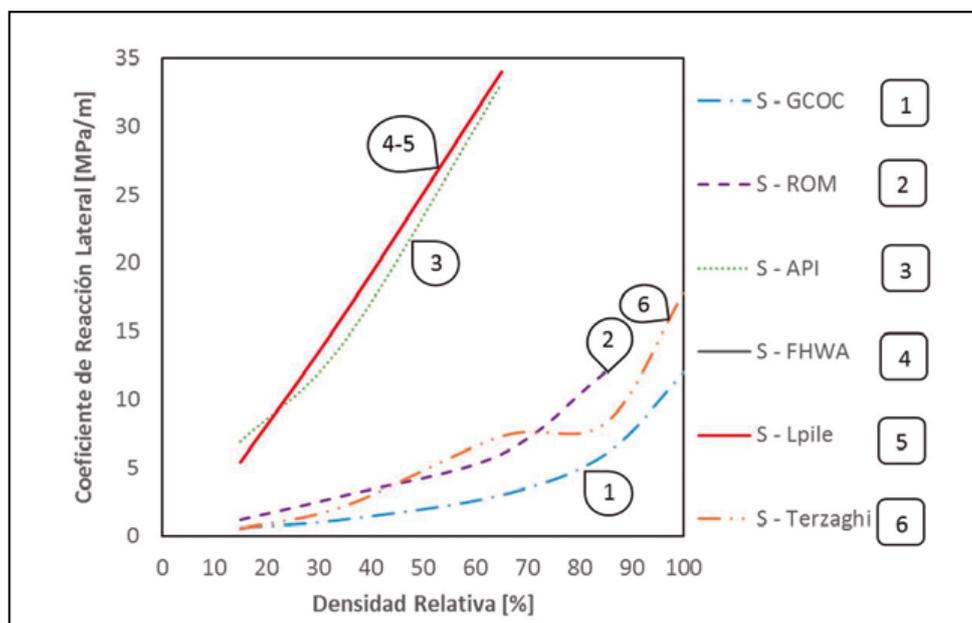


Figura 3.2. Coeficiente de reacción lateral con presencia del nivel freático.

Tabla 3.1. Valores de coeficiente de reacción lateral para suelos cohesivos

Arcilla	Coeficiente de reacción lateral Kh						
	cu [kPa]	FHWA [MPa/m]	LPILE M. [MPa/m]	Terzaghi [MPa]	GCOC [MPa]	ROM [MPa]	NAVFAC [MPa]
Floja	12 – 24	8.2	--	--	1.35	1.8	0.9
Media	24 – 48	27.2	--	--	2.7	3.6	1.8
Rígida	48 – 96	136	135	7.5	5.4	7.2	3.6
Muy Rígida	96 – 192	272	270	15.0	10.8	14.4	7.2
Dura	192 – 384	544	540	30.0	21.6	28.8	14.4

y ROM 0.5, 2005, establecen que se debe cumplir $L/T > 2.5$, distinto a lo propuesto por Timoshenko (1930), $L/T > 4$.

El método de las curvas p-y solo está descrito en API, 2000. Propone un procedimiento para arcillas blandas y otro para arenas. El reglamento distingue entre la resistencia lateral ultima en función de la profundidad.

Generalmente los pilotes no están trabajando individualmente, sino que se pueden diseñar constituyendo grupos (se suele considerar que existe efecto grupo si la separación entre los ejes de los pilotes es inferior a 3 diámetros). El efecto grupo implica un cambio en el comportamiento de los pilotes. Por lo general, la resistencia total, no es la suma de las resistencias. Este fenómeno depende de la disposición geométrica en planta de los pilotes, separación y diámetro. CTE-SE-C y AASHTO, 2017, proponen métodos para tener en cuenta este efecto grupo.

4. CÁLCULO DE PILOTES

Se ha desarrollado el análisis de un pilote cargado lateralmente con datos reales de un proyecto de un viaducto. Este caso particular ha sido analizado aplicando diferentes métodos de cálculo, las cuales se presentan a continuación.

- Análisis elástico, terreno modelado con muelles elásticos
- Análisis no elástico, método de las curvas p-y
- Análisis con el método del pilote equivalente: GCOC, 2002, y ROM 0.5, 2005

- Ábacos de NAVFAC DM 7.02, 1986, con un terreno homogéneo ponderado
- Modelo numérico, con el programa MIDAS GTS NX

La cimentación de una de las pilas se ha ejecutado con un pilote individual de 1500 mm de diámetro y una longitud de 15 m. El hormigón del pilote tiene una resistencia característica de 25 MPa y un módulo de elasticidad de 23500 MPa. Las cargas fueron aportadas por los ingenieros de estructuras que dimensionaron el viaducto: carga axial igual a 4316 kN y la carga horizontal igual a 692 kN. También determinaron que la resultante de la carga horizontal se aplica a 4 m de altura respecto de la cota de la cabeza del pilote. Como consecuencia, se genera un momento aplicado en la cabeza del pilote igual a 2768 kNm. En la figura 4.1 se puede observar el perfil del terreno, el pilote y las cargas aplicadas.

La caracterización del terreno se realizó a través de 3 sondeos de 10 m de profundidad, 3 sondeos de 25 m de profundidad y 5 ensayos CPT de 10, 11.8, 16.8, 8.4 y 5.4 m de profundidad. El terreno está constituido con una alternancia de arcillas muy sobreconsolidadas, cuya consistencia varía entre rígidas a muy rígidas y arenas con una densidad relativa elevada (arenas muy densas). Debido a la variabilidad estacional del nivel freático, se consideró de manera conservadora que este se encuentra en el nivel de la superficie. A partir de los análisis de los sondeos con un total 42 muestras inalteradas y el análisis de la resistencia

por punta y fuste del ensayo CPT se realizó una caracterización del terreno, definiendo 9 unidades geotécnicas y sus

propiedades físicas. En la tabla 4.1 se presentan las propiedades del terreno.

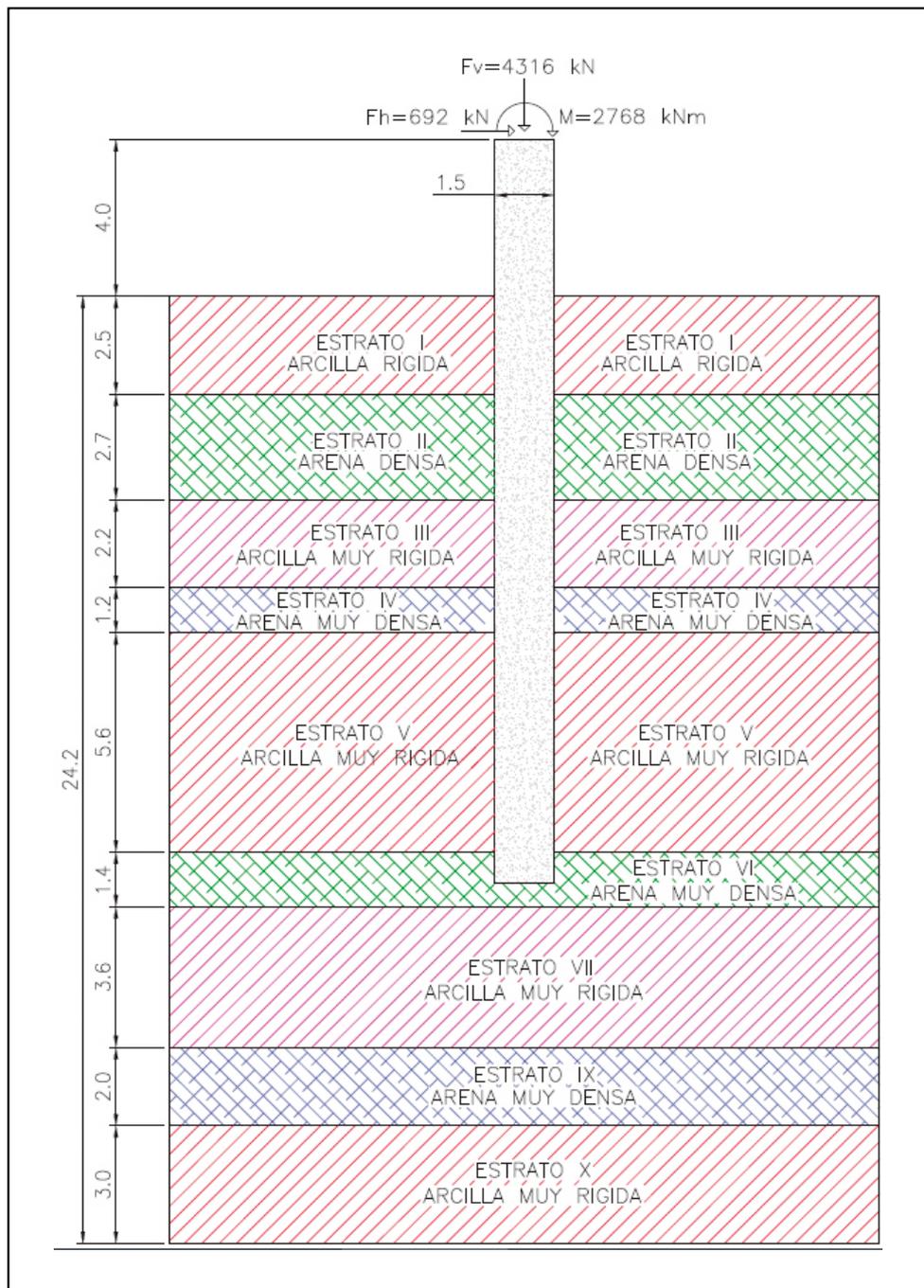


Figura 4.1. Perfil de terreno.

Tabla 4.1. Parámetros del terreno

Parámetros	Símb.	Un.	(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)	(VII)	(VIII)	(IX)
γ_{aparente}	$\gamma_{\text{ap.}}$	kN/m ³	21	22	22	22	22	22	22	22	22
γ_{seca}	γ_{d}	kN/m ³	18.5	19.6	19.2	19.8	19.9	19.9	20.0	19.8	19.7
Humedad	w	%	11.8	10.9	12.9	10.0	9.8	9.5	9.0	9.8	10.5
Índice de Plasticidad	IP	%	7.9	9.0	10.7	--	9.1	--	9.4	8.3	6.8
Resistencia al Corte No Drenada	cu	kPa	50	--	220	--	250	--	250	--	250
Angulo de Fricción	ϕ'	°	29	38	29	38	29	38	29	38	29
Cohesión Efectiva	c'	kPa	5	--	20	--	20	--	20	--	20
Módulo de Elasticidad Efectivo	E'	MPa	--	54	--	65	--	47	--	50	--
Módulo de Elasticidad No Drenado	Eu	MPa	17.5	--	77	--	87.5	--	87.5	--	87.5
Coefficiente de Poisson	ν'	--	0.2	0.35	0.2	0.35	0.2	0.35	0.2	0.35	0.2

4.1. Análisis elástico, terreno modelado con muelles lineales

El terreno se modeló con muelles separados 1 m. Al considerar un comportamiento elástico del terreno se emplearon muelles lineales. Para el análisis se utilizó el programa LPILE, el cual permite definir diferentes tipologías de terreno, desde un terreno elástico hasta un análisis no lineal a través de las curvas p-y. En la figura 4.1.1 podemos observar al pilote con sus respectivos muelles que modelizan al terreno. También se pueden observar las unidades geotécnicas definidas para caracterizar el perfil del terreno. En este caso unidades I a V, correspondientes a la profundidad del pilote.

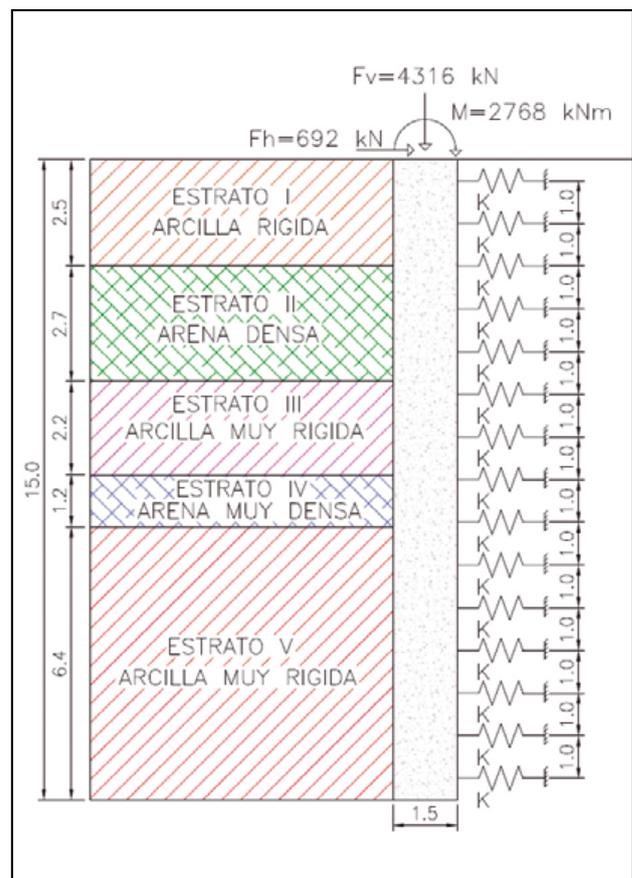
Para determinar los coeficientes de balasto del terreno se procedió a utilizar las recomendaciones de la bibliografía:

- GCOC, 2002
- ROM 0.5, 2005
- NAVFAC DM 7.02, 1986
- FHWA, 2016
- Terzaghi, 1955

Se incluyen las recomendaciones de Terzaghi, 1955, debido a la relevancia que tiene el autor en el tema estudiado. En la tabla 4.1.1 se pueden observar los valores del coeficiente de balasto horizontal utilizados para modelizar el terreno. Los valores propuestos por API, 2000, son similares a los de FHWA, 2016. Por lo tanto, para presentar los resultados solo se hará referencia a FHWA, 2016.

En la figura 4.1.2 se pueden observar las deflexiones obtenidas del análisis realizado y en la figura 4.1.3 los momentos flectores desarrollados a lo largo del pilote.

En la tabla 4.1.2 se resumen los valores máximos de deflexiones y momentos.

**Figura 4.1.1.** Modelo teórico del terreno con muelles elásticos.**Tabla 4.1.1.** Coeficientes de balasto del terreno

Estrato	Terreno	Consistencia / Densidad	Valores de Kh [MPa/m]				
			GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	TERZAGHI
Estrato I	Arcilla	Firme	3.8	5	135	2.5	7.5
Estrato II	Arena	Densa	6	6	34	--	8.3
Estrato III	Arcilla	Muy Firme	16.5	22	540	11	15
Estrato IV	Arena	Muy Densa	6	6	34	--	8.3
Estrato V	Arcilla	Muy Firme	18.8	25	540	12.5	15

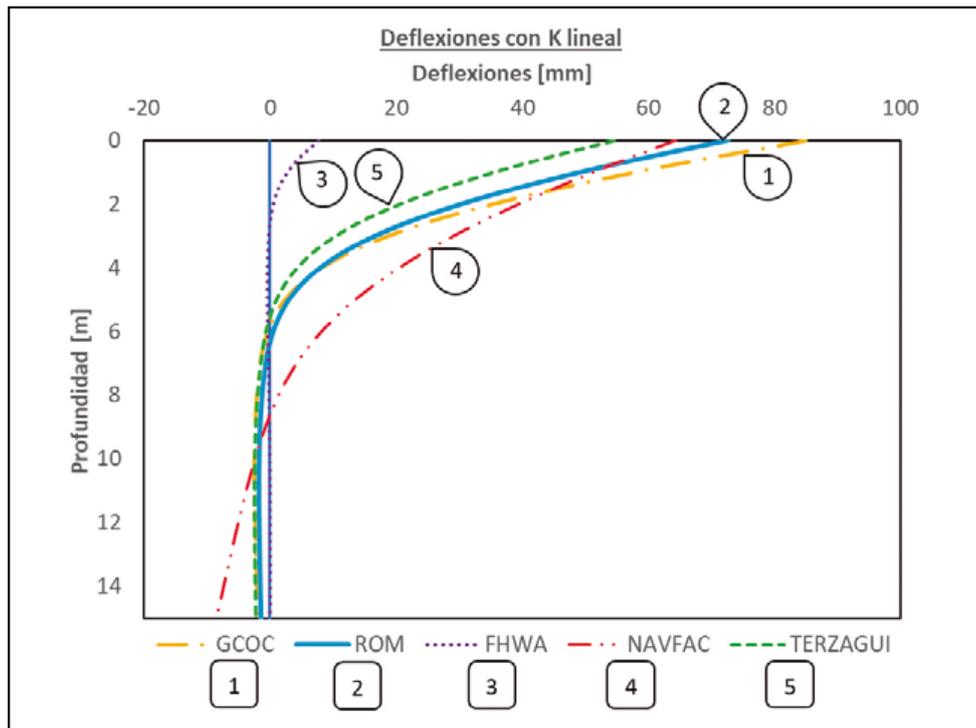


Figura 4.1.2. Deflexiones obtenidas con K lineal.

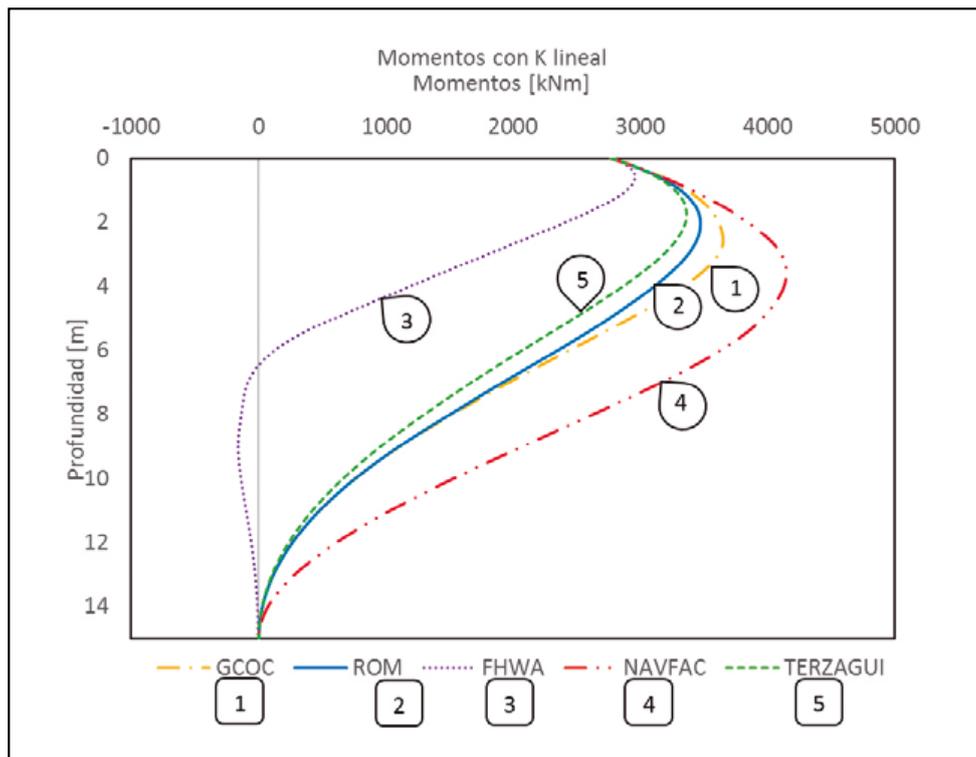


Figura 4.1.3. Momentos obtenidos con K lineal.

Tabla 4.1.2. Resultado del análisis lateral del pilote con K lineal

Resultados	GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	TERZAGHI
Y_{max} [mm]	80	73	8.0	64	54
M_{max} [kNm]	3650	3478	2959	4150	3365

Y_{max} [mm]: máxima deflexión del pilote

M_{max} : momento flector máximo del pilote

4.2. Análisis del pilote con curvas p-y

El método de las curvas p-y es un análisis no lineal, por lo tanto, los muelles tendrán un comportamiento no lineal. Para el cálculo de las curvas p-y se utilizó el programa LPILE, el cual modeliza el terreno con muelles y lo resuelve con el método de las diferencias finitas. Este programa tiene la opción de crear las curvas p-y, permitiendo emplear varios modelos teóricos para calcular diferentes tipos de curvas en función del tipo de terreno. Para la construcción de las curvas p-y se necesitan parámetros que se obtuvieron de la campaña geotécnica. En este caso en particular, se emplearon el modelo de las arenas de Reese y el de las arcillas rígidas sin la presencia de agua libre. El desarrollo de estos modelos se puede estudiar en profundidad en Reese y Van Impe (2011).

En la tabla 4.2.1 se presentan los datos utilizados para la construcción de las curvas p-y de las arcillas, y en la tabla 4.2.2 los datos para las arenas.

Los valores propuestos de ξ_{50} se obtienen del ensayo triaxial: es la deformación específica correspondiente al 50 % de la tensión de rotura. Este valor no se pudo obtener de los

ensayos disponibles. Por lo tanto, se usaron las recomendaciones de Isenhowe *et al.*, 2016.

Para el cálculo de las curvas p-y de las arenas de Reese, se necesita conocer el peso específico efectivo, el ángulo de rozamiento y el coeficiente de balasto horizontal. El coeficiente se obtuvo a partir de las recomendaciones de GCOC, 2002, ROM 0.5, 2005, Terzaghi, 1955, NAVFAC DM 7.02, 1986, y FHWA, 2016. Por lo tanto, obtendremos diferentes resultados de deflexiones en función del coeficiente balasto horizontal utilizado en cada cálculo.

En el programa LPILE también se pueden introducir las curvas p-y por puntos. Las mismas se pueden construir a través de las recomendaciones de la bibliografía o a través de ensayos a escala real de pilotes. API, 2000, propone un método para calcularlas. Sin embargo, el desarrollo de estas curvas no está presente en este artículo debido a su extensión, el mismo puede leerse detalladamente en la tesis desarrollada.

En la figura 4.2.1 se pueden observar las deflexiones obtenidas y en la figura 4.2.2, los momentos flectores del pilote resultantes con el método de las curvas p-y.

Tabla 4.2.1. Datos curvas p-y para arcillas

Parámetros		Profundidad		Espesor "t"	Densidad Efectiva γ'	Resistencia al corte no drenado c_u	ξ_{50}
Symbol		Desde	Hasta				
Unidad Geotécnica		[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	--
(I)	Rígida	0	2.5	2.5	11	50	0.007
(II)	Muy Densa	2.5	5.2	2.7	--	--	--
(III)	Muy Rígida	5.2	7.4	2.2	12	220	0.004
(IV)	Muy Densa	7.4	8.6	1.2	--	--	--
(V)	Muy Rígida	8.6	15	6.4	12	250	0.004

Tabla 4.2.2. Datos curvas p-y para arenas

U.G.	Profundidad		Esp. "t"	Densidad Efectiva γ'	Ángulo de Fricción ϕ	Coeficiente de Balasto Horizontal Kh				
	Desde	Hasta				GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	TERZAGHI
	[m]	[m]								
(I)	0	2.5	2.5	--	--	--	--	--	--	--
(II)	2.5	5.2	2.7	12	38	6	6	34	6	8.3
(III)	5.2	7.4	2.2	--	--	--	--	--	--	--
(IV)	7.4	8.6	1.2	12	38	6	6	34	6	8.3
(V)	8.6	15	6.4	--	--	--	--	--	--	--

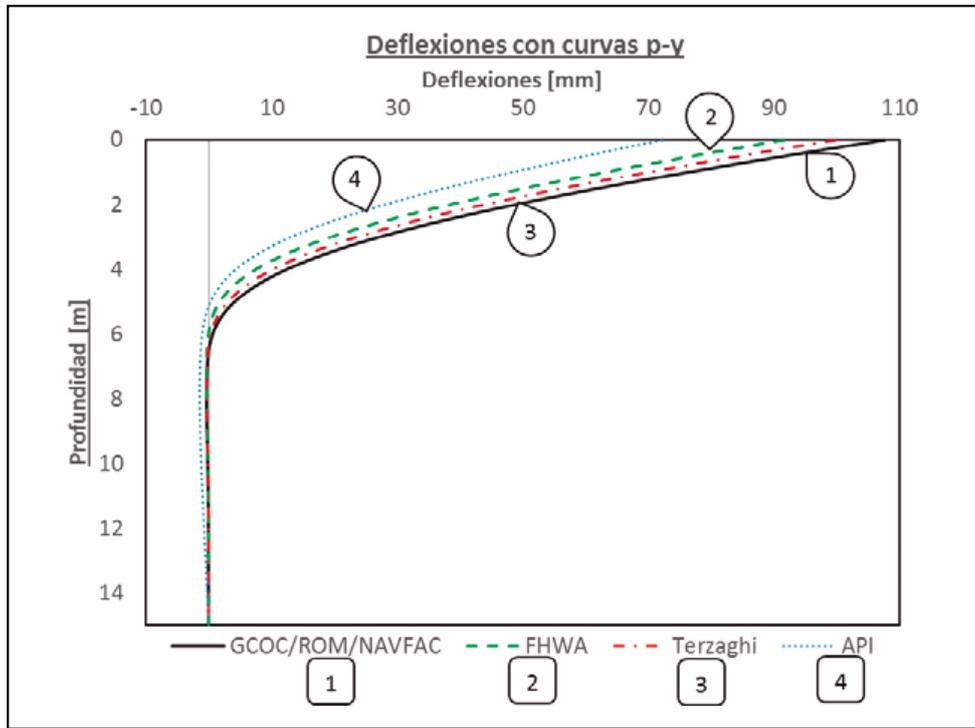


Figura 4.2.1. Deflexiones obtenidas con curvas p-y.

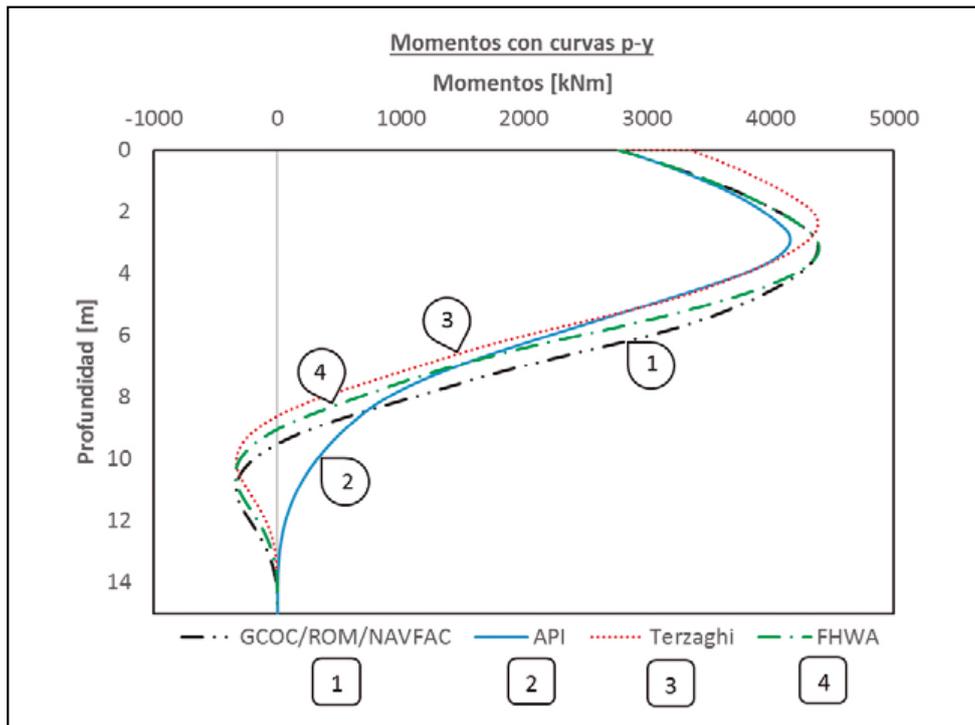


Figura 4.2.2. Momentos obtenidos con curvas p-y.

4.3. Método del pilote equivalente

En este apartado se presenta el método de cálculo del pilote equivalente, el cual fue mencionado en el capítulo 3 de este artículo. Este método está propuesto en ROM 0.5, 2005, y GCOC, 2002. Solo es aplicable si se cumple la siguiente relación, $L/T > 2.5$. Es decir, si el pilote se comporta como flexible. Otro condicionante del método es el terreno, el cual debe ser homogéneo. Debido a que en este caso real no se cumple la condición de terreno homogéneo,

vamos a realizar una ponderación para obtener un terreno homogéneo equivalente. El procedimiento consiste en calcular la rigidez relativa de cada estrato y luego ponderar en función de su espesor. En la tabla 4.3.1 se pueden observar los resultados obtenidos.

En este método se deben determinar la longitud equivalente y la rigidez de los muelles horizontal y rotacional, ubicados en la punta del pilote. Este último, limitará las rotaciones simulando un empotramiento parcial en la punta del pilote. Los pilotes equivalentes se pueden

observar en la figura 4.3.1. Finalmente, el pilote se modela con una restricción de movimientos verticales, muelles horizontales y rotacionales. Para el cálculo se utilizó el programa educacional FTOOLS, en la figura 4.3.1 se presentan los pilotes modelados con las cargas obtenidas, su longitud equivalente, los muelles horizontales y rotacionales.

La figura 4.3.2 presenta las deformaciones obtenidas con el programa FTOOLS. Se observa la diferencia de comportamiento entre los pilotes con relación $L/T < 2.5$ y el

pilote con $L/T > 2.5$. Los pilotes que se comportan como rígidos, presentan deflexiones, pero también una traslación horizontal. En los pilotes con relación $L/T > 2.5$, el cual se comporta como flexible evidenciando un empotramiento en su parte inferior. En la figura 4.3.3 se pueden observar las deformaciones obtenidas.

El método del pilote equivalente también permite calcular el momento flector máximo. En la figura 4.3.4 podemos observar los momentos flectores obtenidos con el método del pilote equivalente.

Tabla 4.3.1. Rigidez relativa ponderada

Terreno	Espesor "t"		Valores de Kh [MPa/m]				
	[m]	GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	TERZAGHI	
Estrato I	2.5	3.8	5.0	135.0	2.5	7.5	
Estrato II	2.7	6.0	6.0	34.0	6.0	8.3	
Estrato III	2.2	16.5	22.0	540.0	11.0	15.0	
Estrato IV	1.2	6.0	6.0	34.0	6.0	8.3	
Estrato V	5.6	18.8	25.0	540.0	12.5	15.0	

Terreno	Espesor "t"		Valores de T [m]				
	[m]	GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	TERZAGHI	
Estrato I	2.5	7.6	7.2	3.7	8.2	6.6	
Estrato II	2.7	6.9	6.9	4.9	6.9	6.5	
Estrato III	2.2	5.6	5.3	2.8	6.1	5.7	
Estrato IV	1.2	6.9	6.9	4.9	6.9	6.5	
Estrato V	5.6	5.5	5.2	2.8	6.0	5.7	
Tpond. [m]		6.3	6.0	3.5	6.6	6.1	
L/T		2.4	2.5	4.3	2.3	2.5	
Leq [m]		6.1	5.8	3.1	6.5	5.9	
Kh [MN/m]		361	417	3070	290	400	
Kθ [MNm]		7412	7900	18419	6739	7756	

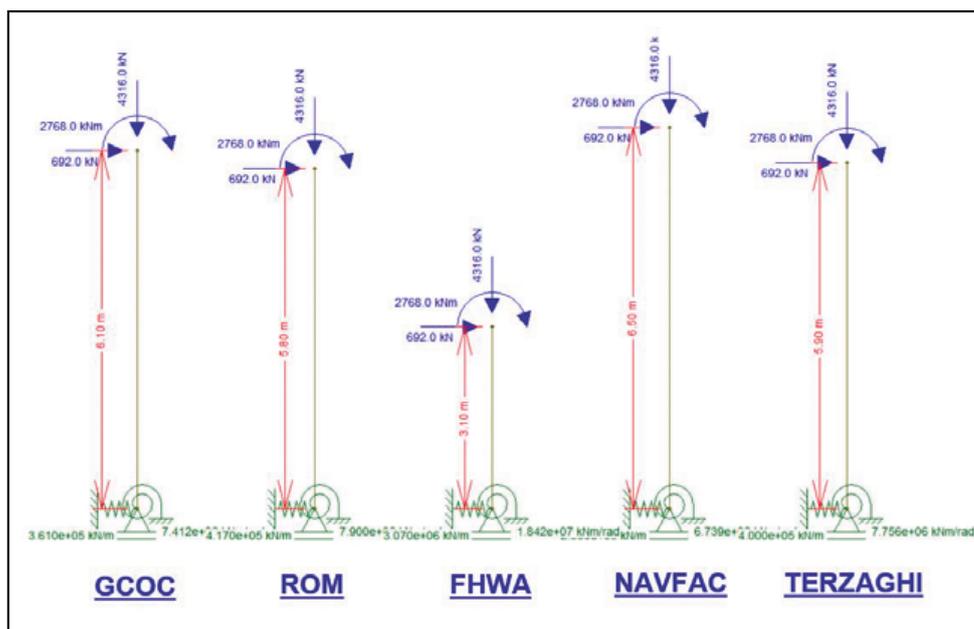


Figura 4.3.1. Modelo de cálculo del pilote equivalente en el FTOOLS.

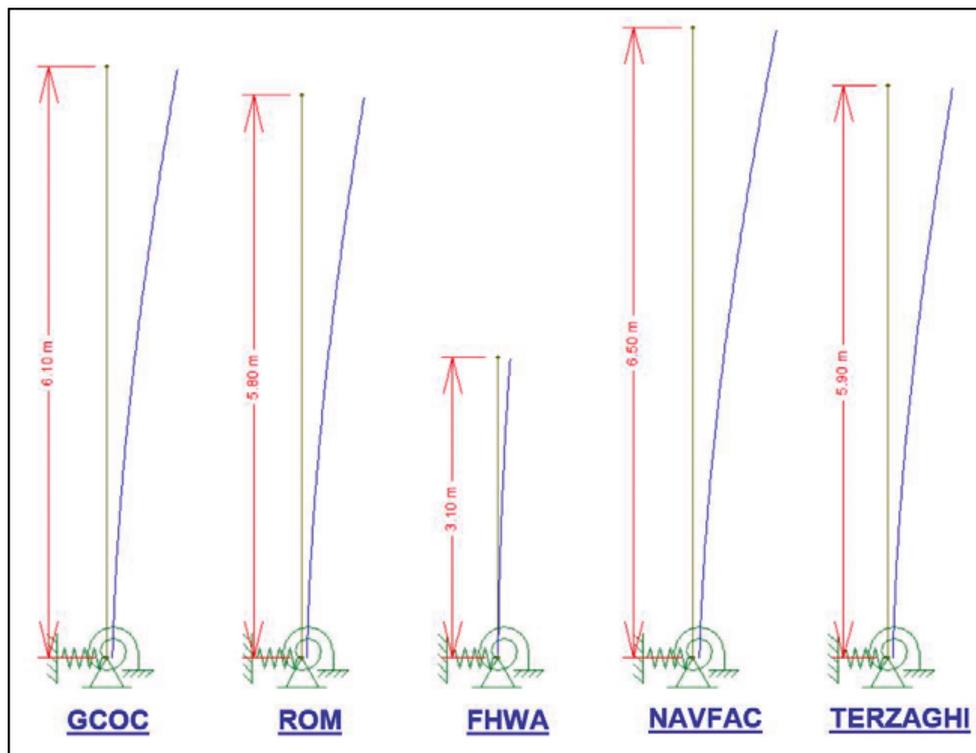


Figura 4.3.2. Deformaciones obtenidas en el FTOOLS.

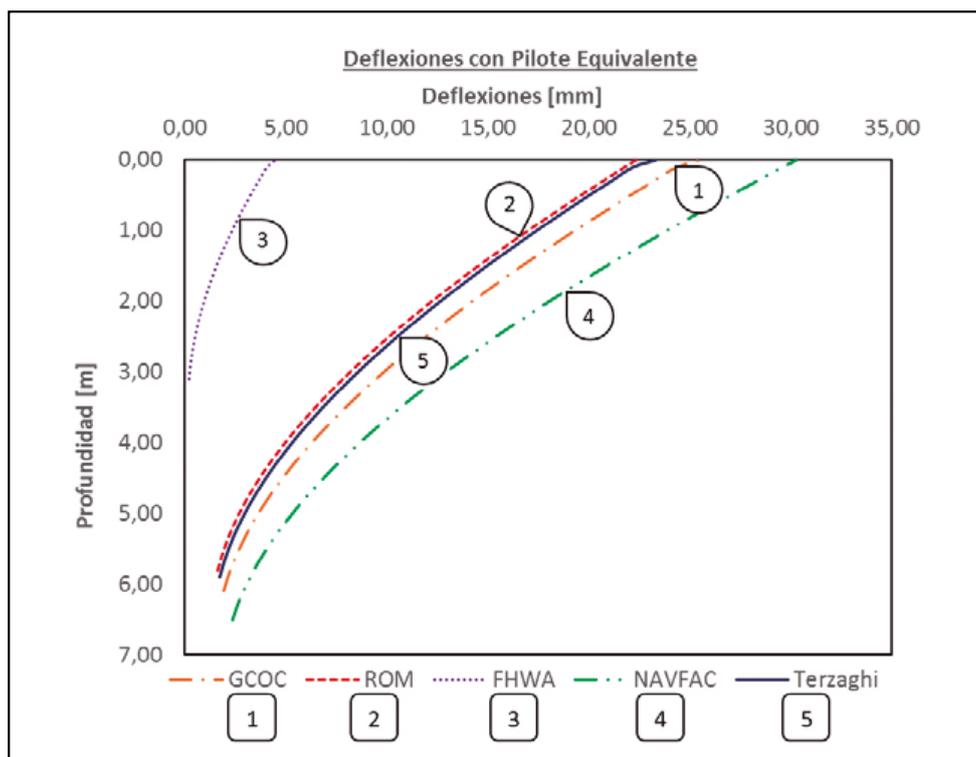


Figura 4.3.3. Deflexiones – método de los pilotes equivalentes.

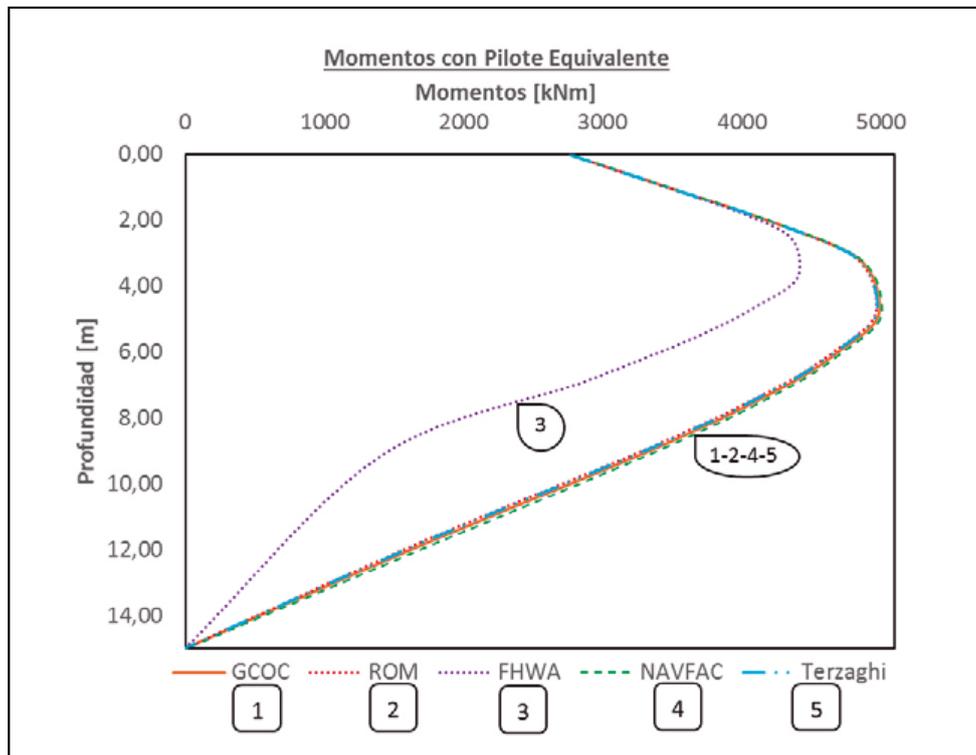


Figura 4.3.4. Momentos – método de los pilotes equivalentes.

4.4. Método de la NAVFAC DM 7.02

En este apartado vamos a desarrollar el método propuesto por NAVFAC DM 7.02, 1986. El método solo es aplicable si el terreno es homogéneo. Se procederá a realizar una ponderación del terreno, con la misma metodología que se aplicó en el método del pilote equivalente. En la tabla 4.3.1 se presentan los resultados obtenidos de rigidez relativa ponderada.

Para resolver este cálculo vamos a utilizar los ábacos de NAVFAC DM 7.02, 1986, de la figura 4.4.1. Se puede observar que las curvas fueron propuestas para relaciones de L/T igual a 2, 3 y de 4 hasta 10. Si observamos la tabla

4.3.1., los valores de la relación L/T varían entre 2.3, 2.4, 2.5 y un solo valor igual 4.3. Por lo tanto, el cálculo con este método para este caso en concreto con las curvas con la relación L/T igual a 2, 3 y 4.

Las planillas de cálculo de deflexiones y momentos flectores son muy extensas para ser presentadas en este artículo. Por tanto, se adjuntan directamente los resultados obtenidos. En caso de que sea de interés la planilla de cálculo se puede consultar a la tesina realizada. En la figura 4.4.2 podemos observar las deflexiones obtenidas con el método propuesto por NAVFAC DM 7.02, 1986, y en la figura 4.4.3 los momentos flectores.

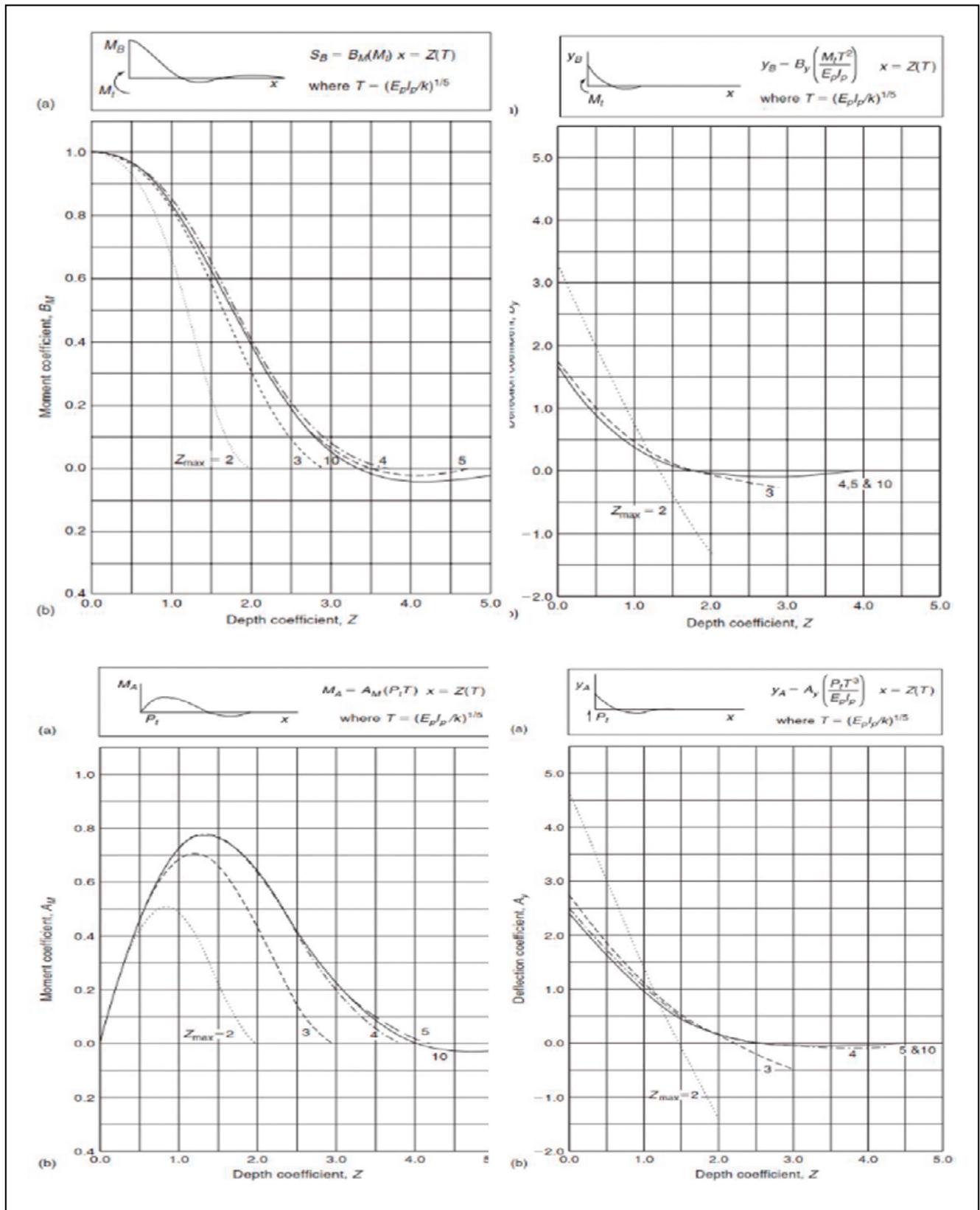


Figura 4.4.1. Ábacos de NAVFAC DM 7.02, 1986.

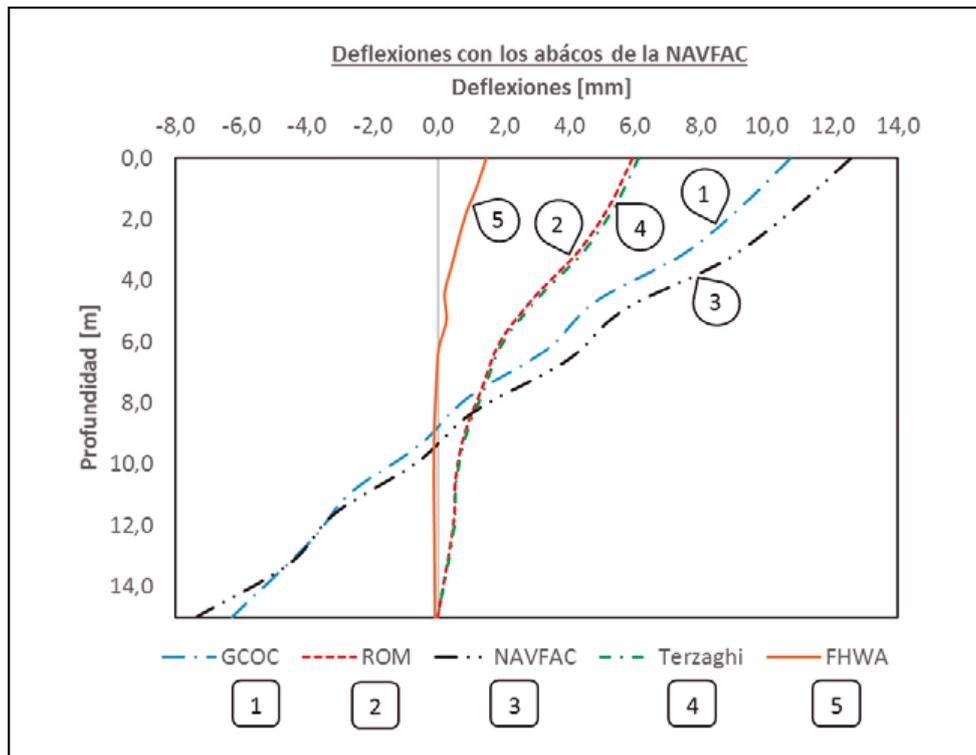


Figura 4.4.2. Deflexiones según el método de NAVFAC DM 7.02, 1986.

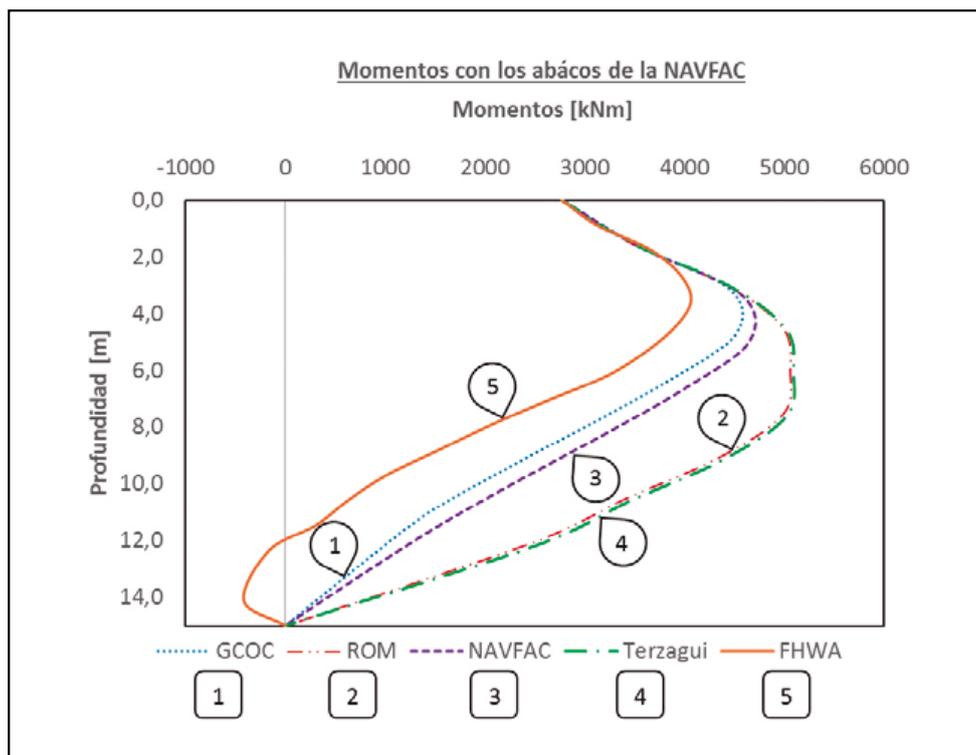


Figura 4.4.3. Momentos flectores según el método de NAVFAC DM 7.02, 1986.

4.5. Modelo numérico

En este apartado se describe el análisis desarrollado con un modelo numérico. Se utilizó el programa de elementos finitos MIDAS GTS NX. El objetivo es analizar los resultados obtenidos y compararlos con los métodos anteriormente desarrollados.

Se debe definir correctamente las dimensiones del modelo. La profundidad está definida por la profundidad del reconocimiento geotécnico, 25 m. El ancho del modelo debe estar apropiadamente definido para que las condiciones de borde no afecten el comportamiento del pilote ante cargas horizontales. Yegian y Wright (1973) proponen que un ancho razonable para modelar es igual a 8 veces el diámetro (medido desde el eje del pilote), por lo tanto, deberían ser 12 m. Se adoptó un ancho total igual a 30 m. Con estas dimensiones no se producen efectos de borde.

¿Con qué criterio se debe realizar la densificación de mallado? El ingeniero proyectista podría tomar el siguiente criterio. Debería ir probando diferentes tamaños de elemento e ir observando cómo van modificándose las deflexiones. Si esa variación es inferior 10 % podríamos decir que estamos ante una densificación razonable y el aumento del mallado no implicaría grandes cambios en los resultados.

Una vez definida la malla es necesario definir correctamente las condiciones de contorno del modelo. En los bordes laterales, el terreno debe tener restringido su desplazamiento horizontal, permitiendo sólo las traslaciones verticales. Se introduce un apoyo móvil que restringe los desplazamientos horizontales y libera los desplazamientos verticales. Para el borde inferior, el terreno no debería influir en las deformaciones del pilote y tampoco se deberían producir asentamientos. Por lo tanto, se introducen apoyos fijos, los cuales restringen los desplazamientos horizontales y verticales.

El análisis de las deflexiones se realizará cambiando tres variables en el modelo:

-Modelizando dos formas distintas el pilote: como elemento viga (elemento barra) y con elementos finitos.

-Variando el tamaño de los elementos finitos. Es interesante observar de qué manera afectan los resultados una mayor o menor densificación de los elementos.

-Variando el tipo de elemento. MIDAS GTS NX permite modelar con tres tipos de elementos; triangulares, cuadrangulares y mixtos. El objetivo es analizar de qué manera afecta el tipo de elemento a los resultados.

Primero, se procedió a definir las propiedades del terreno, para ello se utilizaron los datos del proyecto que se encuentran en la tabla 4.1. Es importante definir correctamente los parámetros de los materiales. En el modelo se introduce el índice de poros, peso específico aparente, ángulo de rozamiento, su cohesión, módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Se debe definir si el análisis será drenado o no drenado. Debido a que las cargas aplicadas son rápidas, se puede considerar que no hay disipación de la presión intersticial en los suelos impermeables. Por lo tanto, se definió a las arcillas un comportamiento no drenado y a las arenas un comportamiento drenado.

A continuación, se presentan los diferentes modelos numéricos realizados:

1. Modelado el pilote como elemento viga
 - 1.1. Modelado del terreno con elemento triangular
 - 1.1.1. Dimensiones de todos los elementos aproximadamente igual a 1.5 m.
 - 1.1.2. Dimensiones variables de los elementos, desde 1.5 m a 0.5 m.
 - 1.1.3. Dimensiones de todos los elementos, aproximadamente igual a 0.5 m.
 - 1.2. Modelado del terreno con elemento rectangular
 - 1.2.1. Dimensiones de todos los elementos aproximadamente igual a 1.5 m.
 - 1.2.2. Dimensiones variables de los elementos, desde 1.5 m a 0.5 m.
 - 1.2.3. Dimensiones de todos los elementos, aproximadamente igual a 0.5 m.
 - 1.3. Modelado del terreno con elemento híbrido (rectangular y triangular)
 - 1.3.1. Dimensiones de todos los elementos aproximadamente igual a 1.5 m.
 - 1.3.2. Dimensiones variables de los elementos, desde 1.5 m a 0.5 m.
 - 1.3.3. Dimensiones de todos los elementos, aproximadamente igual a 0.5 m.
2. Modelado el pilote modelado como elemento finito
 - 2.1. Modelado del terreno con elemento triangular
 - 2.1.1. Dimensiones de todos los elementos aproximadamente igual a 1.5 m.
 - 2.1.2. Dimensiones variables de los elementos, desde 1.5 m a 0.5 m.
 - 2.1.3. Dimensiones de todos los elementos, aproximadamente igual a 0.5 m.
 - 2.2. Modelado del terreno con elemento rectangular
 - 2.2.1. Dimensiones de todos los elementos aproximadamente igual a 1.5 m.
 - 2.2.2. Dimensiones variables de los elementos, desde 1.5 m a 0.5 m.
 - 2.2.3. Dimensiones de todos los elementos, aproximadamente igual a 0.5 m.
 - 2.3. Modelado del terreno con elemento híbrido (rectangular y triangular)
 - 2.3.1. Dimensiones de todos los elementos aproximadamente igual a 1.5 m.
 - 2.3.2. Dimensiones variables de los elementos, desde 1.5 m a 0.5 m.
 - 2.3.3. Dimensiones de todos los elementos, aproximadamente igual a 0.5 m.

En total se realizaron 18 modelos de elementos finitos. A continuación, se comparan los resultados de las deflexiones en función del tipo de malla, del tamaño del elemento y de la forma de modelizar el pilote (elemento viga o elementos finitos). En la figura 4.5.1 se pueden observar dos modelos numéricos de los 18 desarrollados: en el "A" el pilote está modelado como elemento viga y en el "B" el pilote está modelado con elementos finitos. La figura 4.5.2 se presenta la deformación obtenida con el programa de elementos finitos para un caso concreto.

En las figuras 4.5.3, 4.5.4 y 4.5.5 podemos observar las deflexiones obtenidas con los 18 casos realizados.

En la tabla 4.5.1 se presentan las deflexiones máximas obtenidas con los 18 modelos numéricos diferenciando si

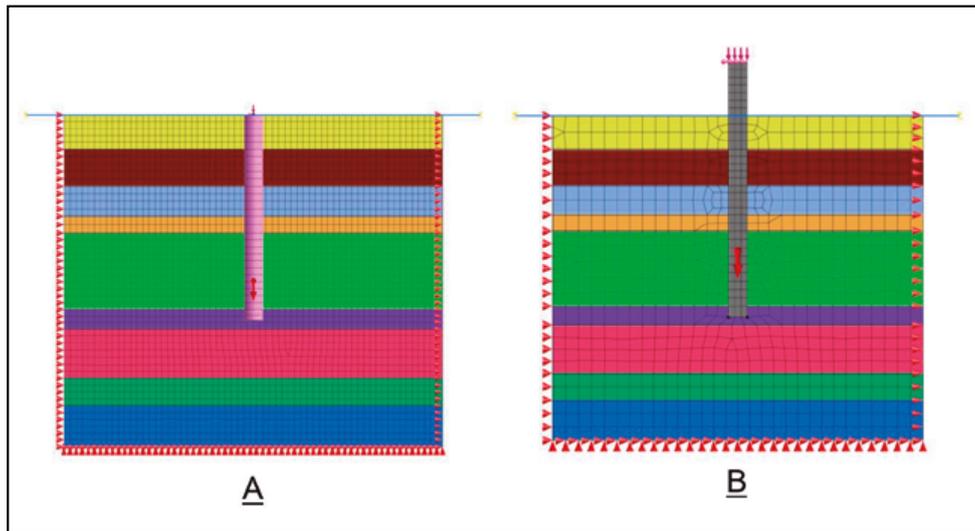


Figura 4.5.1. A) Modelo: pilote elemento viga – elemento híbrido – tamaño 0.5 m, B) Modelo: pilote elemento finito – elemento híbrido – tamaño 0.75 m.

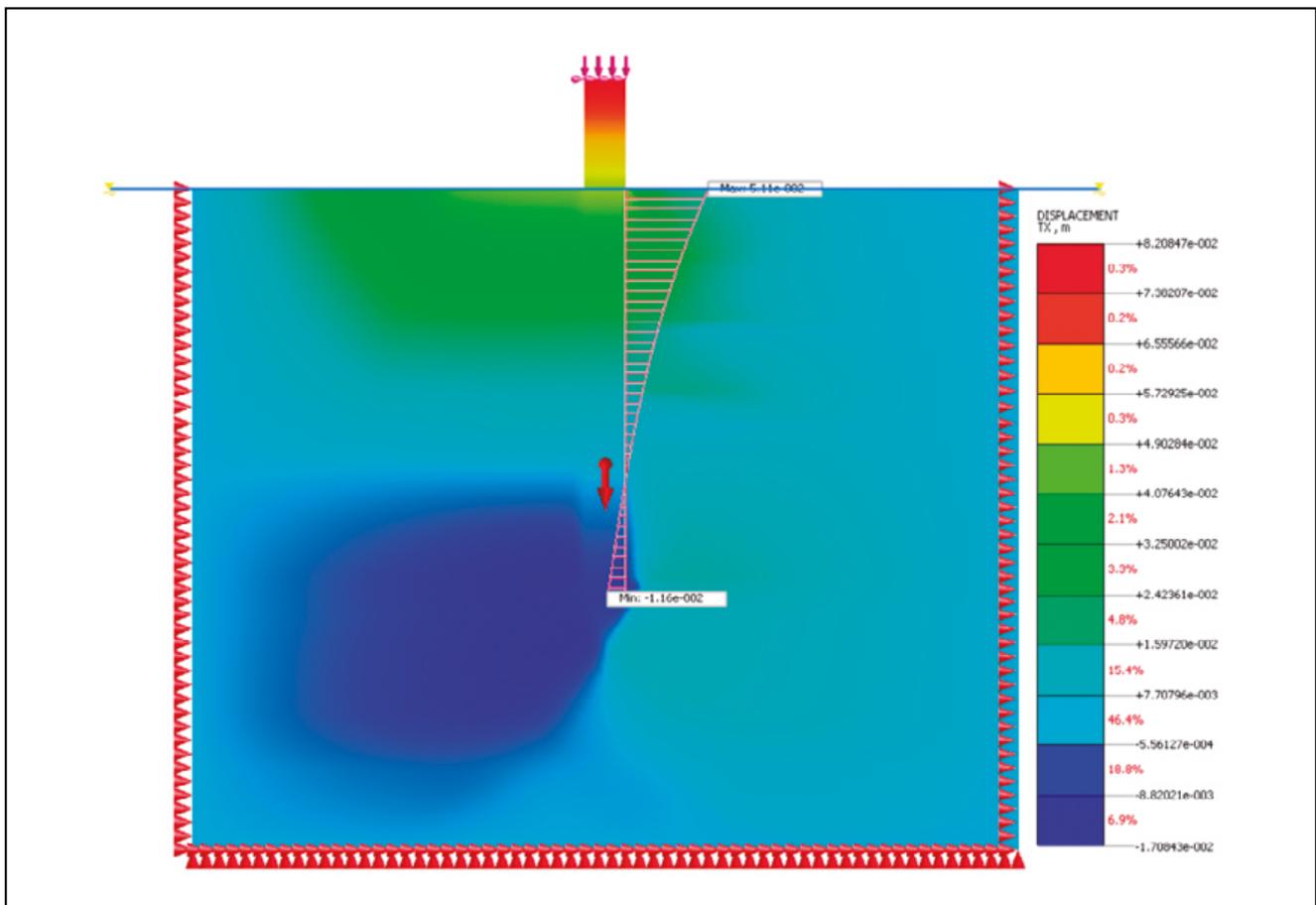


Figura 4.5.2. Deflexiones horizontales: pilote elemento finito – elemento triangular – tamaño 0.75 m.

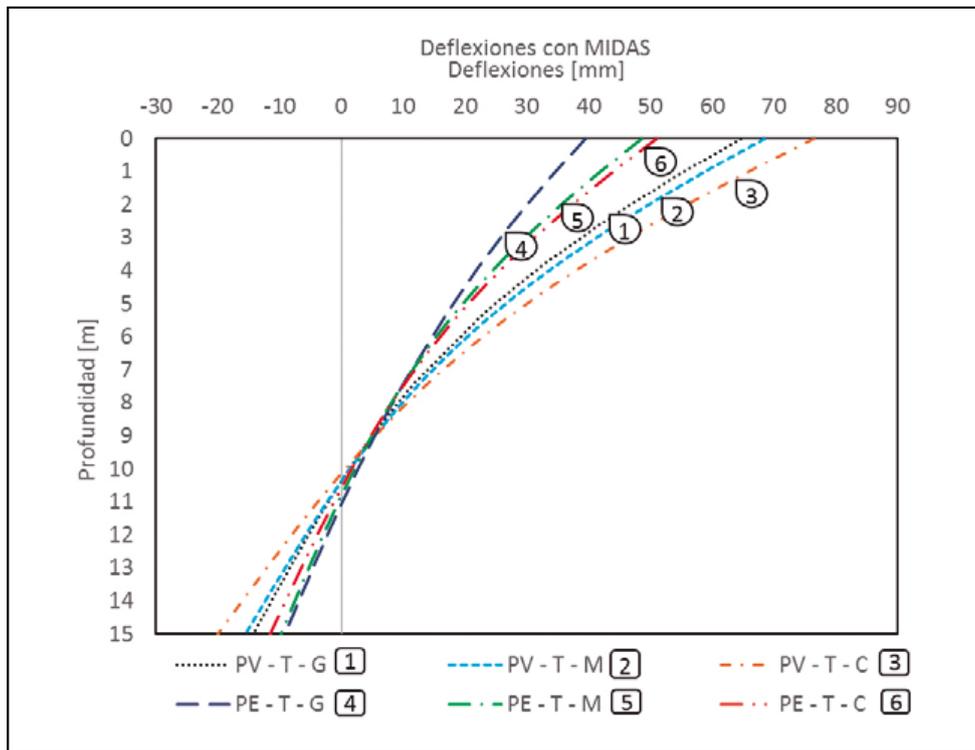


Figura 4.5.3. Deflexiones del pilote obtenidas con MIDAS - elementos triangulares.

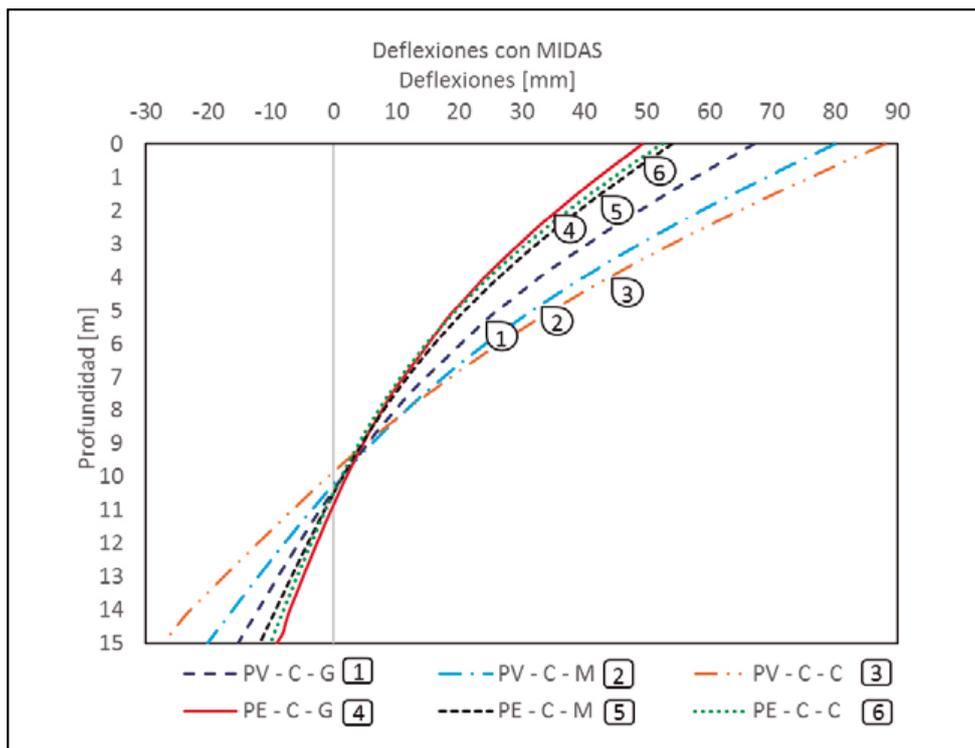


Figura 4.5.4. Deflexiones del pilote obtenidas con MIDAS – elementos cuadrados.

el pilote ha sido modelizado como elemento viga o como elemento finito. También se indica la diferencia entre ambas hipótesis de cálculo.

A continuación, se realiza un análisis de los resultados obtenidos con los modelos numéricos. Posteriormente, se procederá a realizar un análisis en conjunto de todos los métodos.

Si observamos las figuras de las deflexiones, el pilote modelado como elemento viga y modelado con

elementos finitos tienen el mismo comportamiento. Ambos se comportan como rígidos, en su parte inferior el pilote tiene una traslación. Su punto de rotación se encuentra entre los 10 y 11 m de profundidad. La deformación media obtenida con el modelo numérico es igual a 62 mm. En la tabla 4.5.1 se presentan las deflexiones obtenidas. Los pilotes modelados como elementos viga presentan deformaciones superiores a los pilotes modelados

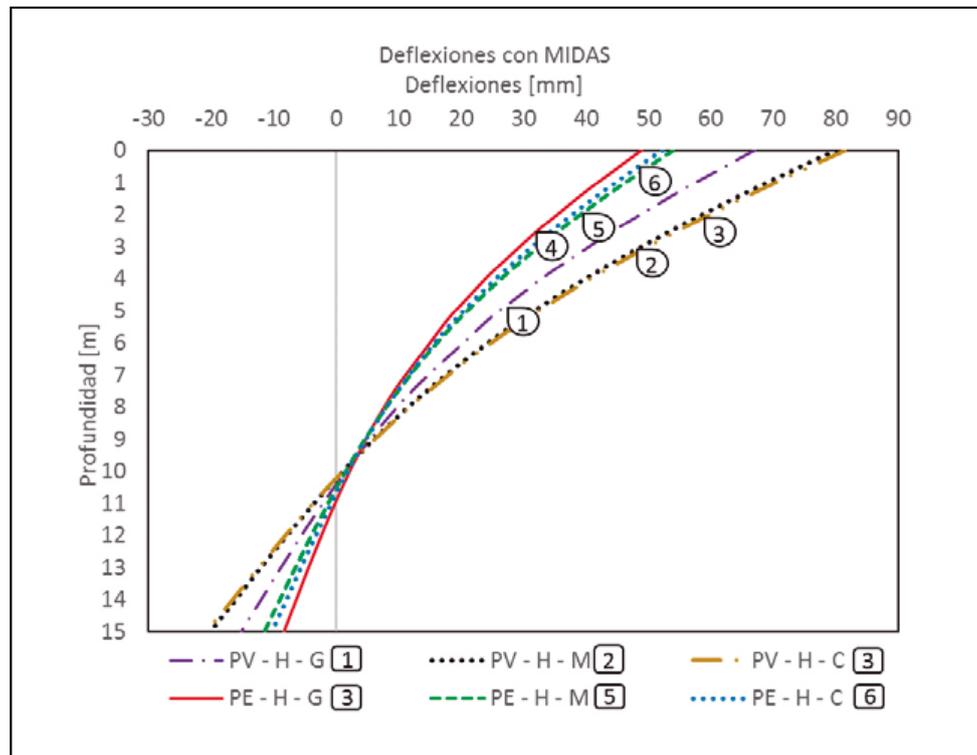


Figura 4.5.5. Deflexiones del pilote obtenidas con MIDAS – elementos híbridos.

Tabla 4.5.1. Deflexiones máximas obtenidas con MIDAS GTS NX

Tipo Elemento		Deflexiones								
		Triangular			Cuadrado			Híbrido		
Tamaño Elemento		1.5m	1.0 m	0.5m	1.5m	1.0 m	0.5m	1.5m	1.0 m	0.5m
Pilote Elemento Viga	y_{max} [mm]	65	69	77	67	80	88	67	80	81
Pilote Elemento Finito		40	49	51	49	54	53	49	54	52
DIFERENCIA [mm]		25	20	25	18	26	36	18	26	29

Tabla 4.5.2. Aumento de la deflexión debido al mallado en porcentaje

Tipo Elemento		Porcentaje de aumento debido a la densificación					
		Triangular		Cuadrado		Híbrido	
Tamaño Elemento [m]		1.5	0.5	1.5	0.5	1.5	0.5
P. E. V.	Aumento [%]	6	10	16	9	16	2
P. E. F.		19	5	9	-3	9	-3

P. E. V.: Pilote Elemento Viga

P. E. F.: Pilote Elemento Finito

T. Elemento: Tamaño elemento

Nota: el valor negativo implica una reducción de la deflexión debido al mallado

con elementos finitos. Esta diferencia varía entre 18 mm y 36 mm. Se puede deducir que el efecto escala del pilote tiene mucha influencia en los resultados obtenidos. Los resultados indican que modelar los pilotes como elemento viga nos deja del lado de la seguridad respecto a las deformaciones.

Un aspecto crítico también en el modelado es elegir apropiadamente la densificación de los elementos. Esto se debe a que generar elementos muy grandes implica mucha energía en plastificación. En las tablas 4.5.1 y 4.5.2 se observa el aumento de las deformaciones a mayor densificación

de los elementos. En los pilotes modelados como elementos viga, para un tamaño de elemento igual a “0.5 m”, las deflexiones no aumentan más de un 10 %. A partir de ahí un aumento de la densificación no generaría un incremento significativo de las deflexiones. Conclusión: se ha llegado a un tamaño óptimo de los elementos. Para pilotes modelados con elementos finitos cuadrados e híbridos y para un tamaño de elemento igual a 1 m, no se produce a un aumento de las deflexiones. Estas disminuyen. Por lo tanto, no siempre es correcto aplicar grandes densificaciones al mallado.

4.6. Comparación de resultados

En este apartado vamos a hacer una comparación de resultados obtenidos a través de los diferentes métodos de cálculo analizados. En la tabla 4.6.1 se pueden observar todos los valores de las deflexiones calculadas con los distintos métodos de cálculo.

Debido a que en el modelo numérico existen 18 deflexiones diferentes, se ha decidido comparar la máxima correspondiente a cada forma de modelar al pilote: como elemento viga y elementos finitos. En la tabla 4.6.1 se pueden identificar dos grupos de valores. El primero corresponde a los valores obtenidos a través del método del K elástico, las curvas p-y y el método de elementos finitos. El segundo grupo está formado por los valores obtenidos a través del método del pilote elástico y el método de NAVFAC DM 7.02, 1986.

Entre estos dos grupos, la magnitud de las deflexiones difiere de forma importante. Para el Grupo 1, la deflexión media es igual a 83 mm y para el Grupo 2 la deflexión media es igual a 17 mm. Una posible razón de esta diferencia es que los métodos englobados por el Grupo 2 son sólo aplicables para suelos homogéneos.

En función de los resultados obtenidos, la hipótesis adoptada para la homogenización del terreno no ha sido correcta debido a que el aporte de resistencia de los estratos superiores es mayor que la de los estratos inferiores.

En el Grupo 1, los valores máximos obtenidos con el método de K elástico y curvas p-y son similares en el orden de magnitud, pero las formas de las curvas varían considerablemente de un método a otro.

Se observa una deflexión que no coincide en el orden de magnitud. Es la correspondiente al método del K

elástico con la recomendación de FHWA, 2016. Esto podría ser debido al elevado coeficiente de balasto, el cual varía entre 100 y 500 MPa/m para las arcillas. Valores que superan ampliamente a los 15 MPa/m que propone Terzaghi (1955). Si se aplica la recomendación de FHWA, 2016, con el método de las curvas p-y, se obtienen resultados que están en el mismo orden de magnitud que los otros métodos. Esto podría deberse a que el método de las curvas p-y realiza un análisis no lineal del terreno. Por lo tanto, el coeficiente de balasto de 500 MPa/m tiene poca influencia, ya que este es aplicable sólo para el rango de pequeñas deformaciones. En conclusión, el coeficiente de balasto horizontal recomendado por FHWA, 2016, debería sólo aplicarse en el método de las curvas p-y, debido a que este método considera el comportamiento lineal y no lineal del terreno. Si se llegase a aplicar métodos que contemplen solo un análisis lineal, el coeficiente de balasto debería ser más conservador y estar en el orden de lo propuesto por Terzaghi (1955).

Analizando los valores presentados en la tabla 4.6.2., los momentos flectores obtenidos están dentro del mismo orden de magnitud, con un mínimo de 2959 kNm y 5091 kNm. El momento flector de 2959 kNm se podría eliminar debido a que corresponde al momento calculado con el método del K elástico y la recomendación de FHWA, 2016. Como el coeficiente de balasto es muy elevado, el terreno es muy rígido. Al ser muy rígido el terreno, el empotramiento se desarrolla a poca profundidad y las flexiones en el pilote son menores. Al igual que las deformaciones, el momento flector obtenido no sería representativos de la realidad. Si eliminamos este valor, el momento mínimo calculado es de 3365 kNm, el máximo 5091 kNm y la media es de 4436 kNm.

Tabla 4.6.1. Deflexiones según el método de cálculo analizado

METODOS	DEFLEXIONES [mm]							
	GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	API	TERZAGHI	Modelo M-C	Modelo M-C
K elástico	80	73	8	64	-	54	-	-
Curvas p-y	108	108	92	108	72	100	-	-
Pilote. Eq.	25	22	5	30	-	23	-	-
M. NAVFAC	11	6	2	13	-	6	-	-
M.E.F.	-	-	-	-	-	-	88 ^a	54 ^b

Modelo M-C: modelo Mohr-Coulomb

M.E.F: método de los elementos finitos

Pilote Eq.: Pilote Equivalente

^a: Deflexión promedio obtenida con el método de elementos finitos modelando al pilote como un elemento viga

^b: Deflexión promedio obtenida con el método de elementos finitos modelando al pilote elementos finitos

Tabla 4.6.2. Momentos flectores según el método de cálculo analizado

METODOS	MOMENTOS FLECTORES [kNm]						
	GCOC	ROM	FHWA	NAVFAC	API	TERZAGHI	Modelo M-C
K elástico	3650	3478	2959	4150	-	3365	-
Curvas p-y	4388	4388	4392	4388	-	4383	-
Pilote. Eq.	4985	4968	4404	5005	-	4973	-
M. NAVFAC	4519	5060	4062	4648	-	5091	-
M.E.F.	-	-	-	-	-	-	4480 ^a

Modelo M-C: modelo Mohr-Coulomb

M.E.F: método de los elementos finitos

Pilote Eq.: Pilote Equivalente

^a: Resultado obtenido con el método de elementos finitos modelando al pilote como un elemento viga

5. CONCLUSIONES

El objetivo de este artículo ha consistido en presentar el estado del arte del comportamiento de pilotes sometidos a acciones horizontales. Además, se ha resuelto un caso real a través de diferentes métodos, se compararon los resultados obtenidos y se formularon conclusiones.

Los métodos utilizados han sido los siguientes:

1. Análisis elástico, terreno modelado con muelles de comportamiento lineal
2. Análisis no elástico, método de las curvas p-y
3. Análisis con el método del pilote equivalente GCOC, 2002, y ROM 0.5, 2005
4. Abaco de NAVFAC DM 7.02, 1986, con un terreno homogéneo ponderado
5. Modelo numérico, con el programa MIDAS GTS NX

A continuación, se exponen las conclusiones principales del trabajo realizado.

1. Análisis elástico, terreno modelado con muelles de comportamiento lineal

El análisis elástico del comportamiento lateral de pilotes es uno de los métodos más difundidos por las normativas debido a su simplicidad de aplicación y al amplio estudio de los coeficientes de balasto horizontales. Todos los reglamentos recomiendan esta metodología. Los más conservadores son GCOC, 2002, ROM 0.5, 2005, y NAVFAC DM 7.02, 1986. Estos tres reglamentos siguen las recomendaciones de Terzaghi (1955), pero con pequeñas variaciones. Los reglamentos menos conservadores son API, 2000, y FHWA, 2016, debido a que proponen coeficientes de balasto muy elevados. Los cuales deben ser usados con cuidado debido a que su rango de aplicación se limitara a pequeñas deformaciones.

2. Análisis no elástico, método de las curvas p-y

El método de las curvas p-y es uno de los métodos más interesantes para el análisis lateral de pilotes, contempla el comportamiento no lineal del terreno. Además, tiene la ventaja que estas curvas son empíricas, se determinan a través de ensayos a escala real, lo cual

reduce su incertidumbre. Conceptualmente es un método sencillo y la determinación de las curvas no es complicada si es que se tiene toda la información geotécnica necesaria para su aplicación. Las deflexiones obtenidas con este método son coherentes, y coinciden con los valores obtenidos con el método del K elástico, excepto los propuestos por FHWA, 2016. Los cuales son apropiados para las curvas p-y, ya que la influencia del tramo lineal de la curva tiene poca influencia en la deformación total.

3. Análisis con el método del pilote equivalente GCOC, 2002, y ROM 0.5, 2005

El método del pilote equivalente es muy interesante, principalmente por su sencillez. Tiene la limitación de que solo se aplica en suelo homogéneo y para una relación $L/T < 2.5$, es decir, pilotes rígidos. Es un buen método para realizar pre-dimensionamientos y para tener un orden de magnitud de las deformaciones esperadas. Como depende de la rigidez relativa del terreno-pilote, depende de los coeficientes de balasto. Por esta razón sería interesante que los reglamentos realicen más recomendaciones sobre el coeficiente de balasto y sus valores límites.

Para el caso real, los resultados obtenidos no fueron adecuados en comparación a otras metodologías. Esto se puede deber a la hipótesis realizada para homogeneizar el terreno no fue correcta. Sería interesante que los reglamentos realicen recomendaciones respecto a cómo obtener un terreno homogéneo equivalente.

4. Ábaco de NAVFAC DM 7.02, 1986, con un terreno homogéneo ponderado

El método de NAVFAC DM 7.02, 1986, es un método muy sencillo y práctico para calcular las deflexiones de un pilote sometido a cargas laterales. A diferencia del método del pilote equivalente que solo permite determinar la deflexión máxima, el método de NAVFAC DM 7.02, 1986, permite determinar las deflexiones en toda la profundidad del pilote. Al igual que el método del pilote equivalente, solo es aplicable para suelos homogéneos. Otras de las ventajas que tiene el método es que sus curvas están muy acotadas a ciertas relaciones de L/T , las cuales tienen mucha influencia en los resultados.

5. Modelo numérico, con el programa MIDAS GTS NX

Para el empleo de modelos numéricos es necesario conocer bien el programa y la naturaleza del problema a resolver. Se debe realizar una calibración previa de los programas antes de usarlos.

El análisis real que se estudió nos permitió comparar los resultados obtenidos a través de los métodos más tradicionales. Permitted observar la influencia que tiene las distintas variables que influyen. El tamaño del modelo para evitar los fenómenos de borde. La importancia de la correcta densificación del modelo y el tipo de elemento a utilizar (cuadrado, triangular o híbrido). Otro factor que influye es el modo de modelar el pilote, como elemento viga o con elementos finitos. Las deformaciones obtenidas son mayores si el pilote se modela como elemento viga y estaban en el orden de magnitud con las obtenidas por el método del k elástico y las curvas p - y .

En conclusión, los métodos utilizados son satisfactorios para el caso real estudiado, aunque deben ser empleadas con criterio según la naturaleza de cada problema.

6. REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials (2017). *Bridge Design Specifications* (8th ed.). Washington, D.C.: AASHTO.
- American Petroleum Institute (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design*. Washington, D.C.: API.
- Broms, B.B. (1964a). Lateral resistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 90(2): pp. 27-63.
- Broms, B.B. (1964b). Lateral resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 90(2): pp. 123-157.
- Chen, W.W. (1978). Discussion: Laterally Loaded Piles: Program Documentation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(1): pp. 161-162.
- Davisson, M.T. (1970). Lateral Load Capacity of Piles. *Highway Research Record*, n° 333, pp. 104-112.
- European Committee for Standardization (1997). *Eurocode 7: Geotechnical Design*, Part 1: General Rules.
- Hansen, J.B. (1961a). A general formula for bearing capacity. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute, *Bulletin*, n° 11, pp. 38-46.
- Hansen, J.B. (1961b). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute, *Bulletin*, n° 12, pp. 5-9.
- Hetényi, M. (1946). *Beams on Elastic Foundation: Theory with Applications in the Fields of Civil and Mechanical Engineering*. Ann Arbor (MI/USA): University of Michigan Press.
- Isenhower et al. (2016). *Technical Manual for LPile 2016 (Using Data Format Version 9) A Program for the Analysis of Deep Foundations Under Lateral Loading*. Austin (TX/USA): Ensoft, Inc.
- McClelland, B., y Focht, J.A. (1958). Soil modulus for laterally loaded piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 123(1): pp. 1049-1086.
- Ministerio de Fomento (2002). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Madrid: Dirección General de Carreteras (Ministerio de Fomento).
- Ministerio de Fomento (2005). *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*. ROM 0.5-05. Madrid: Puertos del Estado (Ministerio de Fomento).
- Ministerio de Vivienda (2007). *Código Técnico de la Edificación*. RD 1371/2007. Madrid: Ministerio de Vivienda.
- National Highway Institute (2016). *Design and Construction of Driven Pile Foundations*. Vol. 1, n° FHWA-NHI-16-009.
- Naval Facilities Engineering Command (1986). *Foundation and Earth Structures*. Design Manual 7.02. Washington, D.C.: NAVFAC.
- Reese, L.C., y Matlock, H. (1956). Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth. *Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas*.
- Reese, L.C., y Van Impe, W.F. (2011). *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading* (2nd ed.). Boca Raton (FL/USA): Taylor & Francis Group, LLC.
- Skempton, A.W. (1951). The Bearing Capacity of Clays. *Proceedings of Building Research Congress*, Vol. 1, pp. 180-189.
- Skempton, A.W. (1953). Discussion: Piles and Pile Foundations, Settlement of Pile Foundations. *Proceedings of the 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich*, Vol. 3, p. 171.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique*, 5(4): pp. 297-326.
- Thompson, G.R. (1977). Application of finite element method to the development of p - y curves for saturated clays. Tesis Doctoral. Austin (TX/USA): Universidad de Texas.
- Timoshenko, S.P. (1930). *Strength of Materials*, Part II: Advanced Theory and Problems. New York: D. Van Nostrand Company, Inc.
- Yegian, M., y Wright, S.G. (1973). Lateral Soil Resistance-Displacement Relationship for Pile Foundations in Soft Clays. *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas*, pp. 663-676.