

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Análisis analítico y numérico de la capacidad de carga de un
pilote en función del ángulo de fricción y profundidad de
empotramiento del suelo de apoyo**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Marko Aldair Prado Huaranca

ASESOR:

Marko Antonio López Bendezú

Lima, Setiembre 2024


Informe de Similitud

Yo, **Marko Antonio López Bendezú**, docente de la **Facultad de Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada: **Análisis analítico y numérico de la capacidad de carga de un pilote en función del ángulo de fricción y profundidad de empotramiento del suelo de apoyo**, de la autor **Marko Aldair Prado Huaranca** dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 4%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 09/09/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: San Miguel, Lima, lunes 09 de setiembre,

Apellidos y nombres del asesor: <u>López Bendezú, Marko Antonio</u>	
DNI: 41165322	Firma 
ORCID: /0000-0003-0335-1693	

Resumen

A lo largo de la historia de la ingeniería geotécnica, hubo soluciones analíticas dedicadas al cálculo de la capacidad de carga de los suelos que sirven como apoyo a los pilotes, a pesar de que muchos de ellos son el resultado de una sucesión de estudios en la misma época, cada uno posee sus propias particularidades como la asunción de un modo de falla en particular a cada método y la asunción de parámetros geotécnicos que eran complicados de obtener debido a las complicaciones tecnológicas de la época donde fueron postuladas. Debido a la existencia de softwares comerciales en la actualidad es posible modelar y analizar casi cualquier problema geotécnico con una respuesta aceptable ante lo que realmente sucedería en el campo de trabajo, sin embargo, no queda claro las diferencias entre las soluciones simplificadas. En la presente tesis se utiliza el método de elementos finitos para analizar un pilote aislado cargado axialmente y comparar los resultados con soluciones analíticas de mayor aceptación en el medio del diseño de cimentaciones profundas como lo propuesto por Meyerhof, Terzaghi, Brinch-Hansen, Caquot & Kerisel y Skempton. Una variable crucial que afecta la resistencia que ofrece el pilote es la profundidad efectiva de empotramiento en el depósito de suelo rígido. Por lo tanto, se analiza la influencia del diámetro y la relación de empotramiento del suelo de apoyo del pilote aislado.

Palabras Claves: ángulo de fricción interna, capacidad de carga, método de los elementos finitos, soluciones analíticas, pilotes.

Agradecimientos



A mi abuela

Índice

1. Introducción	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Justificación	2
1.3. Alcance	3
1.4. Objetivos	3
2. Capacidad de carga en la punta del pilote.....	5
2.1. Capacidad de carga de un pilote.....	5
2.2. Ángulo de fricción interna y su relación con N'_q.....	7
2.3. Superficies de falla de los suelos.....	10
2.4. Capacidad de carga en la punta.....	13
2.4.1. Por Terzaghi (1943).....	13
2.4.2. Por Meyerhof (1976)	15
2.4.3. Por Vésic (1977).....	17
2.4.4. Por Caquot y Kerisel (1956).....	19
2.4.5. Por Brinch-Hansen (1976).....	20
2.4.6. Skempton et al. (1953).....	20
2.5. Capacidad de carga por fricción.....	22
2.5.1. Método Alfa.....	22
2.5.2. Método Lambda.....	24
2.5.3. Método Caquot-Kerisel	24
3. Modelo numérico de un pilote cargado axialmente	25
3.1. Introducción.....	25
3.2. Geometría del modelo	26
3.3. Parámetros geotécnicos y modelo constitutivo	27
3.4. Condiciones de contorno mecánicas e hidráulicas	28
3.5. Pasos del modelamiento numérico.....	29
3.6. Resultados y discusión	31
4. Caso de estudio.....	34
4.1. Introducción.....	34
4.2. Planteamiento del problema.....	35

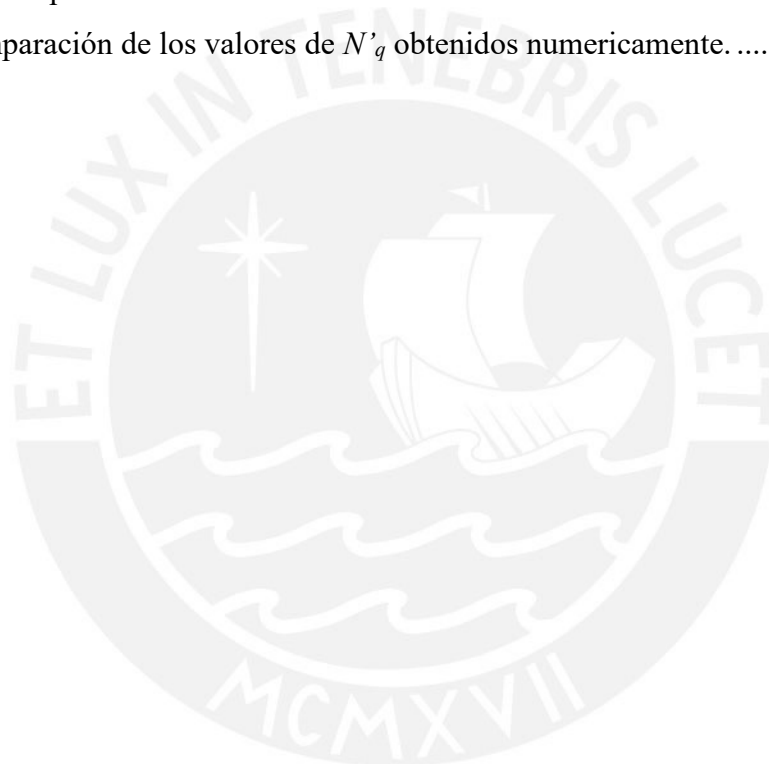
4.3. Geometría del problema y modelo constitutivo.....	35
1.1. Suelo considerado en el estudio.....	37
5. Resultados y discusión	38
5.1. Resultados numéricos	38
5.2. Resultados por soluciones analíticas.....	39
5.3. Influencia del coeficiente de adherencia.....	40
6. Conclusiones.....	45
Bibliografía	46
Anexo A: Resultados obtenidos en Abaqus	47



Lista de Figuras

Figura 2.1: (a) Distribución de las cargas y (b) fuerzas que aparecen durante la carga del pilote (Martinez & Sarmiento, 2019).	5
Figura 2.2: Situaciones que alteran la distribución normal de carga del pilote (Das, 2017).	6
Figura 2.3: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (Das, 2017).	8
Figura 2.4: Valores de N'_q según el ϕ por varios autores (Prakash & Sharma, 1990).	10
Figura 2.5: Modos de falla del suelo en relación con la D_r y la profundidad de la cimentación (Das, 2017).	11
Figura 2.6: Falla por corte general: a) esquema de falla y b) curva carga-asentamiento (Alva, 2011).	11
Figura 2.7: Falla por corte local: a) esquema de falla y b) curva carga-asentamiento (Alva, 2011).	12
Figura 2.8: Falla por punzonamiento: a) esquema de falla y b) curva carga-asentamiento (Alva, 2011).	13
Figura 2.9: Mecanismo de falla empleado por Terzaghi (Polo, 2013).	14
Figura 2.10: Variación de la resistencia unitaria en la punta (Das, 2017).	15
Figura 2.11: Relación entre el ϕ y el valor de N'_q (Das, 2017).	16
Figura 2.12: Modelo de falla según Meyerhof (Polo, 2013).	17
Figura 2.13: Modelo de falla propuesto por Vésic (Polo, 2013).	19
Figura 2.14: Relación N'_q vs ϕ (Martinez & Sarmiento, 2019).	19
Figura 2.15: Distribución de esfuerzos según la teoría de expansión de cavidades (Randolph et al., 1994 como lo cita Thooft en 1991).	21
Figura 3.1: Pilote cargado axialmente (Helwany, 2007).	25
Figura 3.2: Discretización del modelo en Abaqus®.	26
Figura 3.3: Ley de Hooke para la deformación total (Simulia, 2020).	27
Figura 3.4: Modelo de falla de Mohr-Coulomb.	28
Figura 3.5: Esquema de falla del criterio de Mohr-Coulomb (Das, 2017).	28
Figura 3.6: Pasos para el modelado del problema.	29
Figura 3.7: Esfuerzos geostáticos de los suelos del análisis numérico.	30
Figura 3.8: Curvas esfuerzo deformación asociadas de los modelos analíticos presentados.	31

Figura 3.9: Distribución de los desplazamientos verticales al final de la simulación: a) con el pilote y b) sin el pilote.	32
Figura 4.1: Esquema de la metodología adoptada.	35
Figura 4.2: Esquema de los suelos considerados.	36
Figura 5.1: Variación de Factor N'_q en función de ϕ'	40
Figura 5.2: Desplazamiento del suelo circundante al pilote en función coeficiente de adherencia: (a) $\alpha= 0.01$, (b) $\alpha=0.2$ y (c) $\alpha=0.4$	41
Figura 5.3: Progresión de la fuerza en la punta del pilote en función Lb/D	42
Figura 5.4: Modos de falla del suelo para: (a) $\phi'=25^\circ$, (b) $\phi'=30^\circ$, (c) $\phi'=35^\circ$, (d) $\phi'=40^\circ$ y (e) el propuesto por Skempton.	43
Figura 5.5: Comparación de los valores de N'_q obtenidos numericamente.	44



Lista de Tablas

Tabla 2.1: Relación entre la D y el ϕ en suelos sin cohesión (Das, 2017).....	7
Tabla 2.2: ϕ según el tipo de roca (Das, 2017).	7
Tabla 2.3: Factores adimensionales según el ϕ (Bowles, 1996).	9
Tabla 2.4: Valores del índice de rigidez (I_r) empleada por Vésic (Das, 2017).....	18
Tabla 2.5: Valores de N'_σ según el ϕ y I_{rr} . (Das, 2017).....	18
Tabla 2.6: Valores N'_q en función del ϕ (Martinez & Sarmiento, 2019).	19
Tabla 2.7: Valores de N'_q en función de ϕ' . (Prakash, 1990).	20
Tabla 2.8: Valores de C en función de la forma de instalación del pilote. (Das, 2017).	23
Tabla 2.9: Valores de α en función de la relación C_u/P_a (Das, 2017).....	23
Tabla 2.10: Relación de λ y L (Das, 2017).	24
Tabla 3.1: Resultados obtenidos mediante los modelos analíticos.	32
Tabla 4.1: Longitud de los pilotes considerados.	36
Tabla 4.2: Casos considerados.	37
Tabla 4.3: Propiedades de los suelos considerados en el modelo.	37
Tabla 5.1: Valores numéricos de la resistencia en la punta (Q_p) para $\phi = 30^\circ$	38
Tabla 5.2: Valores de Q_p y N'_q numéricos.	39
Tabla 5.3: Variables para los modelos analíticos.	39
Tabla 5.4: Resultados analíticos de diferentes autores.	40
Tabla 5.5: Progresión de la resistencia en la punta del pilote en de L_b/D	42
Tabla 5.6: Valores de N'_q en función de ϕ'	43
Tabla 5.7: Comparación entre los valores de N'_q	43
Tabla 5.8: Valores de N'_q obtenidos.....	44

1. Introducción

1.1. Generalidades

Los pilotes son elementos encargados de trasladar las cargas de la estructuras a estratos más profundas y resistentes, es decir consiste en un tipo de cimentación que no se apoya directamente sobre el suelo bajo la estructura porque este puede no presentar las características necesarias para actuar como un suelo adecuado para soportar el peso de la estructura, para poder establecer que un pilote cumpla con las demandas de las cargas a las que debe ser sometida, se debe de calcular la capacidad de carga del suelo que la soporta.

Para el cálculo de la capacidad de carga en arenas se tienen tres factores que alteran dicha magnitud, que son el área de la sección de la cimentación, la presión efectiva existente en el punto de apoyo del pilote y el factor adimensional (N'_q), de entre todos ellos, es necesario establecer que el valor N'_q , factor de carga asociado al suelo que soporta al pilote, es el que más influencia tiene en la magnitud de la capacidad de carga del suelo, ya que su valor está ligado a la características geotécnicas del suelo como el ángulo de fricción interna y es enteramente dependiente de la solución analítica que se desee emplear para realizar los cálculos correspondientes.

Sin embargo, es necesario precisar que el estudio de las cimentaciones empleando pilotaje consta de un amplio historial, pues fueron muchos los investigadores que, desde hace no menos de 100 años, buscan explicar, mediante sus soluciones analíticas propuestas por ellos mismos, cuál es la distribución de las fuerzas que actúa en el pilote, así como los modos de falla cuando cualquiera de estas capacidades de carga se ve superada. Muchas de las soluciones planteadas son de amplia aceptación dentro del campo del diseño de las cimentaciones profundas en base a pilotes, incluso la Norma Técnica E.050 para Suelos y Cimentaciones que rige en el Perú también establece que cualquier método aceptado en la mecánica de suelos puede ser considerado para el cálculo de la capacidad de carga de los suelos. Para la presente tesis utiliza las soluciones analíticas postulados por: Meyerhof (1953), Terzaghi (1943), Vésic (1972), Brinch-Hansen (1980), Caquot y Kerisel (1956) y Skempton (1953) como principales referentes de diseño en el campo de la ingeniería geotécnica, donde cada una de las soluciones posee su propio modo de falla del suelo y su respectiva formulación teórica para calcular la capacidad de carga del suelo.

Debido a la amplia existencia de soluciones analíticas y a la imprecisión normativa acerca de qué solución analítica es más conveniente emplear para el cálculo de la capacidad de carga de los suelos cuando se trabaja con pilotes aislados, es necesario llegar a una convención de

cuál es el método analítico que mejor representa lo que está ocurriendo en el suelo que soporta al pilote y, además, servir como guía para posteriores cálculos de capacidad de carga ante problemas con características geométricas similares a las planteadas en el presente investigación de tesis.

Para poder relacionar la incertidumbre que genera la elección adecuada de una solución analítica de entre todas las disponibles en la literatura y la capacidad computacional de los tiempos actuales se emplea el Método de Elementos Finitos (MEF), la cual es una herramienta muy empleada estos días para poder modelar y responder muchos problemas referidos a la ingeniería. Dicho método permite modelar cada una de las partes que intervienen en el problema como el pilote y los estratos del suelo, así como sus respectivas propiedades geotécnicas, establecer condiciones límite que aseguren el equilibrio del sistema pilote-suelo, establecer instancias para el modelado del problema (pre y post desplazamiento del pilote), y demás características que permitan replicar un problema ingenieril dentro de los softwares que cuenten con los MEF como método de resolución de problemas.

1.2. Justificación

Debido a la gran cantidad de soluciones analíticas que existen para determinar la capacidad de carga de los suelos que soportan a los pilotes, se genera la duda de cuál es la solución más apropiada para realizar cálculos coherentes con lo que sucede realmente en los estratos con los que el pilote entra en contacto, como no existe un criterio universal para poder elegir la solución más adecuada, la selección del mismo depende únicamente de la experiencia del ingeniero o encargado responsable de dichos cálculos. Sin embargo, Fellenius (2006) menciona: “Para ser útil, una definición de capacidad de carga debe basarse en alguna regla matemática y generar un valor repetible que sea independiente de las relaciones de escalas y las opiniones del intérprete”, donde hace referencia a la necesidad de establecer un criterio objetivo y no subjetivo en cuanto a la elección de la metodología.

Normalmente, el cálculo de la capacidad de carga del pilote (Q_u), considera la suma de la resistencia de punta (Q_p) más la resistencia por fricción (Q_s). Sin embargo, estas dos resistencias ofrecidas por los suelos no son excluyentes e interactúan entre sí. Para la resistencia de punta (Q_p) intervienen los parámetros de esfuerzos iniciales del suelo, tipo de suelo, el método de colocación del pilote, su geometría, la magnitud y la velocidad de aplicación de la carga. Por otro lado, resistencia por fricción (Q_s) depende de la forma de instalación del pilote y los tipos de suelos que rodean al pilote, ya que hay ocasiones donde la presencia de suelos orgánicos o arcillas expansibles podrían ofrecer escenarios muy alternos a los obtenidos

mediante los cálculos de capacidad de carga.

1.3. Alcance

La presente tesis abarca el cálculo de los factores de capacidad de carga considerando dos procesos distintos de cálculo: a través de soluciones analíticas, las cuales son las teorías más aceptadas en el ámbito del diseño de las cimentaciones profundas y también se determina por el método de elementos finitos que discretiza el modelo (suelo y pilote) y otorgan resultados del análisis del equilibrio del esfuerzo y deformación del problema.

La estratigrafía que se considera para el estudio corresponde a un suelo no homogéneo en el siguiente orden (de superficie a fondo): arcilla de alta plasticidad (clasificación SUCS CH) de espesor 12 m y peso específico saturado 14.7 kN/m^3 y una arena bien graduada (SUCS SW) desde los 12 m hasta los 25 m con un peso específico saturado de 19.6 kN/m^3 .

Con respecto a las características del pilote, se evalúan dos diámetros (0.8 y 1 m), el pilote tiene un longitud de 12 m (atraviesa el primer estrato de suelo CH y se apoya en el segundo estrato de suelo SW), mediante una longitud de empotramiento efectiva, longitud de penetración del pilote en la segunda capa del suelo, se va variando con la profundidad de penetración del pilote en el segundo estrato del suelo, esta longitud de empotramiento estará en relación del diámetro del pilote y se considerará del orden de 0, 1, 2 y 3 veces el diámetro del pilote.

Para el análisis numérico usando MEF se emplea Abaqus®, los suelos utiliza el modelo constitutivo elastoplástico Mohr-Coulomb que asocia los comportamientos elásticos e inelásticos del suelo. El tamaño del modelo (contornos) y la discretización de la malla (número de elementos) es tal que no afecte la respuesta, para el estudio no se presenta el estudio de sensibilidad de la malla.

1.4. Objetivos

El objetivo general es realizar una comparación entre los resultados de la capacidad de carga que brinda el método de elementos finitos y las soluciones analíticas mayormente aceptados en el medio del diseño de pilotes aislados para establecer una pauta para el diseño de los mismos, y determinar la influencia de la resistencia del suelo que soporta la punta del pilote aislado. El modelo consiste en una estratigrafía simple compuesto de suelo cohesivo y en la punta del pilote un suelo granular.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Describir seis soluciones analíticas para determinar la capacidad de carga de un pilote

aislado.

- Modelar un pilote aislado en un software comercial por el método de elementos finitos.
- Evaluar la influencia del diámetro del pilote y de la longitud del empotramiento sobre el suelo granular y obtener una relación de empotramiento adecuada en el suelo de apoyo que maximice la capacidad de carga.
- Determinar la influencia del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo que soporta al pilote.



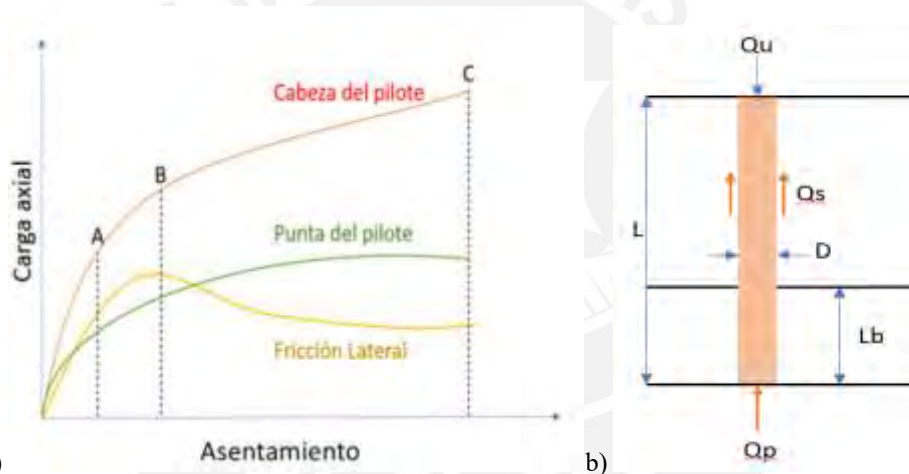
2. Capacidad de carga en la punta del pilote

2.1. Capacidad de carga de un pilote

Según Das (2017) la carga que puede soportar un pilote está dada por las resistencias por punta (Q_p) y la resistencia por fricción (Q_s), las cuales actúan en la base del pilote y sobre la longitud enterrada del pilote respectivamente, y cuando ambas cantidades son sumadas como se aprecia en la ecuación (2.1) dan como resultado el cálculo total de la capacidad de carga del pilote enterrado (Q_u).

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (2.1)$$

Durante el proceso de carga del pilote aislado se tienen los siguientes momentos como se aprecia en la Figura 2.1.



(Martínez & Sarmiento, 2019).

- Con respecto al punto A, se tiene que cuando se va hincando el pilote en el suelo ocurren desplazamientos relativos en la interfaz lateral suelo-pilote lo que genera una fuerza de fricción inicial que va en aumento hasta una cierta profundidad donde la fuerza cortante se maximiza. Adicionalmente, si bien se tiene la existencia de la fuerza de punta Q_p , esta es pequeña puesto que el pilote aún no ha alcanzado la profundidad del suelo donde debe de asentarse.

- En el punto B se explica que con el progresivo hundimiento del pilote se llega a una instancia donde la fuerza de fricción que soporta al pilote se plastifica y no puede aumentar más, entonces, cualquier incremento de la carga solo es tomada por la carga de punta en adelante.

- Finalmente, el punto C, se tiene que las fuerzas de fricción y de punta son iguales a la

carga que se desea soportar incluyendo al peso propio del pilote.

Sin embargo, este es un caso ideal donde las condiciones del pilote y el suelo no se ven afectadas por elementos externos que alteran la distribución de fuerzas y esfuerzos a lo largo del pilote. Por ello es importante resaltar que, aunque los cálculos buscan brindar una respuesta confiable ante el problema propuesto, existen situaciones que alteran lo mostrado en la Figura 2.1, según Das (2017) dichas situaciones que alteran la distribución ideal y las instancias de carga anteriormente explicadas podrían ser:

- **La presencia de fuerzas horizontales.** Cuando existe la presencia de este tipo de fuerzas como se aprecia en la Figura 2.2a, los pilotes en lugar de trabajar con un conjunto de fuerzas orientadas en su eje longitudinal, se le podría añadir una nueva componente de momento, pues el pilote ahora trabajará a flexión. La existencia de este nuevo momento hará que el pilote, al ser de dimensiones longitudinales extensas, tienda a arquearse con facilidad y que se forme una excentricidad no contemplada en los cálculos entre la fuerza y el eje longitudinal, motivo por el cual, ninguna estimación que se haya realizado con antelación podrá ser capaz de explicar la nueva distribución de fuerzas que existen en el pilote. Este tipo de comportamiento se encuentra muy comúnmente en estructuras de retención de tierra o de estructuras muy altas en zonas donde las fuerzas de viento y/o sísmicas sean de una magnitud considerablemente alta.

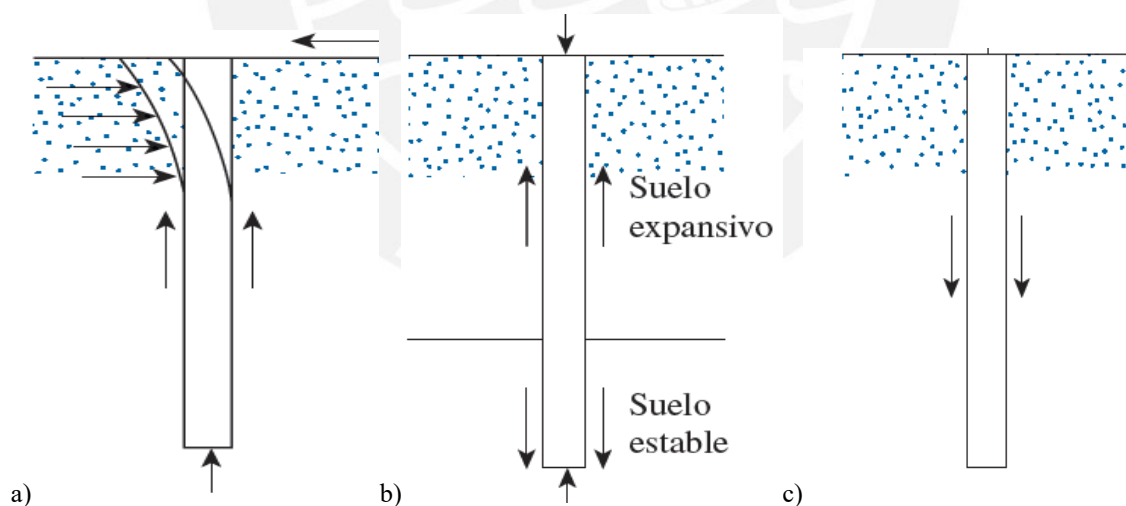


Figura 2.2: Situaciones que alteran la distribución normal de carga del pilote (Das, 2017).

- **La presencia de suelos expansibles,** en la Figura 2.2b se explica que los suelos pueden experimentar cambios volumétricos, específicamente, los suelos compuestos de materia orgánica son más susceptibles a hundirse o algunos tipos de suelos compuestos de arcilla pueden hincharse a causa cambios en su humedad. Para estos casos, se tiene que la resistencia por fricción que ayuda a soportar el pilote irá variando, lo que también resultará en una

alteración de la resistencia en la punta del pilote.

- **La fricción negativa**, en la Figura 2.2c se explica que cuando se construye el pilote y este atraviesa estratos de suelo que aún no han alcanzado un asentamiento máximo, el pilote tiende a asentarse junto con el suelo, dando consigo la aparición de una fuerza que tiende a empujar el pilote hacia abajo desde la cara lateral del mismo.

2.2. Ángulo de fricción interna y su relación con N'_q

El ángulo de fricción interna es parte del modelo que buscaba explicar los esfuerzos cortantes y fue postulado por Coulomb en 1776 tal como lo cita Das (2017), dicho teorema para explicar los esfuerzos cortantes se muestra en la ecuación (2.2)

$$\tau = \sigma + c * tg\phi \quad (2.2)$$

Donde τ es el esfuerzo cortante que existe en el suelo, c es la cohesión del suelo y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Das (2017) menciona que el ángulo de fricción interna depende de diversos factores, por ejemplo: la composición mineralógica, la granulometría, la textura de las partículas, la densidad relativa de los suelos y el grado de saturación del mismo, por ejemplo, a lo largo de los años, y a raíz del postulado de Coulomb, varios autores han tratado de establecer valores de ángulo de fricción interna (ϕ) en función del tipo de suelo y su densidad relativa (D_r) como se ve en la Tabla 2.1 y en función del tipo de roca en la Tabla 2.2.

Tabla 2.1: Relación entre la D_r y el ϕ en suelos sin cohesión (Das, 2017).

Estado de empaquetamiento	D_r (%)	ϕ (°)
Muy suelto	< 20	< 30
Suelto	20 – 40	30 – 35
Compacto	40 – 60	35 – 40
Denso	60 – 80	40 – 45
Muy Denso	> 80	> 45

Tabla 2.2: Angulo de fricción (ϕ) según el tipo de roca (Das, 2017).

Tipo de roca	ϕ' (°)
Arenisca	27-45
Caliza	30-40
Lutita	10-20
Granito	40-50
Mármol	25-30

Sin embargo, es necesario entender que esto solo representa una aproximación numérica de las tantas que se pueden encontrar en la literatura y que corresponde a las limitaciones tecnológicas de la época con las que contaba el autor y al limitado número de muestras en las

que basó sus estudios.

Con los avances de la ingeniería y el especial interés en el diseño de cimentaciones, como menciona Das (2017), Terzaghi en 1943 fue quien postuló su ecuación para cálculo de la capacidad última en cimentaciones superficiales, la ecuación es el resultado de obtener el equilibrio del sistema que se aprecia en la Figura 2.3, dicha ecuación representa una de las soluciones analíticas mayormente difundidas para poder obtener la capacidad de carga de los suelos para cimentaciones superficiales, dentro de sus muchos factores presentes en su propuesta, existe uno en especial que surge a partir del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo, dicho factor es el factor adimensional N'_q y está ligado a la presión ejercida por el suelo de apoyo en la parte más baja del pilote y el cual es empleado para poder hallar la resistencia en la punta del pilote para el posterior cálculo de su capacidad de carga en la punta.

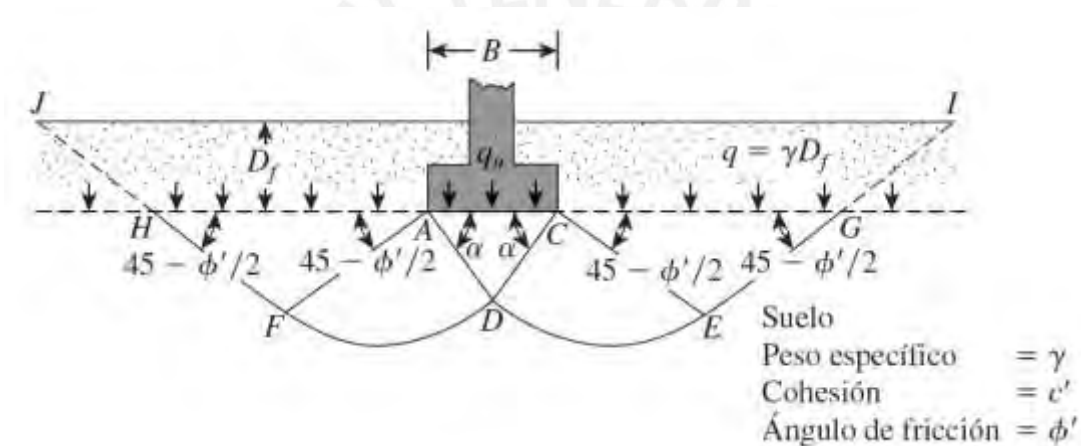


Figura 2.3: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (Das, 2017).

Al aplicar el equilibrio en la Figura 2.3 se obtiene la siguiente ecuación:

$$Q_u = c_u N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (2.3)$$

Donde Q_u es la capacidad última de carga del suelo, c es la cohesión no drenada del suelo, q es la presión efectiva en la base de la cimentación, γ es el peso específico del suelo, B es el ancho de la cimentación, y los valores N'_q , N'_c y N'_γ son factores adimensionales asociados a la forma geométrica del pilote, el suelo de apoyo de la cimentación y el peso del desplazado por la cimentación respectivamente.

Sin embargo, según Das (2017) dicha ecuación puede ser modificada para el caso de las cimentaciones profundas como se ve en la ecuación (2.4) omitiendo el término que emplea en sus cálculos a las dimensiones de la cimentación, al reemplazar el parámetro B por el diámetro del pilote D se obtiene un sumando pequeño que al ser omitido no es fuente de error considerable. De tal manera la ecuación (2.3) queda de la siguiente forma:

$$Q_p = (c_u N'_c + qN'_q) A_s \quad (2.4)$$

Dónde A_s es el área de la sección del pilote, c_u es la cohesión no drenada del suelo cohesivo, N'_c y N'_q son los factores adimensionales mencionados anteriormente y q es el esfuerzo efectivo en la punta del pilote.

Para el respectivo cálculo de N'_q , según la solución analítica de Terzaghi, el autor también plantea la siguiente relación en base al ángulo de fricción interna del suelo:

$$N'_q = e^{\pi \tan \phi'} * \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad (2.5)$$

Por otro lado, otros autores como Bowles (1997) presentan los valores de los factores adimensionales de carga en función de los ángulos fricción interna del suelo como sigue en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Factores adimensionales según el ϕ (Bowles, 1996).

ϕ (°)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N'_c	5.7	7.3	9.6	12.9	17.7	25.1	37.2	57.8	95.7	172.3
N'_q	1	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	8.3	12.6	20.5	35.1

A lo largo de la historia de la ingeniería geotécnica, hubo varias propuestas bastante reconocidas que buscaban relacionar al ángulo de fricción interna ϕ' y al valor de N'_q , varios de aquellos autores aún siguen siendo fuente de consulta para la obtención de las capacidades últimas de los suelos; sin embargo, la gran variedad y aceptación de ellos en el medio del diseño de la cimentaciones profundas hacen de esta labor una encrucijada acerca de cuál de todas las propuestas es la que mejor representa la capacidad última del suelo. De entre todas las propuestas existentes en la literatura se pueden resaltar las que son representadas mediante las curvas de la Figura 2.4, dichas curvas sintetizan los modelos analíticos de mayor relevancia en el ámbito del diseño de cimentaciones, fue compilada por Vésic en 1967 y se muestran las curvas que fueron presentas por Prakash y Sharma en 1990 tal como lo muestra Mohammed, Y. (2018).

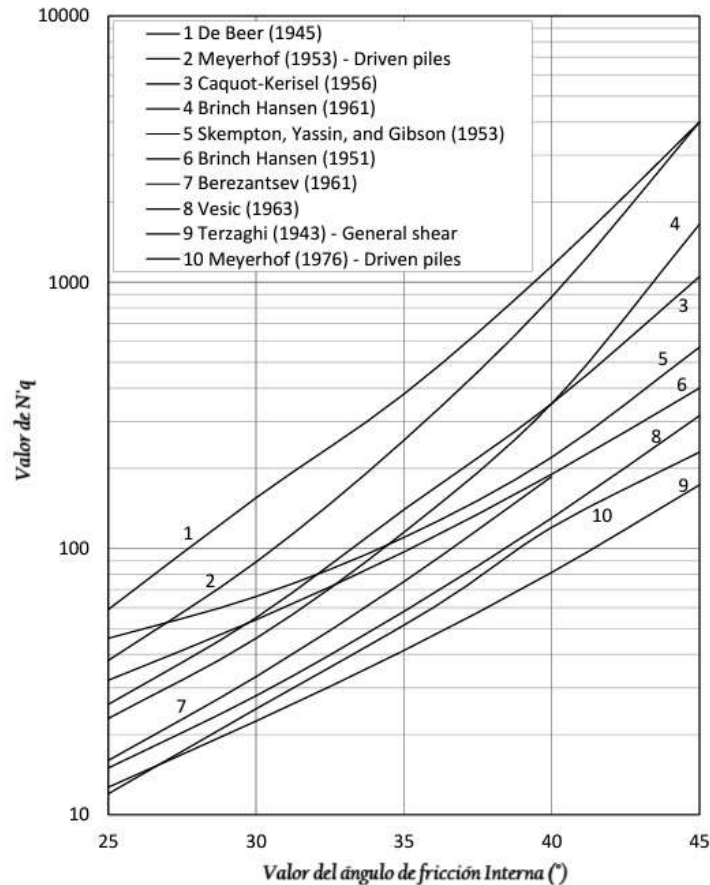


Figura 2.4: Valores de N'_q según el ϕ por varios autores (Prakash & Sharma, 1990).

2.3. Superficies de falla de los suelos

Las superficies de falla suceden cuando las cimentaciones superficiales o profundas llegan a tener algún desplazamiento excesivo que hará colapsar al suelo de la cimentación, cuando el suelo llegue a este estado se dirá que se ha alcanzado la carga máxima permisible del suelo y en tal estado se producen mayores desplazamientos o asentamientos del terreno en contraposición con la poca capacidad de carga que puede ofrecer el terreno de apoyo.

Esta carga que hace fallar a los suelos es dependiente de tres factores que tienen una gran influencia sobre esta, según Vésic (1973), como se cita en Das (2017) estos factores serían la densidad relativa del suelo que resiste directamente a la cimentación, la geometría de la cimentación y la profundidad de la cimentación.

De las distintas configuraciones que se pueden dar entre estos tres parámetros, los modos de falla se pueden clasificar bajo tres tipos importantes: por corte general, por corte local y por punzonamiento tal como se aprecia en la Figura 2.5.

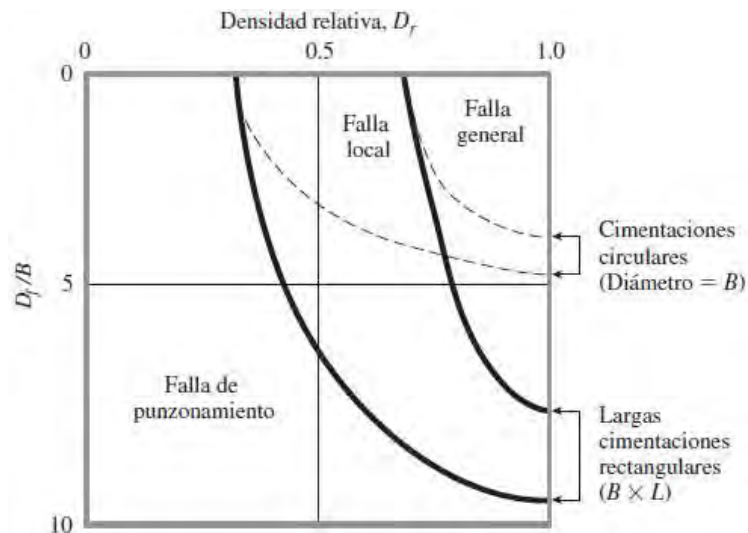


Figura 2.5: Modos de falla del suelo en relación con la D_r y la profundidad de la cimentación (Das, 2017).

Según menciona Das (2017) cuando se cimenta una estructura sobre arena densa o sobre suelo cohesivo rígido la carga que se le confiera a esta estructura hará que la misma tienda a asentarse en el terreno que tiene de apoyo; sin embargo, a medida que esta carga se incrementa ocurrirá primero una falla local en las inmediaciones de la base de la cimentación y posteriormente se llegará a carga q_u asociada a una falla general que hará que la superficie de falla que se generó en las inmediaciones de la base de la cimentación se extienda hacia la superficie y levante una parte del terreno tal como se muestra en la Figura 2.6a, a tal estado se le conoce como la falla por corte o rotura general y también refiere que el suelo ha perdido su capacidad de carga ya que la cimentación tendrá un mayor asentamiento aun cuando la carga que se le aplique sea menor.

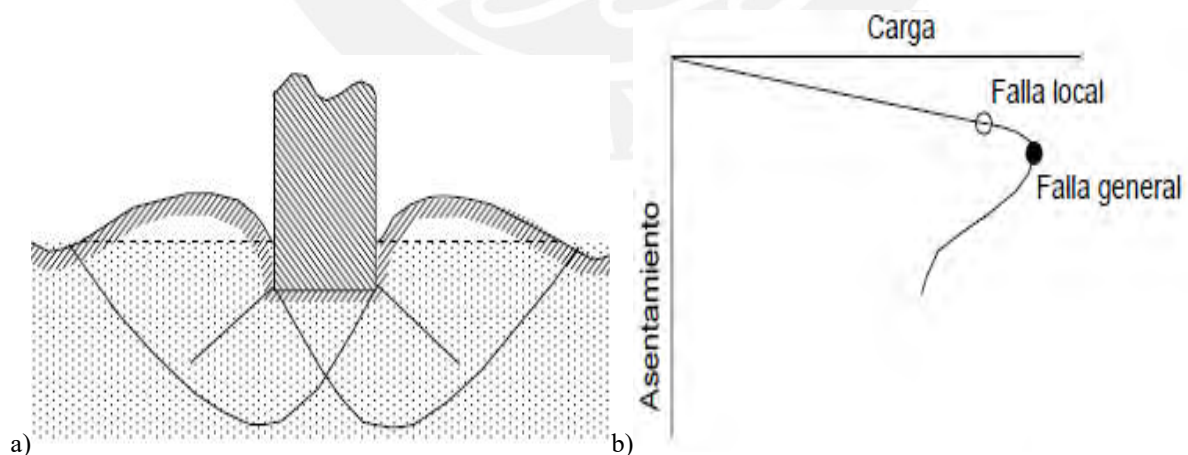


Figura 2.6: Falla por corte general: a) esquema de falla y b) curva carga-asentamiento (Alva, 2011).

Por otro lado, Vésic (1963) según lo cita Das (2017) también refiere que las cimentaciones que son apoyadas sobre suelo arenoso o arcilla medianamente compactada y son sometidas a cargas, en la cimentación se producirán dos instantes importantes durante el proceso de carga:

- **Primer punto de falla:** A partir de esta carga es donde la cimentación empieza a colapsar y los planos de falla que ocurren en el suelo empiezan a expandirse localmente desde la base de la cimentación hacia las inmediaciones de esta. El incremento de la carga a partir de este punto generará sacudidas en el terreno circundante a la cimentación.

- **Carga última de falla:** Se considera que se llegó a una carga última que puede soportar el suelo de apoyo a la cimentación una vez que las superficies de falla locales se extendieron hasta la superficie y generan levantamientos en el terreno circundante a la cimentación. Vésic (1963) según lo cita Das (2017) refiere que en este de terreno no hay una aparente carga máxima que pueda resistir el suelo como sucede en la falla general; sin embargo, los pronunciados asentamientos a partir de este punto de carga hacen que sobrecargar el terreno sea una práctica arriesgada para la integridad de la estructura que es soportada por la cimentación. A este tipo de falla se le conoce como falla local y su estado de falla se muestra en la Figura 2.7a.

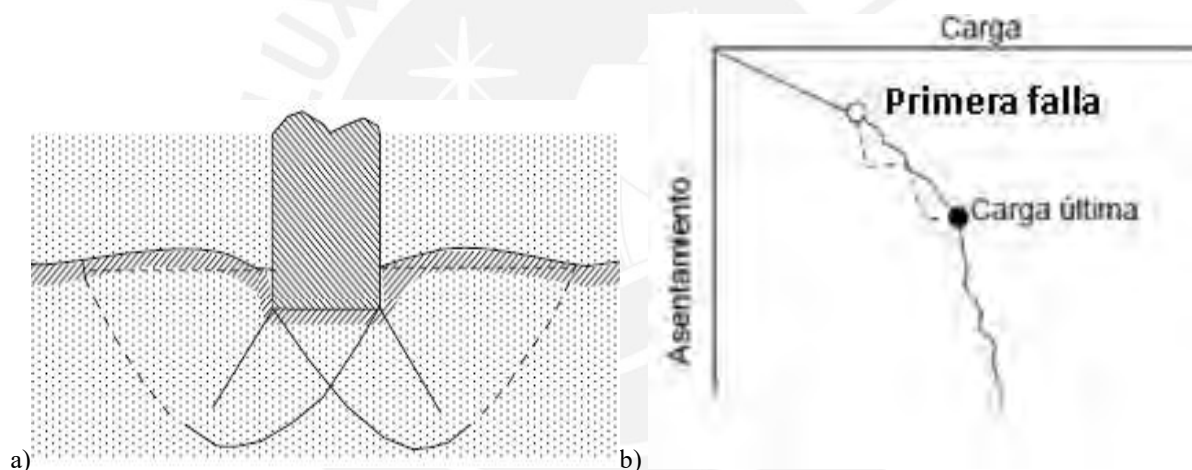


Figura 2.7: Falla por corte local: a) esquema de falla y b) curva carga-asentamiento (Alva, 2011).

Finalmente, Vésic (1963) como lo cita Das (2017) menciona que cuando las cimentaciones son apoyadas sobre suelo bastante suelto las superficies de falla no se extenderán hacia la superficie como en los dos casos anteriormente mostrados; sin embargo, es importante mencionar que a partir de ciertas instancias en la curva carga – asentamiento como se muestra en la Figura 2.8b hay cada vez un mayor asentamiento del terreno cuando menor es el incremento de la carga en la cimentación. A este tipo de superficie de falla del terreno se le como tipo de falla por punzonamiento.

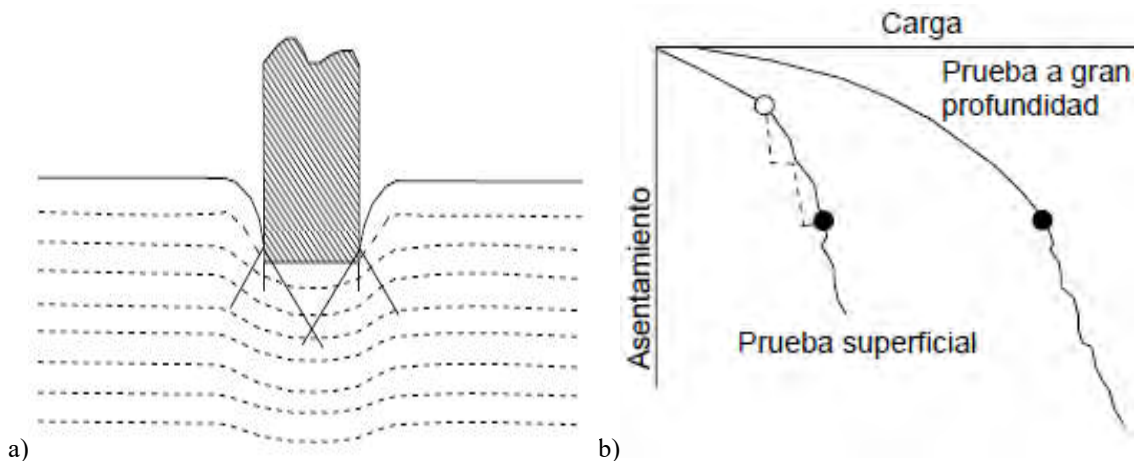


Figura 2.8: Falla por punzonamiento: a) esquema de falla y b) curva carga-asentamiento (Alva, 2011).

2.4. Capacidad de carga en la punta

Como menciona Das (2017), Karl Terzaghi en 1943 plantea una de las ecuaciones con mayor difusión en el ámbito del diseño de cimentaciones superficiales, a partir de ese momento fueron otros los autores que decidieron postular sus propios modelos en base a lo presentado anteriormente por Karl Terzaghi, es así, que para la presente investigación se presenta y analiza seis métodos analíticos con mayor difusión en el ámbito del diseño de la ingeniería de cimentaciones para poder obtener el cálculo de la capacidad de carga de los suelos de apoyo de pilotes aislados, estos son métodos analíticos tienen por autores a: Terzaghi (1943) como lo cita Das (2017), Meyerhof (1976) como lo cita Das (2017), Vésic (1973) como lo cita Bowles (1997), Brinch-Hansen (1976), Caquot y Kerisel (1956), Skempton (1953), estos tres últimos trabajos como lo cita Gambin (2010).

2.4.1. Por Terzaghi (1943)

La solución planteada por Karl Terzaghi para cimentaciones superficiales asume que la superficie de falla del suelo se comporta como en el caso de falla por corte general; sin embargo, para el caso de las cimentaciones profundas se tiene una superficie de falla que no llega a alcanzar la superficie del terreno tal como se muestra en la Figura 2.9. Dicha superficie de falla propuesta es el resultado de diversos estudios que realizó Vésic en 1967 tal como lo cita Polo (2013).

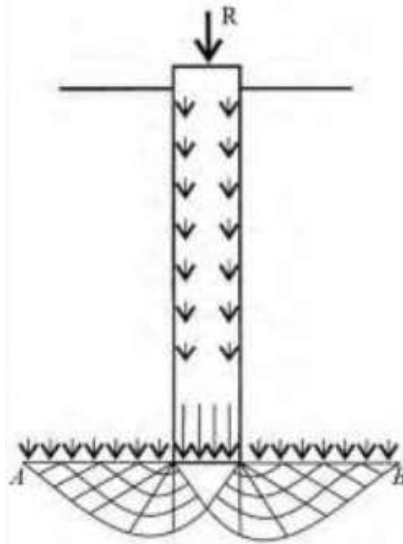


Figura 2.9: Mecanismo de falla empleado por Terzaghi (Polo, 2013).

A pesar de ello, se sigue considerando que la superficie de falla de los suelos es el de falla por corte general, por tal motivo y mediante ecuaciones de equilibrio en el suelo propuestas por Terzaghi se llega a la ecuación (2.3); sin embargo, Das (2017) menciona para el caso de cimentaciones profundas ($D > 3$ m) es posible omitir el último término referido a la sobrecarga del suelo por encima de la punta de la cimentación ($0.5 \cdot B \cdot N'_y$) sin incurrir en grandes variaciones en el cálculo de la capacidad de carga en la punta del pilote (Q_p).

De tal manera la ecuación sería la siguiente:

$$Q_p = (cN'_c * + \gamma' D_f N'_q +) * A_s \quad (2.6)$$

El significado de cada uno de los términos dentro de la ecuación presentada se muestra líneas abajo. Adicionalmente, Terzaghi propone los valores N'_c y N'_q para poder realizar el cálculo de la capacidad de carga del suelo donde está apoyado el pilote aislado:

$$N_c = \cot(\phi) * (N_q - 1) \quad (2.7)$$

$$N_q = \frac{e^{2 * \left(\frac{3\pi - \phi}{2}\right) * \tan(\phi)}}{2 * \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.8)$$

Donde c es la cohesión, N'_q es el factor adimensional referido a la resistencia del suelo en contacto con la punta del pilote, N'_c es el factor adimensional referido a la cohesión del suelo, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo de apoyo del pilote, γ' es el peso específico efectivo del suelo de apoyo, D_f es la profundidad de la punta del pilote y A_s es el área de la sección de la punta del pilote.

El modelo analítico de Terzaghi posee las siguientes características que deben ser consideradas para su uso:

- Das (2017) menciona que el modelo de Terzaghi está principalmente planteado para suelos homogéneos con parámetros constantes a lo largo de la extensión del mismo, incluso también plantea que dicho estrato sea completamente horizontal. Sin embargo, esto no suele suceder en la realidad con mucha frecuencia en la realidad y la asunción de Terzaghi debe considerarse como un caso ideal.

- Bowles (1997) menciona que el modelo de Terzaghi se desempeña mejor cuando es usado en suelos con un valor de cohesión alta y que tengan una relación $D_f/B < 1$, adicionalmente este método analítico sirve como una herramienta de aproximación al cálculo de la capacidad de carga del suelo y debe ser comparado con otros métodos analíticos para tomar decisiones pertinentes.

2.4.2. Por Meyerhof (1976)

Meyerhof emplea como base de su modelo analítico para el cálculo de la capacidad de carga en los suelos de apoyo para pilotes aislados a lo postulado por Terzaghi en los años anteriores; sin embargo, él aporta que la capacidad de carga para suelos granulares (Q_p) aumenta en relación al empotramiento o penetración (L_b) del pilote en el estrato de suelo que soporta al mismo y dicha capacidad de carga alcanzará un valor máximo cuando se empotra el mismo en una profundidad igual a la relación $(L_b/D)_{cr}$ tal como se muestra en la Figura 2.10 donde se aprecia que una vez llegada a dicha relación de empotramiento, q_p (resistencia unitaria de punta), ya no puede seguir aumentando, lo que limitará también el aumento de Q_p . Dicha relación crítica de empotramiento se mantendrá cuando el pilote de longitud L esté enterrado en suelo homogéneo ($L = L_b$) o cuando haya dos o más estratos de suelo ($L > L_b$).

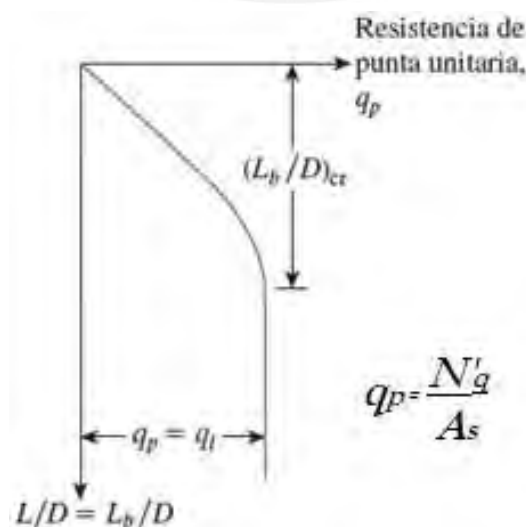


Figura 2.10: Variación de la resistencia unitaria en la punta (Das, 2017).

Meyerhof (1973) como lo cita Das (2017) presenta su modelo para obtener la capacidad de carga para suelos granulares ($c = 0$) y se evidencia en la ecuación (2.9). Por otro lado, el valor de N'_q correspondiente a este modelo analítico se obtiene de la ecuación (2.10).

$$Q_p = A_p * \sigma'_v * N'_q \quad (2.9)$$

$$N'_q = e^{\pi \tan \phi'} * \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.10)$$

Donde A_p el área transversal de la punta del pilote, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo en el terreno a nivel de la punta del pilote, N'_q es el factor de carga dependiente del ángulo de fricción del suelo de apoyo y q_p es la resistencia de punta unitaria.

Según Das (2017) para el caso de arenas (donde $c = 0$), la carga en la punta no debe exceder el valor límite de:

$$Q_p = 50 * N_q \tan(\phi') \quad (2.11)$$

Adicionalmente, según Das (2017) también es posible emplear la siguiente gráfica para poder hallar el valor de N'_q en función del ángulo de fricción interna para el estrato que actúa de soporte del pilote.

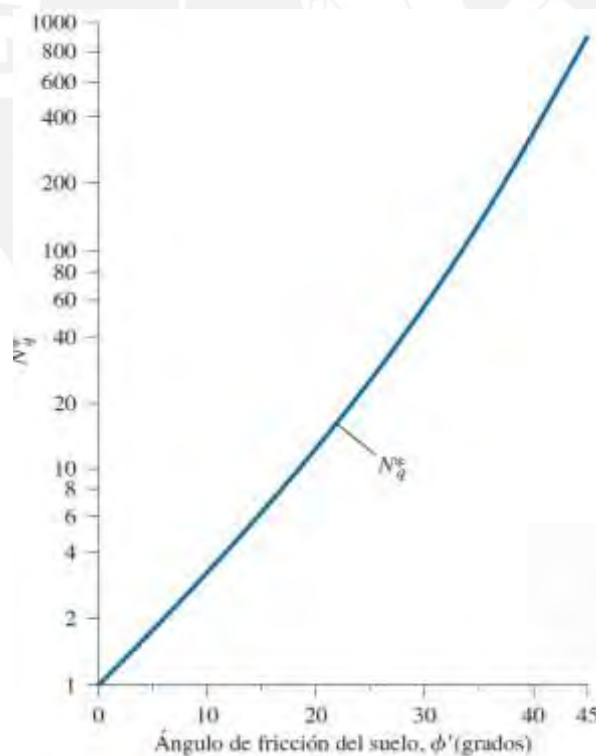


Figura 2.11: Relación entre el ϕ y el valor de N'_q (Das, 2017).

Finalmente, Vésic en 1967 establece una superficie de falla para el modelo planteado por Meyerhof según lo cita Polo (2013) tal como se ve en la Figura 2.12.

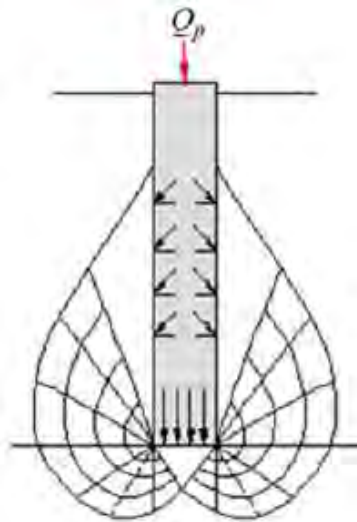


Figura 2.12: Modelo de falla según Meyerhof (Polo, 2013).

A continuación, algunos comentarios para la solución analítica de Meyerhoff.

Bowles (1996) menciona que es una solución analítica pionera pues pretende acercarse a explicar el comportamiento de los pilotes cuando estos se encuentran en suelos de dos estratos, sin embargo, tampoco aporta una precisión buena en el cálculo de la capacidad de carga del suelo que soporta al pilote.

Meyerhof al basar su fórmula general en el postulado realizado por Terzaghi de 1943, este también carga consigo las desventajas referidas a la precisión de los valores con los que se trabaja para la obtención de las capacidades de carga de los suelos, la horizontalidad de los estratos presentes

También es un factor importante la poca certeza que se tenía en aquel entonces acerca de la forma de falla del suelo cuando el pilote penetraba en las capas de suelo llevándolos a la falla, por lo que este método también está planteado sobre asunciones particulares a la época.

2.4.3. Por Vésic (1977)

El modelo analítico propuesto por Vésic en el año 1977 como la cita Das (2017) asumió como la resistencia en la punta (Q_p) al valor obtenido por la ecuación (2.12).

$$Q_p = A_s * q'_m * N'_\sigma \quad (2.12)$$

Donde A_s es el área de la sección del pilote, q'_m es el esfuerzo efectivo normal del terreno modificado por el empuje del terreno y N'_σ es el factor de carga que Vésic plantea.

$$q'_m = \left(\frac{1 + 2(1 - \text{Sen}\phi)}{3} \right) q' \quad (2.13)$$

$$N'_\sigma = \frac{3N'_q}{1 + 2(1 - \text{Sen}\phi)} \quad (2.14)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \Delta * I_r} \quad (2.15)$$

$$\frac{\Delta V}{V} = 0.005 * \left(1 - \frac{\phi - 25}{20}\right) * \frac{q'}{P_a} \quad (2.16)$$

Donde I_{rr} es el índice de rigidez reducido, I_r es el índice de rigidez, Δ es la deformación unitaria volumétrica promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote. Adicionalmente Das (2017) propone valores para la elección del valor de I_r como se ve en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Valores del índice de rigidez (I_r) empleada por Vésic (Das, 2017).

Tipo de Suelo	I_r
Arena	75 – 150
Limos – arcillas (drenados)	50-75

También se proponen valores para el cálculo de N'_σ según el ángulo de fricción interna del suelo de apoyo y el valor de I_r tal como se ve en la tabla, es importante notar que para los valores de $I_{rr}=120$ y $I_{rr}=140$ la tabla no muestra valores de N'_σ , sin embargo, para cumplir con los propósitos de la presente investigación dichos valores serán obtenidos empleando una relación lineal entre los valores que sí se muestran en la tabla $I_{rr}=100$ y $I_{rr}=200$.

Tabla 2.5: Valores de N'_σ según el ϕ y I_{rr} . (Das, 2017).

ϕ' (°)	$I_{rr}=80$	$I_{rr}=100$	$I_{rr}=120$	$I_{rr}=140$
25	27.61	30.16	32.07	33.98
30	46.21	51.02	54.70	58.38
35	75.17	83.78	90.49	97.20
40	119.74	134.52	146.24	157.96
45	188.12	212.79	232.64	252.49

Finalmente, Vésic en 1967 establece una superficie de falla para el modelo planteado por Meyerhof según lo cita Polo (2013) tal como se ve en la Figura 2.13.

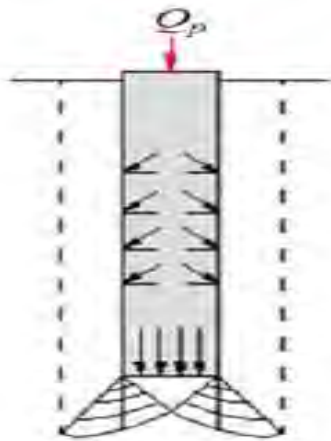


Figura 2.13: Modelo de falla propuesto por Vésic (Polo, 2013).

2.4.4. Por Caquot y Kerisel (1956)

El método planteado por Caquot y Kerisel en el año 1956 representa una variación al método presentado por Meyerhof en el año 1953, donde estos dos autores presentan la misma ecuación para poder obtener la resistencia de carga en la punta donde solo varía los valores de N'_q relacionados al ángulo de fricción interna del suelo como sigue en la Figura 2.14. Estos cambios con respecto a lo propuesto por Meyerhof se representan en la Tabla 2.6 y son sintetizadas por la ecuación (2.17).

Tabla 2.6: Valores N'_q en función del ϕ (Martinez & Sarmiento, 2019).

ϕ (°)	25	30	35	40	45
N'_q	26	55	130	350	1000

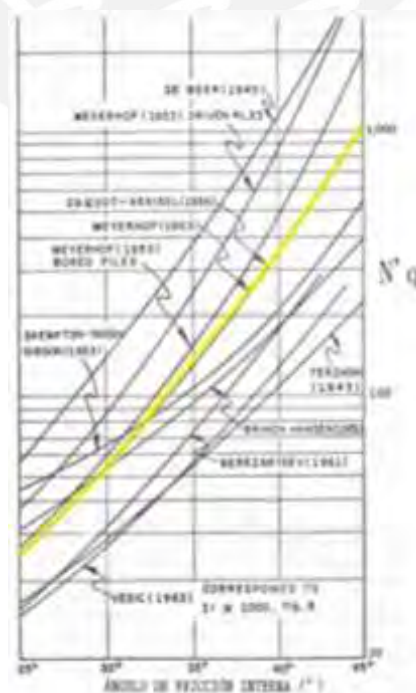


Figura 2.14: Relación N'_q vs ϕ (Martinez & Sarmiento, 2019).

$$N'_q = 0.240e^{0.183\phi'} \quad (2.17)$$

Finalmente, esta solución analítica emplea la ecuación para el cálculo de la resistencia en la punta del pilote.

$$Q_p = A_p * \sigma'_v * N'_q \quad (2.18)$$

2.4.5. Por Brinch-Hansen (1976)

El postulado de Brinch-Hansen nace a partir de la corrección de la fórmula general planteado por Terzaghi, donde serán considerados adicionalmente la profundidad, la forma del pilote, la inclinación de la carga. Las ecuaciones de los factores de capacidad de carga son los siguientes:

$$Q_p = C * N'_c + q * N'_q * A_s \quad (2.19)$$

Adicionalmente, Prakash (1990) presenta algunos valores de N'_q que fueron recopilados por Coyle y Castello (1981) y son mostrados en la siguiente Tabla 2.7.

Tabla 2.7: Valores de N'_q en función de ϕ' . (Prakash, 1990).

ϕ (°)	25	30	35	40	45
N'_q	23	46	115	350	1650

2.4.6. Skempton et al. (1953)

Skempton y sus colaboradores, en el año de 1953, emplearon la teoría de la expansión de cavidades propuesta unos años antes para poder hallar la capacidad de carga de los suelos cuando son sometidos a una fuerza aplicada por medio de un pilote aislado, así como determinar el modo de falla del suelo circundante.

Thooft (1997) menciona que la teoría de expansión de cavidades nace inicialmente como una teoría dedicada a explicar el comportamiento de los metales perforados mediante la aplicación de una carga, posteriormente con el desarrollo de los métodos de estudio de suelo como la perforación, como por ejemplo la prueba CPT, es que se plantea emplear este método para la obtención de la capacidad de carga de los suelos. Tal como se aprecia en la Figura 2.15 donde se explica que cuando un material, que en este caso vendría a ser el suelo, sufre una perforación o hundimiento por medio de otro elemento, el que vendría a ser el pilote aislado, se van a formar cavidades esféricas de radio r , dicho radio es enteramente dependiente de la fuerza que se le aplica al elemento perforador. Dicha esfera puede ser separada en dos elementos importantes dentro de esta teoría, como un cono rígido que se ubica directamente

por debajo de la punta del pilote y cuyo ángulo alfa (α) está determinado por la magnitud del ángulo de fricción interna del suelo circundante, y una región que circunscribe a dicho cono y encierra un bulbo de presiones igual a la presión límite (p_{lim}) tal como se aprecia en la Figura 2.15.

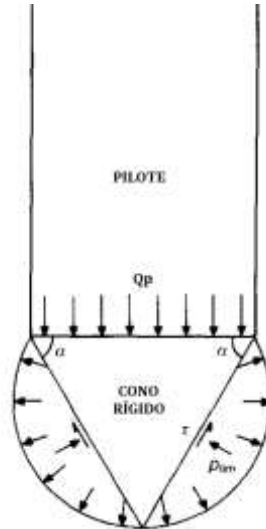


Figura 2.15: Distribución de esfuerzos según la teoría de expansión de cavidades (Randolph et al., 1994 como lo cita Thooft en 1991).

Tal es así, que Skempton (1953) tal como lo cita Gambin (2010) haciendo uso de esta teoría postuló su solución analítica para poder calcular la capacidad de carga en suelos granulares tal como sigue en las siguientes ecuaciones.

$$Q_p = A_s * D_f * N'_q * \gamma \quad (2.20)$$

$$N'_q = \frac{Qa}{\gamma D} * (1 + tg\phi' * tg\alpha) \quad (2.21)$$

$$N = \frac{1 - Sen\phi'}{1 + Sen\phi'} \quad (2.22)$$

$$\frac{Qa}{\gamma D} = \frac{3}{1 + 2N} * \left[\frac{E}{3\sigma'_v(1 + \nu)} + \frac{1 + 2N}{1 - N} \right]^{\frac{2(1-N)}{3}} \quad (2.23)$$

Por otro lado, Thooft (1997) presenta un cálculo para el valor de α para la ecuación (2.21) cuando el proceso de carga produce la superficie de falla en el suelo que soporta al pilote, dicha ecuación será tal como sigue.

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.24)$$

Donde E es el módulo de Young del suelo de apoyo, ν es el módulo de Poisson, A_s es el área de la sección del pilote, D_f es la profundidad de cimentación del pilote, N'_q es el factor adimensional de carga, γ es el peso específico del suelo que rodea al pilote, Q_a es la carga

aplicada, ϕ' es el ángulo de fricción interna del suelo de apoyo, σ'_v es el esfuerzo específico en el suelo de apoyo del pilote, N es un factor que emplea el autor, y α es el ángulo que se forma en la cuña del bulbo de presiones abajo del pilote.

2.5. Capacidad de carga por fricción

Das (2017) menciona que además de los pilotes de punta, también existen los pilotes de fricción que deben su resistencia a la carga que soporta la fricción que le otorga el suelo al pilote durante un determinado proceso de carga axial que es conferido al pilote, esta es una práctica que se puede realizar cuando la capa de suelo que puede soportar la carga del pilote se encuentra a profundidades muy grandes y es impráctico excavar hasta llegar a dicha capa.

La resistencia por fricción de un pilote se puede escribir como sigue en la siguiente ecuación:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n p * \Delta L * f \quad (2.25)$$

Donde i son las capas de estrato por encima de la punta del pilote, f es la resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad i y ΔL es la longitud de la capa de suelo donde el valor de p y f se mantienen constantes.

Existen diversas teorías que buscan explicar los valores asociados a la fricción unitaria f en los suelos, de tal manera, se pueden mencionar los métodos analíticos Alfa, Lamda y de Caquot-Kerisel que buscan explicar dicha variable.

2.5.1. Método Alfa

El método Alfa fue propuesto por Tomlinson (1971) donde se busca obtener una relación entre la resistencia ofrecida por los suelos al desplazamiento del pilote y las propiedades geomecánicas de estos, para ello el autor plantea el coeficiente adimensional (α), el cual es importante para poder hallar la fricción unitaria de los suelos como sigue en la ecuación (2.26).

$$f = \alpha * c_u \quad (2.26)$$

Donde α es el factor empírico de cohesión y c_u es la cohesión no drenada del suelo.

Para el cálculo de del valor α existen muchos postulados porque este al ser un valor empírico cuenta con una cantidad limitada de ensayos de dónde se obtiene el valor; sin embargo, al haber una infinidad de combinaciones posibles de suelos, es evidente que cada autor podrá postular los valores que le parecen adecuados, Sladen (1992) tal como lo cita Das (2017) presenta un modelo para el cálculo de α .

$$\alpha = C * \left(\frac{\sigma'_0}{c_u}\right)^{0.45} \quad (2.27)$$

Donde σ'_0 es el esfuerzo vertical efectivo promedio y c_u es la cohesión no drenada de los suelos y C es un factor que se usa según el tipo de instalación del pilote.

Tabla 2.8: Valores de C en función de la forma de instalación del pilote. (Das, 2017).

Forma de instalación del pilote	Valor de C
Pilotes perforados	0.4 a 0.5
Pilotes hincados	≥ 0.5

Adicionalmente, Peck y Mesri (1996) tal como lo cita Das (2017) se recomienda usar ciertos valores de α en función de la relación de la cohesión no drenada (c_u) y la presión atmosférica (P_a) igual a 100 kN/m², dichos valores se aprecian en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Valores de α en función de la relación C_u/P_a (Das, 2017).

C_u/P_a	≤ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8
α	1	0.92	0.82	0.74	0.62	0.54	0.48	0.42	0.4	0.38	0.36	0.35	0.34	0.34

El modelo analítico planteado por Tomlinson (1971) presenta una aproximación para el cálculo de la resistencia de fricción lateral en los pilotes hincados; sin embargo, tal como refiere su autor, debido a las limitaciones de la época era necesario asumir las características geotécnicas de los suelos, de tal manera que la respuesta que brinda este método analítico no debe considerarse como un modelo empírico que no descarta la posibilidad de pruebas de cargas in situ en el futuro.

Tomlinson (1971) explica que cuando un pilote es hincado dentro de un suelo con una estratigrafía variada existe una serie de comportamientos que alteran los factores de adherencia que caracterizan a los diversos suelos a lo largo del pilote. Cuando un suelo fino con menor cohesión está por encima de un suelo fino con mayor cohesión, durante el desplazamiento del pilote este suele arrastrar consigo una pequeña capa del suelo que reside en las primeras capas y genera una incertidumbre en torno a la consideración de la magnitud del valor de α capas más abajo, ya que habrá una coexistencia de ambos suelos en las proximidades del pilote. Incluso esta capa de suelo con menor cohesión que coexiste entre el pilote y los estratos de suelo ubicados más abajo tiende a consolidarse debido a la presión a la que está sometida y debido a que esta misma drene el agua del primer estrato del suelo, por tal motivo, es una incertidumbre considerar un factor α adecuado para cada tipo de suelo.

Las alteraciones de la humedad en las arcillas dependen también del tipo de material del

pilote con el que estén en contacto, ya que dependiendo del material (acero, concreto armado, madera, etc.), este absorberá en mayor o menor medida el agua de los estratos de suelo.

2.5.2. Método Lambda

Este método Lambda (λ) fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972) tal como lo cita Das (2017) y se basa en que el hincado del pilote en la zanja da por resultado un esfuerzo pasivo en la capa externa del pilote y postula que la resistencia unitaria es:

$$f_{prom} = \lambda (\bar{\sigma}'_0 + 2\bar{c}_u) \quad (2.28)$$

Donde $\bar{\sigma}'_0$ es el esfuerzo vertical promedio efectivo, c_u es la cohesión promedio no drenada de los suelos y λ es el factor adimensional ligado al método analítico.

Dicho factor λ puede encontrarse según la Tabla 2.10 por medio de la longitud del empotramiento del pilote, el cual será igual al espesor de la capa del suelo en caso sea un suelo homogéneo o será igual al espesor de la segunda capa del suelo donde esté enterrado el pilote:

Tabla 2.10: Relación de λ y L (Das, 2017).

Longitud de empotramiento L (m)	0	5	10	15	20
λ	0.5	0.336	0.245	0.20	0.173

De tal forma que el cálculo de la fricción lateral del pilote quedaría de la siguiente manera:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n p * L * f_{prom} \quad (2.29)$$

2.5.3. Método Caquot-Kerisel

La resistencia a la fricción que experimenta el pilote cuando se encuentra atravesando estratos de suelo cohesivo se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$f = \frac{100 \cdot C_u}{100 + C_u} \quad (2.30)$$

3. Modelo numérico de un pilote cargado axialmente

3.1. Introducción

De forma de describir los pasos del modelo numérico de un pilote cargado axialmente para el cálculo de la capacidad de carga a largo plazo se resuelve el ejercicio propuesto 8.7 (de la página 328) extraído del libro *Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications* de Helwany (2007). Este problema es realizado por el Método de los Elementos Finitos (MEF) y utilizando el software Abaqus®. El resultado numérico se compara con la capacidad de carga obtenida con las soluciones analíticas mencionada en el capítulo anterior.

Se considera un pilote circular con relleno de concreto con un diámetro (D) de 0.8 m y una longitud enterrada (L) de 25 m, donde parte del pilote esta introducida en una capa de arcilla blanda de 10 m de espesor sustentada por una capa de arcilla rígida, tal como se muestra en la Figura 3.1.

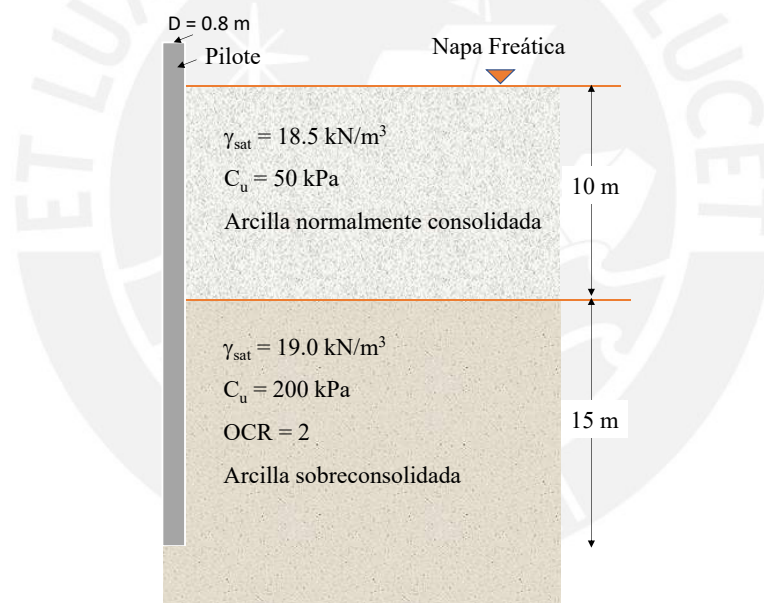


Figura 3.1: Pilote cargado axialmente (Helwany, 2007).

En este problema propuesto, el pilote tiene forma cilíndrica y está cargado únicamente en la dirección axial; por lo tanto, por simetría el modelo se puede realizar considerando una de la mitad del cuerpo geométrico del problema, así se modela en la condición axisimétrica. Se aclara que esta simplificación no se puede utilizar para pilotes con cargas horizontales, para tales situaciones se debe modelar en forma tridimensional.

Simular la interacción suelo-pilote durante el hincado del pilote es posible, pero difícil con la metodología actual por MEF, y no es parte de esta investigación. En cambio, el modelo ya supone que el pilote está empotrado en perfecto contacto con el suelo antes de aplicar las

cargas. De esta manera, se supone que el exceso de presión de poros causada por el hincado del pilote se ha disipado por completo antes de la aplicación de las cargas (Helwany, 2007).

3.2. Geometría del modelo

Debido a la simetría del problema, sólo se considera la mitad de la geometría para el modelo numérico. En la Figura 3.2 se muestra el modelo por MEF 2D axisimétrico y la malla de elementos finitos analizado, donde se observa que la zona que más concentra elementos discretizados es en las proximidades del pilote ya que esa zona es la zona de concentración de esfuerzos. El modelo tiene un tamaño de 50 x 50 m, donde la capa de arcilla blanda tiene 10 m de espesor y la capa de arcilla rígida tiene 40 m espesor. No se han realizado estudios de convergencia de malla. Sin embargo, las dimensiones del suelo se eligen de manera que se minimice el efecto del contorno sobre el comportamiento del pilote.

La malla cuenta con 2139 nodos y 1988 elementos. El suelo es modelado con elementos tipo CAX4P, nomenclatura del Abaqus®, que consiste en elementos cuadriláteros axisimétricos de cuatro nodos con desplazamiento bilineal y presión de poros. Los elementos utilizados para simular el pilote de concreto son del tipo CAX4R, que son elementos cuadriláteros axisimétricos bilineales de cuatro nodos con integración reducida, es decir que no toma en cuenta la presión de poros, y la integración reducida se refiere que sólo tiene un punto de integración en su formulación.

También debe tenerse en cuenta que la malla de elementos finitos de un sistema suelo-pilote debe incluir elementos de interfaz que sean capaces de simular la interacción friccional entre la superficie del pilote y el suelo.

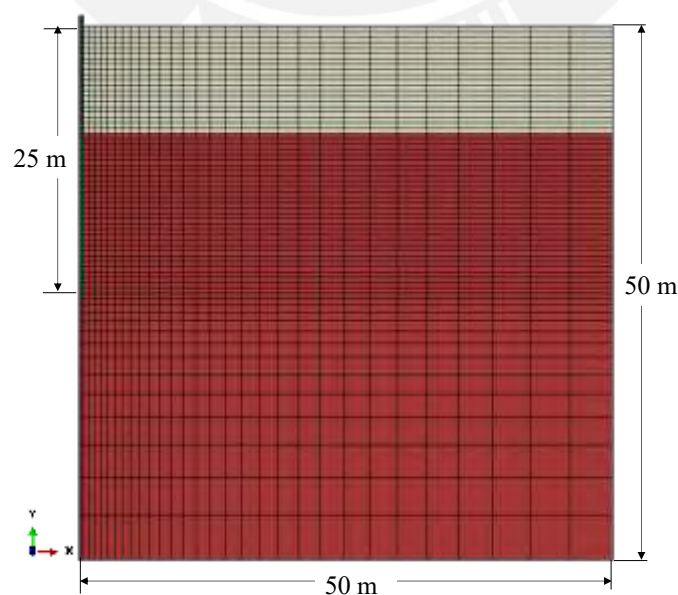


Figura 3.2: Discretización del modelo en Abaqus®.

3.3. Parámetros geotécnicos y modelo constitutivo

El concreto utiliza el modelo constitutivo lineal elástico, con un módulo de Young (E) de 20 GPa y el coeficiente de Poisson (ν) de 0.3, con un peso específico es de 23 kN/m³. La arcilla blanda normalmente consolidada tiene una resistencia al corte no drenada (c_u) de 50 kPa, sus parámetros de resistencia efectiva son $\phi' = 18^\circ$ y $c' = 0$, y su peso específico saturado es de 18.5 kN/m³. Por otro lado, la capa de arcilla sobreconsolidada tiene una relación de sobreconsolidación (OCR) de 2, una resistencia al corte no drenado (c_u) de 200 kPa, parámetros de resistencia efectiva de $\phi' = 22^\circ$ y $c' = 0$, y su peso específico saturado es de 19 kN/m³. El comportamiento elástico de ambas arcillas es lineal e isotrópica, con un módulo de Young (E) de $68.9 \cdot 10^3$ kPa y un coeficiente de Poisson (ν) de 0.3. El nivel freático coincide con la superficie del suelo o en la parte superior del modelo.

El suelo utiliza el modelo constitutivo elastoplástico Mohr-Coulomb. Se caracteriza por ser una combinación de la ley de Hooke generalizada (que describe la parte elástica de la deformación) y el criterio de falla generalizado de Mohr-Coulomb (que describe la parte perfectamente plástica). El principio de elastoplasticidad consiste en descomponer la deformación en sus partes elástica y plástica de la siguiente forma:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.1)$$

Donde ε^e representa la parte elástica de la deformación total y ε^p la parte plástica de la deformación total, la idea que unifica ambos comportamientos se ve en la Figura 3.3.

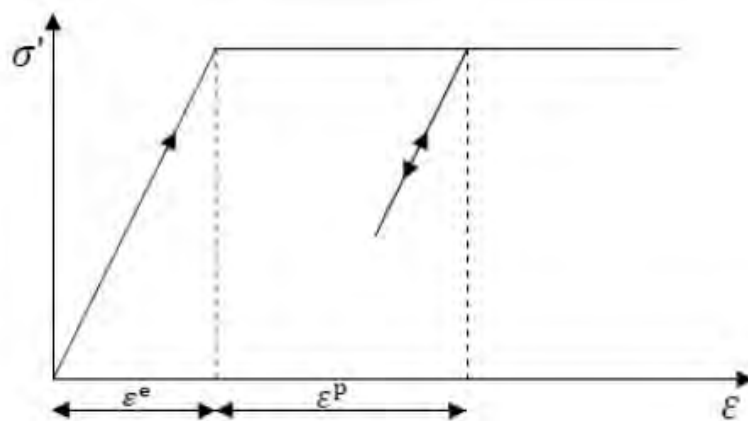


Figura 3.3: Ley de Hooke para la deformación total (Simulia, 2020).

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb involucra cinco parámetros del suelo en su teoría: el módulo de Young (E), el coeficiente de Poisson (ν), el ángulo de fricción interna (ϕ), la cohesión de los suelos (c) y el ángulo de dilatación ($\psi = \phi - 30^\circ$, para este estudio). Normalmente estos parámetros de resistencia al corte son resultados de ensayos triaxiales.

Con respecto al criterio de falla del modelo constitutivo Mohr-Coulomb se tiene que el esfuerzo cortante aumenta mientras también aumenta el esfuerzo normal en el plano de falla como se presenta en la Ecuación (3.2). En la Figura 3.4 se presenta el círculo propuesto por Mohr para representar el criterio de falla en términos de los esfuerzos principales.

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad (3.2)$$

Donde τ es el esfuerzo cortante en la falla, c' es el valor de la cohesión efectiva del suelo y ϕ' es el ángulo de fricción interna del suelo.

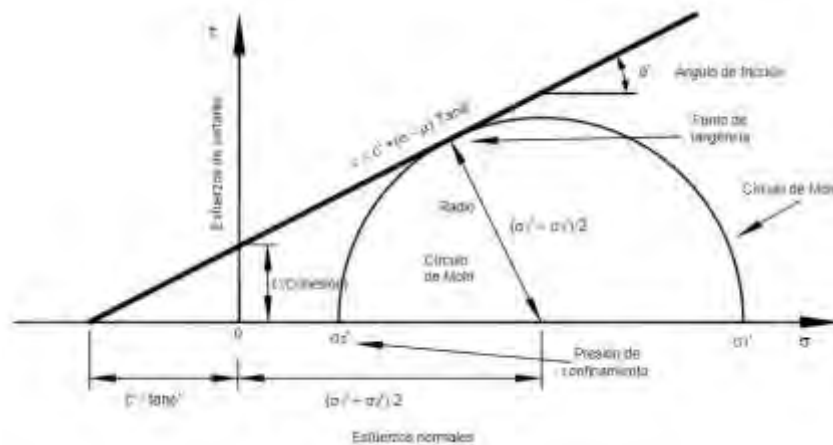


Figura 3.4: Modelo de falla de Mohr-Coulomb.

El modelo de falla de Mohr-Coulomb involucra que cualquier esfuerzo perteneciente a la envolvente de falla representa que el suelo llegó al esfuerzo máximo que puede tomar y que, por consiguiente, se forma un plano de falla o cizalla, que no involucra que el suelo falló necesariamente por este tipo de esfuerzo, donde se puede apreciar que el ángulo de fricción interna aparece en el plano de corte, como se ve en la Figura 3.5.

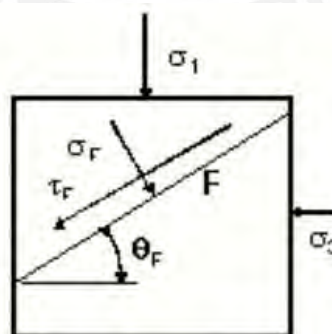


Figura 3.5: Esquema de falla del criterio de Mohr-Coulomb (Das, 2017).

3.4. Condiciones de contorno mecánicas e hidráulicas

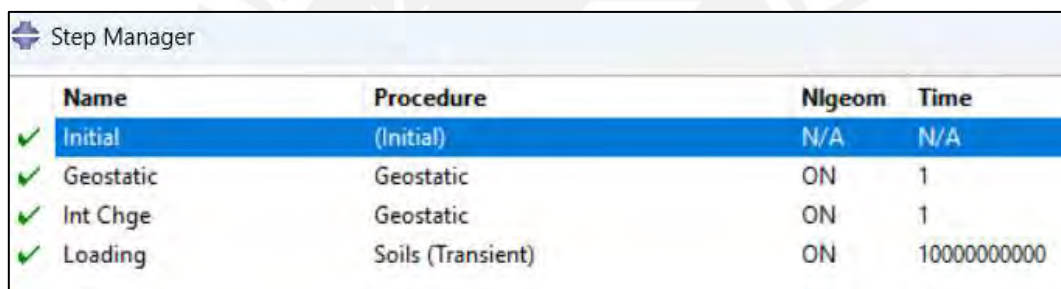
En la parte inferior de la malla de elementos finitos (del modelo), los movimientos horizontales y verticales están restringidos ($u_x = u_y = 0$) asumiendo que debajo de la capa de arcilla rígida no se deforma bajo la carga aplicada. En el lado izquierdo, la componente

horizontal del desplazamiento es fija pero libre en la dirección vertical ($u_x = 0$); en el lado derecho, se aplica una condición de contorno simétrica, es decir $u_x = 0$.

Con respecto a las condiciones de contorno hidráulicas, se aplica una condición de contorno de presión de poro cero en la parte superior de la capa de arcilla blanda; por tanto, es permeable. Como resultado de la condición de contorno simétrica impuesta en el lado izquierdo, la condición de contorno hidráulico debería ser impermeable porque el drenaje no puede tener lugar a través del contorno. En la parte inferior del modelo se utiliza una condición de contorno impermeable. Se aplica una condición de contorno impermeable al contorno del lado izquierdo porque está lejos del área cargada. El exceso de presión de poro desarrollado cerca de este izquierdo es casi cero durante todo el análisis.

3.5. Pasos del modelamiento numérico

El problema es simulado en tres pasos de cálculo para el modelado numérico y en la Figura 3.6 se presenta el gestor de pasos del Abaqus®.



Name	Procedure	Nlgeom	Time
Initial	(Initial)	N/A	N/A
Geostatic	Geostatic	ON	1
Int Chge	Geostatic	ON	1
Loading	Soils (Transient)	ON	10000000000

Figura 3.6: Pasos para el modelado del problema.

En el paso 1, paso Geostático, hace referencia a los esfuerzos geostáticos iniciales de ambos estratos del suelo, los cuales deben de estar en equilibrio con las condiciones de contorno establecidas (grados de libertad de todo el sistema). Es decir, el peso propio efectivo sumergido (es igual a $\gamma' \cdot z$, donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ y z es la profundidad debajo de la superficie del suelo) de la capa de arcilla se aplica utilizando la opción “fuerza corporal” (*body-force*). Tenga en cuenta que el nivel freático coincide con la superficie del suelo.

En esta etapa los esfuerzos verticales producto de los pesos específicos de ambos estratos de suelos y los esfuerzos horizontales deben estar en equilibrio con los apoyos o grados de libertad ubicados en los contornos del modelo. El paso Geostático asegura que la condición de esfuerzo inicial en cualquier elemento dentro de las arcillas caiga dentro de la superficie de fluencia inicial del modelo elastoplástico.

Debido a la formulación del Abaqus®, solicita como dato de entrada la relación de vacíos inicial (e_0), para la arcilla blanda y rígida se tiene un e_0 de 1.5 y 1, respectivamente. Los perfiles de esfuerzos efectivos verticales y horizontales de la capa de arcilla son parte de los datos de

entrada que deben suministrarse al software para este análisis acoplado (de consolidación). En este análisis, se supone que el esfuerzo horizontal efectiva inicial es el 100% del esfuerzo vertical efectivo (i.e. $\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_v'$, donde $K_0 = 1$). En la Figura 3.7 se presenta la distribución de los esfuerzos verticales y horizontales a lo largo de los estratos de suelo para el presente paso.

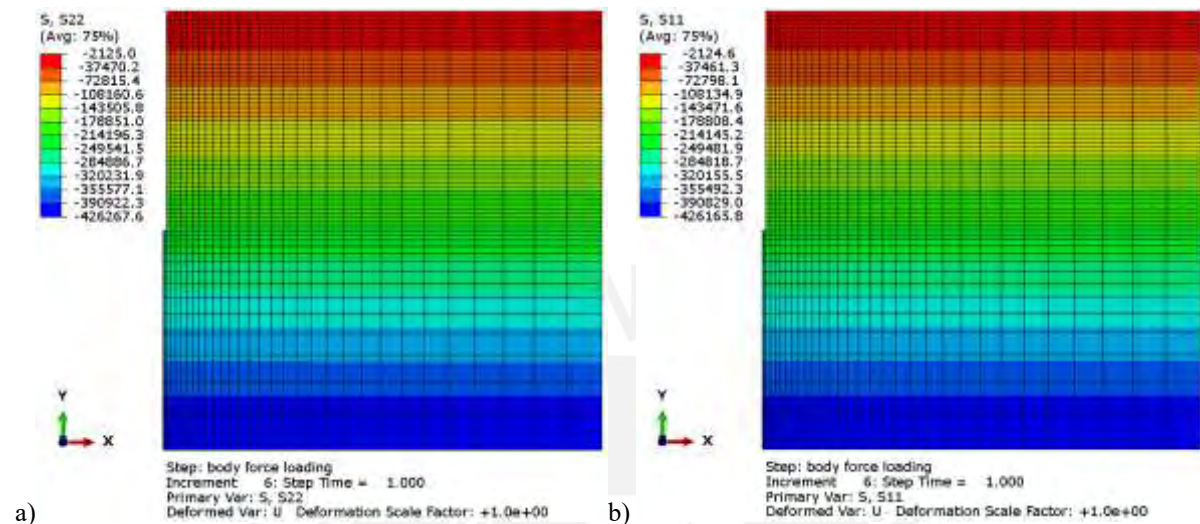


Figura 3.7: Esfuerzos geostáticos de los suelos del análisis numérico.

Posteriormente al paso Geostático, se realiza un paso en el modelamiento donde se permita modelar el cambio entre las fricciones estáticas y cinéticas entre el pilote y el suelo, dicho paso se llama: *Int Chge*. En este paso se cambian las condiciones de fricción pasando de una condición de fricción estática debido a que aún no hay movimiento del pilote dentro del suelo a la condición de fricción cinética debido al inicio del desplazamiento del mismo. Este paso posee una duración similar a la del paso anterior y ocurre en el instante donde el desplazamiento del pilote está a punto de iniciar debido a que se superó la fuerza de fricción estática que limita el movimiento del pilote.

Por lo tanto, el pilote está inicialmente en perfecto contacto con el suelo. La interacción entre el pilote y el suelo se simula utilizando una interfaz tipo penalización entre el pilote y el suelo con un factor de fricción de 0.30 y 0.405, para la arcilla blanda y rígida, respectivamente. Este tipo de interfaz es capaz de describir la interacción friccional entre la superficie del pilote y el suelo en contacto. Estos valores fueron tomados porque se revisó valores similares utilizados por Helwany (2007), no se realiza un estudio de sensibilidad de este parámetro.

El último paso es llamado “loading” y hace referencia a la instancia donde el pilote se mueva una cierta distancia dentro de los estratos del suelo, de tal modo que el sistema reporta valores como esfuerzos, desplazamientos, fuerzas, etc. en respuesta al equilibrio que presenta el sistema tanto en los grados de libertad, las propiedades geotécnicas de los suelos y el

desplazamiento establecido del pilote entre los estratos de suelo.

La carga del pilote se aplica utilizando la condición de contorno de desplazamiento vertical prescrito para forzar a la superficie superior del pilote a moverse hacia abajo una distancia de 0.25 m a una velocidad constante ($2.5 \cdot 10^{-11}$ m/s). Esta pequeña tasa de carga se utiliza para garantizar que el suelo se comporte de manera drenada.

3.6. Resultados y discusión

La curva de carga del pilote, expresado en fuerza en kN, versus asentamiento o desplazamiento del pilote, expresado en m, obtenida del análisis del MEF se muestra en la Figura 3.8, donde se observa que el asentamiento aumenta a medida que aumenta la carga de manera aproximadamente lineal hasta aproximadamente una carga de pilote de 3100 kN, en la que se encuentra un desplazamiento vertical de aproximadamente 0.045 m, luego la carga del pilote se hunde en forma de una parábola para abajo y poco después se hunde rápidamente hacia abajo, lo que indica que se ha alcanzado la capacidad de carga del pilote.

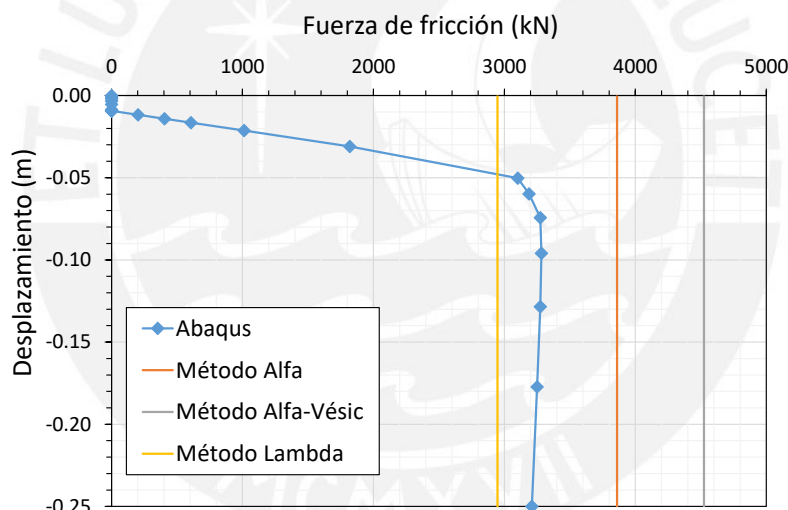


Figura 3.8: Curvas esfuerzo deformación asociadas de los modelos analíticos presentados.

En la Figura 3.9a se observa como el pilote se ha desplazado 0.25 m al final de la simulación, y el Figura 3.9b se presenta los desplazamientos retirando el modelo el pilote para una mejor visualización de como se ha desplazado verticalmente el modelo.

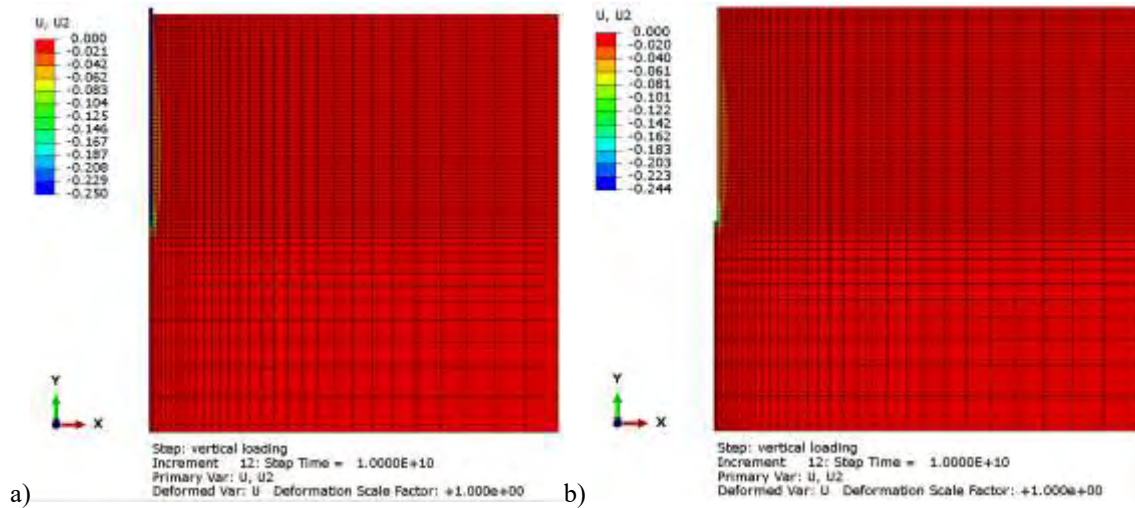


Figura 3.9: Distribución de los desplazamientos verticales al final de la simulación: a) con el pilote y b) sin el pilote.

El resultado obtenido para el cálculo de la resistencia de carga final del pilote mediante el uso del software Abaqus® asciende a 3283.42 kN cuando el pilote se desplaza 25 cm. desde su posición inicial. Dicho resultado es comparado con los modelos analíticos presentados en el capítulo 2.5 y se obtienen los siguientes resultados. La curva de esfuerzo-deformación de los modelos analíticos propuestos es mostrada en la Figura 3.8 y los valores obtenidos al emplear las soluciones analíticas mostradas se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Resultados obtenidos mediante los modelos analíticos.

Método Alfa (Helwany) (kN)	3860.55
FEM	3283.42

De manera final se menciona por qué los resultados obtenidos mediante los modelos analíticos difieren de lo obtenido mediante el modelado numérico:

El método alfa, propuesto por Tomlinson en el año 1971, consiste en una herramienta para el cálculo de la capacidad de carga por fricción de los suelos donde se busca cimentar una edificación en base a pilotes; sin embargo y según su autor esta no representa una respuesta definitiva a la obtención de la capacidad de carga real de los suelos, sino un primer aproximamiento para la obtención de dicho valor.

El método alfa asume una distribución uniforme en las propiedades del suelo a lo largo de la longitud del pilote, por lo que, para el caso de estudio propuesto, que consiste en dos estratos de suelo, estas asunciones conllevarían a errores significativos en el cálculo de la capacidad de carga por fricción de los suelos.

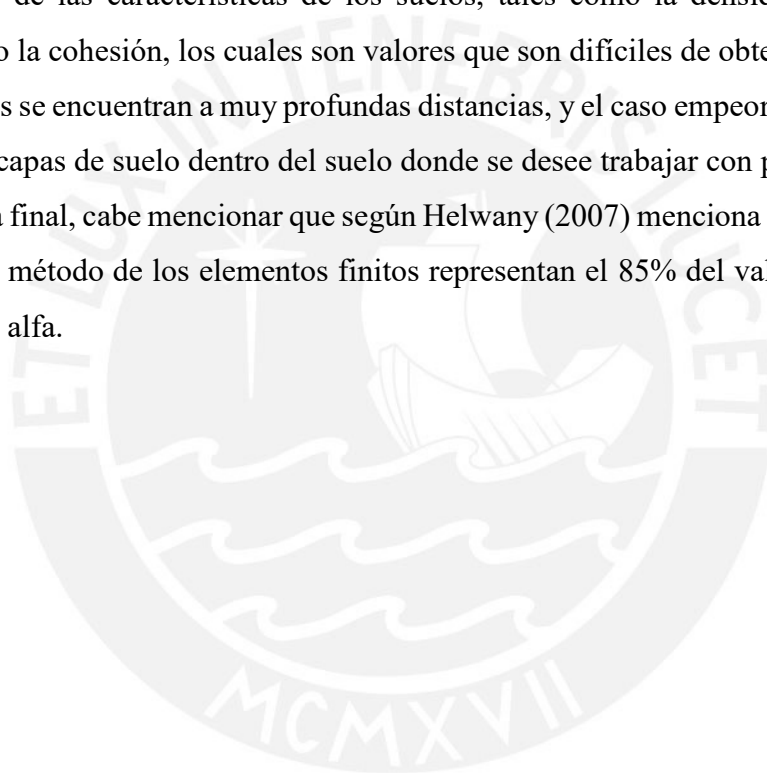
El método alfa no considera las características propias de cada suelo donde se esté

enterrando el pilote, así como los efectos de estos relacionados a la consolidación de los suelos arcillosos suaves dentro de una arcilla más dura y a la pérdida de humedad de los suelos que acelera la ganancia de resistencia de los mismos.

Con relación al método α -Vésic, estos métodos analíticos propuestos son recomendaciones empleadas por sus autores en base a pruebas realizadas en campo donde el valor del factor de adherencia cambia entre los casos propuestos, de ahí que estos valores (α) de los tres métodos analíticos propuestos sean distintos y referencien que este método es empírico y muestra resultados muy variables dependiendo del suelo donde se esté trabajando.

Estos métodos como muchos otros existentes en la literatura requiere contar con los valores precisos de las características de los suelos, tales como la densidad, el ángulo de fricción interna o la cohesión, los cuales son valores que son difíciles de obtener con precisión cuando los suelos se encuentran a muy profundas distancias, y el caso empeora aún más cuando se tienen varias capas de suelo dentro del suelo donde se desee trabajar con pilotes.

De manera final, cabe mencionar que según Helwany (2007) menciona que los resultados obtenidos por el método de los elementos finitos representan el 85% del valor que se obtiene según el método alfa.



4. Caso de estudio

4.1. Introducción

Para obtener los resultados esperados del estudio se necesita calcular la capacidad de carga del suelo granular que sirve como apoyo del pilote, para tal fin se emplean los métodos analíticos mostrados en el capítulo anterior y se varían los ángulos de fricción interna del suelo granular para poder observar los cambios de la magnitud de la capacidad de carga del suelo, los valores del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) de apoyo son 25°, 30°, 35°, 40° y 45°, una vez obtenido el valor de la capacidad de carga del suelo relacionado en función de ϕ se obtiene el parámetro de N'_q mediante la Ecuación (4.1).

$$N'_q = \frac{Q_p}{D_f * A_s * \gamma'} \quad (4.1)$$

Donde Q_p es la resistencia en la punta, D_f es la distancia entre la superficie del suelo y el punto de apoyo del pilote, A_s es el área transversal del pilote y γ' es el peso específico sumergido del suelo.

Luego, mediante el uso del software Abaqus® se resuelve el mismo caso analizado por las soluciones analíticas y se obtienen las capacidades de carga últimas Q_u del pilote. Una vez se cuente con ese valor se emplea la Ecuación (2.1) para poder despejar el valor de Q_p y con dicho valor se emplea la Ecuación (4.1) para poder despejar el valor de N'_q ligado al valor del ángulo de fricción interna considerado en el correspondiente modelado.

Con los datos recabados de ambos, métodos numéricos y soluciones analíticas, es posible comparar los valores de N'_q en función del ángulo de fricción interna (ϕ).

Adicionalmente, se debe comparar gráficamente los modos de falla del suelo obtenidos mediante la interfaz gráfica del Abaqus® con los modos de falla sugeridos por cada uno de las soluciones analíticas.

Finalmente, en base a la similitud de los valores de N'_q y la similitud de las superficies de falla obtenidas, debe ser posible concluir cuál es la solución analítico más idóneo para usar y que represente con mejor similitud lo que ocurre en la realidad.

El esquema de la metodología adoptada para poder llegar a las conclusiones necesarias se aprecia en la Figura 4.1.

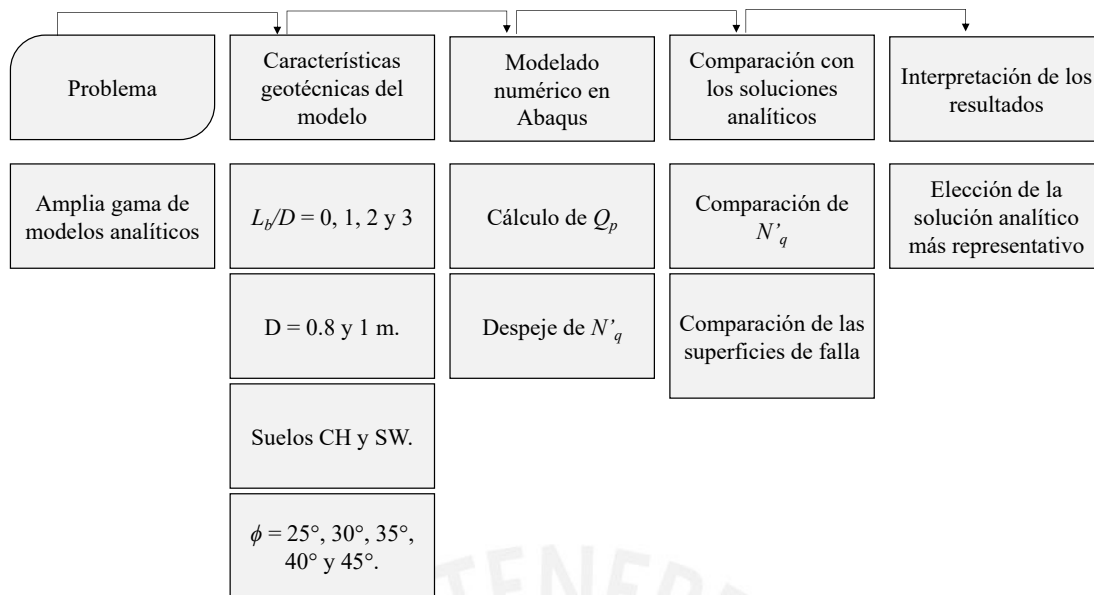


Figura 4.1: Esquema de la metodología adoptada.

4.2. Planteamiento del problema

Debido a las limitaciones tecnológicas de la época donde los modelos analíticos tuvieron su auge, muchos de los problemas que se buscaban resolver a través de dichas metodologías no reflejaban la realidad frente al problema propuesto o tomaban en cuenta muchas asunciones que limitaban en gran manera la calidad y precisión de las respuestas que estas metodologías podían ofrecer; sin embargo, en la vida real los problemas son más complejos y necesitan contemplar muchos parámetros para poder acercarse a una respuesta satisfactoria.

Sin embargo, gracias a los avances computacionales actuales es posible contar con mejores herramientas que las que se tenían anteriormente y que representen una mayor ventaja frente a la resolución de problemas, por tal motivo es que se emplea el MEF y el software empleado es el Abaqus®, el cual es un programa ampliamente usado para el diseño, estudios estructurales y geotécnicos, tanto en 2D como en 3D.

El objetivo al emplear este software es el de determinar la capacidad de carga de los suelos cuando se trabaja con pilotes y por medio de esta capacidad poder establecer el método analítico que mejor se aproxime a lo obtenido por dicho software para poder tomar mejores decisiones durante el diseño de pilotaje individual y cuando no se cuente con una herramienta al lado.

4.3. Geometría del problema y modelo constitutivo

El problema cuenta con dos partes que deben ser modelados en Abaqus® para poder proceder a la resolución del mismo, tales elementos son el suelo con sus dos estratos y el pilote enterrado dentro del suelo. El pilote tiene longitudes y anchos variables que permitan variar las

magnitudes de respuesta de la resistencia última del para la posterior discusión de las mismas, tales anchos y longitudes se aprecian en la Tabla 4.1. Para el modelado numérico se consideran dos diámetros del pilote (de 0.8 y 1 m), tales pilotes tienen una relación de empotramiento (longitud de penetración del pilote en el segundo estrato del suelo en función del diámetro) y dicha relación tiene los siguientes valores (0, 1, 2 y 3), finalmente, dichas relaciones de empotramiento alteran las longitudes finales de los pilotes que están enterrados entre ambos estratos del suelo considerado.

Tabla 4.1: Longitud de los pilotes considerados.

D(m)	1.0				0.8			
L_b/D	0	1	2	3	0	1	2	3
L(m)	12	13	14	15	12	12.8	13.6	14.4

Donde D es el diámetro del pilote, L_b/D es la relación de empotramiento del pilote en el segundo estrato de suelo y L es la longitud total del pilote.

Con respecto al suelo, este cuenta con dos estratos: una arcilla de alta plasticidad (CH) y una arena bien gradada (SW), cuyas características son mostradas en el presente capítulo. En la Figura 4.2. se aprecia cómo están dispuestos ambos estratos del suelo.



Figura 4.2: Esquema de los suelos considerados.

El modelo constitutivo a emplear para los suelos es el de Mohr- Coulomb el cual es bastante adecuado para solucionar el presente problema debido a que considera los parámetros básicos de los suelos como el módulo de Young, el módulo de Poisson y el ángulo de fricción interna, y dentro del funcionamiento del modelo constitutivo toma en cuenta los comportamientos no elásticos y la falla del material. Los pasos para el presente análisis son los mismos que fueron considerados para resolver el caso de validación (Capítulo 3). Finalmente, en la Tabla 4.2 se presenta la cantidad de combinaciones posibles que son simulados el software Abaqus®.

Tabla 4.2: Casos considerados.

ϕ' (°)	$D = 1$ m	$D = 0.8$ m
25°	12	12
	13	12.8
	14	13.6
	15	14.4
30°	12	12
	13	12.8
	14	13.6
	15	14.4
35°	12	12
	13	12.8
	14	13.6
	15	14.4
40°	12	12
	13	12.8
	14	13.6
	15	14.4
45°	12	12
	13	12.8
	14	13.6
	15	14.4

1.1. Suelo considerado en el estudio

Se consideran los siguientes parámetros geotécnicos: peso específico, profundidad de cimentación, ángulo de fricción interna, cohesión no drenada del suelo (c_u), módulo de elasticidad del suelo (E) y el módulo de Poisson (ν), así como el estado de saturación del suelo. Adicionalmente, se toma un valor del factor de adherencia (α) que aparece en la ecuación (2.26) al valor 0.01, con la finalidad de reducir al mínimo la carga por fricción (Q_s) y también minimizar el suelo desplazado durante el desplazamiento del pilote para poder apreciar mejor la superficie de falla generada en la interfaz gráfica de Abaqus debido a los procesos de carga en el suelo de apoyo en la punta del pilote aislado. Los valores considerados para el modelado se resumen en Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Propiedades de los suelos considerados en el modelo.

Suelo	Profundidad	Peso específico	ϕ'	C_u	E_s	ν	Tipo de material
	(m)	(kN/m ³)	(°)	kPa	kPa		
CH	0.0 – 12.0	14.7	0	50	5000	0.35	No drenada
SW	12.0 – 25.0	19.6	25 - 45	0	27000	0.3	Drenada

5. Resultados y discusión

5.1. Resultados numéricos

En la Tabla 5.1 se muestran los resultados por el método de elementos finitos del cálculo de las capacidades últimas de carga del pilote (Q_u) cuando el ángulo de fricción interna del suelo granular de apoyo es igual a 30° en función de las relaciones de empotramiento (L_b/D) para ambos diámetros considerados en el presente estudio ($D = 0.8$ y 1 m). Adicionalmente, se presenta el N'_q calculado a través de la Ecuación (4.1).

Tabla 5.1: Valores numéricos de la resistencia en la punta (Q_p) para $\phi = 30^\circ$.

Diámetro (m)	L_b/D	Q_u (kN)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	A_s	γ' (kN/m ³)	$D_f \times \gamma'$	N'_q
1	0	3090.09	18.500	3071.59	0.785	4.89	58.68	66.68
	1	3706.52	18.500	3560.3	0.785	4.89	68.57	66.14
	2	3773.95	18.500	3755.45	0.785	4.89	78.46	60.97
	3	4729.14	18.500	4710.64	0.785	4.89	88.35	67.92
0.8	0	2055.97	14.800	2041.17	0.502	4.89	58.68	69.29
	1	2263.47	14.800	2248.67	0.502	4.89	66.59	67.26
	2	2451.47	14.800	2436.67	0.502	4.89	74.50	65.15
	3	2653.87	14.800	2639.07	0.502	4.89	82.41	63.79

Según la Tabla 5.1, Q_s permanecerá constante debido a la aplicación de las ecuaciones (2.25) y (2.26), y la elección de un factor de adherencia (α) igual a 0.01 que obedece a reducir la adherencia entre el suelo cohesivo y el pilote para poder diferenciar las superficies de falla del suelo con mayor claridad y que solo suceden por debajo de la punta del pilote, no en el suelo circundante del pilote que es desplazado junto con él.

Es importante notar que el valor de Q_u aumenta a medida que se va aumentando la relación de empotramiento L_b/D , esto sucede debido al aumento de la presión efectiva que se tiene conforme el pilote penetra en el suelo; sin embargo, es importante notar que, aunque el valor de Q_u aumente en función de L_b/D , el valor de N'_q permanece similar para los ocho casos (modelos) realizados, lo que indica que existe un comportamiento modal en cuanto a la magnitud de las fuerzas que surgen en la punta del pilote.

El análisis anterior se realizó para $\phi = 30^\circ$, se propuso realizar el análisis variando el ángulo de fricción (ϕ') de 25° , 30° , 35° , 40° y 45° , esto daría un total 40 simulaciones y el costo computacional sería elevado porque no se cuenta con computadora adecuada. Por otro lado, algunos casos se presentaron problemas de convergencia. Por tal motivo, se decidió evaluar los casos cuando la relación de empotramiento $L_b/D = 0$ y $D = 1$ m, variando el ángulo de fricción del suelo granular de apoyo. Los resultados numéricos son presentados en la Tabla

5.2, donde Q_u y N'_q aumentan con respecto a ϕ .

Tabla 5.2: Valores de Q_p y N'_q numéricos.

D (m)	L_b/D	ϕ' (°)	Q_u (kN)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	A_s	$D_f \times \gamma'$	N'_q
1	0	25	2724.63	18.500	2706.13	0.785	58.68	41.3
		30	4437.62	18.500	4419.12	0.785	58.68	66.7
		35	9021.82	18.500	9003.32	0.785	58.68	107.01
		40	16611.7	18.500	16593.2	0.785	58.68	173.703
		45	30493.1	18.500	30474.6	0.785	58.68	229.4

5.2. Resultados por soluciones analíticas

A manera de comparar los resultados numéricos y analíticos de la capacidad de carga de la punta del pilote se realiza la resolución para el caso cuando el $D=1$ m, $L=12$ m, $L_b/D=0$ y ϕ' varia de 25° a 45° , cada 5° , con las soluciones analíticas de Terzaghi, Meyerhof, Caquot & Kerisel, Brinch-Hansen y Skempton et al., cuyas soluciones analíticas fueron presentadas en el Capítulo 2.4. En la Tabla 5.3 se muestra una síntesis de los parámetros a emplear para poder obtener la capacidad de carga del pilote (Q_p). El peso específico del suelo (γ) del primer estrato (arcilla de alta plasticidad) y área del pilote (A_p) a emplear para realizar los cálculos correspondientes es 4.89 kN/m^3 y 0.785 m^2 , respectivamente, que permiten obtener el esfuerzo efectivo al nivel de la base de la cimentación.

Tabla 5.3: Variables para los modelos analíticos.

D_f (m)	D (m)	L_b/D	ϕ' (°)
12	1	0.0	25
			30
			35
			40
			45

Con las variables geotécnicas y dimensionales anteriormente mostradas se procede a realizar los cálculos de las capacidades de cargas en la punta del pilote de acuerdo a cada una de las soluciones analíticas anteriormente mostradas en el marco teórico. Los resultados obtenidos al emplear las soluciones analíticas se presentan en la Tabla 5.4 y en la Figura 5.1 se muestra la variación del factor N'_q en función de ángulo de fricción para las diferentes soluciones analíticas.

Tabla 5.4: Resultados analíticos de diferentes autores.

	Ecuación para el despeje de N'_q	ϕ' (°)	N'_q	Q_p (kN)
Terzaghi	$Q_p = \gamma' D_f N'_q$	25	12.73	586.39
		30	22.46	1034.59
		35	41.44	1908.88
		40	81.29	3744.53
		45	173.82	8006.81
Meyerhof	$Q_p = A_p * \sigma'_v * N'_q$	25	10.66	491.04
		30	18.40	847.57
		35	33.29	1533.46
		40	64.19	2956.84
		45	134.89	6213.55
Caquot & Kerisel	$Q_p = A_p * \sigma'_v * N'_q$	25	26	1197.65
		30	55	2533.51
		35	130	5988.29
		40	350	16122.33
		45	1000	46063.8
Brinch - Hansen	$Q_p = q * N'_q$	25	23	1059.47
		30	46	2118.93
		35	115	5297.34
		40	350	16122.33
		45	1650	76005.27
Skempton et al.	$Q_p = A_s * D_f * N'_q * \gamma$	25	42.42	1954.02
		30	67.73	3119.93
		35	104.13	4796.72
		40	156.015	7186.63
		45	230.216	10604.65

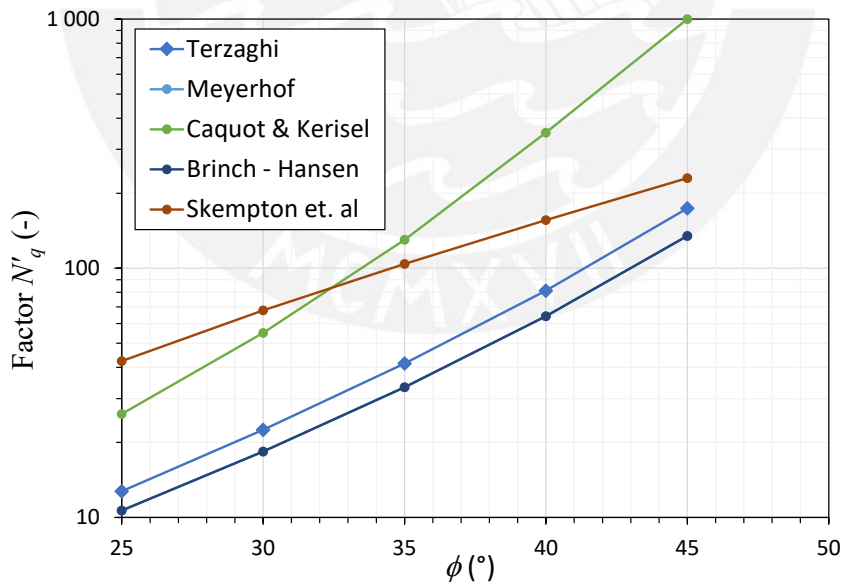


Figura 5.1: Variación de Factor N'_q en función de ϕ' .

5.3. Influencia del coeficiente de adherencia

La elección del valor del coeficiente de adherencia (α) igual a 0.01, obedece a que gracias a este valor tomado se permite reducir la magnitud del aporte en la carga por fricción del pilote brindado por el primer estrado de suelo modelado (arcilla de alta plasticidad). Tal como se

aprecia en la Figura 5.2, a medida que el valor de α aumenta, también aumenta el volumen del suelo del primer estrato que se desplaza junto con el pilote cuando este penetra dentro de los estratos del suelo, esto implica que mientras mayor sea el volumen de suelo que es afectado por el desplazamiento del pilote, se aprecia con menor claridad y detalle la superficie de falla del suelo y dificulta la visualización del modelo analítico en la interfaz gráfico del software Abaqus.

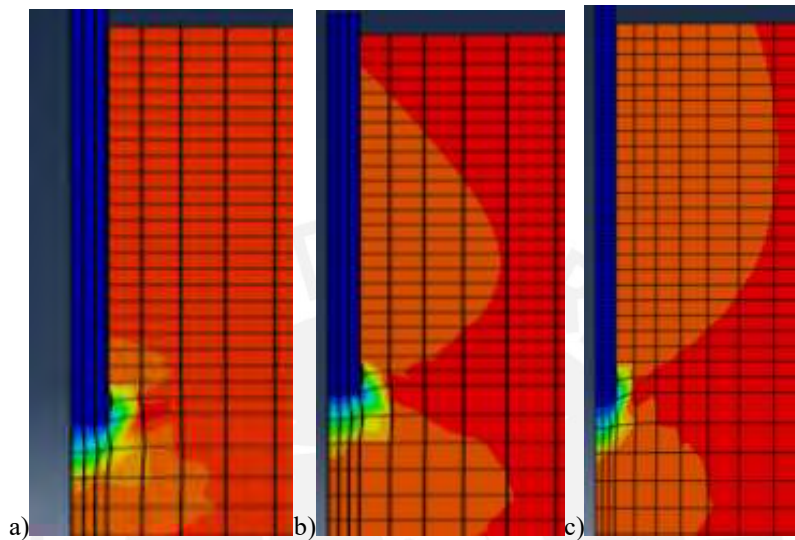


Figura 5.2: Desplazamiento del suelo circundante al pilote en función coeficiente de adherencia: (a) $\alpha= 0.01$, (b) $\alpha=0.2$ y (c) $\alpha=0.4$.

Según los cálculos obtenidos en el análisis numérico, existe una relación ideal entre el diámetro del pilote y la longitud de empotramiento del mismo en el segundo estrato del suelo de tal manera que se maximice la fuerza obtenida por medio de tipo de cimentación y reduzca los gastos económicos producto de empotrar el pilote hasta profundidades innecesarias, tal como se aprecia en la Tabla 5.1, se puede elaborar una tabla donde se pueda observar cómo va aumentando la magnitud de la resistencia última en función de la profundidad de empotramiento y el diámetro del pilote, donde los valores de la resistencia última son normalizados al valor que se obtiene al empotrar el pilote 3 veces el diámetro (valor de capacidad de carga máxima para los valores considerados en el presente estudio) del mismo en el segundo estrato de suelo y así observar qué porcentaje de la resistencia última se obtiene con una cierta profundidad de empotramiento.

Como se aprecia en la Tabla 5.5, los valores de la resistencia en la punta del pilote empiezan alrededor del 82% de la resistencia más alta obtenida empleando un mismo diámetro de pilote, posteriormente a esa instancia, se da un aumento progresivo hasta que llegado a una distancia de empotramiento igual a dos veces el diámetro del pilote este valor tiende a ser casi el mismo valor que se obtiene al empotrar el pilote tres veces en el diámetro en el segundo

estrato de suelo, por lo que se podría comentar que es indiferente empotrar el pilote una profundidad mayor o igual a 2 veces el diámetro del pilote, puesto que no hay evidencia de una diferencia significativa en la magnitud de la resistencia en la punta del pilote. Dicho análisis se puede apreciar mejor en la Figura 5.3.

Tabla 5.5: Progresión de la resistencia en la punta del pilote en de L_b/D .

D (m)	L_b/D	Q_p (kN)	Q_p (%)
1	0	3090.09	87.79
	1	3706.52	92.73
	2	3773.95	99.06
	3	4729.14	100.00
0.8	0	2055.97	82.50
	1	2263.47	87.99
	2	2451.47	97.22
	3	2653.87	100.00

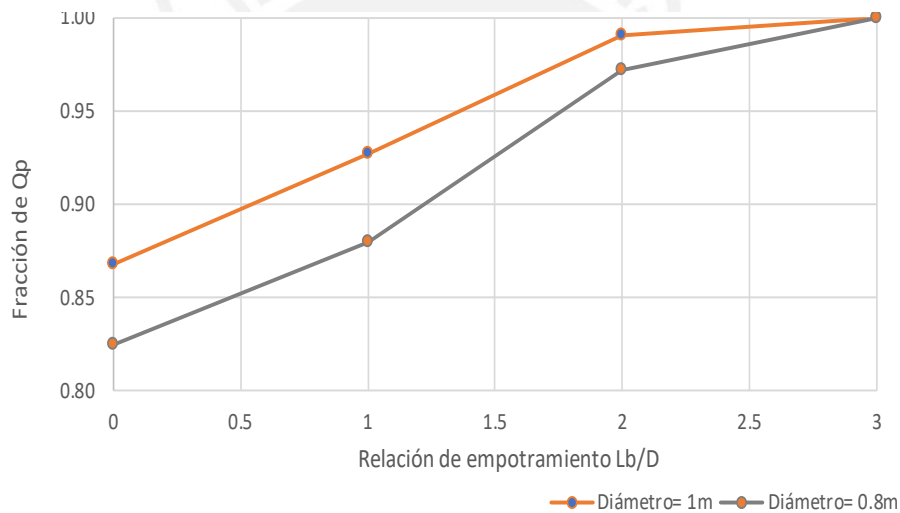


Figura 5.3: Progresión de la fuerza en la punta del pilote en función L_b/D .

Es importante notar que a medida que se aumente el diámetro del pilote, este tiene un mayor valor de capacidad de carga en la punta debido a que su sección transversal es mayor, y por tanto permite que el mismo abarque una mayor área de apoyo en el suelo donde se esté empotrando.

El modo de falla del suelo que se desarrolla cuando sometemos al pilote a un desplazamiento dentro de los estratos del suelo se aprecia en la Figura 5.4 y posee cierta semejanza con el modo de falla que asume Skempton en el desarrollo de su método analítico mencionado en la literatura. Dicha forma se asemeja a la de un bulbo que se ubica en la parte final del pilote empotrado y abarca ambos estratos de suelo.

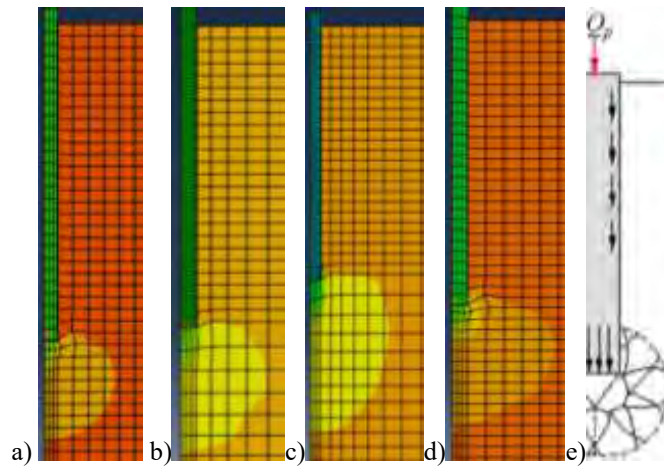


Figura 5.4: Modos de falla del suelo para: (a) $\phi'=25^\circ$, (b) $\phi'=30^\circ$, (c) $\phi'=35^\circ$, (d) $\phi'=40^\circ$ y (e) el propuesto por Skempton.

Adicionalmente, los valores de N'_q obtenidos mediante el análisis analítico propuesto por Skempton et al. (1953) y la comparación de la misma variable N'_q obtenida mediante el método numérico se muestra en la Tabla 5.6, donde se observa una gran relación entre los valores aportados por cada uno de los distintos métodos.

Tabla 5.6: Valores de N'_q en función de ϕ' .

$\phi' (^{\circ})$	25°	30°	35°	40°	45°
N'_q (Skempton)	42.42	67.73	104.13	156.01	230.22
N'_q (Abaqus)	41.3	66.7	107.01	173.703	229.4

Es posible comparar el valor de N'_q que se obtiene a partir del modelo analítico de Skempton (1953) para el ángulo de 30° y compararlo con los valores de N'_q despejados en la Tabla 5.1, esta comparación se puede visualizar en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7: Comparación entre los valores de N'_q .

Valor de N'_q Skempton para $\phi'=30^\circ$					67.73			
Valores de N'_q numericamente para $\phi'=30^\circ$								
L_b/D	0.0	1.0	2.0	3.0	0.0	1.0	2.0	3.0
D (m)	1.0				0.8			
N'_q despejado	66.68	66.14	60.97	67.92	69.29	67.26	65.14	63.78

También es posible mostrar los valores de los valores de N'_q despejados a partir del método de los elementos finitos como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5.8: Valores de N'_q obtenidos.

D (m)	Relación	$\phi'=25^\circ$	$\phi'=30^\circ$	$\phi'=35^\circ$	$\phi'=40^\circ$	$\phi'=45^\circ$
1	$L_b/D = 0$	41.3	66.7	107.01	173.7	229.4
	$L_b/D = 1$	48.8	66.1	109.5	N.D	N.D
	$L_b/D = 2$	N.D	61.0	N.D	N.D	N.D
	$L_b/D = 3$	48.0	67.9	N.D	N.D	N.D
0.8	$L_b/D = 0$	46.4	69.2	117.6	N.D	N.D
	$L_b/D = 1$	N.D	67.3	N.D	N.D	N.D
	$L_b/D = 2$	N.D	58.5	N.D	N.D	N.D
	$L_b/D = 3$	N.D	63.8	N.D	N.D	N.D

N.D: No se obtuvieron resultados numéricos

Si se ingresara con los valores de N'_q obtenidos por medio de los métodos numéricos a la gráfica de la Figura 2.4, se obtiene que los valores N'_q forman parte de la curva propuesta por Skempton tal como se ve en la Figura 5.5.

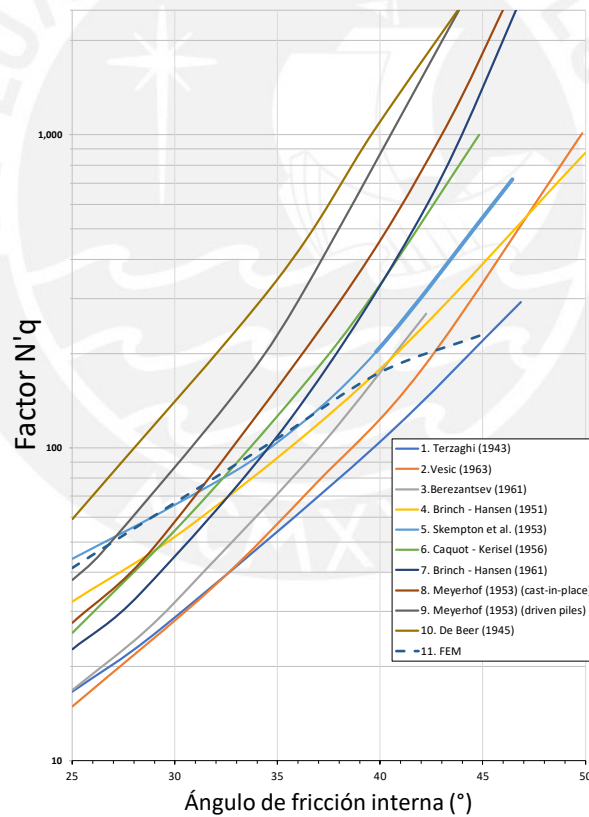


Figura 5.5: Comparación de los valores de N'_q obtenidos numéricamente.

6. Conclusiones

A continuación, se presentan las conclusiones derivadas de esta investigación:

- El modelo analítico que más relación guarda con los resultados obtenidos por el método de elementos finitos, cuando se compara el valor de N'_q obtenido y la superficie de falla del suelo, es el de Skempton et al. (1953).

- El modelo analítico de Skempton et al. otorga valores confiables de N'_q y Q_p según la simulación numérica; sin embargo, esta condición solo se cumple para suelos de apoyo con un ángulo de fricción interna menor a 35° .

- El valor del ángulo de fricción interna altera en gran medida el valor de N'_q que se obtiene para el cálculo de la capacidad de carga por punta del pilote, por lo que, su adecuado cálculo y determinación será crucial para un diseño efectivo de cimentaciones profundas.

- Mediante el modelado en elementos finitos se puede concluir que la relación de empotramiento óptima (L_b/D) para el diseño de cimentaciones profundas se propone que sea igual al valor de 2, ya que relaciona de manera óptima la capacidad de carga que puede aportar el suelo de apoyo con la óptima perforación.

- El diámetro del pilote altera en gran medida la resistencia por punta y por fricción que pueda ofrecer el pilote durante su proceso de carga, por lo que optar por diámetros más grandes resulta en mayores capacidades de carga frente a una menor penetración en el suelo de apoyo del pilote.

- Los valores de N'_q que están relacionados a valores de ángulo de fricción mayores a 35° son bastante grandes y es complicado poder predecirlos mediante el método analítico de Skempton et al. o el resto de métodos empleados, por lo que el diseño de cimentaciones con pilotes aislados para este rango de valores del ángulo de fricción interna se deja a criterio personal del Ingeniero encargado del mismo.

Bibliografía

- Alva, J. (2011). *Diseño de cimentaciones*. Fondo Editorial ICG. Lima. pp.80-82.
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design*. Singapur: McGraw-Hill. pp.225 – 228.
- Das, Braja M. (2017). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (7ma edición)*. Ciudad de México: Cengage Learning. pp.49. 535-554.
- Fellenius, B. (2006). *Basics of Foundation Design*. Lulu Editorial. pp.149
- Gambin, M., (2010). *Les théories et leur évolution face à la réalité en Géotechnique (1ère partie: Fondations superficielles)*. Coulomb Conference de Comité Français de Mécanique des Sols Et de Géotechnique. Paris, Francia.
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics: with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons. pp:384.
- Martínez et al. (2019). *Determination and Comparison of the $N'q$ Factor of Pile Capacity*. Numerical Modelling in Geotechnics. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges. Ciudad de México, México.
- Mohammed, Y. (2018). Shaft Resistance of Driven Piles in Overconsolidated Cohesionless Soils. Tesis para optar por el título de Doctor en Filosofía (Ph.D) en Ingeniería Civil. Montreal: Concordia University.
- Polo, M. (2013). *Dimensionamiento de cimentaciones profundas mediante pilotes. Aplicación a la autovía Noroeste de Murcia*. Tesis para la titulación en Ingeniería de Minas. Murcia: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas.
- SIMULIA (2020). *Abaqus Manual*. Dassault Systemes Simulia Corp.
- Thooft, K., (1991). *Cavity Expansion theory to CPT- and model pile test simulations*. Proceeding of the XIV International conference on soil mechanics and foundation engineering. Hamburgo, Alemania.

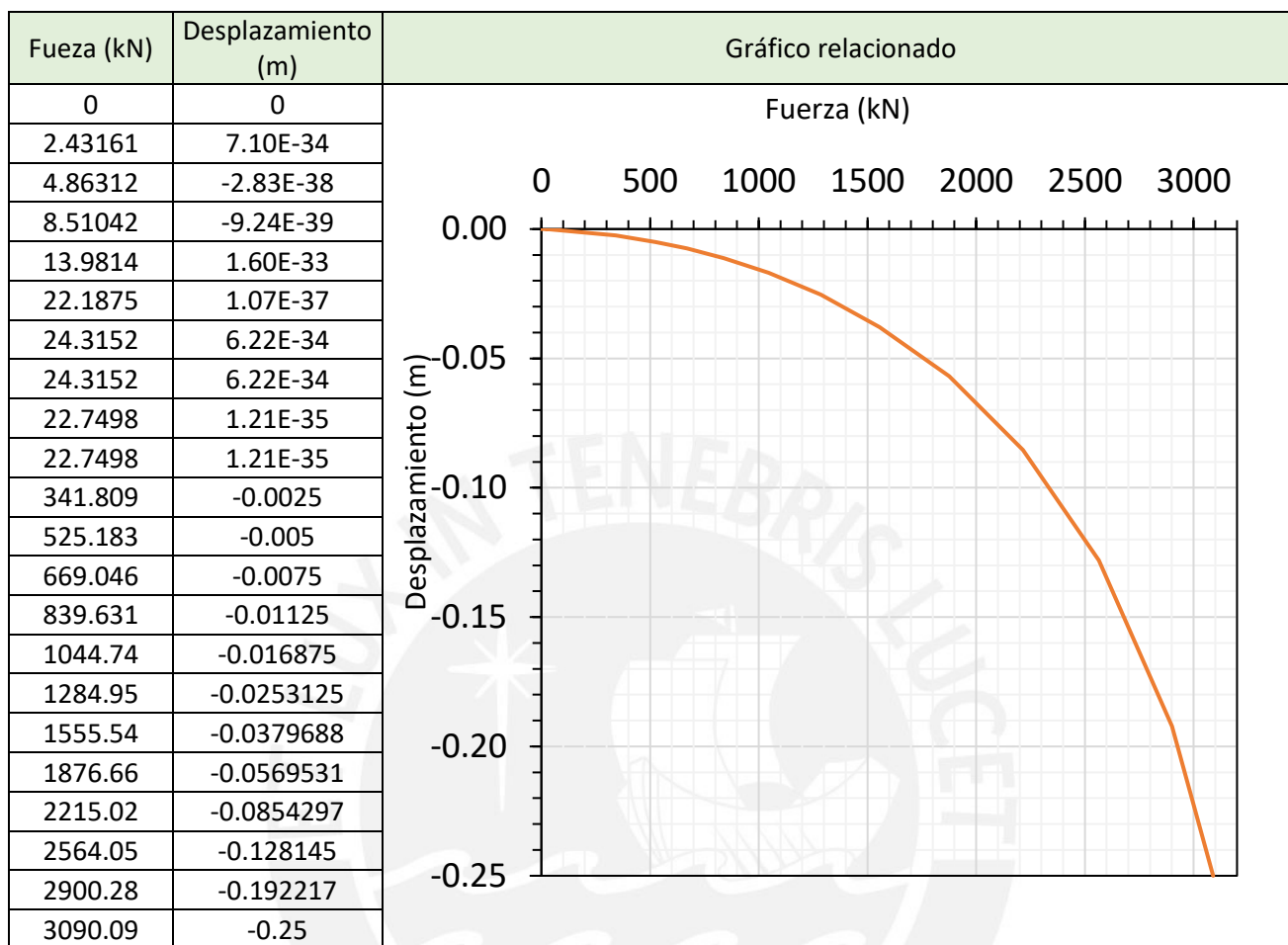
Anexo A: Resultados obtenidos en Abaqus

Índice de casos modelados para la presente investigación

Tabla A.1: Casos modelados

Índice de Casos de modelamiento					
Diámetro = 1m.		Ángulos adicionales (°)			
Ángulo de fricción = 30°		25°	35°	40°	45°
Caso Lb/D = 0	Caso 1.0	Caso 1.1	Caso 1.2	Caso 1.3	Caso 1.4
Caso Lb/D = 1	Caso 2.0	Caso 2.1	Caso 2.2	Caso 2.3	Caso 2.4
Caso Lb/D = 2	Caso 3.0	Caso 3.1	Caso 3.2	Caso 3.3	Caso 3.4
Caso Lb/D = 3	Caso 4.0	Caso 4.1	Caso 4.2	Caso 4.3	Caso 4.4
Diámetro = 0.8 m.		Ángulos adicionales (°)			
Ángulo de fricción = 30°		25°	35°	40°	45°
Caso Lb/D = 0	Caso 5.0	Caso 5.1	Caso 5.2	Caso 5.3	Caso 5.4
Caso Lb/D = 1	Caso 6.0	Caso 6.1	Caso 6.2	Caso 6.3	Caso 6.4
Caso Lb/D = 2	Caso 7.0	Caso 7.1	Caso 7.2	Caso 7.3	Caso 7.4
Caso Lb/D = 3	Caso 8.0	Caso 8.1	Caso 8.2	Caso 8.3	Caso 8.4

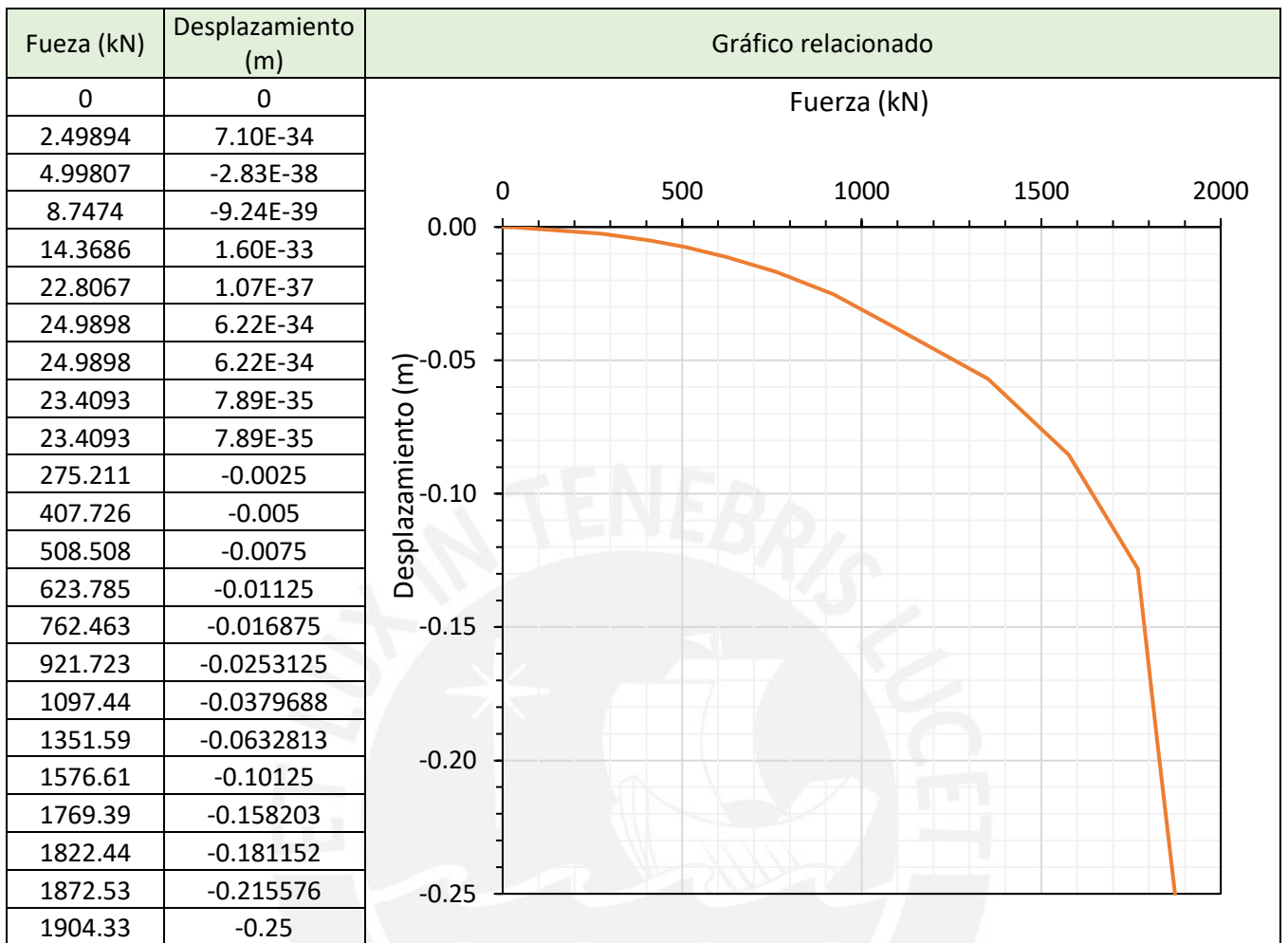
Caso 1.0



	Cálculo de Qs (kN)					Ecuación para despejar N' _q
Primer estrato de Suelo	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	1	50	12	0.01	18.5	
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	3090.09	KN
Qs	18.5	KN
Df	12	m
As	0.785	m ²
Gamma	4890	KN/m ³
Qp	301.59	KN
N' _q	66.7	Adim.

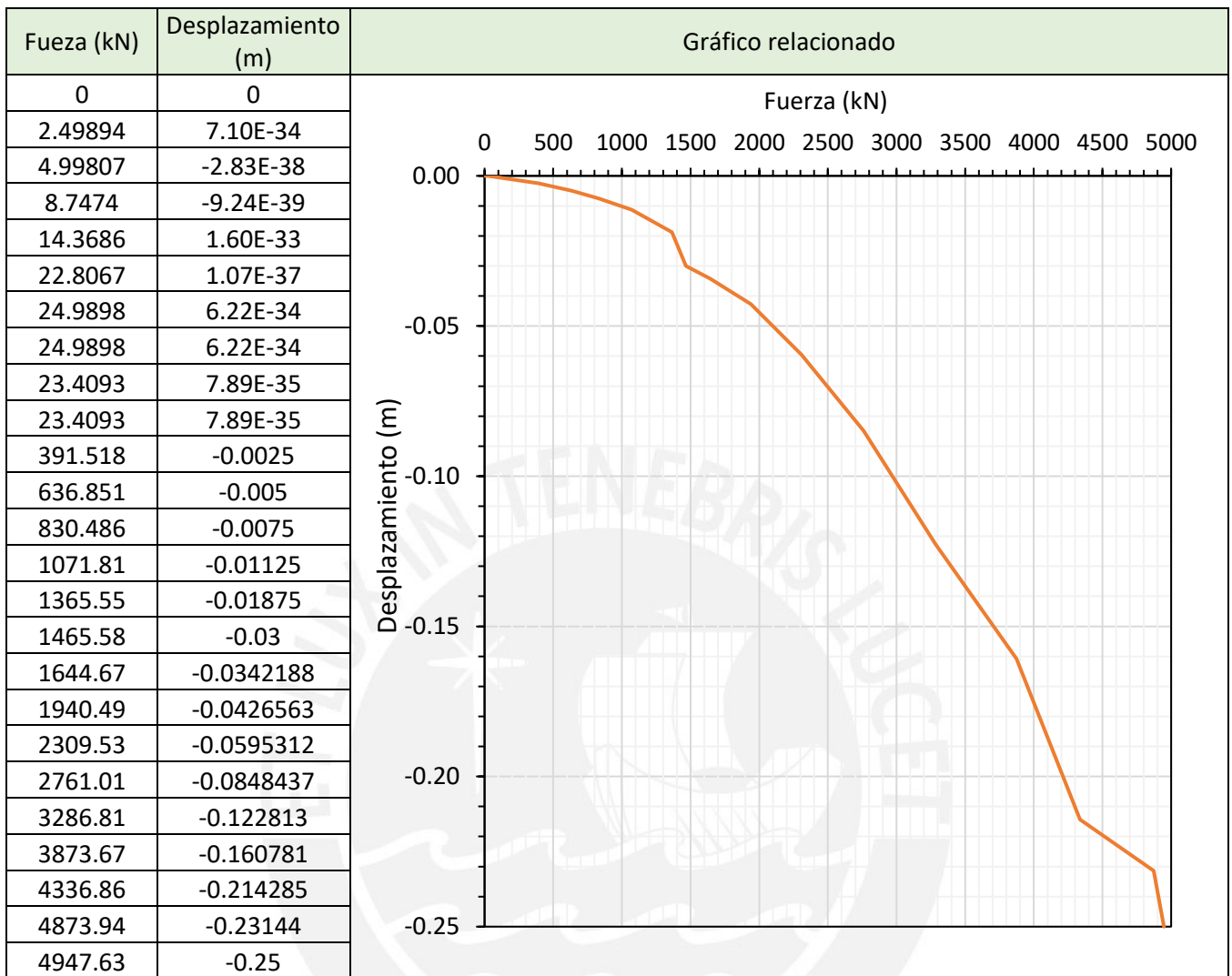
Caso 1.1



	Cálculo de Qs (kN)					Ecuación para despejar N'_q
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	1904.33	KN
Qs	18.5	KN
Df	12	m
As	0.785	m ²
Gamma	4.89	KN/m ³
Qp	1.9043E+03	KN
N'_q	41.3	Adim.

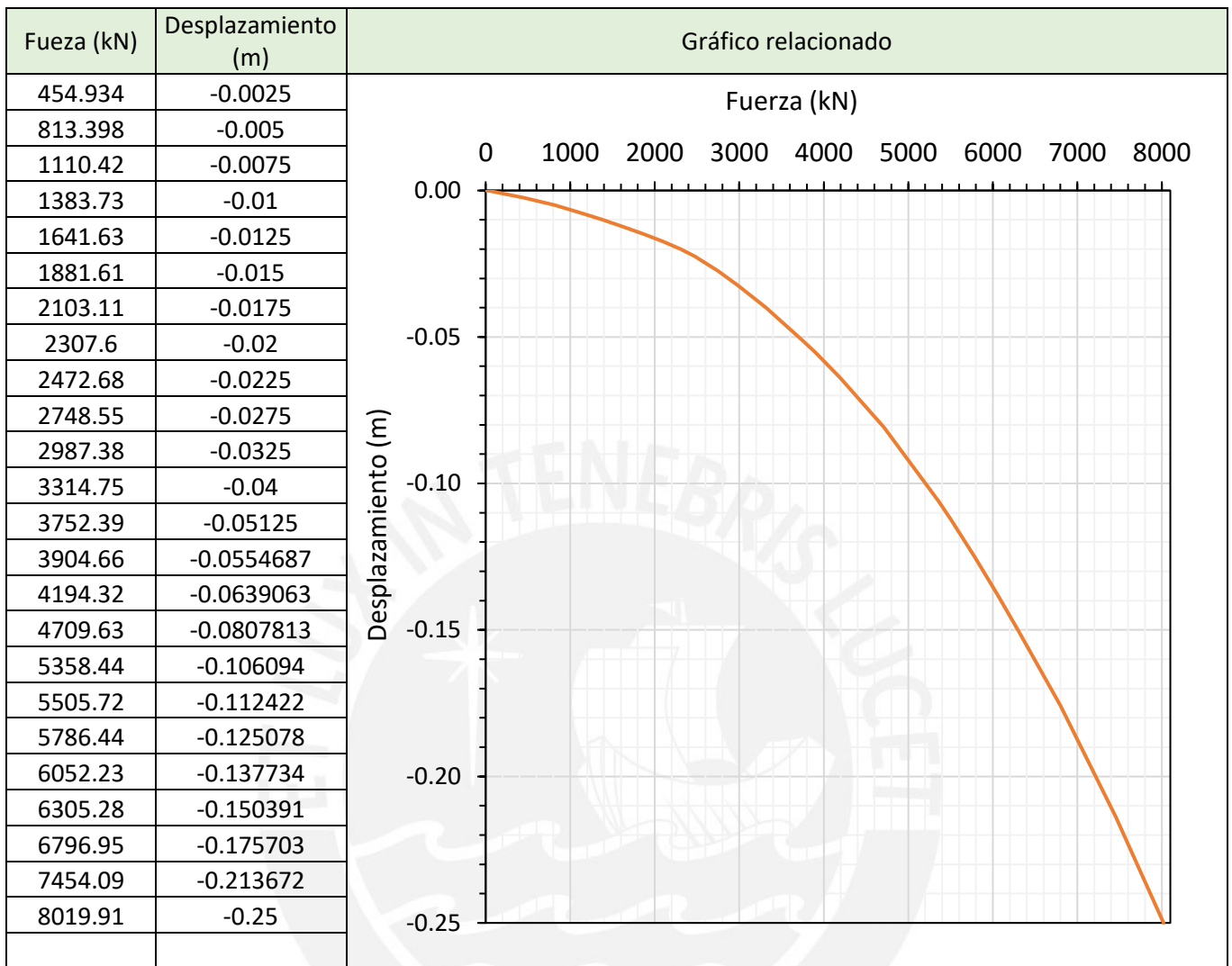
Caso 1.2



	Cálculo de Qs (KN)					Ecuación para despejar N'_q
Primer estrato de Suelo	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	1	50	12	0.01	18.5	
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	4947.63	KN
Qs	18.5	KN
Df	12	m
As	0.785	m2
Gamma	4.89	KN/m3
Qp	4928.5	KN
N'_q	107.01	Adim.

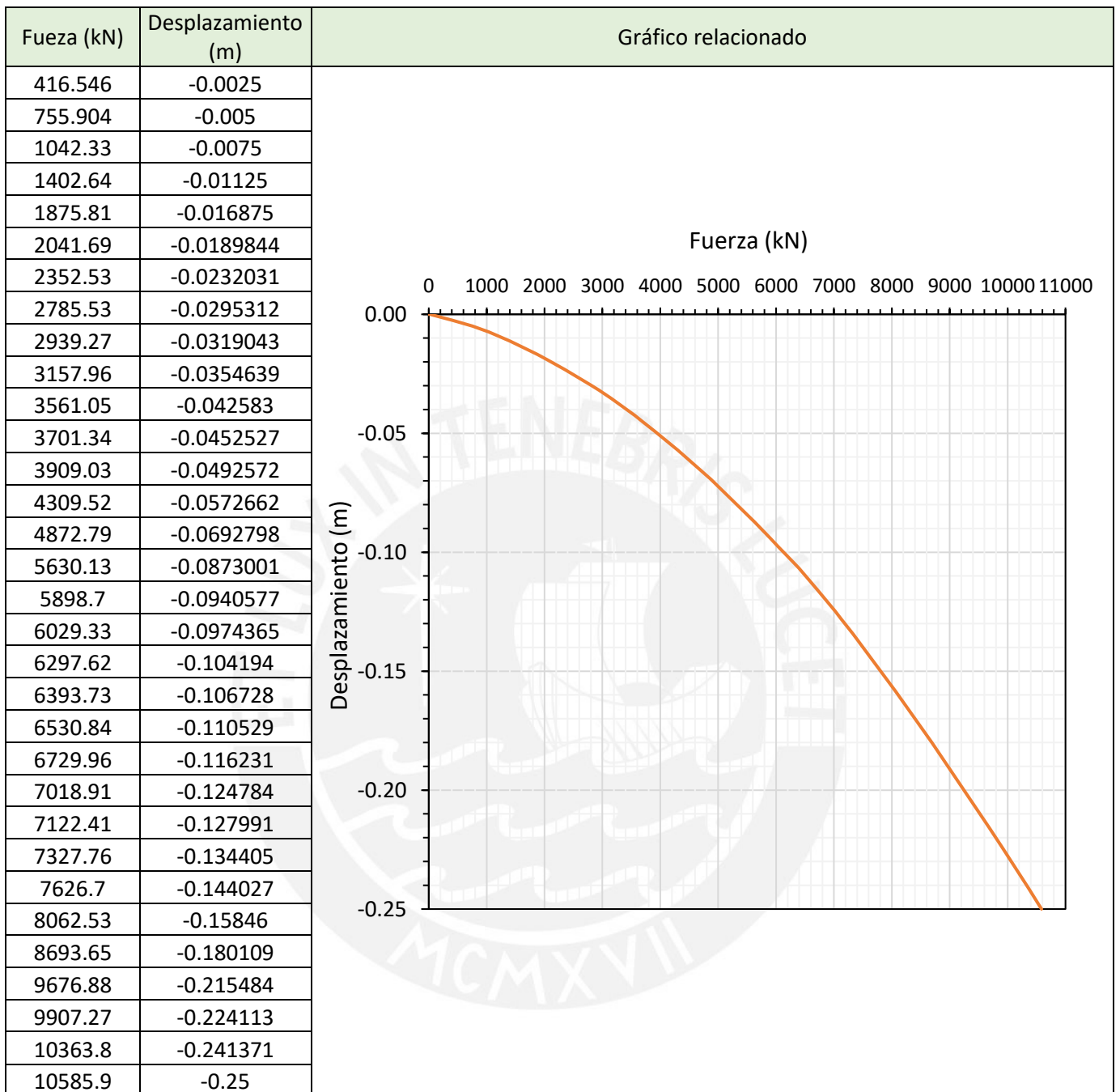
Caso 1.3



	Cálculo de Qs (KN)					Ecuación para despejar N'_q
Primer estrato de Suelo	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	1	50	12	0.01	18.5	
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	8019.91	KN
Qs	18.5	KN
Df	12	m
As	0.785	m2
Gamma	4.89	KN/m3
Qp	8001.41	KN
N'_q	173.703	Adim.

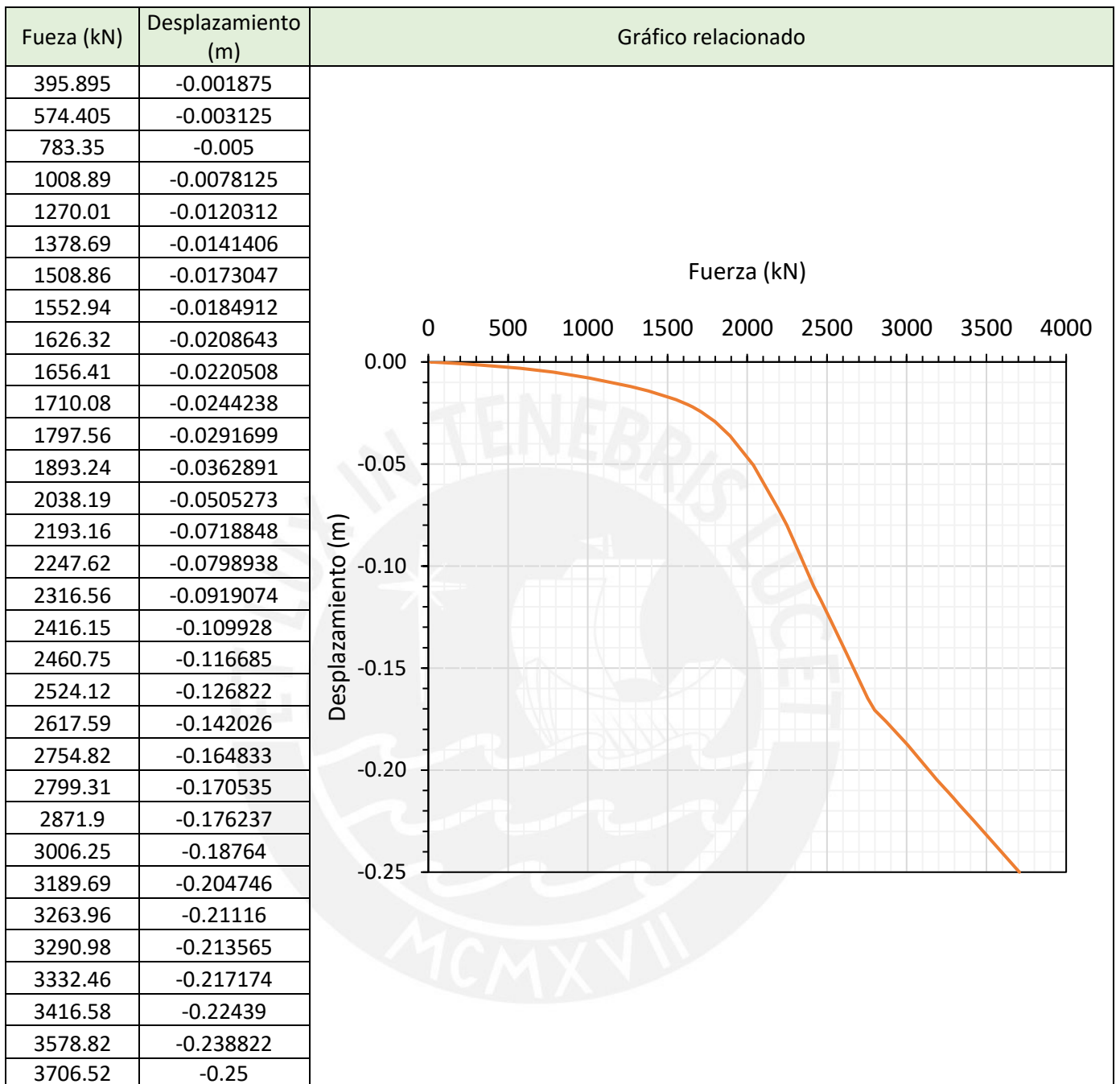
Caso 1.4



		Cálculo de Qs (KN)			
Primer estrato de Suelo	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	10585.9	KN
Qs	18.5	KN
Df	12	m
As	0.785	m ²
Gamma	4.89	KN/m ³
Qp	10567.4	KN
N'q	229.4	Adim.

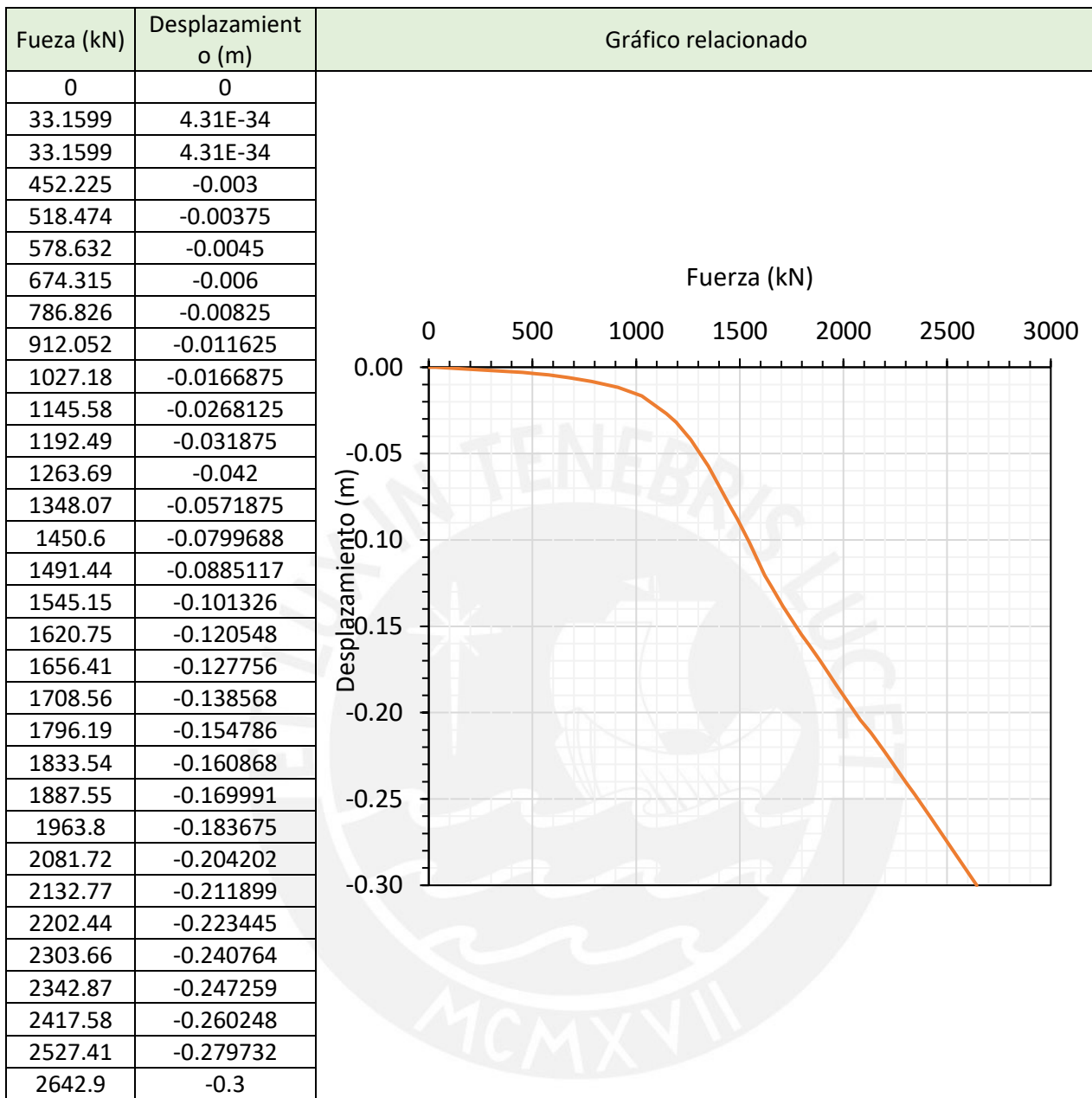
Caso 2.0



	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	3706.52	KN
Qs	18.5	KN
Df1	12	m
As	0.785	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	1	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	3688.02	KN
N'q	68.5	

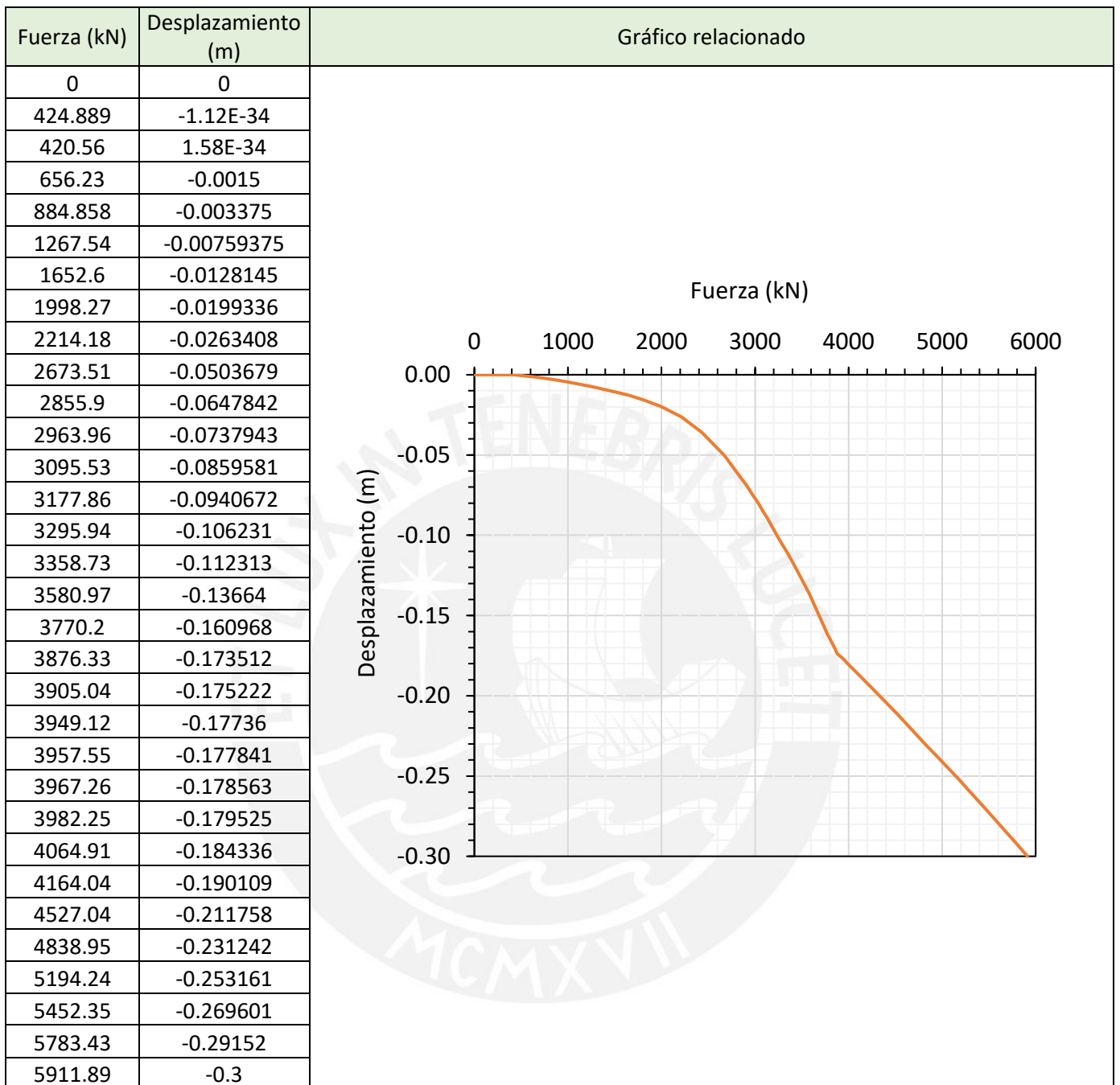
Caso 2.1



	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	2642.9	KN
Qs	18.5	KN
Df1	12	m
As	0.785	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	1	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	2624.4	KN
N'q	48.8	

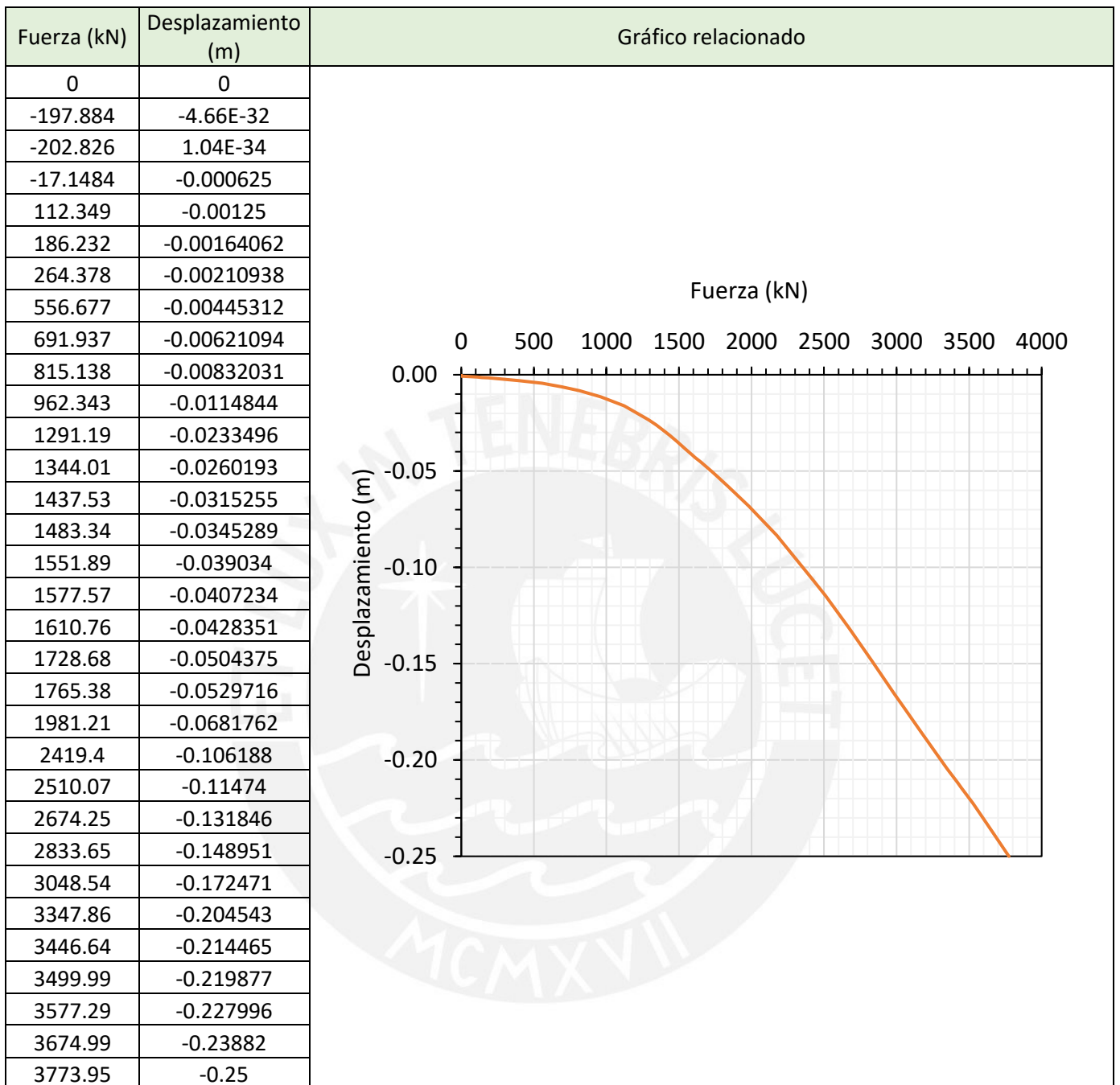
Caso 2.2



	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	5911.89	KN
Qs	18.5	KN
Df1	12	m
As	0.785	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	1	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	5893.39	KN
N'q	109.5	

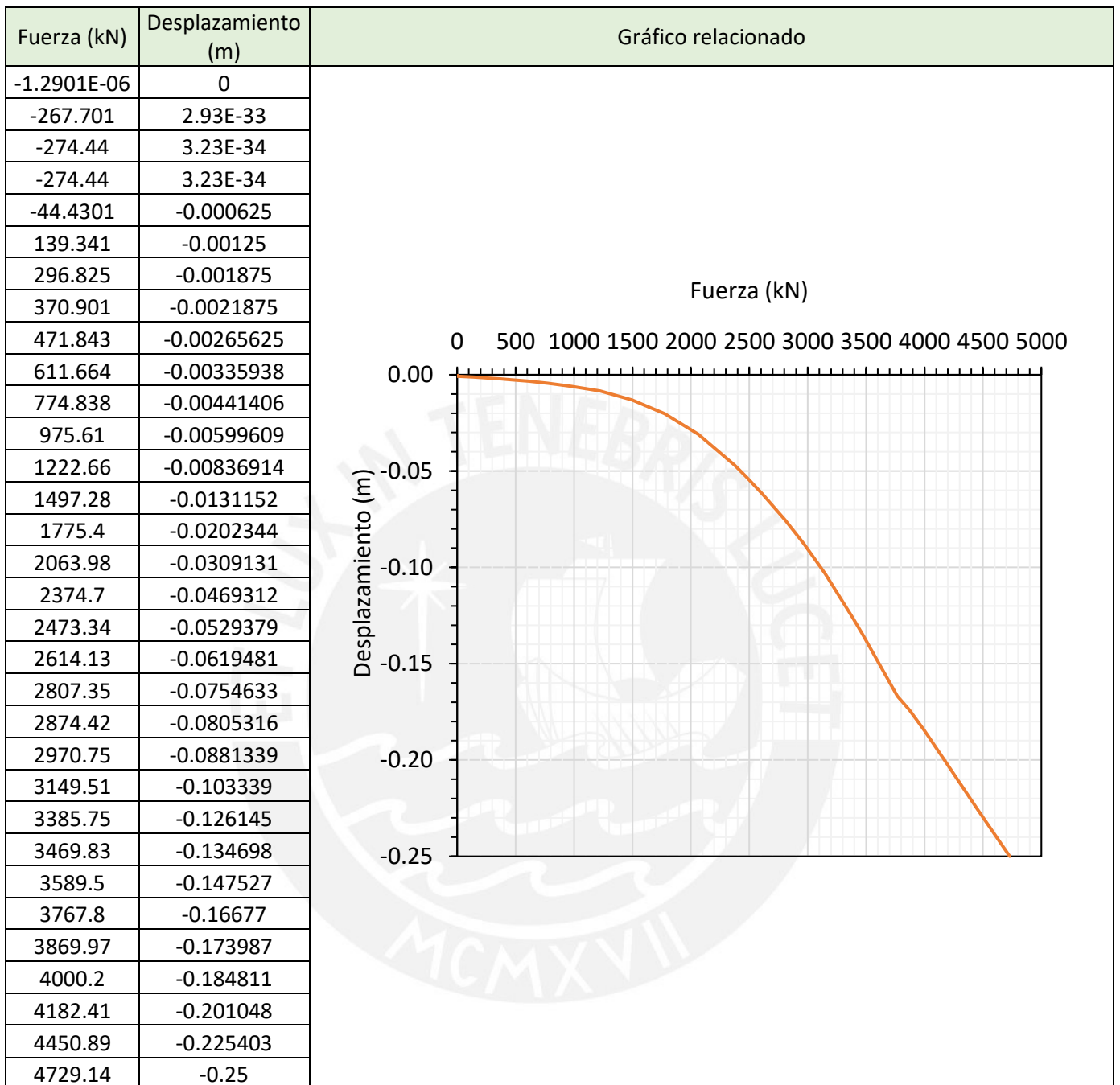
Caso 3.0



Primer estrato de Suelo	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	3773.95	KN
Qs	18.5	KN
Df1	12	m
As	0.785	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	2	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	3755.45	KN
N'q	61	

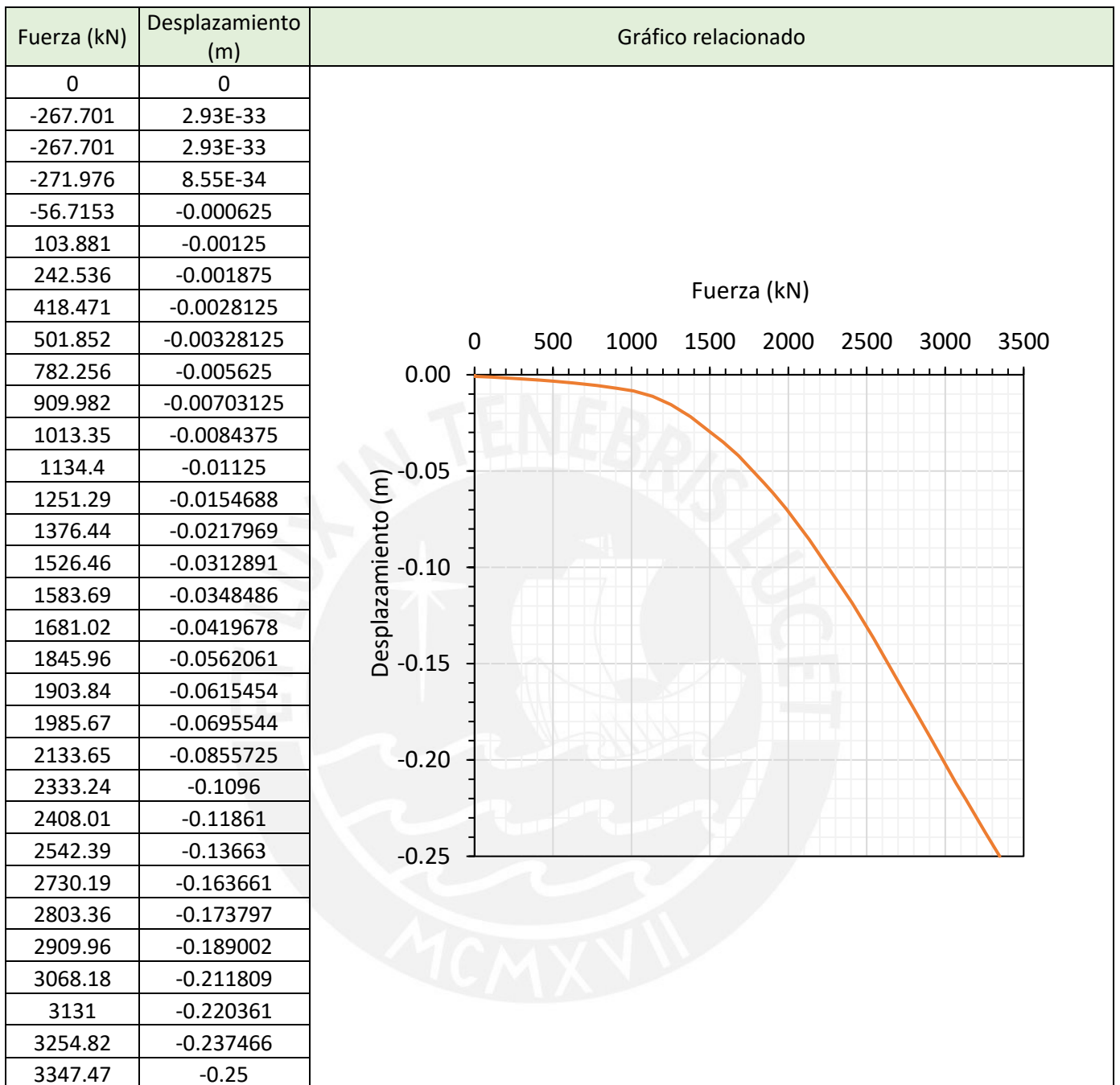
Caso 4.0



Primer estrato de Suelo	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	4729.14	KN
Qs	18.5	KN
Df1	12	m
As	0.785	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	3	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	4710.64	KN
N'q	67.9	

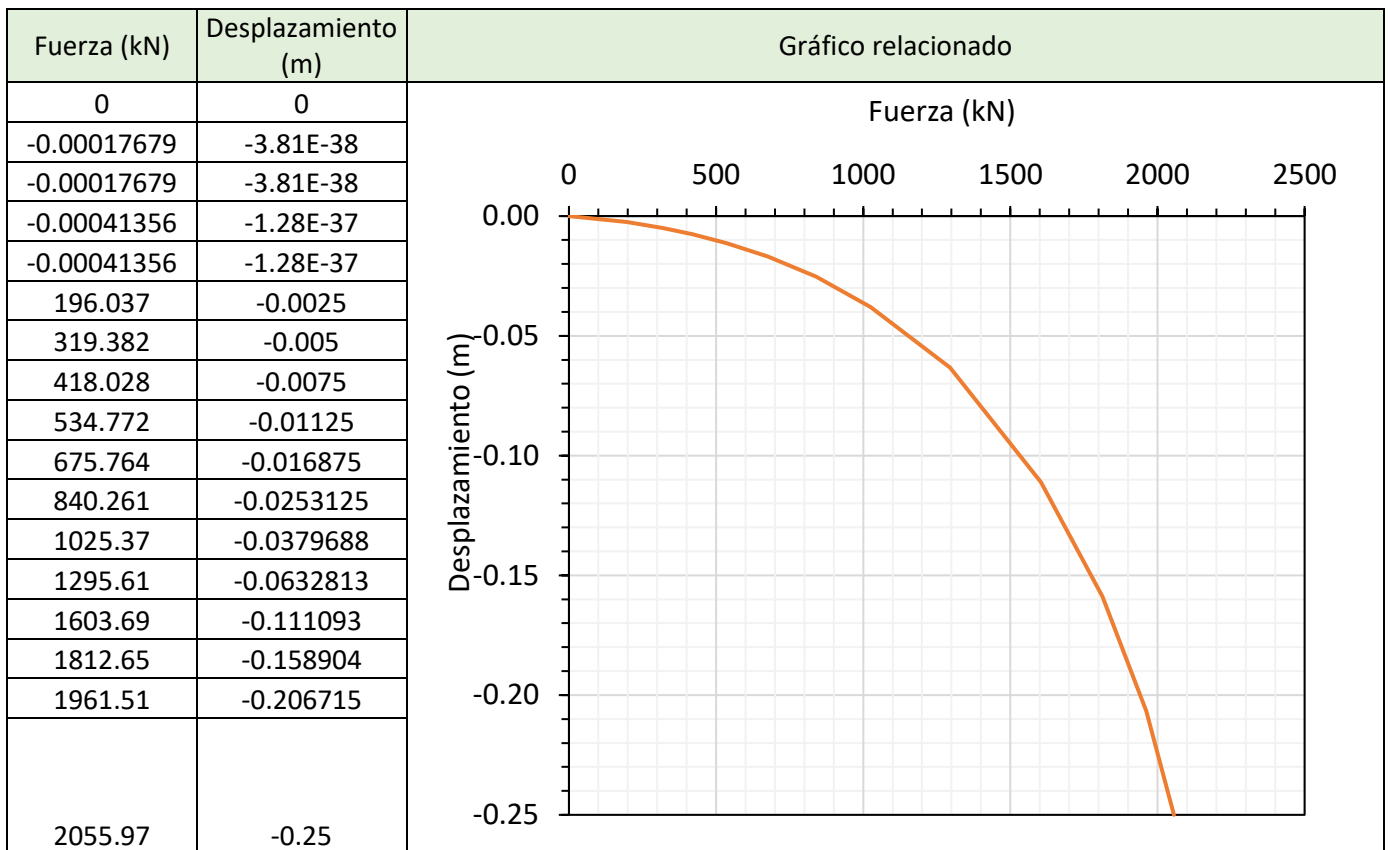
Caso 4.1



	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	3347.47	KN
Qs	18.5	KN
Df1	12	m
As	0.785	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	3	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	3328.97	KN
N'q	48.0	

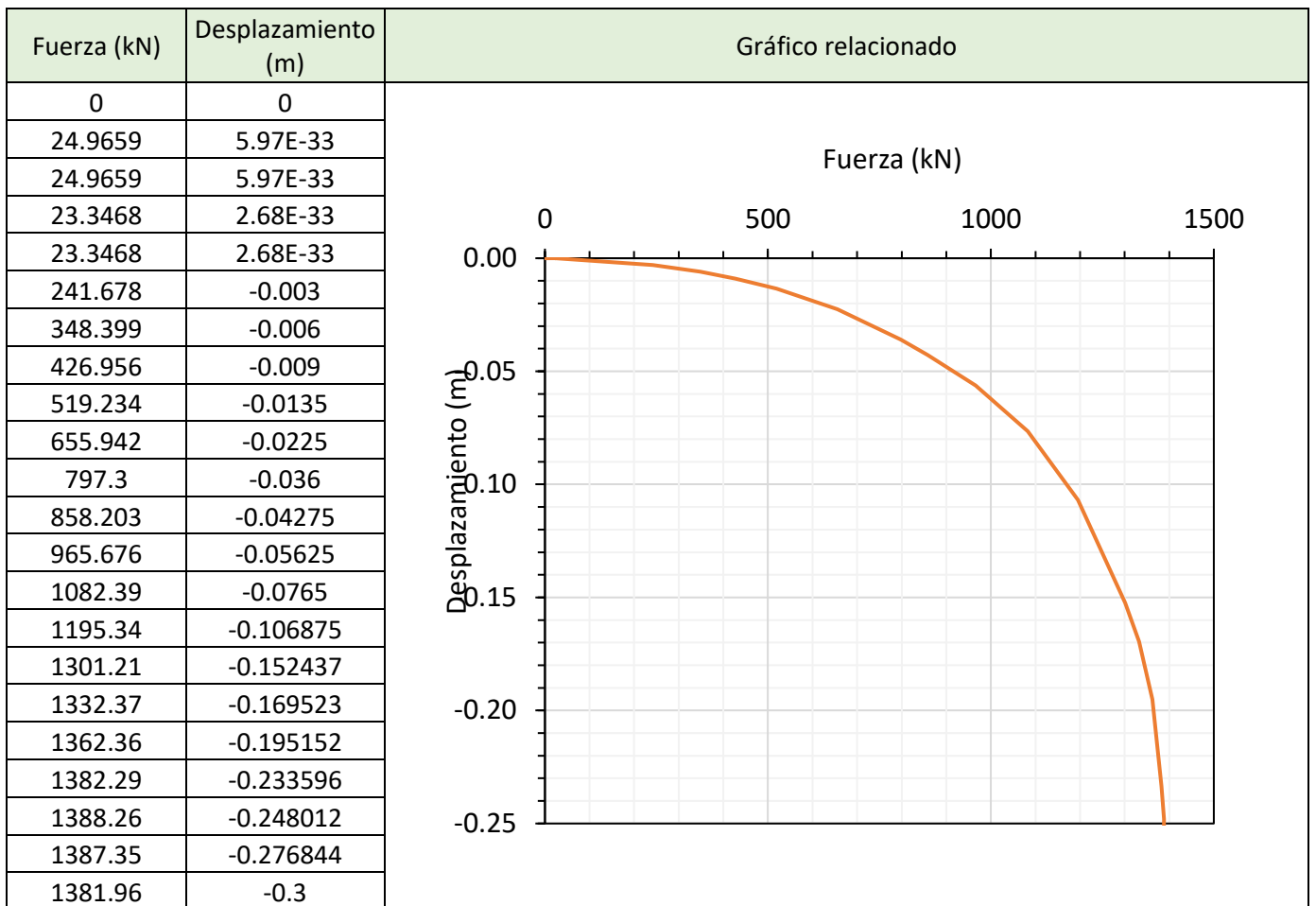
Caso 5.0



	Cálculo de Qs (KN)					Ecuación para despejar N'_q
Primer estrato de Suelo	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	1	50	12	0.01	18.5	
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	2055.97	KN
Qs	14.8	KN
Df	12	m
As	0.503	m ²
Gamma	4.89	KN/m ³
Qp	2041.17	KN
N'_q	69.2	Adim.

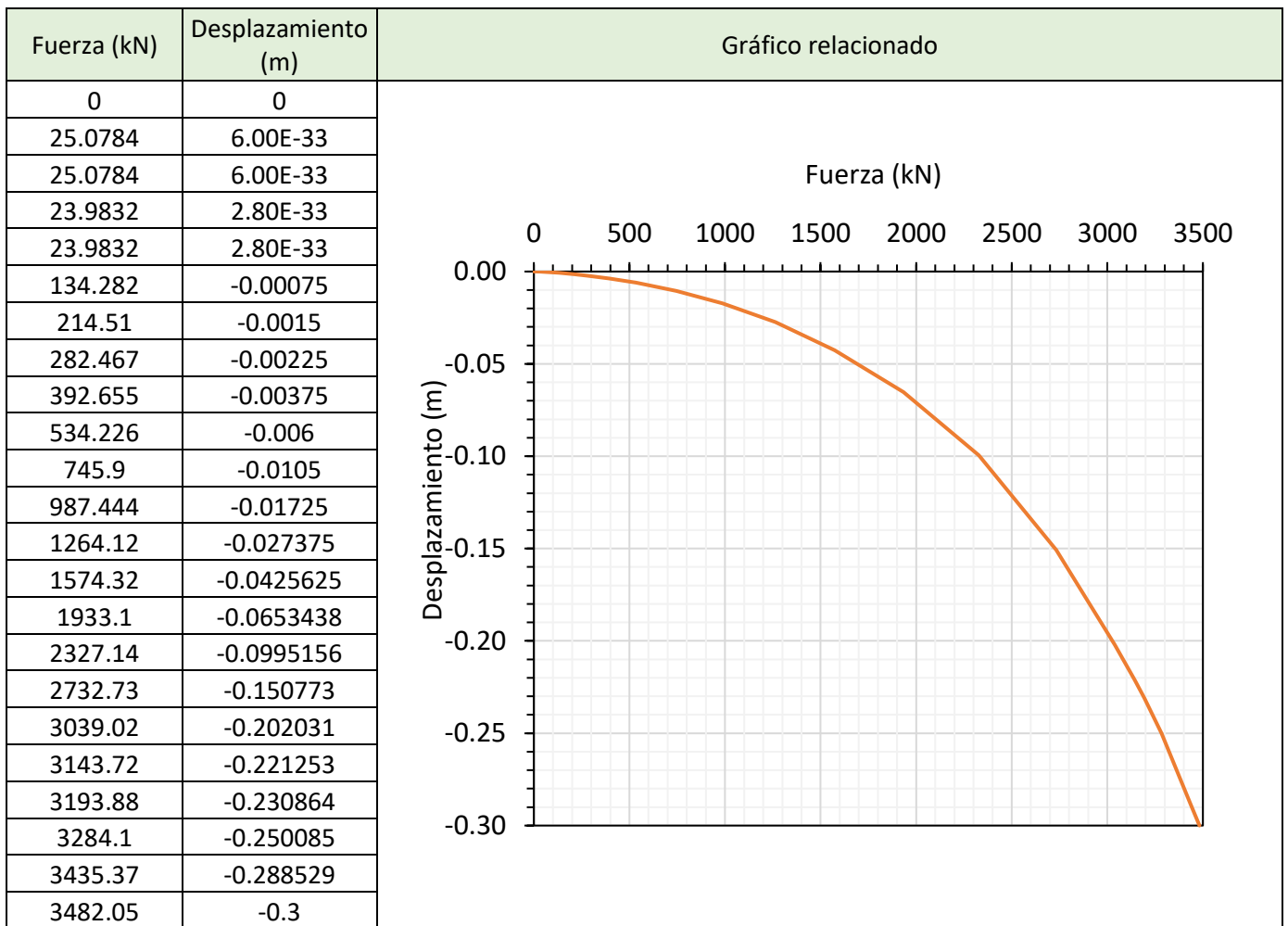
Caso 5.1



	Cálculo de Qs (KN)					Ecuación para despejar N'_q
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	1388.26	KN
Qs	14.8	KN
Df	12	m
As	0.503	m2
Gamma	4.89	KN/m3
Qp	1373.46	KN
N'_q	46.6	Adim.

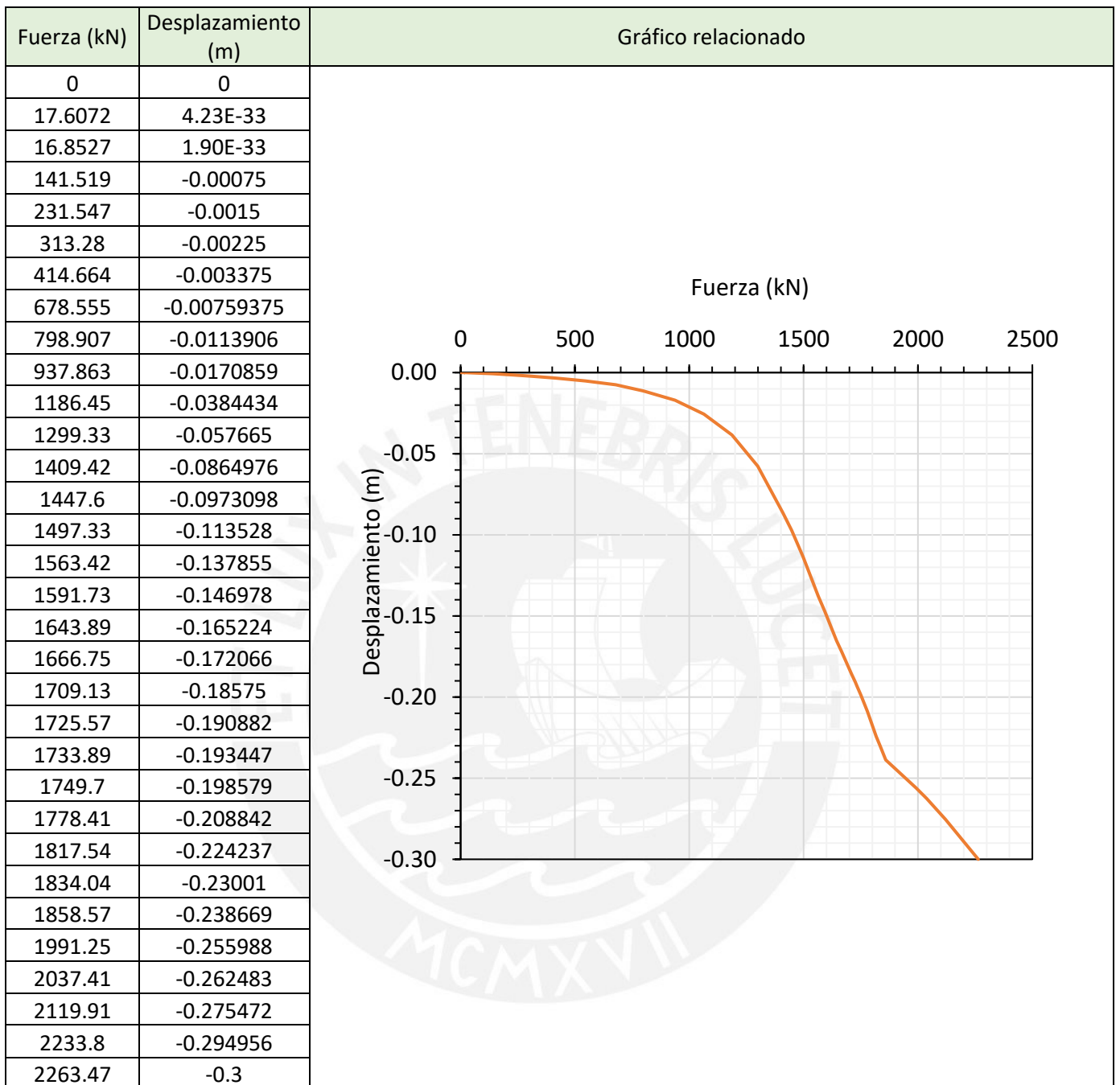
Caso 5.2



	Cálculo de Qs (kN)					Ecuación para despejar N'_q
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)	
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5	$N'_q = \frac{Q_p}{\gamma D_f A_s}$
	0.8	50	12	0.01	14.8	
	0.6	50	12	0.01	11.1	

Qu	3482.05	KN
Qs	14.8	KN
Df	12	m
As	0.503	m2
Gamma	4.89	KN/m3
Qp	3467.25	KN
N'_q	117.6	Adim.

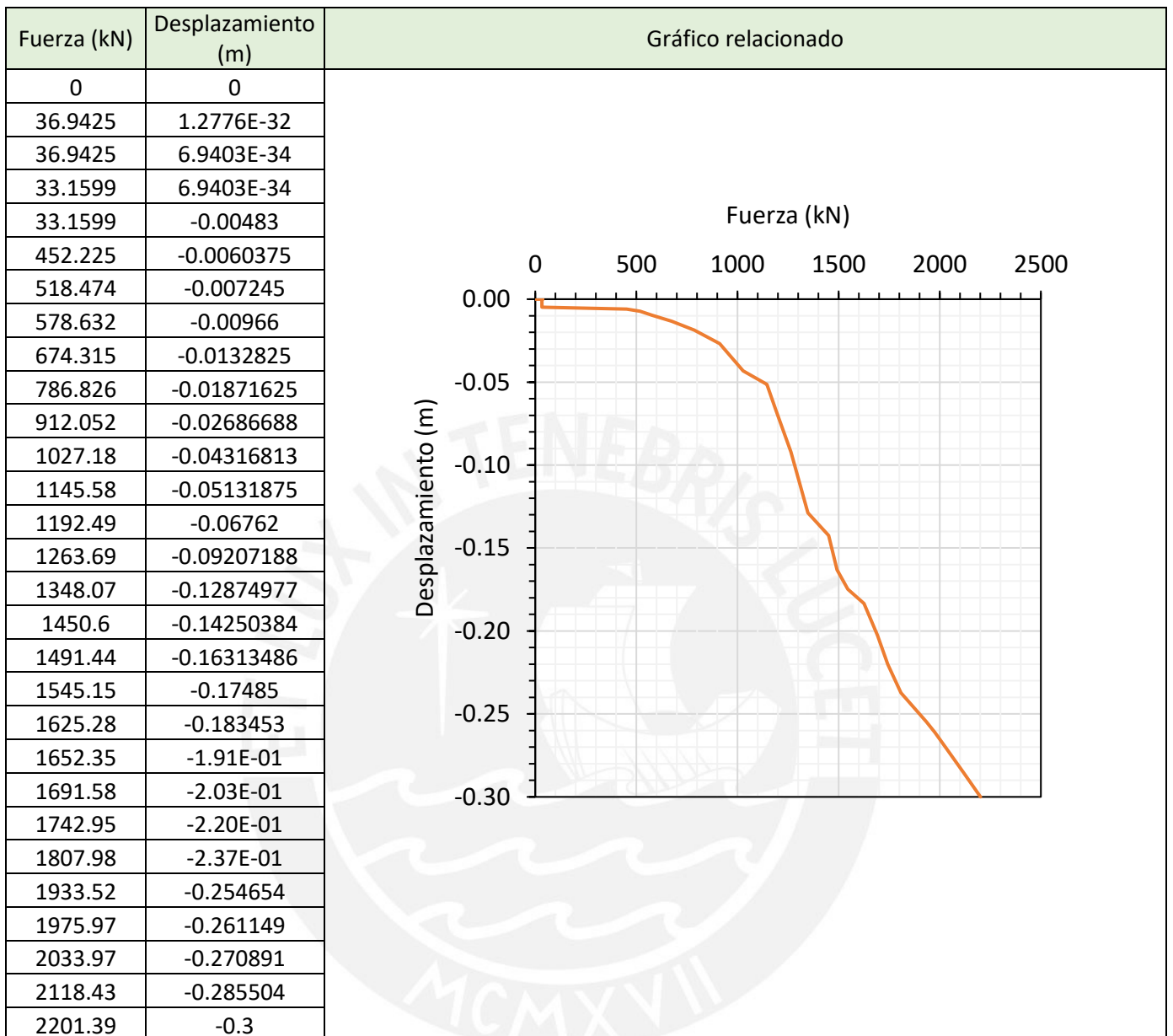
Caso 6.0



Primer estrato de Suelo	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	2263.47	KN
Qs	14.8	KN
Df1	12	m
As	0.502	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	0.8	
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	2248.67	KN
N'q	67.3	

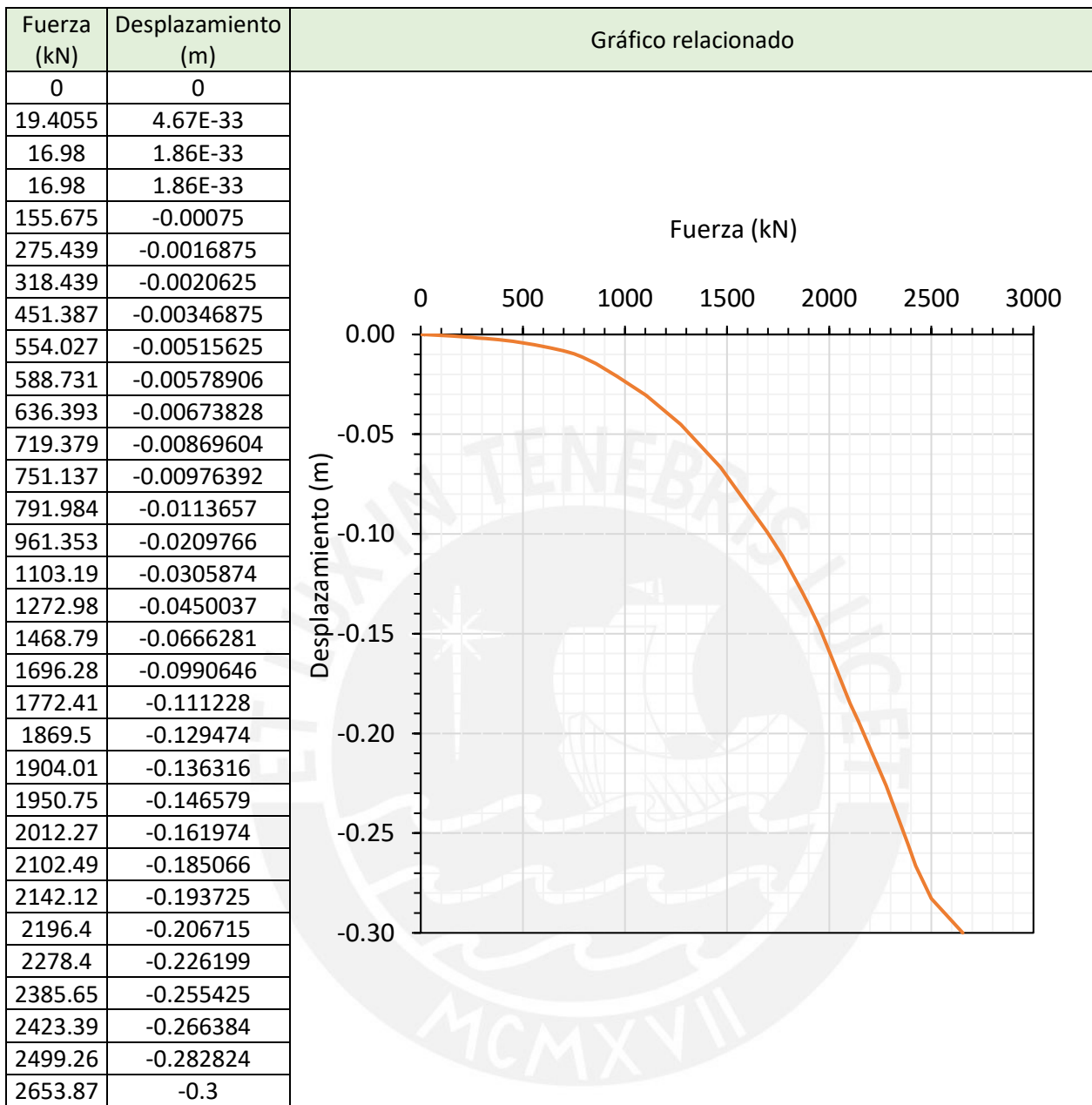
Caso 7.0



		Cálculo de Qs (KN)			
Primer estrato de Suelo	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	2201.39	KN
Qs	14.8	KN
Df1	12	m
As	0.502	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	1.6	M
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	2186.59	KN
N'q	58.5	

Caso 8.0



	Cálculo de Qs (KN)				
	Diámetro	Cu (kN)	L (m)	α	Qs (kN)
Primer estrato de Suelo	1	50	12	0.01	18.5
	0.8	50	12	0.01	14.8
	0.6	50	12	0.01	11.1

Cálculo de N'q		
Qu	2653.87	KN
Qs	14.8	KN
Df1	12	m
As	0.502	m ²
Gamma 1	4.89	KN/m ³
Df2	2.4	m
Gamma 2	9.89	KN/m ³
Qp	2639.07	KN
N'q	61.8	