

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**SIMULACIÓN DEL HINCADO DE UN PILOTE INDIVIDUAL
EN UN SUELO GRANULAR POR EL MÉTODO
ACOPLADO EULERIANO - LAGRANGIANO**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Michael Stephan Vicente Alvarez

ASESOR:

Dr. Marko Antonio López Bendezú

Lima, noviembre de 2019

RESUMEN

El hincado de pilotes es un método de instalación de pilotes en el cual, por medio de martillos o impulsoras vibratorias, estos son introducidos dentro del suelo mediante golpes o vibrado, hasta llegar a un estrato del suelo lo suficientemente resistente ante las cargas de la edificación que soporta.

El principal problema que se percibe en el proceso de hincado de pilotes es la presencia de deformaciones grandes en el suelo. Estas ocurren cuando se obtienen deformaciones unitarias mayores al 10% en el suelo. Asimismo, al realizar simulaciones numéricas, estas se perciben cuando la geometría del modelo cambia en su totalidad. Las deformaciones grandes causan distorsiones en la discretización elegida para el elemento suelo. Por tanto, es necesario emplear un método numérico que permita solucionar dicho problema.

Investigaciones numéricas empleando el Método de Elementos Finitos (MEF) han demostrado ser una fuente confiable para simular problemas geotécnicos en los que se perciben deformaciones grandes. Simulaciones empleando los MEF, apoyados por la formulación acoplada Euleriana-Lagrangiana (CEL), permiten obtener resultados similares a los obtenidos de pruebas experimentales. La formulación CEL hace uso de las ventajas de las formulaciones Lagrangiana y Euleriana para evitar problemas de distorsión de la discretización.

En el presente trabajo se simuló el comportamiento del suelo ante el hincado de un pilote. Se empleó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para describir a un suelo granular, mientras que el pilote fue descrito como un elemento elástico. Ambos elementos fueron acoplados mediante la formulación CEL, en donde se empleó la fricción de la penalidad para describir la interacción suelo-pilote. Con esto, se buscó representar de manera óptima el proceso de instalación del pilote.

Con esto, se obtuvo las resistencias unitarias de fricción y en la punta en el pilote individual, así como se cuantificó los esfuerzos y deformaciones que sufre el suelo granular al ser sometido al hincado de un pilote. Posteriormente, se comparó los resultados obtenidos mediante las simulaciones numéricas con resultados analíticos propuestos por diversos autores.



A mis padres Walter y Vilma, por todo el apoyo y dedicación que me dieron en todos estos años.

A mi hermana Loraine, por estar siempre conmigo cuando lo he necesitado.

A mis amigos Álvaro, Andrés, Diego, Franco, JR, Kevin, Mauricio y Sergio, por todos los momentos agradables que pasé con ellos en mis años de estudiante.

A mi asesor Dr. Marko López, por todo el conocimiento que me ha brindado durante la realización de esta tesis.

ÍNDICE

PRÓLOGO	1
CAPÍTULO 1	
INTRODUCCIÓN	2
1.1. Antecedentes	2
1.2. Planteamiento del problema.....	4
1.3. Descripción de la realidad problemática	5
1.4. Problema principal	8
1.5. Objetivos	9
1.6. Alcances y limitaciones.....	9
CAPÍTULO 2	
FUNDAMENTOS DE LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES	11
2.1. Pilotes hincados en suelos granulares	11
2.1.1. Aspectos generales.....	11
2.1.2. Instalación de pilotes	12
2.2. Comportamiento del suelo ante el hincado de pilotes.....	13
2.2.1. Comportamiento según métodos analíticos	14
2.2.2. Comportamiento según métodos experimentales	16
2.2.3. Comportamiento según métodos numéricos.....	18
CAPÍTULO 3	
MÉTODO ACOPLADO EULERIANO- LAGRANGIANO (CEL)	25
3.1. Introducción a los Métodos de Elementos Finitos (MEF)	25
3.2. Deformación en un medio continuo	28
3.3. Formulación Lagrangiana	30
3.4. Formulación Euleriana	32
3.5. Formulación acoplada Euleriana-Lagrangiana.....	33

3.6.	Interacción entre elementos Lagrangianos y Eulerianos.....	37
3.6.1.	Comportamiento tangencial.....	38
3.6.2.	Comportamiento normal.....	41
3.7.	Validación del método CEL.....	42
CAPÍTULO 4		
ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA UNITARIA EN PILOTES..... 49		
4.1.	Introducción.....	49
4.2.	Diferencias entre los métodos al estimar las resistencias unitarias.....	50
4.2.1.	Método α	50
4.2.1.1.	Resistencia unitaria de fricción.....	50
4.2.1.2.	Resistencia unitaria en la punta.....	51
4.2.2.	Método β	51
4.2.2.1.	Resistencia unitaria de fricción.....	52
4.2.2.2.	Resistencia unitaria en la punta.....	54
4.3.	Consideraciones adicionales.....	55
4.4.	Parámetros del modelo estudiado.....	56
4.5.	Resistencia unitaria de fricción.....	57
4.6.	Resistencia unitaria en la punta.....	59
CAPÍTULO 5		
MODELAMIENTO NUMÉRICO..... 62		
5.1.	Geometría del modelo.....	62
5.2.	Propiedades y parámetros.....	63
5.3.	Propiedades de interacción entre el pilote y el suelo.....	64
5.4.	Pasos de la simulación.....	64
5.5.	Definición de las variables de salida.....	65
5.6.	Condiciones de contorno.....	66

5.7. Cargas aplicadas y campos predefinidos asignados.....	67
5.8. Discretización del modelo.....	68
5.9. Resultados numéricos.....	69
5.10. Discusión de los resultados	74
5.10.1. Resistencias unitarias de fricción y en la punta.....	74
5.10.2. Esfuerzos verticales.....	76
5.10.3. Deformaciones unitarias plásticas.....	77
CAPÍTULO 6	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
6.1. Conclusiones	79
6.1.1. Modelo de estudio.....	79
6.1.2. Hincado del pilote.....	80
6.2. Recomendaciones.....	81
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: (a) Estratos de suelo de la Torre de Pisa; (b) Plaza de los Milagros (Burland et al., 2009).....	3
Figura 1.2: (a) Puente Turag-Bhakurta. Asentamiento de los pilotes en 1995; (b) colapso del puente en 1998 (Choudhury y Hasnat, 2015).....	4
Figura 2.1: Proceso de instalación de un pilote individual hincado empleando: (a) un martillo; (b) un equipo vibratorio (modificado a partir de Das, 2016).....	13
Figura 2.2: Secciones del pilote: (a) longitudinal; (b) transversal (Gorbunov-Posadov, 1968).	15
Figura 2.3: Decrecimiento del esfuerzo horizontal, durante las pruebas de carga: (a) unidireccional; (b) bidireccional (White y Lehane, 2004).	17
Figura 2.4: (a) Cámara de consolidación Rowe; (b) Partes de la cámara de consolidación Rowe.....	18
Figura 2.5: Curvas fuerza-desplazamiento unitario para un modelo Hardening-Soil con $\psi=0$ (Dijkstra et al., 2006).	19
Figura 2.6: (a) Relación de vacíos alrededor de un pilote hincado y (b) distribución de esfuerzos a una cierta profundidad después de 4m de hincado (Henke y Grabe, 2006).	21
Figura 2.7: (a) Relación de vacíos alrededor de un pilote hincado y (b) distribución de esfuerzos a una cierta profundidad después de 4m de colocación por vibrado (Henke y Grabe, 2006).	21
Figura 2.8: (a) Modelo de un pilote embebido en un suelo cohesivo; (b) discretización del modelo (adaptado de Helwany, 2009).....	22
Figura 2.9: Carga del pilote vs. Desplazamiento: Método α vs. MEF (Helwany, 2009).....	23
Figura 2.10: Carga del pilote vs. Desplazamiento: Método β vs. MEF (Helwany, 2009).....	23
Figura 3.1: Elementos triangulares (a) lineales, (b) cuadráticos y (c) cúbicos.....	26
Figura 3.2: Elementos cuadrilaterales (a) lineales, (b) cuadráticos y (c) cúbicos.....	27

Figura 3.3: Elementos cuadrilaterales con integración reducida: (a) lineal; (b) cuadrático.....	27
Figura 3.4: Elementos triangulares con integración reducida: (a) lineal; (b) cuadrático.....	28
Figura 3.5: Configuración de un medio continuo (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000).....	28
Figura 3.6: Concepto básico del comportamiento CEL: (a) estado inicial; (b) estado deformado (Konkol, 2014).	29
Figura 3.7: Descripción material de un material (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000).....	31
Figura 3.8: (a) Problemas de distorsiones en la malla con la formulación Lagrangiana; (b) Enfoque en la zona más desfavorable (Donea et al., 2004).	31
Figura 3.9: Descripción espacial de una propiedad (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000).....	32
Figura 3.10: Deformación en un medio continuo: (a) formulación Lagrangiana; (b) formulación Euleriana (Ko et al., 2017).	33
Figura 3.11: (a) Modelo de una viga y (b) su esfuerzo equivalente al deflectar la misma viga mediante el método CEL (Skrzat, 2012).....	34
Figura 3.12: Método de volumen de fluido, en el cual se muestra la fracción de un fluido en cada elemento (Johansson y Ollar, 2011).....	35
Figura 3.13: Ejemplo de una simulación de un modelo CEL en ABAQUS (Konkol, 2015).....	36
Figura 3.14: Diferencia entre la formulación de fricción de Coulomb (línea continua) y de la penalidad (punteada) (SIMULIA, 2013).....	39
Figura 3.15: Modelo de decaimiento exponencial de fricción (SIMULIA, 2013). ..	40
Figura 3.16: Modelo de fricción de decaimiento exponencial, con puntos obtenidos experimentalmente (SIMULIA, 2013).	41
Figura 3.17: (a) Perforación de una placa en un suelo cohesivo; (b) relación entre la presión y la reducción de la placa (Hill, 1950).....	42

Figura 3.18: Geometría y contorno del problema de penetración de la placa en un suelo (Bakroon et al., 2017).....	43
Figura 3.19: (a) Modelo 2D para los análisis Lagrangiano implícito y explícito; (b) modelo 3D para el análisis CEL explícito (Bakroon et al., 2017).....	44
Figura 3.20: (a) Presión de perforación normalizada vs. profundidad de penetración, para diferentes discretizaciones; (b) presión de perforación normalizada vs. profundidad de penetración, para los análisis Lagrangianos implícito, explícito, y CEL explícito (Bakroon et al., 2017).....	46
Figura 3.21: Comparación entre las distorsiones en las discretizaciones para los análisis (a) Lagrangiano implícito, (b) Lagrangiano explícito, y (c) CEL explícito, después de 50 cm de perforación (Bakroon et al., 2017).	47
Figura 4.1: Resistencia unitaria en la punta, en función al esfuerzo efectivo vertical y a la densidad relativa (I_D) (Randolph et al., 1994).	55
Figura 4.2: Determinación del resultado final de la resistencia unitaria en la punta, según el método gráfico propuesto por Randolph et al (1994).	60
Figura 5.1: Representación del modelo CEL para un pilote de: (a) $D = 0.80$ m; (b) $D = 1.00$ m; (c) $D = 1.20$ m.	62
Figura 5.2: Modelo final ensamblado ($D = 1.00$ m).	63
Figura 5.3: Pares elegidos en el modelo, en conjunto con el suelo granular: (a) base del pilote; (c) cara externa del pilote.	64
Figura 5.4: (a) Condiciones de contorno iniciales para la simulación del hincado de un pilote ($D = 1.00$ m); (b) esfuerzo geostático asignado al modelo.	67
Figura 5.5: Discretización del modelo en el eje (a) X-Z y (b) X-Y, para $D = 1.00$ m.	68
Figura 5.6: Resistencia unitaria de fricción para (a) $D = 0.80$ m, (b) $D = 1.00$ m y (c) $D = 1.20$ m.	70
Figura 5.7: Resistencia unitaria en la punta para (a) $D = 0.80$ m, (b) $D = 1.00$ m y (c) $D = 1.20$ m.	71
Figura 5.8: Esfuerzos verticales en distintas profundidades del hincado del pilote, para (a) $D = 0.80$ m, (b) $D = 1.00$ m y (c) $D = 1.20$ m.	72

Figura 5.9: Deformaciones unitarias plásticas en distintas profundidades del hincado del pilote, para (a) $D = 0.80\text{m}$, (b) $D = 1.00\text{m}$ y (c) $D = 1.20\text{m}$ 73

Figura 5.10: Formación del esfuerzo vertical máximo y su posterior descarga, a 1 m de profundidad del hincado. 77

Figura 5.11: Deformación unitaria plástica máxima principal para $D = 1.00\text{m}$, a una profundidad del hincado del pilote: (a) 1 m; (b) 10 m. 78



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Clasificación de los suelos según el tamaño de sus granos.	12
Tabla 4.1: Estimación del parámetro α (NAVFAC DM 7.2, 1984).	51
Tabla 4.2: Ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote (NAVFAC DM 7.2, 1984).	53
Tabla 4.3: Coeficiente de presión lateral del suelo (NAVFAC DM 7.2, 1984).	53
Tabla 4.4: Valores de β en función al ángulo de fricción y al método de instalación (Meyerhof, 1976).....	53
Tabla 4.5: Ángulo de fricción ϕ' vs. N_q (NAVFAC DM 7.2, 1984).....	55
Tabla 4.6: Parámetros del suelo granular (Konkol, 2015).....	56
Tabla 4.7: Valores de la resistencia unitaria de fricción calculados analítica y numéricamente.....	58
Tabla 4.8: Valores de la resistencia unitaria en la punta del pilote calculados analítica y numéricamente.....	61
Tabla 5.1: Valores de la resistencia unitaria de fricción y en la punta del pilote calculados mediante simulaciones numéricas.	74
Tabla 5.2: Resistencias unitarias de fricción obtenidas numérica y analíticamente.	74
Tabla 5.3: Resistencias unitarias en la punta obtenidas numérica y analíticamente.	75

PRÓLOGO

La presente Tesis consta de 6 capítulos, los cuales incluyen tanto teoría, como los resultados obtenidos por las simulaciones numéricas. Dichos resultados son respaldados por la teoría presentada en los capítulos previos. El primer capítulo es la introducción, en donde se presenta una visión general del problema, la justificación del trabajo, el problema específico a solucionar, los objetivos, los alcances y las limitaciones identificadas.

El capítulo 2 presenta los conceptos básicos a tener en cuenta durante el desarrollo del presente trabajo. Asimismo, se presentan estudios e investigaciones realizadas por diversos autores relacionados al tema en estudio. También se da un breve alcance del uso del Método de Elementos Finitos (MEF) para corroborar los resultados obtenidos analíticamente.

El capítulo 3 introduce las formulaciones Lagrangianas y Eulerianas, así como la formulación acoplada Euleriana-Lagrangiana (*Coupled Eulerian-Lagrangian*, CEL). Esta última formulación está implementada en el programa computacional ABAQUS, el cual posee un algoritmo que permite resolver problemas empleando ambas formulaciones de manera conjunta. Además, se da una breve descripción de los parámetros y condiciones iniciales a considerar previa a la simulación del problema.

El capítulo 4 presenta los diferentes métodos para calcular las resistencias unitarias de fricción y de punta del pilote. Se presentan las propuestas de diversos autores y los resultados obtenidos para un mismo suelo al aplicar sus estudios.

El capítulo 5 presenta el modelo empleado para realizar las simulaciones numéricas, así como los resultados de dichas simulaciones por el método CEL. En este capítulo se presentan gráficas que muestran los resultados de las resistencias unitarias obtenidas, así como los comportamientos identificados durante el hincado del pilote. Los resultados se comparan con los presentados en el capítulo anterior, con lo que se da validez al método CEL al ser aplicado al hincado de pilotes.

Finalmente, se concluye la investigación y se presentan posibles investigaciones futuras, las cuales serán desarrolladas por el autor y por las personas que estén interesadas en el tema.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Toda estructura es soportada por una cimentación, la cual puede ser superficial o profunda. Esta elección es tomada según las características del suelo en donde se va a cimentar, así como las características propias de la estructura. Para esto, es necesario tener un conocimiento básico de la ingeniería de cimentaciones. Dicho conocimiento permite realizar un diseño adecuado de los cimientos de una edificación, lo que permite que el comportamiento de dicha estructura después de terminada su construcción sea óptimo.

Antiguamente, la ingeniería buscaba que las estructuras simplemente no colapsen. En caso de que esto no ocurriese, la construcción de dicha estructura era considerada exitosa. Existen múltiples factores con los que la mencionada estructura pueda colapsar, tales como los sismos, los maremotos, o incluso el fenómeno de la resonancia. Sin embargo, no es necesario que la estructura colapse para que sea considerada como un fracaso, o como un peligro para sus habitantes.

Un ejemplo de lo anteriormente mencionado es la Torre de Pisa. Ubicada en la Plaza de los Milagros (*Piazza dei Miracoli*, en italiano), su construcción empezó en el año 1173 y continuó por dos siglos, con dos largas interrupciones (Burland et al., 2009). Es conocido que la torre empezó a inclinarse desde el momento de su construcción. Su inclinación es de unos pocos grados, pero es bastante notoria debido a la gran altura de la estructura. El mal diseño de las cimentaciones de la Torre, las cuales descansan sobre un suelo en el cual es difícil construir, hizo de dicho monumento un recuerdo para no olvidar la importancia de realizar un buen estudio de mecánica de suelos antes de realizar las cimentaciones.

En la Figura 1.1-a se observan los estratos del suelo en donde reposa la torre. El primer estrato, en el cual está ubicada la cimentación, es un limo arenoso-arcilloso saturado, de casi 10 metros de profundidad. El segundo estrato es una arcilla de casi 30

metros de profundidad, con un lente de arena en el medio. Y el tercer estrato es una arena de 10 metros de profundidad. Es conocida la dificultad para cimentar en suelos limosos y saturados, más aún si la estructura es una de la magnitud de la Torre de Pisa, que cuenta con un peso de 142 MN. Por dicho motivo, la torre no solo se inclinó unos grados, sino que también se asentó en el terreno. De no ser por eso, la torre se habría derrumbado por el gran momento volcante que habría poseído. El estado actual de la Torre se observa en la Figura 1.1-b.

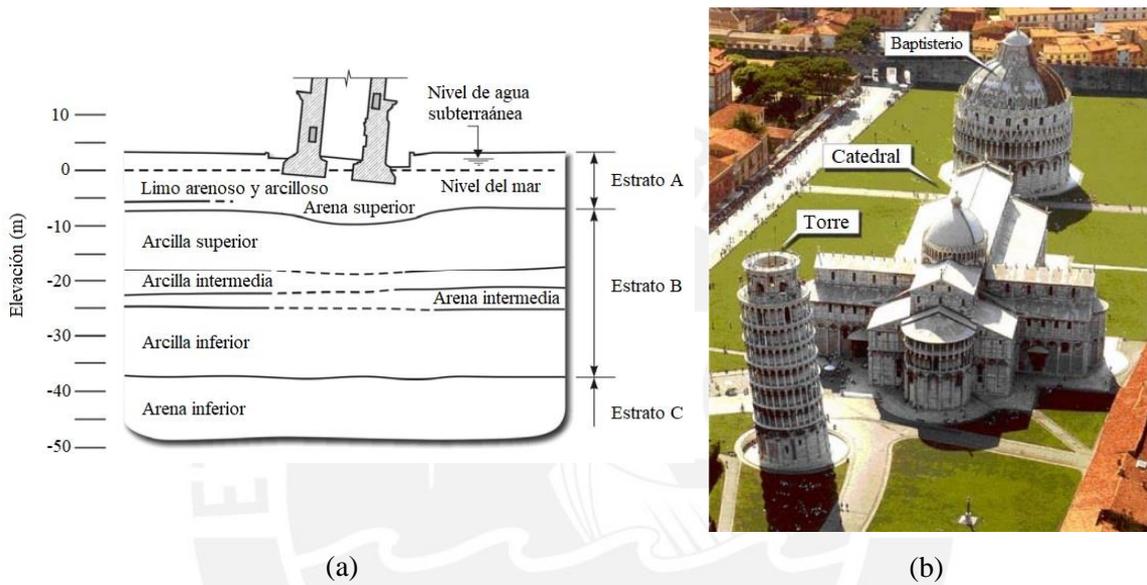
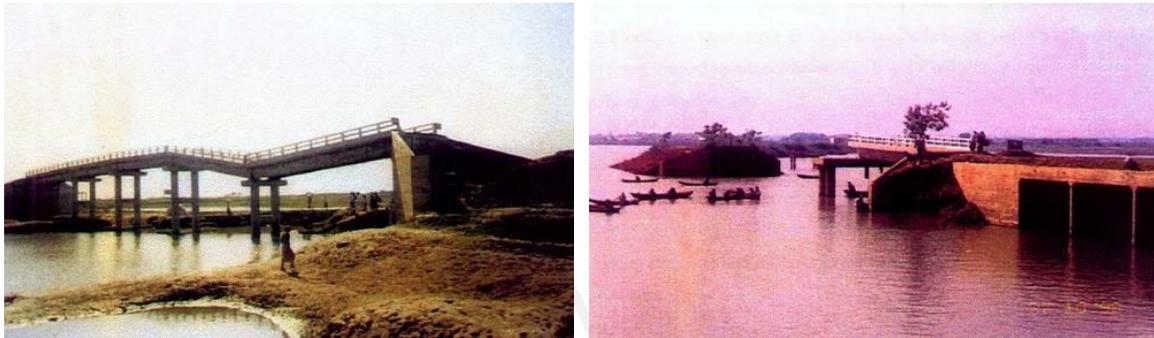


Figura 1.1: (a) Estratos de suelo de la Torre de Pisa;
(b) Plaza de los Milagros (Burland et al., 2009).

Por esto, contar con un buen estudio de suelos es muy importante para la vida útil de la estructura. Si se hubiese conocido las características del terreno de la Plaza de los Milagros, no se habría planeado construir una estructura tan pesada como lo fue la torre. En la actualidad, una opción de cimentación sería el empleo de pilotes, los cuales podrían haber soportado mejor la carga proveniente de la estructura, y la hubieran llevado hasta un estrato lo suficientemente resistente para soportarla.

Un caso más moderno es lo que pasó en Bangladesh en el Puente Turag-Bhakartha (Choudhury y Hasnat, 2015). Construido por el gobierno local de dicho país en 1995, era un puente de 67 metros de longitud. Inmediatamente después de finalizada su construcción, una inundación alcanzó los 6 metros de altura que tenían las columnas del puente. Esto ocasionó que, en la zona ubicada cerca de la ciudad de Amin Bazar, dos de los pilotes que soportaban dicho puente se asentaran un par de metros, como se observa

en la Figura 1.2-a. En 1998 ocurrió nuevamente una inundación de similar magnitud que la acontecida tres años antes. Debido a las grandes presiones hidráulicas tanto en la superestructura como en la subestructura, el puente colapsó, como se aprecia en la Figura 1.2-b.



(a)

(b)

Figura 1.2: (a) Puente Turag-Bhakurta. Asentamiento de los pilotes en 1995;
(b) colapso del puente en 1998 (Choudhury y Hasnat, 2015).

En este caso, el error que cometieron los que realizaron el proyecto fue el poco conocimiento del clima del lugar. En caso hubiesen sabido que dicha zona es muy propensa a sufrir inundaciones, habrían construido el puente con una mayor altura, y con una sección mayor de las cimentaciones.

1.2. Planteamiento del problema

La ingeniería civil ha ido evolucionando de manera progresiva en cuanto a problemas estructurales o hidráulicos se refiere. Sin embargo, el estudio de los suelos no formaba parte vital de un proyecto, por lo que dicha rama no se desarrolló mucho en un inicio.

Dicho cambio fue realizado recién a inicios del siglo pasado (Das et al., 2018). Alrededor de 1908, el químico sueco Albert Atterberg definió el tamaño de las arcillas, y su importante rol en la plasticidad de los suelos. En 1911, el mismo definió los llamados “límites de Atterberg”, así como el índice de plasticidad de los suelos, los cuales son usados hasta hoy en día para clasificar los suelos.

Los estudios realizados por Atterberg fueron muy útiles para el ingeniero austriaco Karl Terzaghi, quien desarrolló la teoría de la consolidación de las arcillas. Dicha teoría fue publicada en 1925 en su libro *Erdbaumechanik* (mecánica de suelos). Fue a partir de

dicho libro con el que se dio inicio a una nueva era, en la que se empezó a desarrollar la mecánica de suelos como la conocemos actualmente.

Una rama de la mecánica de suelos es la ingeniería de cimentaciones. En dicha rama destacaron los ingenieros Terzaghi y Meyerhof, los cuales propusieron ecuaciones para obtener la capacidad de carga de los suelos, las cuales derivaron de estudios tanto analíticos como experimentales. En cuanto al estudio de cimentaciones profundas, múltiples autores han aportado al tema, mas es una rama difícil de explorar debido a la gran cantidad de operaciones algebraicas a realizar, así como el alto costo que verifica realizar dichos estudios.

Es por esa razón que, a inicios de los años 50, se empezó a usar las computadoras para resolver problemas relacionados con la ingeniería. Posteriormente, el avance tecnológico permitía emplear los métodos de diferencias finitas y los de elementos finitos de manera rápida y confiable. La modelación numérica empleando *softwares* computacionales desde entonces se ha tornado en una necesidad, debido a la aparición de problemas que no pueden ser resueltos de manera analítica debido a su complejidad.

Los problemas de ingeniería geotécnica pueden ser resueltos empleando algoritmos que permiten llegar a soluciones precisas, sin la necesidad de cálculos complejos por medio de múltiples ecuaciones diferenciales. Problemas de estabilidad de taludes, presas o de cimentaciones son comúnmente resueltos de esta manera. Programas como el ABAQUS o el Plaxis, en los que se emplean los métodos de elementos finitos (MEF), son útiles para temas de geotecnia, cada uno con sus bondades y sus limitaciones.

Los programas anteriormente mencionados permiten realizar simulaciones numéricas del comportamiento de una estructura en contacto con un suelo, teniendo en cuenta las condiciones iniciales y de contorno de ambos elementos. Esto permite obtener resultados que reflejan el comportamiento real de dicha estructura, sin realizar costosos experimentos ni análisis complejos.

1.3. Descripción de la realidad problemática

Como se ha explicado anteriormente, es muy importante realizar un buen estudio de mecánica de suelos antes de iniciar la construcción de una estructura. En caso de que en dicho estudio se identifique al suelo estudiado como uno cuyas propiedades no puedan

garantizar el adecuado sostenimiento de la estructura debido a que esta es muy extensa (superestructuras), o se necesiten contrarrestar las fuerzas de levantamiento del suelo (bajo el nivel freático), se opta por emplear las cimentaciones profundas. Esto debido a que dicho tipo de cimentaciones puede penetrar en el suelo hasta encontrar un estrato lo suficientemente resistente en el cual transmitir las cargas verticales de la estructura de manera gradual, así como también resistir las cargas aplicadas por el suelo en el que se lo instala (Das et al., 2018).

La Norma E.050 indica que todo elemento estructural cuya profundidad de cimentación (D_f) y su ancho (B) tienen una relación de D_f/B mayor a 5 es considerado como una cimentación profunda. Asimismo, en caso la longitud enterrada del elemento estructural (d) y su ancho (b) tengan una relación mayor o igual a 10, son consideradas cimentaciones por pilotes. Estos son elementos que trabajan en compresión debido a que soporta las fuerzas verticales que vienen de la estructura, aunque también pueden trabajar a flexión al ser sometidos a fuerzas horizontales que vienen de la misma.

Las cimentaciones profundas, específicamente los pilotes hincados, presentan deformaciones grandes al realizar simulaciones del proceso de hincado, las cuales se pueden percibir en la base de la estructura a lo largo del tiempo, por lo que es necesario estimarlas para distintas condiciones iniciales. Las deformaciones grandes dependen estrictamente de las propiedades de los materiales, y ocurren en lugares en donde toda la geometría de la zona en estudio cambia en el tiempo, lo cual ocurre durante el proceso de instalación de la cimentación, que en el presente caso es un pilote individual.

En años recientes, se ha considerado emplear los métodos de elementos finitos (MEF) para solucionar problemas relacionados con la geotecnia. Los MEF consisten en resolver ecuaciones diferenciales mediante la discretización de la geometría del dominio. Por eso, una de las aplicaciones de este método es el del análisis de la penetración de pilotes en el suelo, porque con los MEF presentan una solución para una variedad de problemas relacionados con la ingeniería.

En lo que respecta a la ingeniería geotécnica, uno de los problemas más comunes son los relacionados al estudio de cimentaciones. El hincado de pilotes es un problema muy estudiado en la última década. Autores como Qiu et al. (2011) han realizado múltiples estudios sobre el tema, empleando distintos tipos de suelos y diversos modelos constitutivos. Los modelos constitutivos son relaciones matemáticas entre el esfuerzo y

la deformación unitaria. Estos se relacionan mediante la introducción de una constante del material a estudiar, como por ejemplo el módulo de elasticidad, la cual ajusta el modelo constitutivo a un material en particular (acero, concreto, etc.), lo que permite distinguir un material de otro (Kolymbas, 1999).

La importancia dada al proceso de hincado de pilotes es fundada debido a la presencia de las deformaciones grandes, las cuales se generan en el suelo durante el hincado. Dichas deformaciones grandes hacen que el suelo presente un comportamiento no lineal, además de que hace que dicho suelo sufra un cambio substancial, con lo que su configuración final es totalmente distinta a la inicial. Los problemas de deformaciones grandes pueden ser resueltos mediante los MEF.

Los programas computacionales (*software*) son útiles para resolver los MEF. Dichos programas se rigen mediante ecuaciones diferenciales, los cuales buscan resolver de manera aproximada problemas físicos o ingenieriles. Estos emplean los métodos numéricos, con los que se pueden resolver problemas con mayor facilidad.

Existen varios métodos numéricos que resuelven problemas de deformaciones grandes aunque con un mayor costo computacional. Los más populares son la formulación Arbitraria Lagrangiana-Euleriana (ALE), la formulación acoplada Euleriana-Lagrangiana (CEL), el método del material puntual (MPM) y el método de elementos finitos de la partícula (MEFP). Tanto el ALE como el CEL son formulaciones que están en las librerías del programa ABAQUS, siendo este último el más usado.

El método CEL se resuelve en función a las dos formulaciones que llevan su nombre, las cuales se realizan de manera conjunta, ya que, de ser realizadas de manera independiente, se obtendrían resultados erráticos muy difíciles de corregir (Konkol, 2015). El método CEL, apoyado por los métodos de elementos finitos, realiza una simulación del comportamiento de un pilote al ser sometido al proceso de instalación por hincado. Esta puede ser obtenida empleando el programa ABAQUS, el cual trabaja con discretizaciones tanto en 2D como en 3D de los elementos involucrados, además de contar con una opción para estudiar elementos axisimétricos.

Si bien el método CEL es el más utilizado, la formulación ALE y otras formulaciones también pueden ser empleadas para resolver problemas de deformaciones grandes. Las desventajas que presentaban cada uno de los diversos métodos han sido

eliminadas en su mayoría con el paso de los años, debido al desarrollo de nuevas técnicas que permiten resolverlos sin incurrir en errores computacionales o de discretización. Asimismo, los problemas relacionados con el costo computacional han llevado al desarrollo de nuevas y mejores tecnologías, las cuales se seguirán mejorando con el paso de los años.

1.4. Problema principal

Uno de los problemas presentes en la ingeniería geotécnica, como se mencionó anteriormente, son las deformaciones grandes que presentan los pilotes al ser instalados en los suelos. La mayoría de estos son instalados mediante el proceso del hincado. Este proceso de instalación del pilote requiere de una máquina especial llamada martillo de impacto, con el cual se introduce al pilote dentro de la arena a base de un número de golpes por metro determinado, hasta alcanzar la profundidad establecida en el diseño. Este procedimiento puede ser modelado mediante el método CEL.

Para realizar la idealización del proceso de instalación se debe tener un modelo apropiado que pueda simular el comportamiento real del suelo, así como la interacción suelo-pilote causada durante la misma instalación. No son los parámetros propios del suelo y del pilote lo complejo, sino las condiciones de contorno que permita al programa obtener resultados satisfactorios y acordes con los esperados. Cabe mencionar que la relación de vacíos varía durante el hincado de un pilote debido a que este desplaza y compacta al suelo en el proceso. Asimismo, esto es lo que ocasiona un gran incremento de esfuerzos a lo largo del pilote, los cuales están directamente asociados a la problemática a estudiar (Pham, 2009).

Luego de realizar la idealización, es posible simular el comportamiento que tendrá un pilote individual al ser instalado en cualquier suelo. Esta simulación brindará, además de la deformación que sufriría el suelo tanto en la superficie como en la zona de influencia del pilote, las resistencias unitarias de fricción y en la punta, los cuales permiten conocer el comportamiento del pilote al momento de ser instalado.

1.5. Objetivos

El objetivo general es el realizar un análisis comparativo entre los resultados de las resistencias unitarias de fricción y de punta obtenidos analíticamente, y los que se obtienen de forma numérica al simular el hincado del pilote, así como el obtener los esfuerzos y las deformaciones que sufre un suelo granular durante el hincado, los cuales permiten identificar el efecto de deformaciones grandes que ocurre en dicho suelo.

Asimismo, el objetivo específico es el simular el comportamiento del hincado de un pilote individual en un suelo granular, así como el comportamiento de dicho suelo, empleando el método de elementos finitos (MEF), en conjunto con el método aCoplado Euleriano-Lagrangiano (CEL).

1.6. Alcances y limitaciones

La presente Tesis realiza los siguientes aportes:

1. Presentación de estudios relacionados con la instalación de pilotes en suelos granulares y cohesivos. Los resultados de dichos estudios se obtuvieron de manera analítica o experimental, para posteriormente ser corroborados mediante métodos numéricos. Se presentan gráficos obtenidos por dichos estudios, a modo de preámbulo a la realización de la simulación numérica.
2. Presentación de la teoría relacionada con las formulaciones Lagrangiana, Euleriana, y la formulación CEL. Se expone las bondades y limitaciones de cada uno de los métodos, y su aplicación en el campo de la ingeniería. Asimismo, se presenta una validación del método CEL, con el cual se comprueba que este puede ser usado para tratar el problema de deformaciones grandes en suelos.
3. Exposición de la teoría con la que se basa el programa computacional empleado al realizar la simulación del problema. Esta presenta también ecuaciones empíricas, así como gráficos que muestran el comportamiento esperado al emplearlas.

4. Elaboración de un modelo computacional, en el cual está presente el problema a tratar, y empleando el método CEL, con el cual no se producían problemas relacionados con la discretización elegida. Posteriormente se realizan simulaciones para obtener el comportamiento esperado mediante gráficas.

Entre las principales limitaciones de la Tesis se encuentran las siguientes:

1. Limitaciones del software comercial. El trabajo es realizado mediante el software ABAQUS/CAE 2017. El modelo se puede realizar de manera óptima, pero la principal desventaja es que, para la realización del método CEL, se debe elegir un modelo en 3D. El modelo y su costo computacional al rodarlo se podría simplificar si se contara con la opción de realizar dicho método con un modelo axisimétrico.
2. Existen ciertos parámetros que no pueden mantenerse con valores nulos, ya que provocan errores al realizar la simulación. Por esto, se asumen para dichos parámetros valores mínimos, con los que el programa puede correr, pero con los que se pueden obtener resultados distintos a los obtenidos de manera analítica.
3. Existen ciertos comandos que arrojan resultados solo en la parte Euleriana, por lo que para obtener resultados en el contacto entre ambas partes (por ejemplo, los esfuerzos cortantes) se deben realizar operaciones intermedias sucesivas.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTOS DE LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

2.1. Pilotes hincados en suelos granulares

2.1.1. Aspectos generales

Los pilotes son elementos estructurales que están fabricados de acero, concreto o madera, y son empleados para construir cimentaciones profundas en suelos débiles o que no son capaces de soportar la carga transmitida por la superestructura. Estos aseguran la seguridad estructural de la edificación al extender su longitud hasta llegar a un estrato lo suficientemente resistente para resistir las cargas verticales y horizontales de la estructura.

Los pilotes se clasifican según el material del que están fabricados (Das et al., 2018):

- Pilotes de acero (tubos o perfiles H de acero laminado)
- Pilotes de concreto
- Pilotes de madera (troncos de árboles recortados)
- Pilotes de materiales compuestos

Asimismo, estos también pueden ser clasificados según su procedimiento de colocación (Das et al., 2018):

- Pilotes de desplazamiento: Aquellos pilotes que desplazan el terreno en el cual se introducen. Los pilotes hincados son un ejemplo de pilotes de desplazamiento, ya que estos mueven parte del suelo al ser colocados en este.
- Pilotes de extracción: Aquellos en los que se perfora y se extrae el terreno hasta la profundidad requerida, para posteriormente vaciarlo con concreto. Los pilotes *in situ* son pilotes de extracción.

También los pilotes pueden ser clasificados según las cargas aplicadas que resisten (Helwany, 2009):

- Pilotes de fricción: Aquellos que resisten una significativa parte de las cargas por la fricción superficial desarrollada entre la superficie del pilote y el suelo a su alrededor.
- Pilotes de punta: Aquellos que resisten una significativa parte de las cargas en la punta del pilote, debido a que el estrato resistente se encuentra a una profundidad razonable.

El suelo es un material trifásico consistente de partículas sólidas, agua y aire, producto del desgaste físico (ciclos de hielo-deshielo, o erosión del viento) y químico (reacción química con el agua de lluvias) de las rocas. Estas últimas son materiales sólidos consistentes de uno o más minerales, los cuales son elementos o compuestos inorgánicos en estado sólido, que se generan en la naturaleza.

Los suelos se clasifican según el tamaño de sus granos, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO, por sus siglas en inglés), como se aprecia en la Tabla 2.1 (Das, 2016).

Tabla 2.1: Clasificación de los suelos según el tamaño de sus granos.

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)	
	SUCS	Grava
Arena		4.75 mm a 0.075 mm
Limo y Arcilla		< 0.075 mm
AASHTO	Grava	75 mm a 2 mm
	Arena	2 mm a 0.05 mm
	Limo	0.05 mm a 0.002 mm
	Arcilla	< 0.002 mm

2.1.2. Instalación de pilotes

La mayoría de los pilotes son instalados mediante el proceso de hincado. Este es realizado empleando martillos o impulsores vibratorios para introducir el pilote dentro del suelo mediante un número de golpes o mediante vibrado, hasta la profundidad requerida, como se observa en la Figura 2.1. Cabe resaltar que en el proceso de hincado

de pilotes, estos ya se encuentran fabricados (de concreto o acero), por lo que este solo sería trasladado y colocado en el lugar en donde se realizaría el hincado.

El presente trabajo se centrará en el comportamiento de un pilote de desplazamiento (pilotes hincados) empleando martillos de impacto, ya que es el proceso que se idealiza mediante el método CEL.

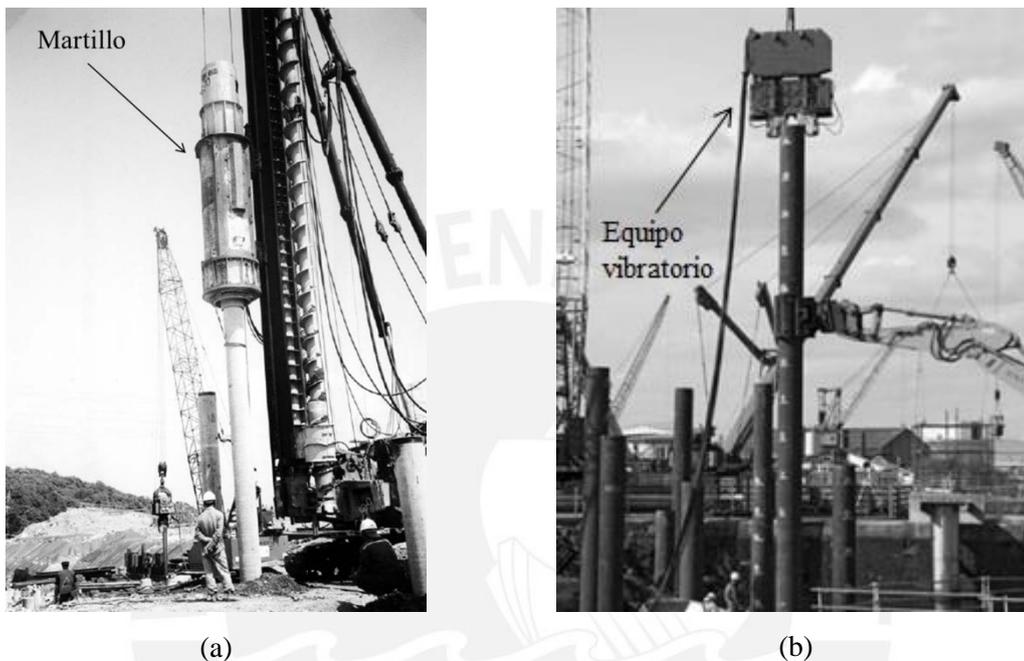


Figura 2.1: Proceso de instalación de un pilote individual hincado empleando: (a) un martillo; (b) un equipo vibratorio (modificado a partir de Das, 2016).

2.2. Comportamiento del suelo ante el hincado de pilotes

Los pilotes generan deformaciones grandes en el suelo conforme van penetrando dentro del mismo. Estas deformaciones son un problema típico de la geotecnia, las cuales dependen exclusivamente de las propiedades del material (Konkol, 2014).

Un elemento presenta deformaciones grandes cuando su deformación unitaria final es mayor que 10% ($\epsilon > 0.1$). Cuando esto ocurre, parte de su geometría empieza a cambiar (Krabbenhoft y Zhang, 2013). Esto ocurre en problemas geotécnicos como la estabilidad de taludes, la construcción de túneles, o la penetración de pilotes en el suelo.

Al hablar de modelamiento numérico mediante el MEF, el cambio de la geometría de un modelo conduce a errores en la discretización del mismo debido a su distorsión

severa, así como divergencia (errores en los resultados) debido al desplazamiento relativo severo de los nodos de los elementos finitos (Ko et al., 2017).

Las afirmaciones mencionadas anteriormente fueron investigadas por los autores citados. Sin embargo, existen otros muchos estudios relacionados con la instalación de pilotes en distintos suelos, los cuales pueden dar a entender mejor dos comportamientos. El primero, los cambios que sufre un suelo al ser desplazado por un pilote. Mientras que el segundo se refiere a los esfuerzos y las deformaciones que sufre el pilote al ser hincado dentro de un suelo.

Para obtener dicha información, se puede emplear tres tipos de métodos: analíticos, experimentales (en campo o prototipo) y numéricos. Los dos primeros intentan demostrar el comportamiento descrito por un suelo o un pilote a partir de operaciones matemáticas o ensayos de campo. Mientras, el tercero intenta predecir el comportamiento de estos, empleando programas computacionales que empleen los MEF.

2.2.1. Comportamiento según métodos analíticos

Gorbunov-Posadov (1968) estudió el comportamiento de suelos sometidos al hincado de pilotes. Él asumió que, durante el hincado, el suelo era desplazado solo horizontalmente, dejando de lado el desplazamiento vertical del mismo. Una vez acabado el hincado, concluyó que, debido a los esfuerzos generados durante el hincado de pilotes, el suelo adyacente a estos es desplazado radialmente. Sin embargo, conforme el pilote va alcanzando una mayor profundidad en el suelo (z), el radio de esta “zona desplazada” aumenta. Como se observa en la Figura 2.2, la zona desplazada es dependiente del radio del pilote (r_0).

El análisis presentado por Gorbunov-Posadov fue para el caso en que h/r_0 era igual a 10. En dicho análisis, se comparó el efecto del aumento del radio de la zona desplazada debido al hincado del pilote (Δr , siendo $r = r_0 + \Delta r$) para distintas profundidades. En caso de que $z = h$, siendo h la longitud del pilote, se obtiene que el radio de la zona desplazada es igual a $1.15r_0$. Para valores de $0.4 < z/h < 0.6$, dicho radio se reduce gradualmente hasta $1.03r_0$, mientras que, para profundidades menores, dicho radio se reduce a $0.5r_0$.

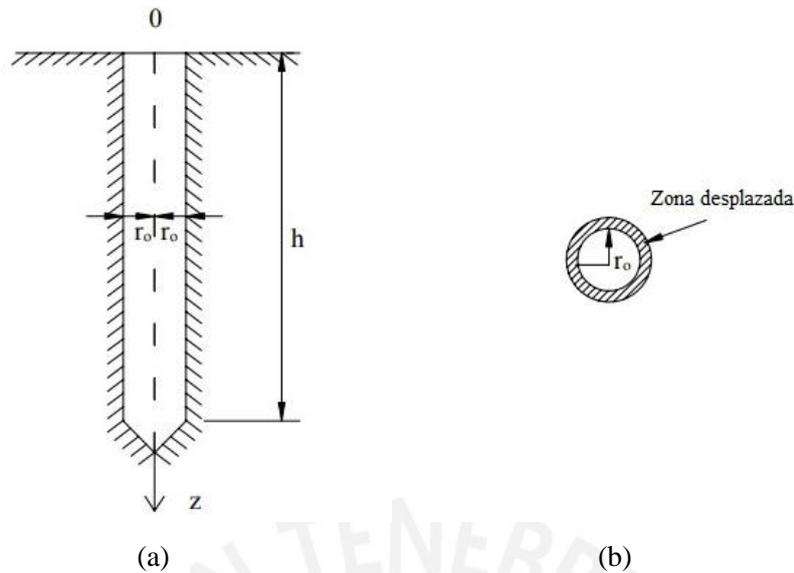


Figura 2.2: Secciones del pilote: (a) longitudinal;
(b) transversal (Gorbunov-Posadov, 1968).

La capacidad de carga de un pilote depende de varios factores, entre los que se encuentran las características del pilote (longitud, sección y forma), la configuración y propiedades del suelo (ángulo de fricción, cohesión), y el método de instalación del pilote. Para estimar la capacidad de carga, Helwany (2009) expuso acerca de dos métodos de diseño de pilotes existentes: los métodos α y β .

El método α es usado para calcular la capacidad de carga de pilotes en suelos cohesivos. El método usa como base el esfuerzo cortante no drenado de los suelos cohesivos, por lo que es adecuado para calcular la capacidad de carga de pilotes mediante un análisis no drenado. Para calcular la capacidad de carga por fricción, se hace empleo de un factor α , el cual se obtiene a partir de ecuaciones semiempíricas. Helwany sugiere emplear las ecuaciones propuestas por el *American Petroleum Institute* para hallar el factor α , las cuales están en función al esfuerzo cortante no drenado. Asimismo, para calcular la capacidad de carga en la punta se emplea la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi. Ambos resultados se suman, con lo que se obtiene la capacidad de carga del pilote.

El método β es usado para calcular la capacidad de carga de pilotes en suelos tanto cohesivos como granulares. El método usa como base los esfuerzos efectivos del suelo, y es adecuado para calcular la capacidad de carga de pilotes mediante un análisis tanto no drenado como drenado. Para calcular la capacidad de carga por fricción,

análogamente al método anterior, se emplea un factor β , el cual está en función al factor de fricción y al coeficiente de presión lateral de la tierra en reposo. Asimismo, para calcular la capacidad de carga en la punta se emplea, al igual que en el método anterior, la ecuación de Terzaghi. Ambos resultados se suman, con lo que se obtiene la capacidad de carga del pilote.

2.2.2. Comportamiento según métodos experimentales

Klotz y Coop (2001) realizaron una serie de pruebas de modelos de pilotes, empleando pruebas centrífugas de tambor (*drum centrifuge tests*) en las arenas. El modelo del suelo empleado fue de dos arenas de distintas propiedades en las cuales se colocaba un pilote. A partir de sus resultados obtenidos, se concluyó que el esfuerzo promedio tanto en la funda como en la punta del pilote se incrementaba con el incremento de la aceleración de la instalación. Asimismo, el esfuerzo radial se incrementaba solo en función a la profundidad, y presentó un decrecimiento en la punta del pilote.

White y Lehane (2004) también realizaron pruebas centrífugas de tambor empleando el equipo de la Universidad de Australia Occidental (UWA), para examinar el desarrollo del esfuerzo horizontal actuante en la funda del pilote durante su instalación en las dos arenas, obteniendo resultados similares a los propuestos por Klotz y Coop. Sin embargo, estos no lograron encontrar la reducción de esfuerzos en la punta del pilote propuesta por Klotz y Coop años atrás.

Aunque White y Lehane no encontraron dicha reducción, pudieron observar que, en las pruebas de instalación, al ser aplicadas cargas cíclicas, el esfuerzo horizontal sí decrecía. Dicho fenómeno se conoce como fatiga por fricción, el cual se observa en la Figura 2.3 para pruebas de carga tanto unidireccional como bidireccional.

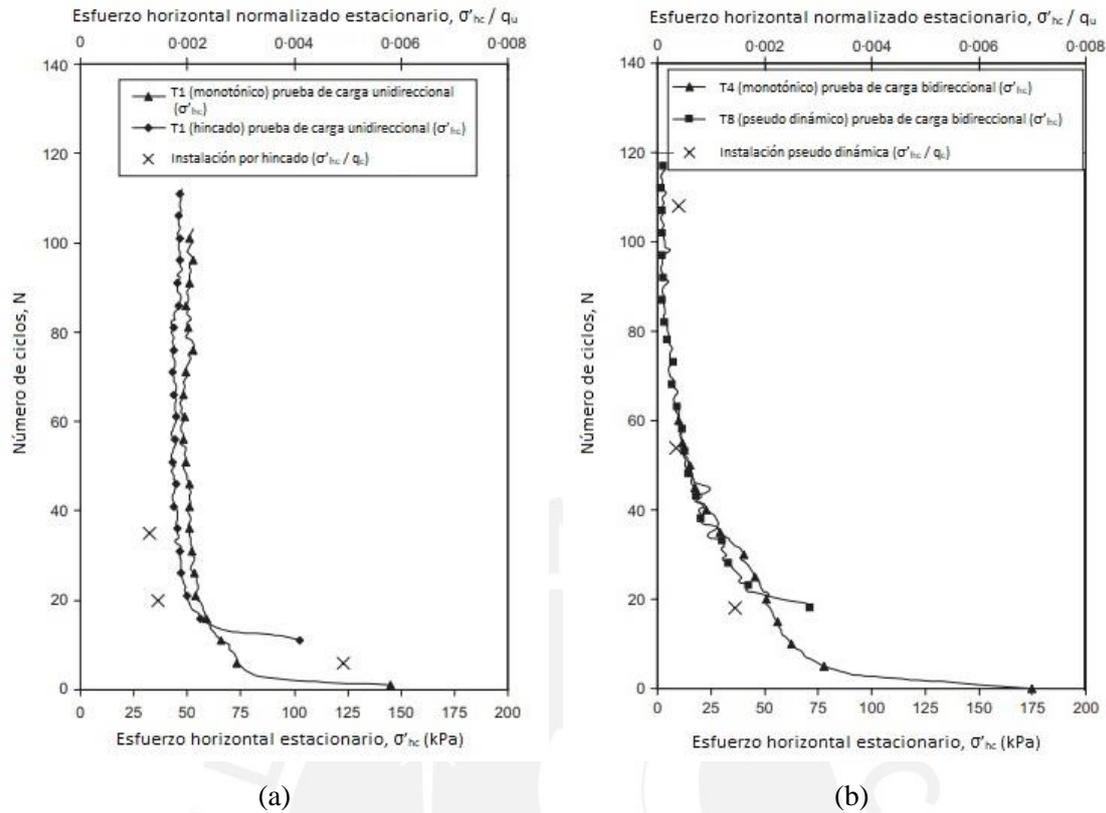


Figura 2.3: Decrecimiento del esfuerzo horizontal, durante las pruebas de carga:

(a) unidireccional; (b) bidireccional (White y Lehane, 2004).

Los métodos de instalación en el estudio de White y Lehane fueron los siguientes:

- Instalación monotónica, en la que se colocó uno de los pilotes a una velocidad constante (0.2 mm/s) hasta la mitad de su profundidad, para luego aplicarle otra velocidad hasta colocarlo en su totalidad.
- Instalación por hincado, en los que se empleó ciclos repetitivos de colocación (2 mm a 0.2 mm/s) y reposo.
- Instalación pseudo dinámica, en la que se empleó ciclos repetitivos de colocación (2 mm a 0.2 mm/s) y extracción (1.5 mm a 0.2 mm/s).

Bement y Selby (1997) también realizaron varias pruebas, estas para cuantificar el asentamiento potencial de compactación en suelos granulares por vibración (simulando la instalación empleando máquinas vibratorias). Las pruebas fueron realizadas en una cámara de consolidación Rowe (70 mm x 150 mm de diámetro) en la que se les sometió a esfuerzos verticales constantes (10, 20, 50 o 100 kPa). Después, la cámara fue sacudida verticalmente con incrementos de aceleración (desde 0.1g hasta 6.0g),

manteniendo constante el esfuerzo vertical. A partir de sus resultados, Bement y Selby concluyeron que:

- El incremento de los esfuerzos reducía la compactación vibratoria.
- Los suelos bien graduados mostraron una mejor compactación que las arenas uniformes, elevándose esta cuando la aceleración excedía 1.0g.
- Los suelos saturados demostraron una compactación más baja que los no saturados o los suelos secos.
- La velocidad de compactación se redujo mientras la frecuencia del vibrado aumentaba.

En la Figura 2.4 (Kolay et al., 2012) se muestra una cámara de consolidación Rowe, así como las partes de la misma identificadas en un gráfico.

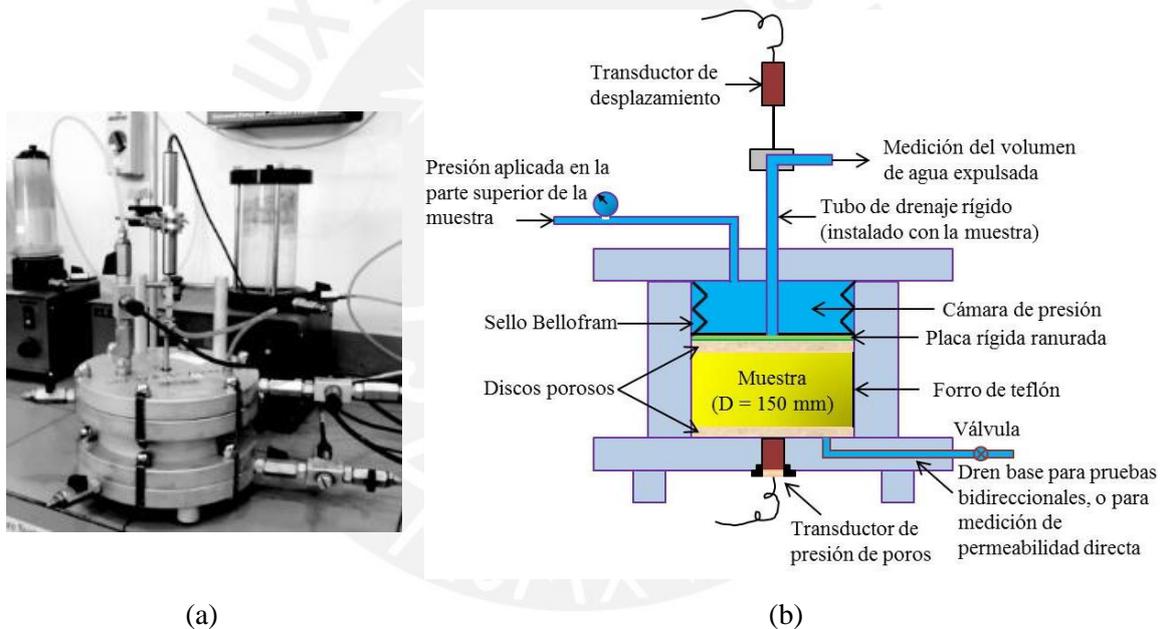


Figura 2.4: (a) Cámara de consolidación Rowe;
(b) Partes de la cámara de consolidación Rowe.

2.2.3. Comportamiento según métodos numéricos

Dijkstra et al. (2006) empleó los métodos de elementos finitos (MEF) para modelar el esfuerzo y la deformación unitaria de un suelo debido a la instalación de un pilote de desplazamiento. Se realizaron dos análisis al pilote empleando el programa Plaxis 2D:

- Primer análisis: MEF de deformaciones unitarias pequeñas con los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Hardening-Soil.
- Segundo análisis: Método arbitrario Lagrangiano-Euleriano (ALE) con el modelo constitutivo Drucker-Prager.

Los resultados de ambos análisis fueron comparados con los resultados experimentales que se obtuvieron del hincado de un pilote en una arena mediante el modelo Hardening-Soil, los cuales se aprecian en la Figura 2.5.

Para el primer análisis, se pudo obtener resultados similares a los obtenidos mediante el método experimental, siempre que se le induzca al pilote simulado a un desplazamiento horizontal igual a 7.5% del radio del pilote en su eje, y uno vertical igual a 7.5 veces el radio del pilote en la punta.

En contraste, para el segundo análisis solo se determinó el cambio de esfuerzos debido a la instalación del pilote. Esto, debido a que con el método ALE es complicado obtener resultados usando el modelo constitutivo Drucker-Prager.

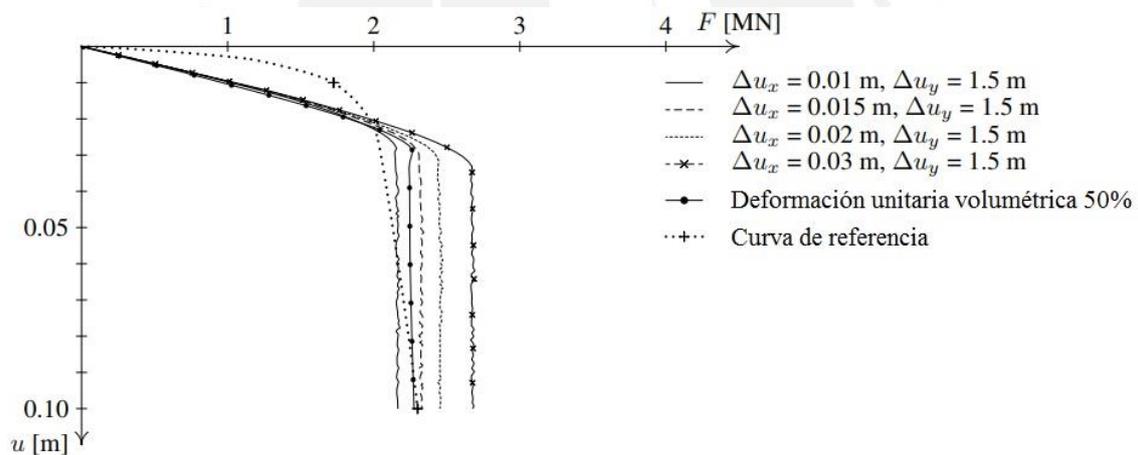


Figura 2.5: Curvas fuerza-desplazamiento unitario para un modelo Hardening-Soil con $\psi=0$ (Dijkstra et al., 2006).

Henke y Grabe (2008) publicaron un artículo investigando la influencia del método de instalación de pilotes hincados empleando martillos y por vibración (pilotes cilíndricos huecos). Ellos estudiaron el comportamiento de un pilote de 61 cm de diámetro, el cual penetró una arena medianamente densa de Karlsruhe. Emplearon el programa ABAQUS para realizar la simulación numérica mediante el modelo constitutivo hipoplástico. Los resultados mostraron que se generan grandes esfuerzos horizontales dentro del pilote al instalarlo mediante hincado con martillos, no así los

hincados por vibración. Además, este último modo de instalación generó que el suelo dentro del pilote hueco se compacte, reduciendo así su relación de vacíos al mínimo. Esto, debido a los esfuerzos cortantes cíclicos.

En un estudio previo, Henke y Grabe (2006) introdujeron una técnica especial para simular el efecto de la instalación de pilotes con punta cónica por hincado. Ellos primero modelaron un tubo liso (dentro del suelo) de 1 mm de radio bajo el eje de la penetración del pilote, el cual fue posteriormente desplazado hacia abajo por el pilote durante el hincado. Al realizar la simulación del hincado de pilotes con punta cónica, se suelen obtener valores de esfuerzos de contacto erráticos, especialmente en el fuste del pilote (cara lateral), por lo que se introdujo el tubo en la simulación numérica con el fin de evitar obtener dichos valores erráticos. Dicho efecto no fue considerado por Konkol (2015), quien al intentar obtener la resistencia unitaria de fricción de un pilote con punta cónica mediante simulaciones numéricas, obtuvo valores de aproximadamente el 20% del valor obtenido de manera analítica.

El modelo hipoplástico con deformación unitaria intergranular fue usado por Henke y Grabe empleando el programa ABAQUS. Los resultados del hincado fueron los siguientes:

- Se percibió una zona de dilatación cerca del eje del pilote mientras el suelo se compacta.
- El esfuerzo radial se incrementó alrededor del pilote durante la penetración de este en el suelo.

En contraste, los resultados obtenidos de la instalación del pilote por el método del vibrado mostraron un comportamiento distinto al de la instalación de pilotes mediante el hincado:

- El suelo se compactó alrededor del pilote, lo que originó un decrecimiento en la relación de vacíos y del esfuerzo radial.
- Se percibió un área de influencia menor que el de pilotes hincados.

Las gráficas con los resultados de la investigación de Henke y Grabe se muestran a continuación en las Figuras 2.6 y 2.7.

Helwany (2009) propuso una alternativa para obtener la capacidad de carga de un pilote, tanto para el método α como para el β , empleando el método de elementos finitos con ayuda del programa ABAQUS.

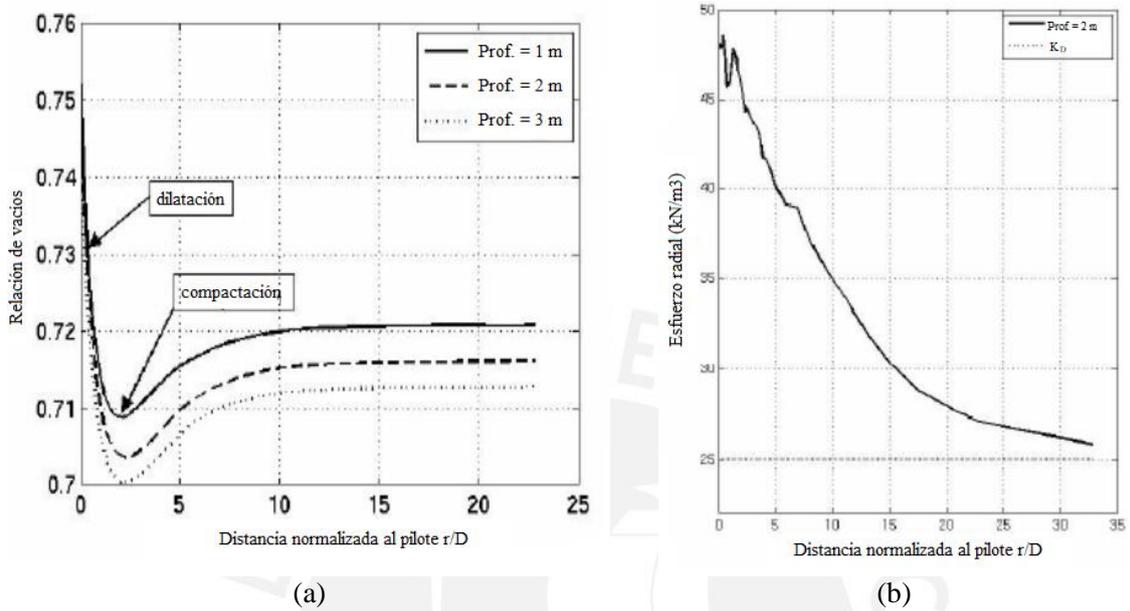


Figura 2.6: (a) Relación de vacíos alrededor de un pilote hincado y (b) distribución de esfuerzos a una cierta profundidad después de 4m de hincado (Henke y Grabe, 2006).

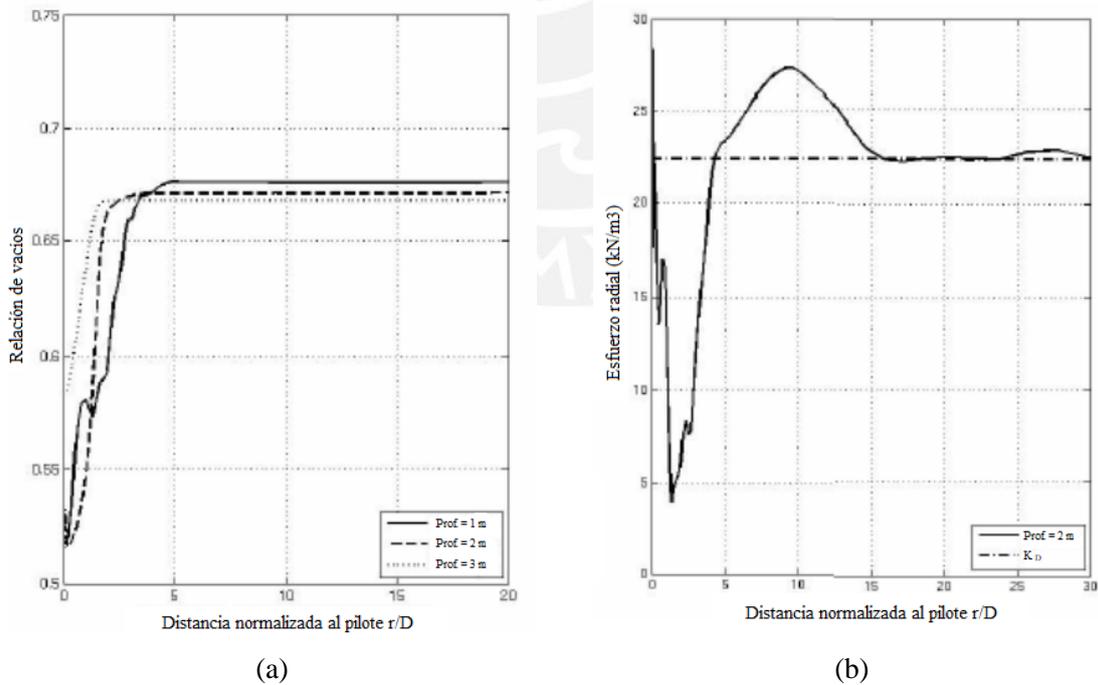


Figura 2.7: (a) Relación de vacíos alrededor de un pilote hincado y (b) distribución de esfuerzos a una cierta profundidad después de 4m de colocación por vibrado (Henke y Grabe, 2006).

Para resolver el método α , se propuso un modelo axisimétrico, en donde se estudió el comportamiento de un pilote ($L = 16$ m; $D = 0.6$ m) al ser hincado dentro de un suelo de 22.7 m de profundidad y 15 m de ancho. El modelo anteriormente mencionado, así como su discretización, se presenta en la Figura 2.8.

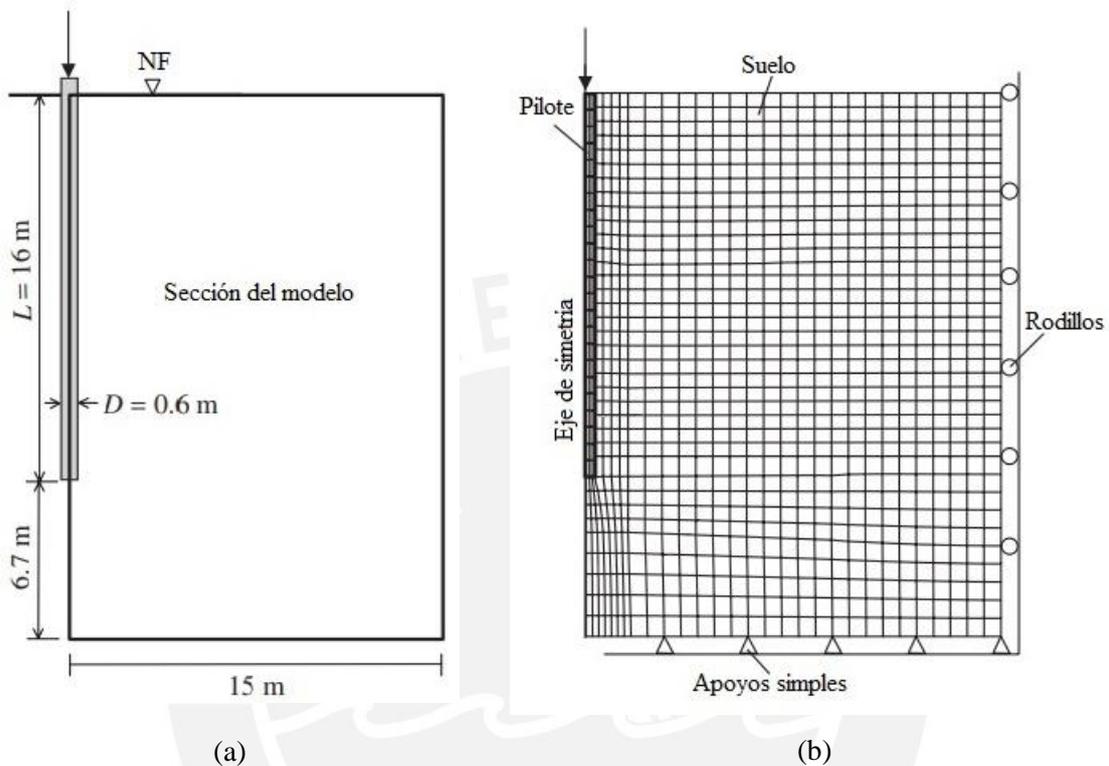


Figura 2.8: (a) Modelo de un pilote embebido en un suelo cohesivo;
(b) discretización del modelo (adaptado de Helwany, 2009).

El pilote se encontraba totalmente embebido dentro del suelo, por lo que no hubo que especificar una interacción compleja entre ambos elementos. Se empleó una propiedad de interacción definida mediante el **método de la penalidad** entre dichos elementos, con un factor de fricción de 0.385. Dicho método será explicado con más detalle posteriormente. Se empleó un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para definir al pilote y al suelo. Asimismo, se empleó un modelo *Cap* para determinar la deformación causada por el esfuerzo cortante no drenado del suelo. El resultado obtenido se comparó con la solución analítica obtenida anteriormente. Dicha comparación se puede observar en la Figura 2.9. Como se aprecia, la capacidad de carga de un pilote varía en función a la profundidad de instalación alcanzada por el mismo. Asimismo, empleando el MEF en conjunto con el programa ABAQUS, se obtuvo una capacidad de carga aproximadamente 18% menor que la obtenida analíticamente, lo que demuestra que el

análisis de elementos finitos empleado es más conservador para este caso en particular (570 kN contra los 699 kN del analítico).

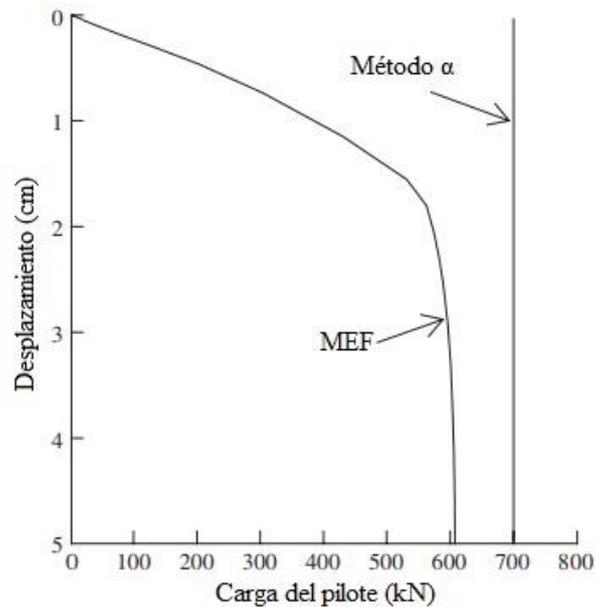


Figura 2.9: Carga del pilote vs. Desplazamiento: Método α vs. MEF (Helwany, 2009).

Para resolver el método β empleando el MEF se aplicó el mismo modelo y parámetros del pilote y del suelo anteriormente mencionados, así como el mismo tipo de interacción. Se aplicó el comando “*body force*” para definir el peso propio efectivo de la capa de arcilla, y se empleó un equilibrio geostático para asegurarse de que la condición inicial de la deformación de la capa de arcilla ocurra en la zona inicial del modelo *Cap*. La comparación entre ambos métodos se observa en la Figura 2.10 a continuación.

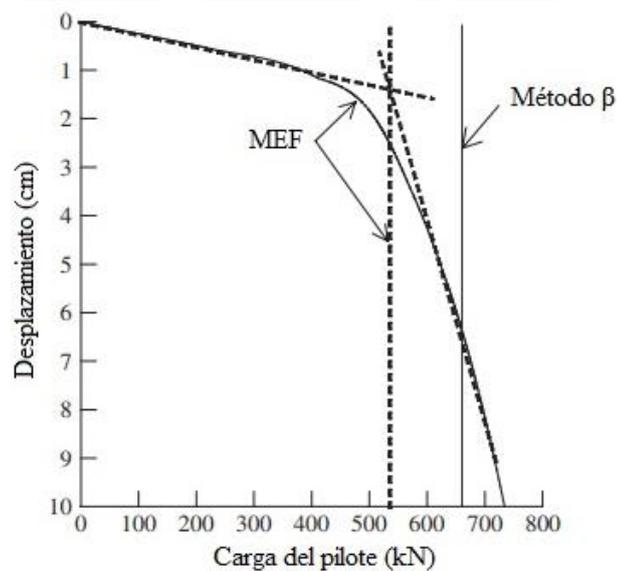


Figura 2.10: Carga del pilote vs. Desplazamiento: Método β vs. MEF (Helwany, 2009).

En la figura anteriormente mostrada se observa el resultado de la simulación realizada para hallar la capacidad de carga del pilote. El resultado obtenido es una curva descendente, similar a la Figura 2.9, cuya intersección de las pendientes de dichas curvas da un aproximado de 530 kN, comparado con los 661 kN obtenidos por el método analítico. El método de elementos finitos presenta una capacidad de carga 20% menor a la analítica, por lo que indica que es más conservadora para este caso en particular.



CAPÍTULO 3

MÉTODO ACOPLADO EULERIANO- LAGRANGIANO (CEL)

3.1. Introducción a los Métodos de Elementos Finitos (MEF)

También conocido como el “análisis de elementos finitos”, son técnicas computacionales empleadas para obtener soluciones aproximadas de valores límite en ingeniería, así como en la rama de la geotecnia. Un problema de valor límite (también llamado problema de campo) es un problema matemático en el que una o más variables dependientes (variables de campo) deben satisfacer una ecuación diferencial en toda ubicación dentro de un dominio conocido de variables independientes que satisfacen condiciones específicas en el límite del dominio. Dependiendo del tipo de problema, las variables de campo incluirán desplazamiento físico, temperatura o velocidad de flujo (Hutton, 2004).

Los MEF se rigen mediante una ecuación diferencial, la cual es resuelta mediante análisis matricial, el cual da como resultados las deformaciones en el flujo. Sin embargo, es muy problemático el usarlos debido a que el control de la solución es muy difícil debido a que no existen criterios de convergencia (Qui et al., 2009). Este método es útil para resolver problemas con geometría complicada, cargas y propiedades de material que las soluciones analíticas no pueden resolver.

Los MEF siguen las siguientes tres disciplinas (Dhatt et al., 2012):

- Ciencias de la ingeniería para resolver leyes físicas (ecuaciones diferenciales parciales).
- Métodos numéricos para la elaboración y solución de ecuaciones algebraicas.
- Herramientas computacionales para llevar a cabo los cálculos necesarios eficientemente empleando un ordenador.

Asimismo, los MEF pueden ser resueltos con ayuda de métodos numéricos, tales como los siguientes:

- Método Arbitrario Lagrangiano-Euleriano (ALE)
- Método del Material Puntual (MPM)
- Métodos de Elementos Finitos de Partículas (PFEM)
- Método Acoplado Euleriano-Lagrangiano (CEL)

Existen varios tipos de elementos finitos. Dichos tipos dependen de los grados polinomiales, de su continuidad (C^α), del número de nodos (n) y de su número de grados de libertad (n_d).

La continuidad (C^α) depende de una función base $u(x)$. Si dicha función es continua en todo el límite de los elementos, entonces dicha aproximación es de tipo (o clase) C^0 . Si dicha función y su derivada son continuas, entonces la aproximación es del tipo C^1 . En caso la función y α derivadas sean continuas, la aproximación será del tipo C^α .

En elementos finitos de dos dimensiones (2D), estos pueden presentar dos formas: triangular y cuadrilateral. En los elementos finitos con forma triangular se aprecian principalmente los elementos lineales (triángulo, 3 nodos, C^0), los elementos cuadráticos (triángulo, 6 nodos, C^0) o los elementos cúbicos (triángulo, 9 nodos, C^0), los cuales se muestran en la Figura 3.1. Por otro lado, en los elementos finitos con forma cuadrilateral se tiene a los elementos lineales (cuadrilátero, 4 nodos, C^0), los elementos cuadráticos (cuadrilátero, 9 nodos, C^0) o los elementos cúbicos (cuadrilátero, 16 nodos, C^0), como se muestra en la Figura 3.2 (Dhatt et al., 2012). Cabe resaltar que, en los elementos anteriormente mencionados, los nodos se ubican sobre la región del elemento asignado, indicados mediante los puntos \bullet . El número de nodos se indica mediante los números $1, 2, \dots, n$, y los grados de libertad se indican mediante los índices u_1, u_2, \dots, u_n .

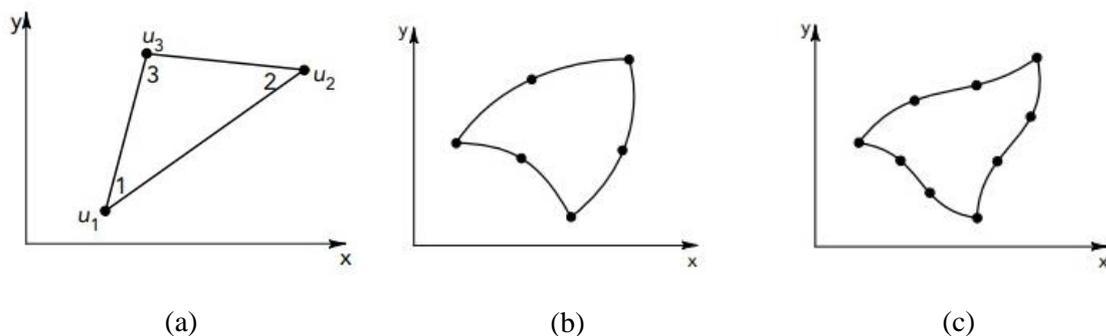


Figura 3.1: Elementos triangulares (a) lineales, (b) cuadráticos y (c) cúbicos.

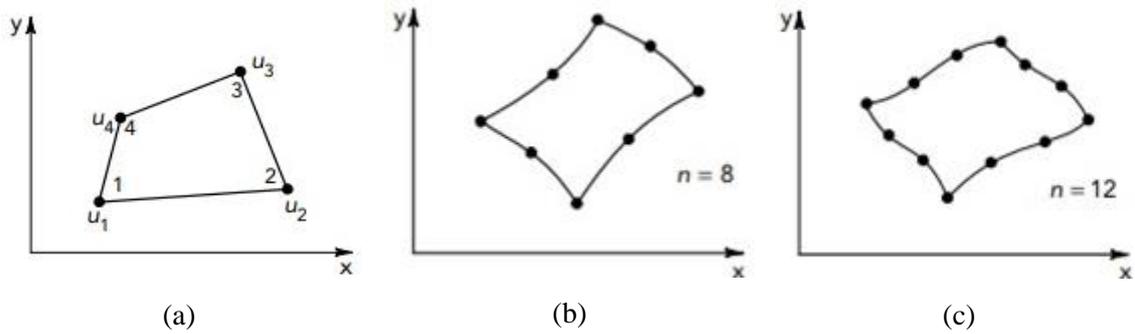


Figura 3.2: Elementos cuadrilaterales (a) lineales, (b) cuadráticos y (c) cúbicos.

Los elementos finitos presentan dentro de su región a los llamados **puntos de integración**. En dichos puntos las integrales son evaluadas numéricamente. Existen métodos que pueden identificar el número óptimo de puntos de integración que debe tener un elemento. Sin embargo, a modo de simplificación, se puede emplear el método de la **integración reducida**. Al emplear dicho método, se trabaja solo con un punto de integración para elementos lineales, o 3 (triangular) o 4 (cuadrilateral), para elementos cuadráticos. Esto facilita la obtención de resultados, debido a que el programa computacional resuelve las ecuaciones propias del problema a analizar de manera más rápida. Lo mencionado anteriormente se muestra en las Figuras 3.3 y 3.4. Igual que en el caso anterior, los nodos se indican mediante los puntos • con su respectivo número, y las x indican la ubicación de los puntos de integración.

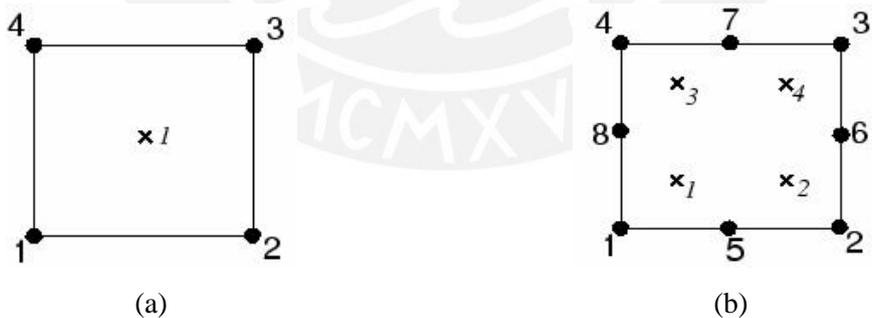


Figura 3.3: Elementos cuadrilaterales con integración reducida: (a) lineal; (b) cuadrático.



Figura 3.4: Elementos triangulares con integración reducida: (a) lineal; (b) cuadrático.

3.2. Deformación en un medio continuo

Un medio continuo es un conjunto infinito de partículas (sólido, fluido o gas) que se estudia de manera macroscópica, sin considerar las posibles discontinuidades que se puedan encontrar en el nivel microscópico (sin discontinuidades entre partículas), y la descripción matemática del medio y de sus propiedades se pueden realizar de manera continua. Asimismo, la descripción de dicho medio continuo se lleva a cabo mediante funciones matemáticas que describen la posición de cada partícula a lo largo del tiempo (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000). Lo anterior se puede apreciar en la Figura 3.5.

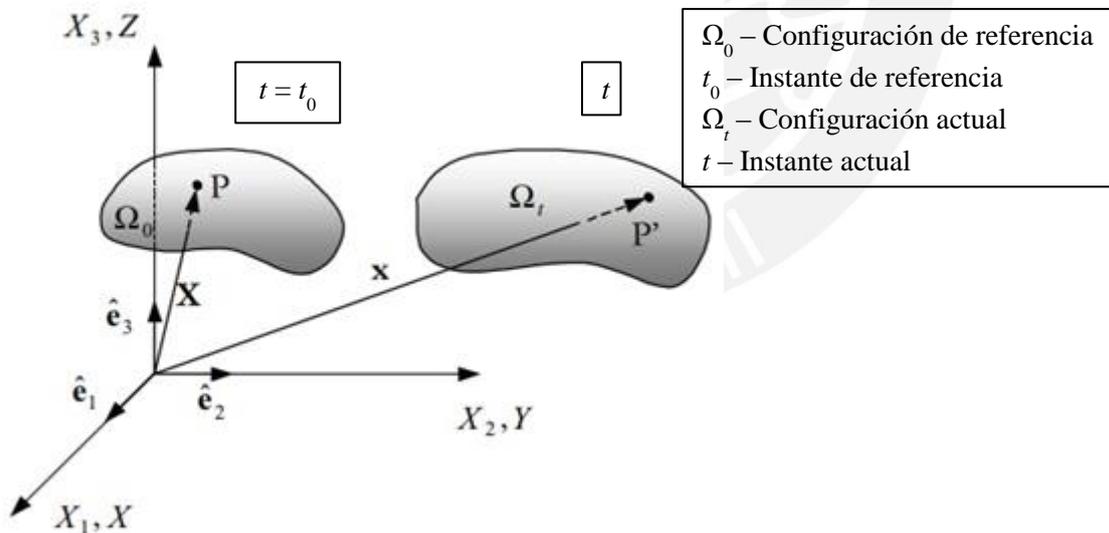


Figura 3.5: Configuración de un medio continuo (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000).

La configuración de un medio continuo en un instante t , denotado por Ω_t , es el lugar geométrico de las posiciones que ocupan en el espacio las partículas del medio continuo en dicho instante. Como se aprecia en la anterior figura, un medio continuo no solo

cambia de posición en el espacio conforme pasa el tiempo, sino que también puede cambiar de configuración (deformación). Esto debido a la presencia de fuerzas externas a dicha configuración, o por las condiciones de contorno del problema.

Para la presente simulación mediante el método CEL se considera al suelo como un medio continuo, ya que en este se parte de la siguiente afirmación: “El suelo es una malla continua conformada por infinitas partículas que en movimiento presentan un comportamiento similar al de un fluido (parte Euleriana). Asimismo, dicho medio continuo sufre deformaciones debido al proceso de instalación del pilote individual hincado (parte Lagrangiana)”. Más adelante se explicará el porqué de emplear el método acoplado, y no los puramente Lagrangianos o Eulerianos.

Si bien es cierto que el suelo en la realidad no presenta un comportamiento equivalente al de un fluido, en la simulación del problema se puede apreciar que es muy similar a aquellos. Esto, debido a que al ingresar un material deformable a la malla (suelo como material Euleriano), este expulsa a las partículas de esta hacia una “zona libre de material”. Al hacer esto, se aprecia que el suelo describe desplazamientos propios de los fluidos (deformaciones grandes), al menos durante los primeros segundos en los que el material deformable haya ingresado a este. Este comportamiento se puede apreciar en la Figura 3.6.

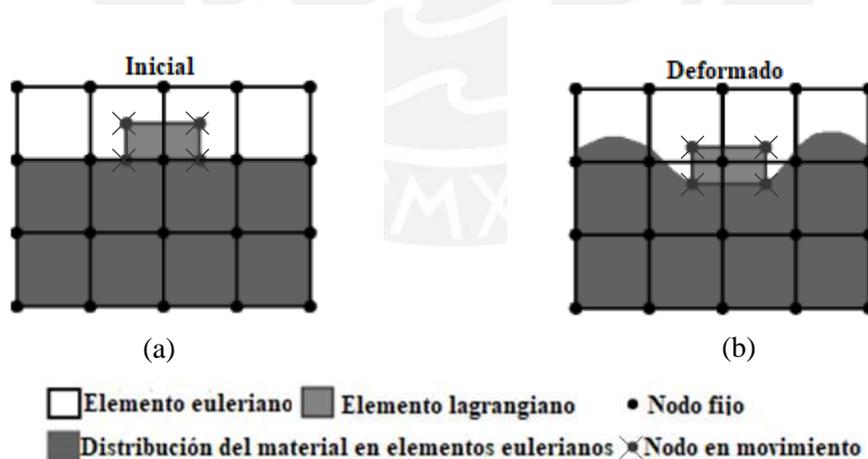


Figura 3.6: Concepto básico del comportamiento CEL:

(a) estado inicial; (b) estado deformado (Konkol, 2014).

Después de aclarar este punto, en la simulación del proceso de instalación de pilotes individuales hincados en el suelo se identifican los siguientes componentes:

- El suelo (para el presente estudio, suelo granular), modelado como un cuarto de cilindro debido a la simetría de la simulación en 3D, y mediante una malla tridimensional conformada por un conjunto de partículas en estado cuasi estático, con sus parámetros respectivos. Se analiza mediante la formulación Euleriana.
- El pilote, modelado como un cuarto de cilindro (de menor tamaño que el suelo) debido a la simetría de la simulación en 3D, con sus características propias (densidad, módulo de elasticidad, módulo de Poisson, etc.). Además, al ser un pilote hincado, presenta una “velocidad de hincado” con la que ingresa a la simulación numérica. Se analiza mediante la formulación Lagrangiana.

Cabe resaltar que también se cuenta con una “superficie de contacto” (interacción entre el suelo y la estructura), la cual también se analiza mediante la formulación Lagrangiana (Konkol, 2015). El esquema gráfico del modelo se presentará en Capítulo 5, en el cual se realizarán las simulaciones numéricas.

3.3. Formulación Lagrangiana

La formulación Lagrangiana afirma que cada nodo individual de la malla sigue a su partícula asociada durante el movimiento. Esta formulación es muy usada en la mecánica estructural (Donea et al., 2004), y sigue una **descripción** matemática de las propiedades de las partículas del medio continuo llamada material. Dicha descripción se puede dar en cualquier propiedad del material como, por ejemplo, la densidad (ρ), de donde se tiene la siguiente ecuación: $\rho = \bar{\rho}(X, t) = \bar{\rho}(X_1, X_2, X_3, t)$

En dicha ecuación, si se fijan los tres argumentos $X \equiv (X_1, X_2, X_3)$, se observa que se está siguiendo a una partícula determinada, como se observa en la Figura 3.7.

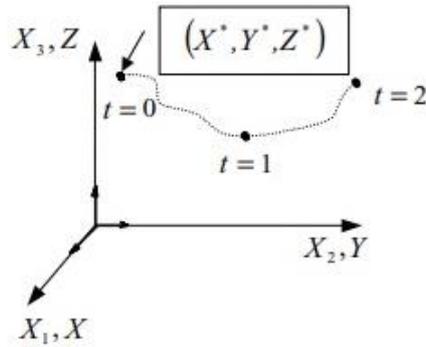


Figura 3.7: Descripción material de un material
(Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000).

Para cada uno de los tiempos, se obtiene las coordenadas respectivas para cada una de las posiciones. Dichas coordenadas se obtienen en función a un punto fijo, que en el ejemplo es el origen de coordenadas.

Emplear esta formulación en su estado puro tiene como principal ventaja que la interacción entre la malla (suelo) y la estructura (pilote) que lo penetra son definidos y rastreados de manera precisa, lo que genera que tanto el nodo (punto inicial) como la partícula del material tengan la misma ubicación en el tiempo que dure la simulación. Sin embargo, al ser los pilotes elementos que presentan deformaciones grandes, si la formulación es puramente Lagrangiana, los resultados obtenidos en la malla presentarán grandes distorsiones con múltiples enredos, los cuales serían muy difíciles de solucionar (Brown et al., 2002). Dichas distorsiones se observan en la Figura 3.8, las cuales se deben evitar para simplificar el análisis del problema en cuestión.

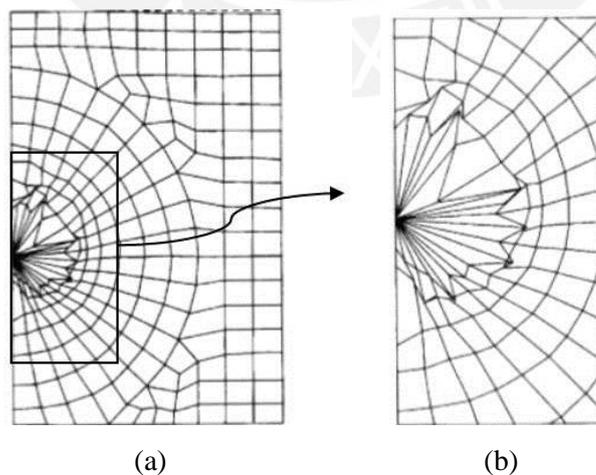


Figura 3.8: (a) Problemas de distorsiones en la malla con la formulación Lagrangiana;
(b) Enfoque en la zona más desfavorable (Donea et al., 2004).

3.4. Formulación Euleriana

La formulación Euleriana en su estado puro, muy empleada en la dinámica de fluidos, evita los problemas de las grandes distorsiones con múltiples enredos que se presentaban en los resultados obtenidos en la malla al emplear la formulación Lagrangiana. Sin embargo, también se pierde la precisión que proveía dicha formulación en la definición y el rastreo de las partículas del suelo (Donea et. al, 2004).

La descripción matemática que sigue esta formulación es la llamada espacial. Dicha descripción, al igual que con la descripción material, puede darse en cualquier propiedad del material. Se continuará el ejemplo anterior, en el que la ecuación de la densidad se expresa mediante la siguiente ecuación: $\rho = \rho(x, t) = \rho(x_1, x_2, x_3, t)$

En dicha ecuación, al asignar un cierto valor al argumento x en $\rho(x, t)$, se obtiene la evolución de la densidad para las distintas partículas que van pasando por dicho punto del espacio a lo largo del tiempo. Por otro lado, al fijar el argumento *tiempo* en la ecuación, se obtiene una distribución instantánea de la propiedad en el espacio (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000). El comportamiento anteriormente mencionado se puede apreciar en la Figura 3.9.

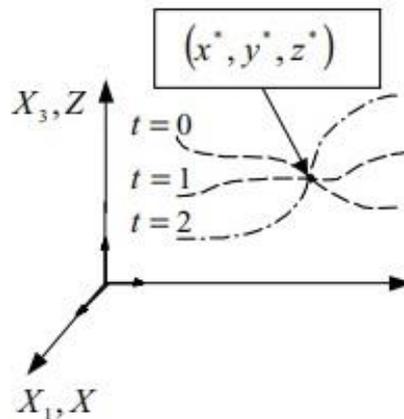


Figura 3.9: Descripción espacial de una propiedad (Oliver y Agelet de Saracíbar, 2000).

Al fijar un punto en el espacio, se obtienen datos de la propiedad elegida para cada uno de los tiempos. Estos datos se obtienen cuando las partículas del medio continuo pasan por el punto elegido anteriormente.

En la Figura 3.10, se muestra la formulación Lagrangiana, la cual se basa en que el movimiento de cada uno de sus nodos y elementos se da debido a una fuerza externa.

En contraste, la formulación Euleriana se basa en que los nodos y elementos están fijos, y el material dentro de este “fluye” debido a una fuerza externa, sin salir de la malla asignada.

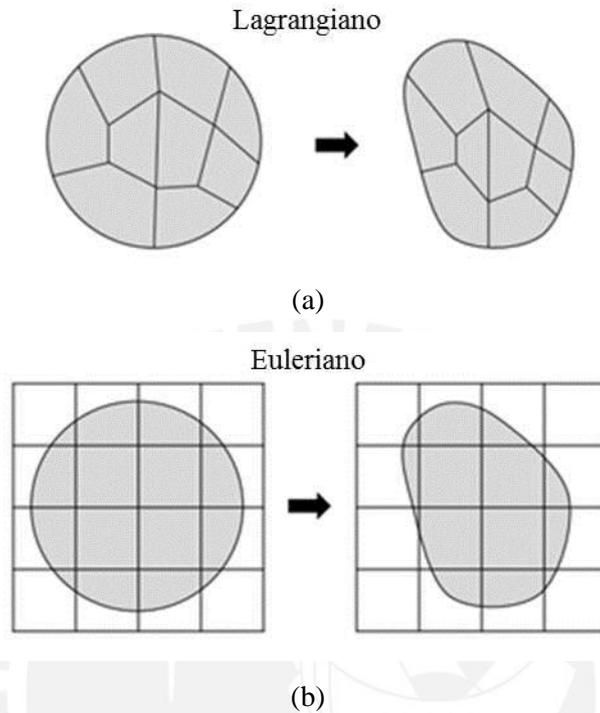


Figura 3.10: Deformaci3n en un medio continuo: (a) formulaci3n Lagrangiana; (b) formulaci3n Euleriana (Ko et al., 2017).

Cabe destacar que, en la formulaci3n Euleriana, para percibir la deformaci3n del material se debe contar con una malla lo suficientemente grande. Esto, de modo que las deformaciones de este puedan ser visibles. En el caso de la Figura 3.10b, si la malla hubiese acaparado solamente al material circular, el material hubiera permanecido exactamente igual. Esto, debido a que las part3culas del material no tienen a d3nde desplazarse. Por eso es necesario siempre contar con una malla de “vac3os” (zona libre de material), de modo que las deformaciones del material puedan ser visibles.

3.5. Formulaci3n acoplada Euleriana-Lagrangiana

La formulaci3n acoplada Euleriana-Lagrangiana (CEL) combina las mejores caracter3sticas presentadas por las formulaciones mencionadas anteriormente. Dicha formulaci3n se encuentra en el programa de MEF ABAQUS, el cual permite acoplar tanto las partes Lagrangianas con las Eulerianas mediante un algoritmo de contacto.

La formulación CEL permite simular elementos que presentan deformaciones grandes sin preocuparse por el problema de la distorsión en la malla durante la simulación (Konkol, 2015). Por esta razón, no se requiere crear una malla nueva, ni discretizarla nuevamente, ya que mediante la formulación CEL no existe una distorsión severa de la malla que pueda causar inestabilidad numérica (Ko et al., 2017).

La formulación Euleriana emplea una malla que incluye al medio continuo estático sometido a grandes distorsiones (generalmente un fluido), mientras que la formulación Lagrangiana se asigna al medio continuo dinámico (generalmente un sólido), el cual ingresa dentro de la malla y altera la posición y forma del medio continuo estático, deformándolo.

Tradicionalmente, una formulación puramente Lagrangiana se usa para resolver problemas de mecánica estructural. Esto, debido a que es muy sencillo y rápido emplear programas computacionales para obtener resultados tales como esfuerzos, deformaciones, cambio de gradientes, etc. Sin embargo, se pueden emplear otras formulaciones, como la acoplada Euleriana-Lagrangiana, para resolver dichos problemas, como se observa en la Figura 3.11.

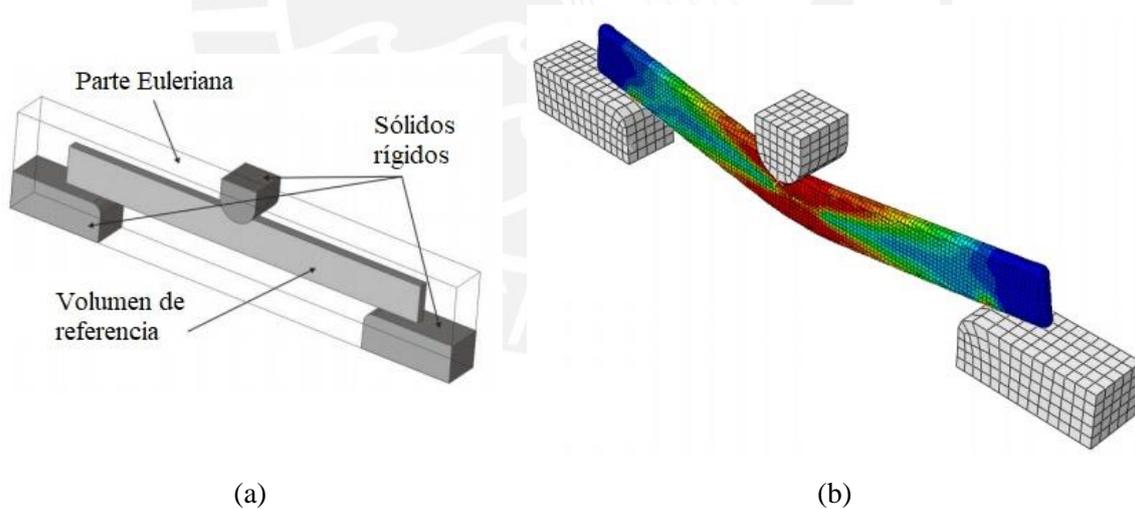


Figura 3.11: (a) Modelo de una viga y (b) su esfuerzo equivalente al deflectar la misma viga mediante el método CEL (Skrzat, 2012).

En la Figura 3.11, se muestra una viga (Lagrangiana) sobre dos sólidos rígidos como bases, a punto de ser deflectado por otro sólido rígido que se ubica sobre dicha viga, en el medio de esta. Se observa además que existe una parte Euleriana, la cual envuelve

tanto a las bases rígidas, a la viga, y a la mitad del sólido rígido que deflece a la misma viga.

Al realizar la simulación numérica se observa la deflexión de la viga. Una vez finalizada la simulación, se obtienen valores de esfuerzos muy similares a los obtenidos mediante una formulación puramente Lagrangiana (resultados observados en Skrzat, 2012). Sin embargo, en el análisis CEL se observa que los bordes de la viga son redondeados. Dicho comportamiento es causado por la malla Euleriana. En la formulación Euleriana, las cargas externas nunca son aplicadas directamente sobre la malla, sino que se debe definir primero una **interacción** entre los elementos que tendrán contacto dentro de la misma (Skrzat, 2012). Esto será explicado con más detalle más adelante.

Para entender el comportamiento de la parte Euleriana, se debe conocer la **fracción de volumen Euleriana** (EVF, *Eulerian volume fraction*) que contiene cada uno de los elementos de la discretización elegida. En el ABAQUS existen solo elementos Eulerianos tipo EC3D8R, los cuales son elementos en 3D Eulerianos de medio continuo de 8 nodos, con integración reducida (*Eulerian Continuum 3D 8-noded with reduced integration*). La parte Euleriana toma una forma diferente, dependiendo de la fracción de volumen de los elementos en un instante arbitrario. Lo anteriormente mencionado recibe el nombre del **método de volumen de fluido**. (Johansson y Ollar, 2011). Dicho método se puede apreciar en la Figura 3.12.

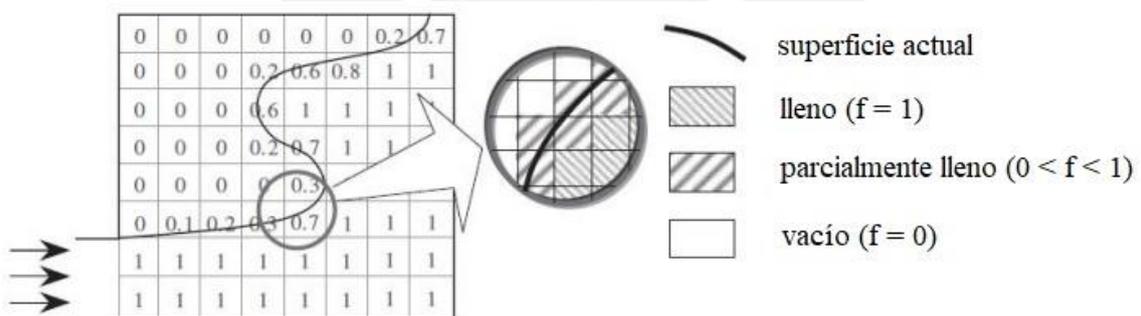


Figura 3.12: Método de volumen de fluido, en el cual se muestra la fracción de un fluido en cada elemento (Johansson y Ollar, 2011).

Cuando la fracción de volumen de un elemento se encuentra entre cero y uno, el elemento está parcialmente lleno, y la superficie actual del fluido se encuentra en dicho elemento. La superficie del fluido es entonces aproximada con la información del

elemento y de sus vecinos. Dicha aproximación es hecha para cada incremento de tiempo en el análisis.

Para problemas geotécnicos en general, al ser ambas formulaciones acopladas, la formulación Lagrangiana se encarga de discretizar la estructura y la superficie de contacto (interacción), mientras que la Euleriana discretiza la malla, en la cual se encuentra el suelo, como se explicó anteriormente (Brown et al., 2002). Esto se puede apreciar en la Figura 3.13. En dicha figura se muestra la instalación de un pilote dentro de un suelo, simulado empleando un modelo CEL, en el programa ABAQUS.

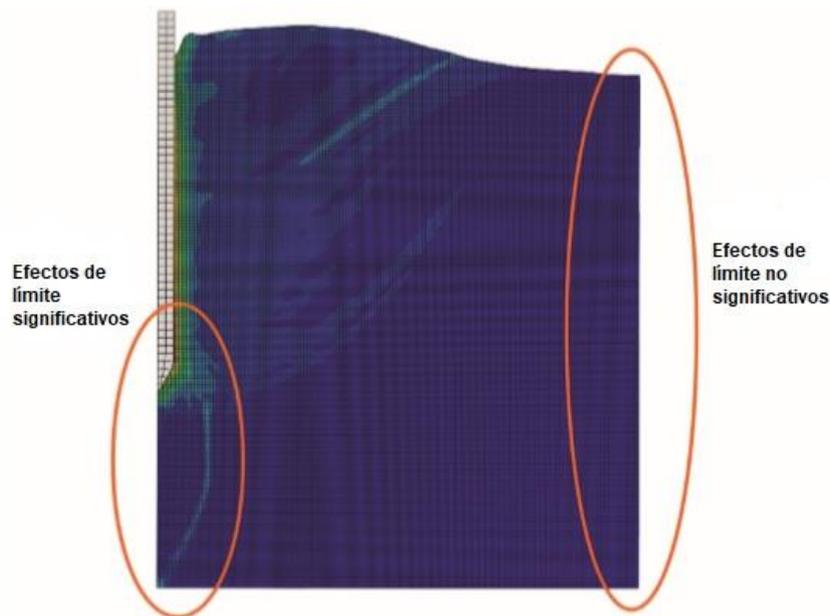


Figura 3.13: Ejemplo de una simulación de un modelo CEL en ABAQUS (Konkol, 2015).

Como se puede apreciar en la anterior figura, el resultado de la simulación del proceso de instalación del pilote individual permite identificar el comportamiento de la interfaz suelo-pilote y del mismo suelo. Asimismo, los efectos de límite (de contorno) significativo permiten visualizar la deformación máxima a la que se somete a la malla (suelo) en el hincado del pilote.

Para realizar dichas simulaciones, se debe primero contar con la discretización del modelo. Esto hace que cada uno de los materiales esté conformado por pequeños elementos cuadrangulares o triangulares (elementos finitos) dentro de su dominio, cada elemento definido mediante una función propia, e independientes uno del otro. Estos

elementos se conectan en nodos, en donde los cálculos son realizados. A mayor cantidad de nodos, mayor precisión del modelo.

Las funciones de los elementos son agrupadas en un sistema de ecuaciones global, en el que se incluye los datos de los materiales y su geometría. Las fuerzas aplicadas en la geometría de los elementos se representan mediante vectores de carga que actúan en los nodos, con lo que se obtienen matrices de gran tamaño. La resolución de estas se aliviana empleando un programa computacional, con los que se obtienen las soluciones demandadas (Fekadu, 2010).

3.6. Interacción entre elementos Lagrangianos y Eulerianos

Al realizar una simulación numérica que involucra dos o más elementos, se requiere definir una zona de interacción entre las superficies de dichos elementos. Esto, para establecer el tipo de algoritmo con el que el programa va a trabajar. Los principales tipos de interacciones, como se indica en el manual del ABAQUS (SIMULIA, 2013) son las siguientes:

- Contacto general (*General contact*).
- Contacto de superficie con superficie (*Surface-to-surface contact*).
- Contacto propio (*Self-contact*).
- Cavity fluida (*Fluid cavity*).
- Intercambio de fluidos (*Fluid exchange*).

Al emplear el método CEL, la interacción más usada es la primera en mención, ya que exige un menor análisis computacional. Las interacciones de contacto general permiten definir un contacto entre varias o todas las superficies del modelo mediante una única interacción. Comúnmente, dichas interacciones se definen para todas las caras exteriores de los elementos en contacto, bordes en contacto en barras o vigas, o en contornos de material Euleriano. En caso se quiera se quiera refinar más el dominio del contacto, se pueden **incluir (o excluir) pares de superficies de contacto específicas**.

Para definir un par de contacto, se debe primero indicar cuales pares de superficies van a presentar una interacción al estar dichas superficies en contacto. A cada par de contacto se le asigna una formulación de contacto, la cual la refiere a una propiedad de interacción. Una de las superficies de contacto es llamada superficie “maestra” (*master*

surface), mientras que la otra es llamada superficie “dependiente” (*slave surface*). Generalmente, la superficie más pequeña es elegida como la “dependiente”. En caso no se puedan diferenciar, la superficie “maestra” será la del elemento que presente una mayor rigidez, o la que presente una malla más gruesa.

Las interacciones de tipo contacto general, contacto de superficie con superficie y contacto propio pueden ser usadas de manera conjunta en el mismo análisis. Sin embargo, solo una interacción de tipo contacto general puede estar activada en un paso durante el análisis.

Una vez se define el tipo de interacción a emplear, se debe definir las propiedades de dicha interacción. Los tipos de propiedades que se pueden definir son: mecánicas, térmicas y eléctricas. Para el caso de dos elementos en contacto, los tipos de propiedades a elegir son las mecánicas. En estas se debe incluir el **modelo de fricción** que define la fuerza que resiste el movimiento relativo tangencial entre las superficies. También se debe incluir el modelo constitutivo con el que se define el comportamiento tangencial y normal.

3.6.1. Comportamiento tangencial

Para un comportamiento tangencial entre dos elementos, por defecto, el ABAQUS asume que no existe fricción alguna entre dichos elementos en contacto (*frictionless*), por lo que se debe definir un modelo de fricción para los que sí la tengan. Los tres modelos de fricción más empleados son los siguientes:

Método de la penalidad: se emplea un método de rigidez que permite un movimiento relativo entre las superficies (un “desplazamiento elástico”) cuando estas deberían estar adheridas. Cuando se encuentran adheridas ($\tau_{eq} < \tau_{crit}$), la magnitud del desplazamiento se limita al desplazamiento elástico. En la Figura 3.14 se compara el presente método con el de Coulomb, el cual solo posee un valor único de coeficiente de fricción.

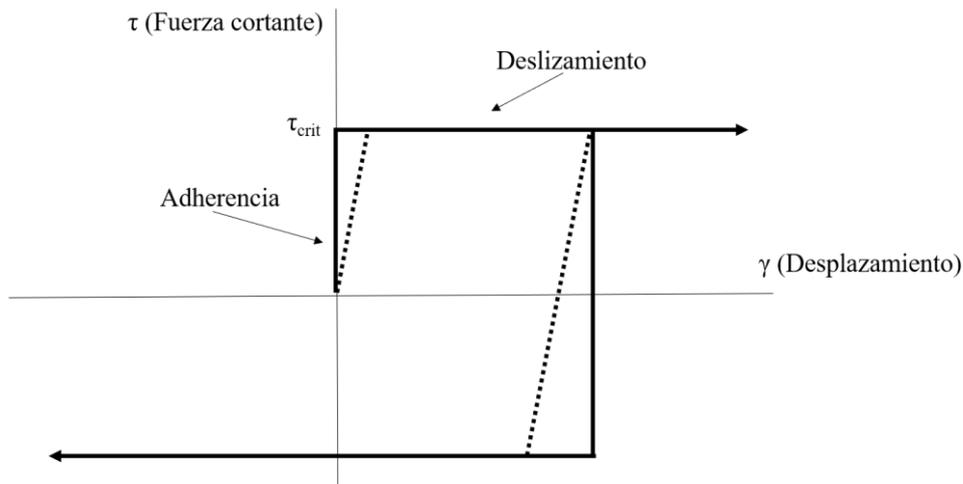


Figura 3.14: Diferencia entre la formulación de fricción de Coulomb (línea continua) y de la penalidad (punteada) (SIMULIA, 2013).

Decaimiento exponencial estático-dinámico: Especifica los coeficientes de fricción estático y dinámico de manera directa. Asimismo, se asume que el coeficiente de fricción (μ) decrece exponencialmente siguiendo la ecuación: $\mu = \mu_k + (\mu_s - \mu_k)e^{-d_c \gamma_{eq}}$

Donde:

- μ_k : Coeficiente de fricción cinético.
- μ_s : Coeficiente de fricción estático.
- d_c : Coeficiente de decaimiento.
- γ_{eq} : Tasa de deslizamiento.

El modelo puede ser usado solo con una fricción isotrópica, y no permite la dependencia con la presión de contacto, temperatura, o variables de campo. La manera más usada de definir este modelo es al proveer directamente los valores de los coeficientes de fricción estática, dinámica, y el coeficiente de decaimiento, como se muestra en la Figura 3.15.

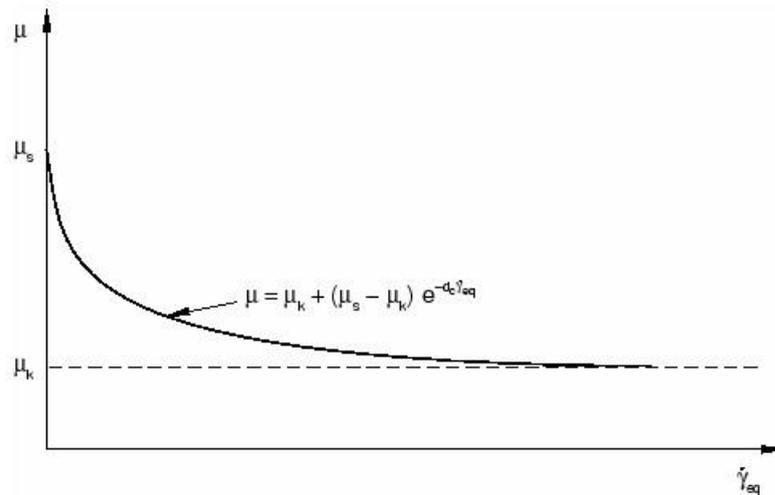


Figura 3.15: Modelo de decaimiento exponencial de fricción (SIMULIA, 2013).

Modelo Rugoso: Se especifica un coeficiente de fricción de valor infinito. Esto quiere decir que los elementos se encuentran adheridos entre sí. Es un caso especial de la fricción de Coulomb.

Al realizar una simulación con el método CEL, de usarse la fricción de Coulomb, se obtendrían problemas de convergencia durante la simulación debido a la discontinuidad de los estados de adherencia (coeficiente de fricción estático) y de desplazamiento (coeficiente de fricción dinámico). Esto debido a que con dicha formulación se obtienen problemas de convergencia durante la simulación causados por la discontinuidad de los estados de adherencia (fricción estática) y de desplazamiento (fricción dinámica).

El método del decaimiento exponencial estático-dinámico necesita de dos parámetros adicionales a los coeficientes de fricción, los cuales, en caso no se conocieran, se pueden obtener mediante un modelo experimental. En dicho modelo se deben conocer al menos dos puntos de la curva exponencial a generar, el primero en $\gamma_{eq} = 0.0$, en la coordenada $(\gamma_{eq} = 0; \mu_1 = \mu_s)$, y el segundo en la coordenada $(\gamma_2; \mu_2)$. El ABAQUS provee automáticamente un tercer punto, en la coordenada $(\gamma_\infty; \mu_\infty)$, el cual es un valor asintótico para hallar un coeficiente de fricción a una velocidad infinita. El valor de μ_∞ se halla mediante la ecuación $(\mu_2 - \mu_\infty) / (\mu_1 - \mu_\infty) = 0.05$. Dicho comportamiento se muestra en la Figura 3.16.

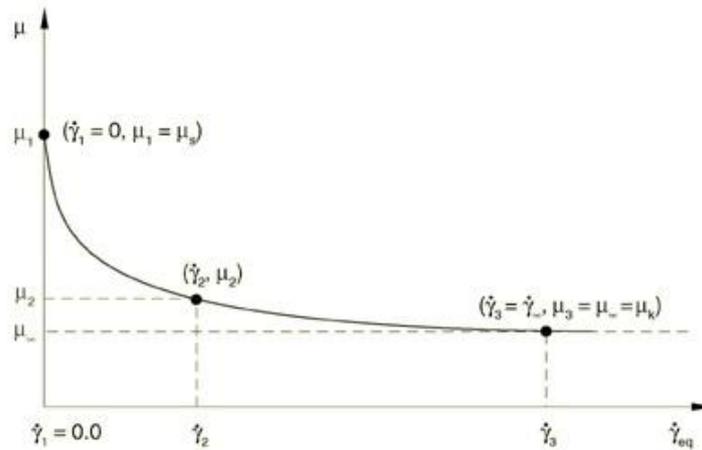


Figura 3.16: Modelo de fricción de decaimiento exponencial, con puntos obtenidos experimentalmente (SIMULIA, 2013).

En el caso del uso del método CEL, es más factible emplear el modelo de fricción basado en el método de la penalidad, al este no incurrir en problemas de convergencia durante la simulación, así como de necesitar solo de un coeficiente de fricción. La formulación de la fricción de la penalidad funciona de manera óptima para la mayoría de los problemas.

3.6.2. Comportamiento normal

Para definir un comportamiento normal entre dos elementos, se debe primero definir la sobrecarga de presión (*pressure-overclosure*). Existen dos tipos de sobrecargas de presión: las de contacto “duro” (*“hard” contact*) y las de contacto “suavizado” (*softened*). El ABAQUS trabaja con los siguientes tipos:

Contacto “duro”, el cual minimiza la penetración de la superficie “dependiente” en la superficie “maestra” en las zonas de restricción y no permite la transferencia de esfuerzos de tracción a través de la interfaz.

Contacto “suavizado”, en la que la presión de contacto es una **función exponencial** del espacio entre las superficies.

Contacto “suavizado”, en la que se construye una curva de sobrecarga de presión **tabular** mediante la escala progresiva de la rigidez de la penalidad progresiva.

Contacto “suavizado”, en la que la presión de contacto es una **función lineal** (tabular) del espacio entre las superficies.

El contacto más empleado es el contacto “duro”, ya que permite que los nodos de los elementos en contacto no se superpongan entre sí, evitando así distorsiones en la malla generados por las deformaciones grandes en los elementos. Sin embargo, dicho tipo de contacto, al no permitir la transferencia de esfuerzos de tracción entre sus elementos, imposibilita obtener resultados confiables al realizar interacciones de tipo contacto general, en superficies específicas (pares de superficies).

3.7. Validación del método CEL

Se debe presentar una validación (llamado en inglés *Benchmark test*) del método CEL para comprobar que es posible emplear dicho método para resolver problemas relacionados con la ingeniería geotécnica. Para realizar esto, primero se debe obtener una respuesta analítica a un problema, y luego emplear la simulación numérica para buscar obtener resultados similares a los obtenidos analíticamente.

Hill (1950) estudió el comportamiento de un suelo cohesivo dentro de un recipiente de paredes lisas, al ser introducido dentro de este una placa rectangular de anchos variables, como se muestra en la Figura 3.17.

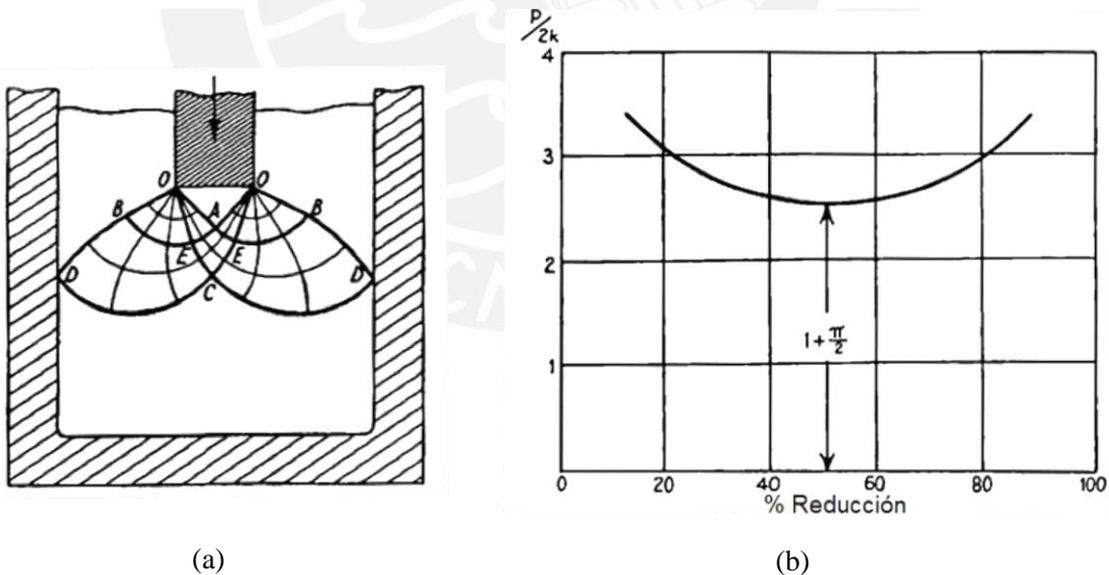


Figura 3.17: (a) Perforación de una placa en un suelo cohesivo;
 (b) relación entre la presión y la reducción de la placa (Hill, 1950).

Dicho estudio fue llamado por el autor como “perforación”. El ancho de la placa que perforó el suelo estaba en función al ancho del recipiente, y se realizó estudios con placas con anchos de entre 10-90% del ancho del recipiente. A la relación entre el ancho de la placa y el ancho del recipiente se le llamó “reducción”.

En los resultados obtenidos por Hill, se observa que la presión aplicada P está en función de la cohesión del suelo c (mencionada con la letra k en dicho libro) y de la reducción. Con dicha gráfica se identifica que la presión mínima se da cuando la reducción es de 50%, la cual es $P = 2c (1 + \frac{1}{2} \pi)$, siendo esta la respuesta analítica identificada por el autor.

Posteriores estudios pudieron demostrar que dicha respuesta puede ser obtenida también empleando métodos numéricos. Bakroon et al. (2017) planteó el problema para diferentes métodos de análisis numéricos: MEF Lagrangiano implícito, MEF Lagrangiano explícito, y el método CEL explícito. Al realizar el modelo, se consideró que los lados del recipiente solo estaban fijos en la componente horizontal. Esto, debido a que el recipiente era liso. Mientras, a la parte baja del recipiente se la fijó en ambas direcciones. La placa fue modelada como un sólido rígido, con caras lisas, y sin desplazamiento relativo en la base. El modelo se muestra en la Figura 3.18.

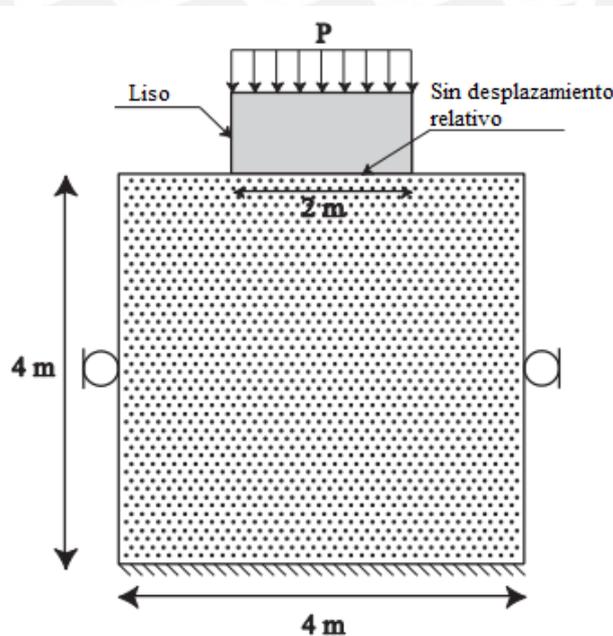


Figura 3.18: Geometría y contorno del problema de penetración de la placa en un suelo (Bakroon et al., 2017).

Dado que se consideró una placa de 2 metros en un recipiente de 4 metros, se hizo el estudio para una reducción de 50%, por lo que la presión esperada era $P = 2c (1 + \frac{1}{2} \pi)$, tal como anteriormente lo había demostrado Hill. Los parámetros del suelo usados en el problema fueron el módulo de elasticidad (E), la cohesión (c), y el módulo de Poisson (ν). Dichos parámetros fueron los siguientes: $E = 2980$ kPa; $c = 10$ kPa; y $\nu = 0.49$.

Como el problema es de deformación plana, para los análisis Lagrangiano implícito y explícito se empleó un modelo 2D (no axisimétrico). Para el suelo se usó elementos cuadrilaterales de 4 nodos en el plano bilineal, con integración reducida y control horario, elemento llamado en el ABAQUS de tipo CPE4R (*4-node bilinear plane strain quadrilateral with reduced integration and hourglass control*). Para el análisis CEL explícito, se empleó un modelo 3D, como se muestra en la Figura 3.19. Los elementos 3D usados en la malla Euleriana en el ABAQUS fueron los de tipo EC3D8R, y el sólido rígido en los tres casos fue discretizado como un cuadrilátero rígido bilineal en 3D de 4 nodos, llamado en ABAQUS de tipo R3D4 (*4-node 3D bilinear rigid quadrilateral*).

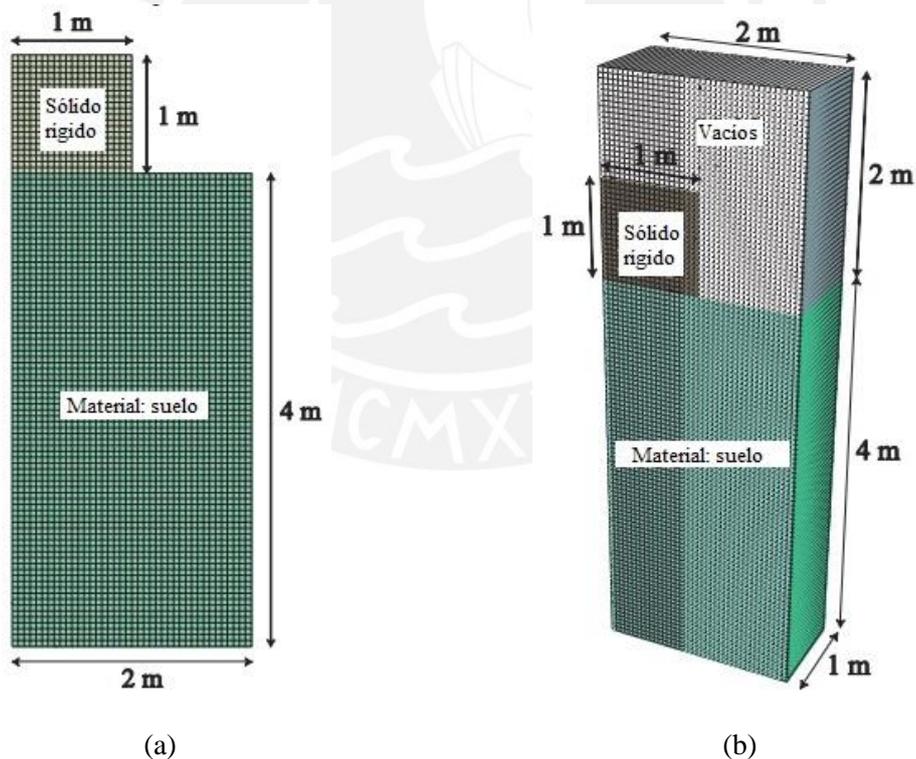


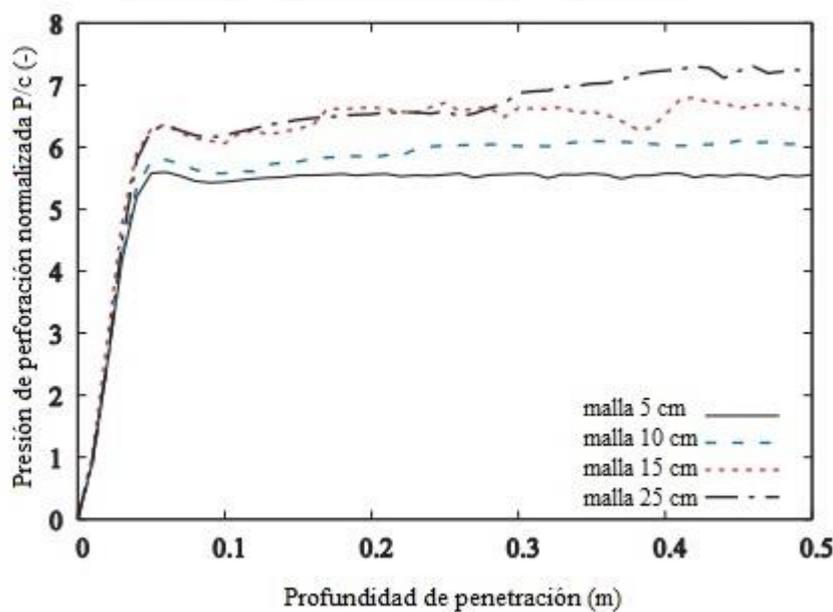
Figura 3.19: (a) Modelo 2D para los análisis Lagrangiano implícito y explícito; (b) modelo 3D para el análisis CEL explícito (Bakroon et al., 2017).

El modelo fue simplificado al usar un plano de simetría, al solo usar la mitad del modelo inicialmente propuesto. Condiciones de contorno simétricas fueron impuestas en el plano de simetría al fijar dichas condiciones en la dirección normal a dicho plano.

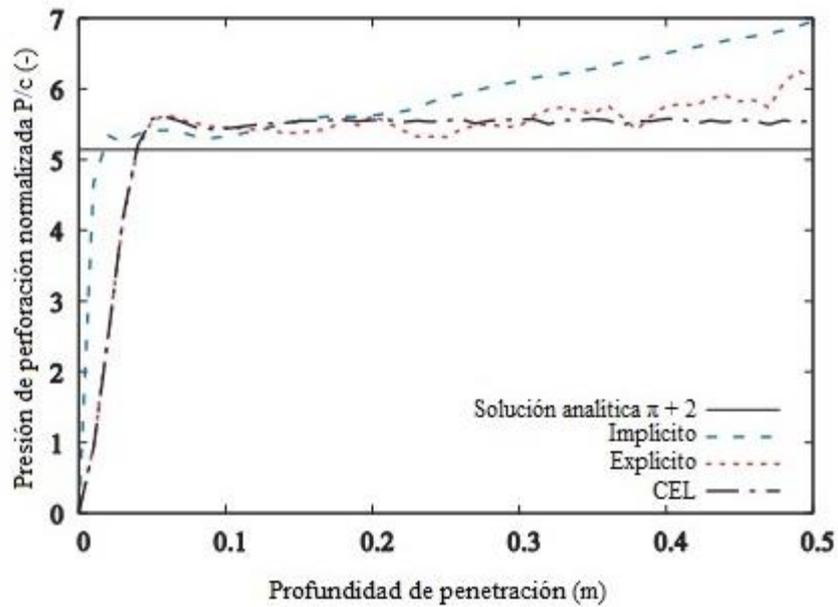
En el modelo CEL, dos regiones fueron definidas. Una región inferior, de $2 \times 4 \times 1$ m, en la que se asignó un dominio de suelo con las propiedades anteriormente mencionadas; y una región superior, de $2 \times 2 \times 1$ m, una capa de vacíos de elementos sin propiedades. Dicha capa se creó para que el suelo, después de la simulación, pueda desplazarse hacia arriba. La capa de vacíos tuvo una fracción de volumen Euleriana $EVF = 0$ al comienzo de la simulación, y durante la simulación, cuando el suelo es desplazado hacia arriba, llega en ciertas zonas a un valor de $EVF = 1$, en los elementos en los que se encuentra lleno de material (ver Figura 3.12).

Se aplicó un *contacto general* para definir la interacción entre los dos elementos en el modelo CEL. Por otro lado, en los análisis Lagrangiano explícito e implícito se empleó un contacto rugoso entre la base de la placa y el suelo, lo que evitó que exista deslizamiento entre ambas superficies, y un contacto liso en las caras laterales de la placa.

Se estudió el comportamiento de la penetración de la placa en el suelo para 4 discretizaciones diferentes (método CEL), siendo los seleccionados elementos cuadrados de 5, 10, 15 y 25 cm de lado. Los resultados obtenidos se observan en la Figura 3.20.



(a)



(b)

Figura 3.20: (a) Presión de perforación normalizada vs. profundidad de penetración, para diferentes discretizaciones; (b) presión de perforación normalizada vs. profundidad de penetración, para los análisis Lagrangianos implícito, explícito, y CEL explícito (Bakroon et al., 2017).

Como se observa en la Figura 3.20a, en las cuatro mallas la presión de perforación permanece constante hasta una profundidad de penetración de 5 cm. Para las mallas que presentan elementos cuadrados de 10, 15 y 25 cm, las presiones resultantes pasada dicha profundidad son muy variables, por lo que resulta complicado identificar una presión máxima aplicada en la placa. Esto no ocurre cuando la discretización es de elementos cuadrados de 5 cm, en donde se observa que la presión de perforación permanece constante al pasar los 5 cm de profundidad de penetración.

Asimismo, en la Figura 3.20b se realiza una comparación entre los análisis Lagrangianos implícito, explícito, y CEL explícito. Dicha comparación se realizó con una malla de elementos cuadrados de 5 cm, la cual mostró que daba un resultado estable. Al igual que en la simulación anterior, la presión de perforación es constante hasta una profundidad de penetración de 5 cm, aproximadamente. Como se puede observar, los métodos que permanecen casi constantes, cercanos a la solución analítica, son los análisis Lagrangiano y CEL explícitos.

En el análisis Lagrangiano explícito se aprecia que ocurre un incremento en la presión de perforación a partir de una profundidad de penetración de 30 cm. Esto se

debe a la excesiva distorsión en la discretización debido a la perforación. Dicho problema no ocurre al realizar la simulación mediante el análisis CEL explícito. El comportamiento anteriormente mencionado se puede apreciar en la Figura 3.21.

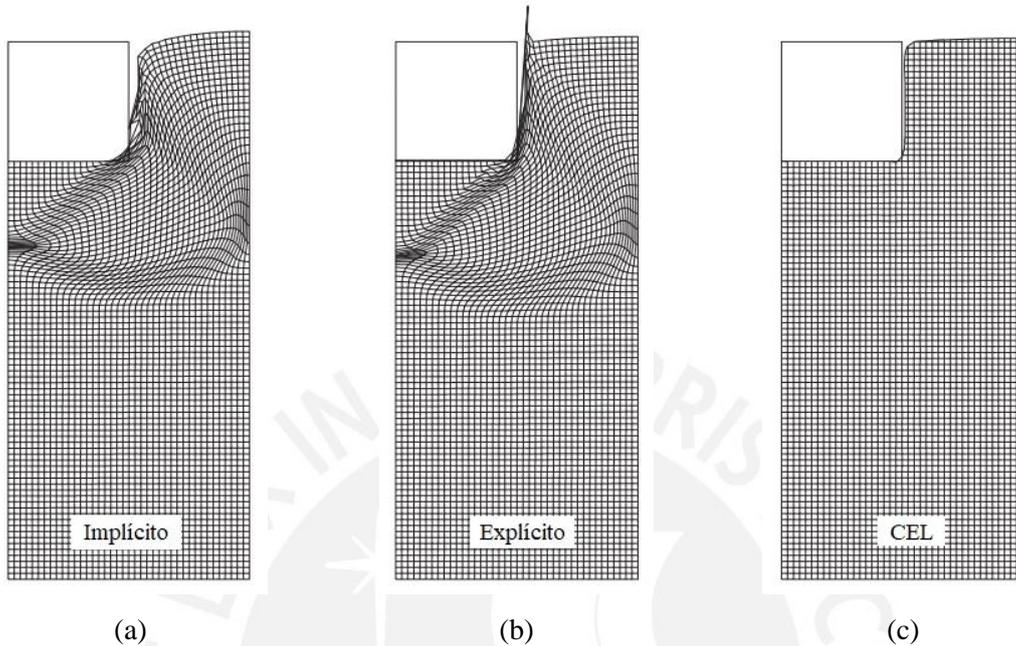


Figura 3.21: Comparación entre las distorsiones en las discretizaciones para los análisis (a) Lagrangiano implícito, (b) Lagrangiano explícito, y (c) CEL explícito, después de 50 cm de perforación (Bakroon et al., 2017).

En un modelo Lagrangiano puro (implícito o explícito), la malla está anexada al material, por lo que esta se mueve con el mismo material. En simulaciones no lineares (como la del problema presentado), el material sufre de deformaciones grandes que distorsionan la malla de elementos finitos. Esto genera que los resultados obtenidos al finalizar el análisis no sean precisos. Incluso puede generar que la simulación se interrumpa súbitamente por problemas de convergencia o excesiva distorsión (Aryal, 2014).

Las distorsiones observadas en los análisis Lagrangianos confirman que el problema de penetración de una placa dentro de un suelo cohesivo es un problema de deformaciones grandes. Para obtener resultados óptimos para dichos análisis se deben realizar ajustes en la discretización del elemento. Para el caso implícito, se debe realizar una nueva discretización a partir de una profundidad de penetración de 10 cm. Por otro lado, para el caso explícito, la discretización nueva se debe realizar para una

profundidad de 30 cm. Empleando el método CEL no es necesario realizar ajuste alguno en la discretización.

Con las simulaciones anteriormente presentadas, así como la explicación expuesta por Aryal, se concluyó que el método CEL explícito es apropiado para tratar los problemas geotécnicos de deformaciones grandes.



CAPÍTULO 4

ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA UNITARIA EN PILOTES

4.1. Introducción

La capacidad de carga que puede soportar un pilote depende de las características de los elementos en interacción. Las características más resaltantes en el pilote son la longitud que presenta el mismo, la profundidad de cimentación, su sección y su forma, mientras que las características propias del material del cual está fabricado son poco relevantes. La capacidad de carga de un pilote se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q_u = Q_f + Q_p \quad (4.1)$$

Donde:

- Q_u : Capacidad de carga última del pilote.
- Q_f : Capacidad de carga por fricción del pilote.
- Q_p : Capacidad de carga en la punta del pilote.

Después de realizar los ensayos de laboratorio se conoce si el suelo analizado es granular o cohesivo. Esto permite discernir entre dos métodos muy usados para calcular la capacidad de carga de pilotes: el método α y el método β .

El método α es empleado cuando se requiere estimar la capacidad de carga de un pilote en un suelo cohesivo. Mientras, el método β permite estimar la misma tanto para suelos cohesivos como para granulares. La principal diferencia entre ambos métodos es que el método α se basa en el estudio de la capacidad de carga a partir de la resistencia al corte no drenado (c_u) de las capas de suelo a estudiar, mientras que el β necesita los parámetros elastoplásticos de Mohr-Coulomb del suelo, específicamente, la cohesión (c') y el ángulo de fricción efectiva (ϕ').

Los parámetros empleados en cada uno de los métodos se obtienen mediante ensayos de laboratorio. Asimismo, para realizarlos, se debe conocer si las condiciones de carga son drenadas o no drenadas.

4.2. Diferencias entre los métodos al estimar las resistencias unitarias

4.2.1. Método α

Para realizar la estimación de la capacidad de carga de los pilotes mediante este método, se debe conocer principalmente las resistencias de corte no drenadas c_u de las capas de suelo cohesivo a estudiar. Para obtener estos parámetros, se debe realizar ensayos triaxiales en una muestra de suelo no consolidado no drenado (UU).

El ensayo triaxial de una muestra de suelo UU se lleva a cabo en dos fases. En la primera, a la muestra se le somete a una presión de confinamiento constante σ_3 . A dicha muestra no se le permite el drenaje, de modo que la presión de poros total es diferente a cero. En la segunda fase, a la muestra se le somete a un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ hasta llegar a la falla, mientras que tampoco se le permite el drenaje. Debido a la condición no drenada, no existe cambio en el volumen de la muestra. Además, la presión de poros del agua puede ser medida posterior al ensayo.

Los resultados de los ensayos triaxiales de suelos UU se presentan empleando círculos de Mohr cuya envolvente de falla es una línea horizontal, por lo que a dicha envolvente se le conoce como la condición $\phi = 0$. El parámetro que se obtiene es la resistencia al corte no drenado (c_u), el cual es igual al radio del círculo de Mohr (Das et al., 2018).

4.2.1.1. Resistencia unitaria de fricción

Para calcular la resistencia unitaria de fricción del pilote mediante el presente método se emplea la siguiente fórmula:

$$f_s = \alpha * c_u \quad (4.2)$$

Donde el c_u es la resistencia de corte no drenado de las arcillas, y el parámetro α es un coeficiente de adhesión que depende del material del pilote y del tipo de arcilla, el cual puede ser obtenido a partir de ecuaciones semiempíricas.

El Instituto Americano de Petróleo (API, por sus siglas en inglés), propuso unos valores del parámetro α en función al c_u (1984):

$$\alpha = \begin{cases} 1 - \frac{c_u - 25}{90}, & \text{para } 25 \text{ kPa} < c_u < 70 \text{ kPa} \\ 1.0 & \text{para } c_u \leq 25 \text{ kPa} \\ 0.5 & \text{para } c_u \geq 70 \text{ kPa} \end{cases} \quad (4.3)$$

Otra propuesta para determinar el valor de α en función al c_u es la del NAVFAC DM 7.2 (1984), la cual se aprecia en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Estimación del parámetro α (NAVFAC DM 7.2, 1984).

Tipo de pilote	Consistencia del suelo	c_u (kPa)	α
De madera o concreto	Muy blando	0-12	1.00
	Blando	12-24	1.00-0.96
	Medianamente duro	24-48	0.96-0.75
	Duro	48-96	0.75-0.48
	Muy duro	96-192	0.48-0.33
De acero	Muy blando	0-12	1.00
	Blando	12-24	1.00-0.92
	Medianamente duro	24-48	0.92-0.70
	Duro	48-96	0.70-0.36
	Muy duro	96-192	0.36-0.19

4.2.1.2. Resistencia unitaria en la punta

En cuanto a la resistencia unitaria en la punta del pilote, esta se puede calcular de la siguiente manera:

$$f_p = (c_u)_p * N_c \quad (4.4)$$

Donde N_c es el coeficiente de capacidad en la punta. Según Skempton (1984), el valor de dicho coeficiente puede ser asumido como 9 para pilotes con secciones circulares.

4.2.2. Método β

Para realizar la estimación de la capacidad de carga mediante el método β se deben conocer las propiedades elastoplásticas del suelo según el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb y el peso específico sumergido del mismo (γ'). Se deben realizar ensayos triaxiales de muestras de suelo consolidado no drenado (CU) con medición de presión de poros. Esto se hace con el fin de obtener los parámetros de cohesión y el ángulo de fricción efectiva. Además, se debe realizar un ensayo de peso volumétrico del suelo en

una muestra alterada, en caso sea un suelo granular, o en una muestra inalterada, en caso sea un suelo cohesivo.

El ensayo triaxial de una muestra de suelo CU se lleva a cabo en dos fases. En la primera, a la muestra se la somete a un esfuerzo de confinamiento constante σ_3 . Esta fase permite un drenaje total de la muestra, con lo que se obtiene una presión de poros igual a cero. En la segunda fase, a la muestra se le somete a un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ hasta que dicha muestra falle por corte. En esta fase, la válvula de drenaje se encuentra cerrada, lo que ocasiona que la presión de poros se incremente. Dicho incremento debe ser medido, para posteriormente obtener los valores de los esfuerzos efectivos del suelo.

Los resultados obtenidos se presentan empleando círculos de Mohr, con los cuales se obtienen las envolventes de falla total y efectiva. De esta última envolvente, los parámetros que se obtienen son el ángulo de fricción efectiva y la cohesión del suelo (Das et al., 2018).

4.2.2.1. Resistencia unitaria de fricción

Para calcular la resistencia unitaria de fricción del pilote por el método β se emplea la siguiente fórmula en función al esfuerzo efectivo vertical:

$$f_s = \beta * \sigma'_v \quad (4.5)$$

Donde

$$\beta = \mu * K \quad (4.6)$$

Siendo K el coeficiente de presión lateral, y μ el factor de fricción entre el suelo y el pilote de Coulomb, que está en función del ángulo de fricción del suelo. Para calcular el esfuerzo efectivo vertical del suelo se debe hacer una integración de la gráfica de esfuerzos efectivos generada hasta la profundidad de instalación del pilote. En caso de que el suelo tenga una sola capa, el esfuerzo efectivo vertical numéricamente es el que se encuentra en el punto medio de la profundidad anteriormente mencionada.

Asimismo, al estar el suelo en reposo, usualmente $K = K_o$, coeficiente que puede ser calculado en función al ángulo de fricción del suelo y de la relación de sobreconsolidación del suelo (OCR) (Wrana, 2015):

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi')(OCR)^{0.5} \leq 3 \quad (4.7)$$

Existen algunos métodos para estimar el parámetro β . Según NAVFAC DM 7.2 (1984), dicho parámetro se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\beta = \mu * K = \tan \delta * K \quad (4.8)$$

Donde δ es el ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote. Ambos valores de δ y K pueden ser estimados de acuerdo con NAVFAC DM 7.2 mediante los valores de las Tablas 4.2 y 4.3.

Tabla 4.2: Ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote (NAVFAC DM 7.2, 1984).

Tipo de pilote	Ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote (δ)
De acero	20°
De madera	3/4 ϕ'
De concreto	3/4 ϕ'

Tabla 4.3: Coeficiente de presión lateral del suelo (NAVFAC DM 7.2, 1984).

Tipo de pilote	K (pilotes en compresión)	K (pilotes en tensión)
Pilotes en H hincados	0.5-1.0	0.3-0.5
Pilotes hincados (sección circular o cuadrada)	1.0-1.5	0.6-1.0
Pilotes con forma cónica hincados	1.5-2.0	1.0-1.3
Pilotes hincados impulsados	0.4-0.9	0.3-0.6
Pilotes vaciados in-situ (menos de 60 cm de diámetro)	0.7	0.4

Según Meyerhof (1976), el valor de β puede ser asumido dependiendo del ángulo de fricción del suelo y de su tipo de instalación, como se muestra en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Valores de β en función al ángulo de fricción y al método de instalación (Meyerhof, 1976).

Pilotes hincados	ϕ' (°)		
	28	35	37
β	0.15	0.75	1.2
Pilotes vaciados in-situ	ϕ' (°)		
	33	35	37
β	0.1	0.2	0.35

Una forma de hallar el valor de K directamente es empleando el método de promedios de presiones laterales (Rajapakse, 2016; Wrana, 2015). En dicho método se promedia los valores del coeficiente de presión lateral en reposo, y de los coeficientes de presión lateral activo (K_a) y pasivo (K_p):

$$K = \frac{K_o + K_a + K_p}{3} \quad (4.9)$$

En donde dichos coeficientes están en función al ángulo de fricción del suelo:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (4.10)$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (4.11)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (4.12)$$

Konkol (2015) realizó simulaciones numéricas en donde los pilotes analizados tenían una forma cónica en la punta. Esto, debido a que deseaba comparar los resultados obtenidos con ensayos CPT. Los resultados obtenidos por Konkol exponen que existe una correlación entre las resistencias unitarias en el pilote, tanto de fricción y en la punta, y el diámetro de este. Dicho parámetro no es incluido en ninguno de los análisis anteriores, aunque es útil saber la variación de dichas resistencias conforme cambia el diámetro del pilote.

4.2.2.2. Resistencia unitaria en la punta

Para calcular la resistencia unitaria en la punta del pilote por el método β se emplea la siguiente fórmula:

$$f_p = (\sigma'_v)_p * N_q + c'_p * N_c \quad (4.13)$$

Los valores de la cohesión y esfuerzo vertical efectivo son tomados de la punta del pilote, mientras que los parámetros N_q y N_c son coeficientes de capacidad en la punta. Janbu (1976) propone obtener dichos parámetros mediante las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \left(\tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 * \exp(2 * \eta * \tan \phi') \quad (4.14)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi' \quad (4.15)$$

Donde η es el ángulo definido por la forma de la superficie de corte alrededor de la punta del pilote. Dicho ángulo oscila entre los valores de $\pi/3$ para arcillas blandas y

0.58π para arenas densas. El parámetro N_q mencionado anteriormente también se puede obtener a partir de los valores propuestos por el NAVFAC DM 7.2, los cuales se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Ángulo de fricción ϕ' vs. N_q (NAVFAC DM 7.2, 1984).

ϕ' (°)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q para pilotes hincados	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q para pilotes vaciados in-situ	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

4.3. Consideraciones adicionales

Existen algunos parámetros que afectan la capacidad de carga en la punta del pilote, los cuales son el esfuerzo efectivo del suelo, el ángulo de fricción bajo la punta del pilote (ϕ'), el ángulo de dilatación del suelo (ψ), el módulo de corte (G) y el módulo de Poisson (ν). Los efectos tanto del esfuerzo efectivo como del ángulo de fricción están incluidos en la ecuación de resistencia unitaria en la punta del pilote. Es conocido que el ángulo de fricción decrece con la profundidad. La variación de los otros parámetros con respecto a la profundidad aún no ha sido investigada (Wrana, 2015).

Randolph et al. (1994) formula una estimación de la resistencia unitaria en la punta del pilote en función del esfuerzo efectivo vertical, y de la densidad relativa del suelo (I_D), la cual se puede observar en la Figura 4.1.

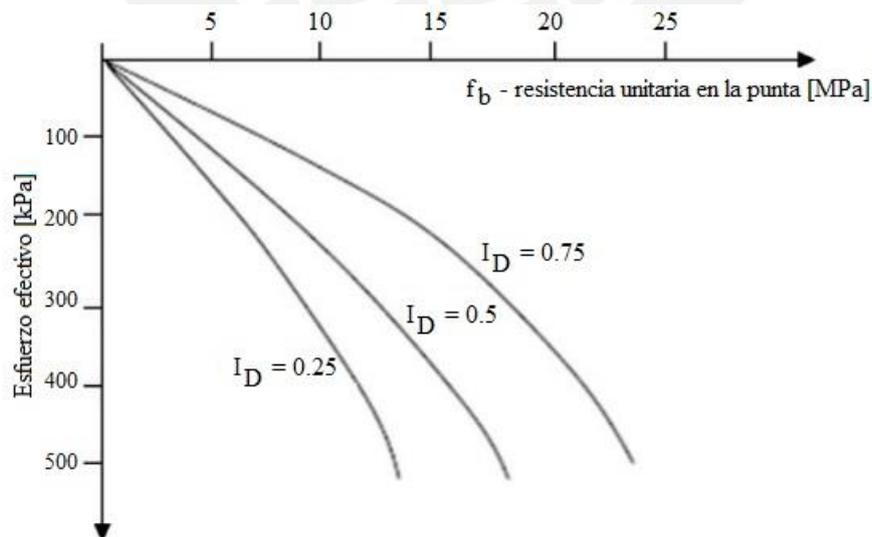


Figura 4.1: Resistencia unitaria en la punta, en función al esfuerzo efectivo vertical y a la densidad relativa (I_D) (Randolph et al., 1994).

En caso se trabaje con suelos arenosos, se debe tener en cuenta la **profundidad crítica** para hallar la resistencia unitaria por fricción del pilote. Dicha resistencia debe incrementarse conforme aumenta la profundidad. Sin embargo, esta tiende a hacerse constante a una profundidad determinada. Se sugiere que dicho fenómeno ocurre por alguno de las siguientes explicaciones:

- El valor de K está en función al ángulo de fricción (ϕ'), el cual tiende a decrecer con la profundidad (Kulhawy, 1983).
- La ecuación de la resistencia unitaria por fricción no provee de resultados confiables para niveles de esfuerzos efectivos altos debido al reajuste de las partículas de arena (Wrana, 2015).
- La reducción de la resistencia unitaria por fricción conforme aumenta la profundidad de instalación del pilote (Rajapakse, 2016).

NAVFAC DM 7.2 proporciona aproximaciones de la profundidad crítica en función al diámetro del pilote:

- Profundidad crítica para arenas sueltas = 10 D.
- Profundidad crítica para arenas medianamente densas = 15 D.
- Profundidad crítica para arenas densas = 20 D.

Las profundidades anteriormente mencionadas son asumidas para estimar la profundidad crítica para hallar la resistencia unitaria en la punta del pilote. Esto, debido a la falta de teorías válidas (Wrana, 2015).

4.4. Parámetros del modelo estudiado

El modelo estudiado cuenta con las características propias de un suelo granular (Konkol, 2015), cuyas características se presentan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Parámetros del suelo granular (Konkol, 2015).

Densidad sumergida del suelo ρ' [kg/m ³]	Módulo de Young E [MPa]	Módulo de Poisson v [-]	Ángulo de fricción efectiva ϕ' [°]	Ángulo de dilatación ψ [°]	Cohesión efectiva c' [kPa]	Coefficiente de presión lateral del suelo en reposo K_o [-]
877	35.7	0.27	35.2	9.0	1.0	0.424

Dichos parámetros fueron obtenidos a partir de los resultados de ensayos CPT y DMT *in-situ* en arenas medianamente densas, a una profundidad de 12 metros. El suelo fue modelado como un cuerpo elastoplástico con modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Se asumió que el nivel del agua era superficial, y el análisis fue realizado bajo condiciones drenadas debido a la permeabilidad de las arenas y a la veloz inserción del cono CPT.

Las fórmulas empleadas por Konkol requirieron de los datos de la resistencia en la base y la relación de fricción, obtenidos de ensayos CPT, y del índice del material, el módulo de deformabilidad y el índice de esfuerzo horizontal, obtenidos de ensayos DMT. El resto de los datos, tales como los coeficientes empleados para calcular el ángulo de dilatación del suelo, así como la densidad relativa del mismo (I_D), se obtuvo a partir de la literatura presentada por este.

Debido a que el suelo es granular, para estimar las resistencias unitarias se debe emplear el método β .

El pilote de concreto fue modelado como un cuerpo perfectamente elástico con un módulo de Young (E) de 17 GPa, un módulo de Poisson de 0.12 y una densidad de 2300 kg/m³. Dichos parámetros fueron escogidos con el fin de proporcionar al pilote de una gran rigidez en comparación al suelo.

El proceso de hincado fue realizado hasta una profundidad de 10 m. Asimismo, la velocidad de hincado elegida fue de 25 cm/s. Esto, debido a que con dicha velocidad no se presentaban soluciones erráticas (Konkol, 2015).

4.5. Resistencia unitaria de fricción

Según lo expuesto por el NAVFAC DM 7.2 en la Tabla 4.2, el valor del ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote (δ) puede ser asumido como 3/4 del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ'), al ser el pilote de concreto. Con esto, se obtuvo que $\delta = 26.4^\circ$. Asimismo, según la Tabla 4.3, el valor del coeficiente de presión lateral del suelo K se asumió como 1.5, ya que el pilote se encontraba en compresión, era hincado y era de sección circular. Se escogió el valor máximo propuesto debido a la profundidad de cimentación del elemento. El esfuerzo efectivo vertical calculado fue de 43.02 kPa. De la ecuación 4.8 se obtuvo que $\beta = 0.745$, y de la ecuación 4.5 se obtuvo que la resistencia unitaria de fricción final fue de 32.03 kPa.

Meyerhof propone en la Tabla 4.4 establecer un valor de β en función a ϕ' y al proceso de instalación del pilote. Al ser un pilote hincado cuyo ángulo de fricción es de 35.2° , mediante tabulaciones se obtuvo que $\beta = 0.795$. Esto dio como resultado que la resistencia unitaria de fricción final sea de 34.20 kPa.

Se empleó las ecuaciones 4.10, 4.11 y 4.12, las cuales están en función a ϕ' , para calcular el K promedio. Los resultados obtenidos fueron: $K_a = 0.269$, $K_p = 3.722$ y $K_o = 0.424$. El promedio de dichos resultados, tal como lo indica en la ecuación 4.9, fue de $K = 1.471$. Al multiplicar dicho parámetro con el factor de fricción entre el suelo y el pilote de Coulomb μ obtenido de la ecuación 4.8, se obtuvo que $\beta = 0.730$. Dicho valor dio como resultado final de la resistencia unitaria de fricción 31.42 kPa.

Konkol (2015) realizó simulaciones numéricas del hincado de 3 pilotes de punta cónica de diámetros 0.80, 1.00 y 1.20 metros en un suelo granular con los parámetros del suelo presentados en la Tabla 4.6. Debido a la gran cantidad de datos obtenidos graficados, para obtener los resultados de la resistencia unitaria de fricción se empleó la aproximación lineal presentada por este. Con esto se obtuvieron valores de 6.06, 5.85 y 4.41 kPa para diámetros de 0.8, 1.0 y 1.2 m. Los valores presentados anteriormente son bastante bajos al compararlos no solo con los obtenidos teóricamente, sino también al valor de 32.58 kPa obtenido de ensayos CPT por el mismo Konkol. La explicación dada por él fue que el valor de δ escogido de $1/3 \phi'$ para estimar el coeficiente de fricción de Coulomb μ es mucho menor en comparación al empleado por otros autores, de entre $0.7-0.9 \phi'$.

En la Tabla 4.7 se presenta el resumen de los resultados obtenidos a partir de los métodos anteriormente expuestos.

Tabla 4.7: Valores de la resistencia unitaria de fricción calculados analítica y numéricamente.

Diámetro del pilote	Resistencia unitaria de fricción [kPa]			
	Soluciones analíticas			Solución numérica
	NAVFAC (K = 1.5)	Meyerhof	K promedio	Konkol
0.80	32.03	34.20	31.42	6.06
1.00				5.85
1.20				4.41

4.6. Resistencia unitaria en la punta

Según Janbu, el parámetro N_q , como se muestra en la ecuación 4.14, está en función a ϕ' y al ángulo definido por la forma de la superficie de corte alrededor de la punta del pilote (η), el cual se asumió como 0.58π , un valor que identificaba al suelo como una arena densa. Sin embargo, el suelo era en realidad una arena medianamente densa, identificado en función a la densidad relativa del suelo estudiado. Esto se comprobó a partir de la literatura estudiada (Das, 2018). El valor de 0.58π se mantuvo debido a la poca información de la forma de la superficie de corte alrededor de la punta del pilote. Con esto se obtuvo que $N_q = 48.66$. Asimismo, el parámetro N_c dependía de ϕ' y del N_q calculado anteriormente, como se muestra en la ecuación 4.15, el cual fue de 67.57. De la Tabla 4.6 se conoce que la cohesión del suelo es de 1 kPa y la densidad del suelo es de 877 kg/m^3 , por lo que el esfuerzo efectivo en la punta del pilote es de $(\sigma'_v)_p = 86.03 \text{ kPa}$. La resistencia unitaria en la punta se obtuvo a partir de la ecuación 4.13, con lo que se obtuvo un valor de 4254.31 kPa.

Los valores de N_q propuestos por NAVFAC DM 7.2 están en función a ϕ' y al proceso de instalación del pilote. En el presente caso, el pilote es hincado en el suelo, por lo que el valor de N_q obtenido mediante tabulaciones fue de 52.4. El valor de N_c se calculó de la misma forma que Janbu, con lo que se obtuvo que $N_c = 72.86$. Se reemplazó dichos parámetros en la ecuación 4.13, con lo que se obtuvo que la resistencia unitaria en la punta era de 4581.03 kPa.

El método propuesto por Randolph et al. para calcular la resistencia unitaria en la punta en función al esfuerzo efectivo vertical y la densidad relativa del suelo (I_D) se aprecia en la Figura 4.1. El esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote, ubicada a una profundidad de 10 m, fue de 86.03 kPa. Asimismo, el valor de I_D fue obtenido de la literatura por Konkol (2015), el cual lo estimo con un valor de 0.53, al emplear correlaciones obtenidas de ensayos de cámara de calibración. Las curvas I_D , para esfuerzos efectivos verticales menores a 100 kPa, pueden ser asumidas como rectas. Con esto, se identificó la curva $I_D = 0.53$, la cual reflejó el valor del esfuerzo efectivo vertical de 86.03 kPa en la zona de resistencias unitarias en la punta. Al realizar esto, se obtuvo que la resistencia unitaria en la punta era de aproximadamente 4100 kPa, como se puede apreciar en la Figura 4.2.

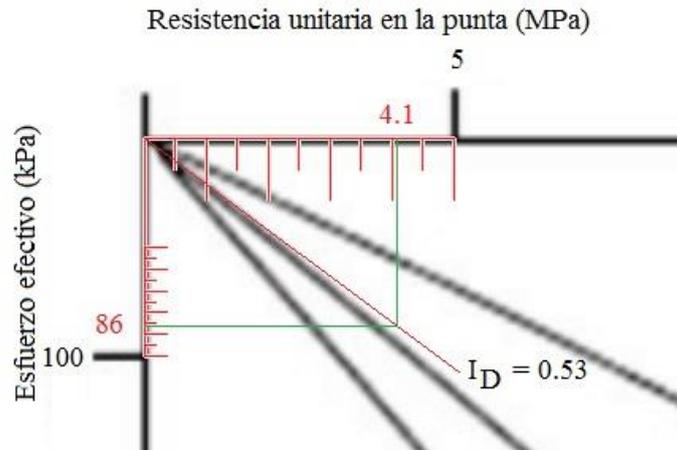


Figura 4.2: Determinación del resultado final de la resistencia unitaria en la punta, según el método gráfico propuesto por Randolph et al (1994).

Asimismo, los resultados obtenidos por las simulaciones numéricas realizadas por Konkol presentaron varios datos, por lo que para obtener los resultados de la resistencia unitaria en la punta se empleó la aproximación lineal presentada en su investigación. Con esto se obtuvieron valores de 3041.3, 2685.7 y 2437.2 kPa para diámetros de 0.80, 1.00 y 1.20 m. Konkol observó que existieron diferencias entre sus simulaciones numéricas para los diámetros de pilotes que estudió, a pesar de que el ancho del suelo fue diseñado como $15D$. Los resultados debieron haber sido aproximadamente los mismos. La explicación dada por él fue que probablemente se debió a que el tamaño de la discretización del suelo fue el mismo para los tres casos. Esto pudo haber generado una sobreestimación de los resultados obtenidos para el pilote de 0.8 m de diámetro, así como una subestimación de los resultados del pilote de 1.2 m.

Los resultados obtenidos a partir de las simulaciones numéricas mencionadas anteriormente estuvieron acordes a los obtenidos por ensayos CPT realizados por el mismo autor, especialmente los de diámetros 1.00 y 1.20 m, en los que se obtuvo una resistencia unitaria en la punta de 1954.70 kPa, mientras que para el diámetro de 0.80 m el valor obtenido fue de 2128.06 kPa. Estos resultados fueron obtenidos para un valor de la resistencia en la punta del ensayo CPT de 6515.67 kPa, valor promedio aproximado de las gráficas CPT obtenidas por Konkol.

En la Tabla 4.8 se presenta el resumen de los resultados obtenidos a partir de los métodos anteriormente expuestos.

Tabla 4.8: Valores de la resistencia unitaria en la punta del pilote calculados analítica y numéricamente.

Diámetro del pilote	Resistencia unitaria en la punta [kPa]			
	Soluciones analíticas			Solución numérica
	Janbu	NAVFAC	En función al I_D (aprox.)	Konkol
0.80	4254.31	4581.03	4100.00	3041.3
1.00				2685.7
1.20				2437.2



CAPÍTULO 5

MODELAMIENTO NUMÉRICO

5.1. Geometría del modelo

El primer paso para crear el modelo fue definir la geometría de las partes a analizar. Cada una de estas partes fue modelada en tres dimensiones en el ABAQUS en forma de un cuarto de cilindro, como se presenta en la Figura 5.1. Esto debido a la simetría del modelo, el cual refleja los resultados obtenidos en los tres cuartos de cilindro restantes.

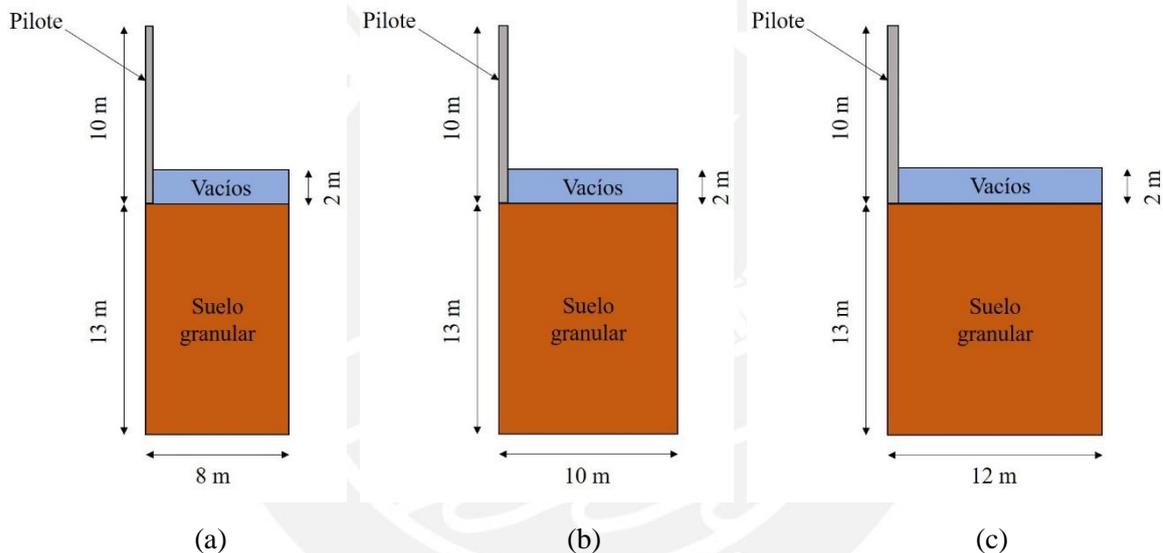


Figura 5.1: Representación del modelo CEL para un pilote de:
(a) $D = 0.80$ m; (b) $D = 1.00$ m; (c) $D = 1.20$ m.

Las partes mencionadas anteriormente fueron las siguientes:

Suelo: Esta parte fue definida mediante la formulación **Euleriana**. Sus dimensiones fueron de $10D$ m de radio, siendo D el diámetro del pilote a estudiar, y 15 m de profundidad. Se eligió dicho radio debido a que autores como Qiu et al. (2011) recomiendan usar un ancho del suelo cuya dimensión esté entre $10D$ hasta $30D$. Debido a la gran cantidad de elementos finitos que se generaron, se decidió emplear el ancho de $10D$, para evitar que el procesamiento de datos sea muy largo.

Los diámetros de los pilotes estudiados fueron de 0.80, 1.00 y 1.20 m. La parte “suelo” fue dividida en 2 sub-partes: “suelo granular” y “vacíos”, esta última sin

presencia de material alguno. El “suelo granular” estuvo ubicado en los 13 m inferiores del suelo, mientras que los “vacíos” estuvieron presentes en los 2 metros superiores. La zona de “vacíos” permite que el “suelo granular” se desplace hacia arriba durante la simulación del hincado del pilote, con el fin de observar las deformaciones que ocurren en dicho suelo.

Pilote: Esta parte fue definida mediante la formulación **Lagrangiana**, que en el ABAQUS es llamada “deformable”. El diámetro del pilote era de D m, siendo D el diámetro del pilote a estudiar, y su altura era de 10 m. El pilote se ubicó inmediatamente sobre el “suelo granular”, dentro de la sub-parte “vacíos”.

Asimismo, la geometría del ensamble fue definida cuando se creó el eje de coordenadas global (X, Y, Z), el cual se trasladó para que quede ubicado entre el pilote y el suelo granular, como se aprecia en la Figura 5.2.

Como se observa, el pilote quedó en contacto con la sub-parte “suelo granular”, y dentro de la sub-parte “vacíos”.

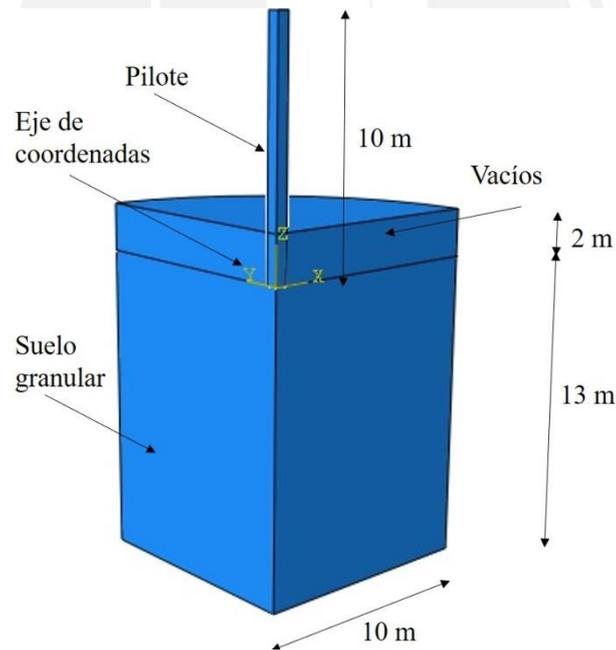


Figura 5.2: Modelo final ensamblado ($D = 1.00$ m).

5.2. Propiedades y parámetros

El suelo estudiado utilizó un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, el cual representó a un suelo granular, mientras que el pilote de concreto armado fue modelado como un elemento elástico lineal. Las propiedades y parámetros considerados en el

estudio para ambos elementos fueron tomados de la literatura de Konkol (2015), como se indicó en el capítulo anterior en la Tabla 4.6.

5.3. Propiedades de interacción entre el pilote y el suelo

El tipo de interacción entre elementos elegido es el de “contacto general”. Si bien el programa puede identificar las zonas en donde ocurre el contacto, se decidió contar con pares de superficie de contacto. Las superficies elegidas fueron la **base** del pilote y la **cara externa** del mismo, ambas en par con el suelo granular. Dichas superficies se presentan en la Figura 5.3.

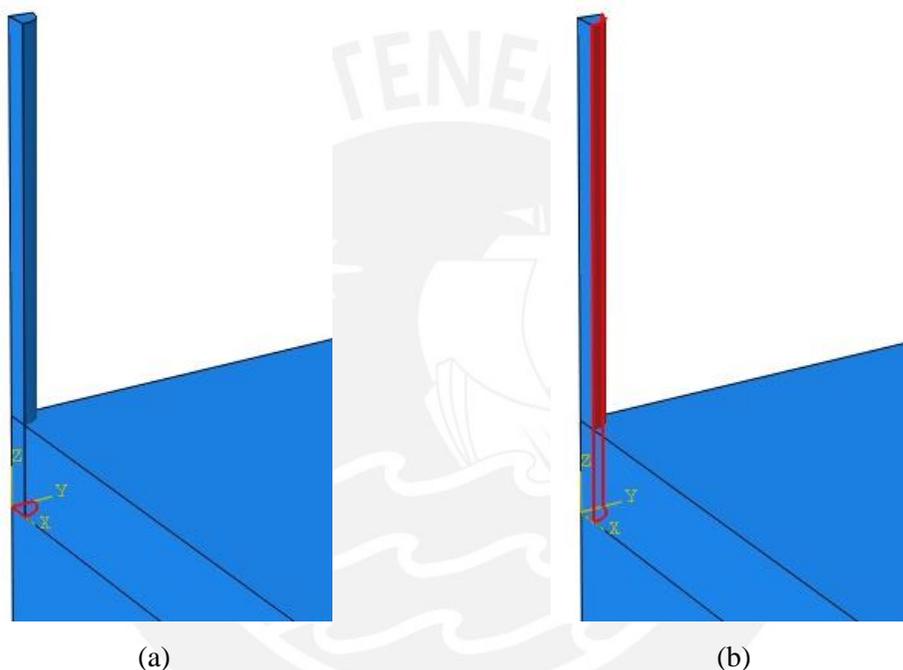


Figura 5.3: Pares elegidos en el modelo, en conjunto con el suelo granular: (a) base del pilote; (c) cara externa del pilote.

En cuanto a las propiedades de las interacciones, se decidió considerar un comportamiento tangencial, con una formulación de la fricción de la penalidad. El coeficiente de fricción μ fue calculado mediante la ecuación 4.8, en donde $\delta = 0.333\phi$. Por tanto, el coeficiente de fricción elegido fue de 0.2077.

5.4. Pasos de la simulación

Paso inicial: En el presente paso se definieron las condiciones de contorno, los campos predefinidos, y las interacciones que ocurren al inicio del análisis. Se le consideró como el Paso 0 del análisis.

Paso geostático: Se analizó posteriormente al paso inicial. Es en este paso en el que se estableció la carga de la gravedad. Se le asignó un periodo de análisis de 1 segundo y se le nombró el Paso 1 del análisis.

Hincado del pilote: El hincado fue analizado posteriormente al paso geostático. En este paso se consideró una velocidad de hincado de 0.25 m/s contraria a la dirección del eje z (hacia abajo), la misma que empleó Konkol en sus simulaciones numéricas (2015). Su periodo de análisis fue de 40 segundos y se le nombró el Paso 2 del análisis. Con dicha velocidad, Konkol realizó una validación (*benchmark test*) del método CEL al comparar los valores analíticos y numéricos de la capacidad de carga de una zapata, en la que este obtuvo un porcentaje de error entre dichos valores de 6.26%, siendo el porcentaje de error máximo aceptable de 10%. Sin embargo, se debe saber que dicha velocidad de hincado no es real, sino que solo se emplea con fines numéricos.

5.5. Definición de las variables de salida

Los pasos de análisis pueden generar una amplia cantidad de resultados en la simulación. Dichos resultados son las variables de salida (*outputs*), las cuales pueden ser controladas de modo que solo se obtengan los resultados que sean relevantes en el estudio. Cada una de estas variables tiene una **codificación**, la cual la diferencia del resto (SIMULIA, 2013).

Las variables de salida se dividen en dos grupos:

- Variables de salida de campo (*Field output*).
- Variables de salida de historia (*History output*).

Ambas se diferencian en que las primeras obtienen resultados independientes para todos los nodos del modelo, mientras que las segundas solo obtienen resultados para una cierta cantidad de puntos previamente definidos, ya sea un solo nodo, o una superficie.

Para obtener los resultados de las resistencias unitarias, se decidió emplear dos variables de salida de historia. La primera fue definida en la base del pilote, mientras que la segunda fue definida en la cara externa del mismo. En ambos casos, el grupo de variables de historia solicitado se llamaba “contacto” (*Contact*), y las variables solicitadas fueron las siguientes:

- CNF1: Fuerza de contacto que genera fricción en la dirección 1.

- CNF2: Fuerza de contacto que genera fricción en la dirección 2.
- CNF3: Fuerza de contacto que genera fricción en la dirección 3.

Los resultados obtenidos de las variables de salida anteriormente mencionadas fueron, como su nombre lo dice, fuerzas de contacto. Para obtener las resistencias unitarias, las cuales estaban en unidades de presión, bastó solo con dividir los resultados entre el área respectiva, ya sea el área de la base del pilote (punta) o de la cara externa del mismo (fricción).

Asimismo, para obtener datos de los esfuerzos y deformaciones en el suelo Euleriano se definió dos variables de salida de campo, las cuales fueron las siguientes:

- S_ASSEMBLY: Esfuerzos en el ensamble, para el elemento suelo.
- PEVAVG: Deformación unitaria plástica, según sus componentes.

Los esfuerzos fueron útiles para conocer el cambio en el comportamiento del suelo al ingresar el pilote a su dominio, mientras que las deformaciones unitarias plásticas fueron útiles para comprobar que el suelo estuvo sometido a deformaciones grandes.

5.6. Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno fueron aplicadas en las regiones del modelo en las que los desplazamientos y/o las rotaciones eran conocidos. En las caras externas del modelo, dichos movimientos fueron limitados mediante las mencionadas condiciones, de modo que permanecieron fijos (desplazamientos y/o rotaciones nulas) durante la simulación del modelo. Asimismo, en un caso específico, la condición de contorno fue distinta a cero, lo cual indicaba que existía un desplazamiento o aceleración en dicho elemento.

Para la parte “pilote”, se consideró las siguientes condiciones de contorno:

- Cara lateral X: En el paso inicial, se consideró la simetría sobre un plano X constante ($U_x = U_{xy} = U_{xz} = 0$).
- Cara lateral Y: En el paso inicial, se consideró la simetría sobre un plano Y constante ($U_y = U_{yx} = U_{yz} = 0$).
- Cara superior Z: En el paso Hincado del pilote, se consideró una velocidad igual a -0.25 m/s ($V_3 = V_z = -0.25$ m/s).

También en la parte “suelo” se consideró las siguientes condiciones de contorno:

- Cara lateral X: En el paso inicial se limitó la velocidad lineal/angular en el plano X (V1).

- Cara lateral Y: En el paso inicial se limitó la velocidad lineal/angular en el plano Y (V2).
- Cara lateral externa: En el paso inicial se limitó la velocidad lineal/angular en los planos X e Y (V1 y V2).
- Cara inferior Z: En el paso inicial se limitó la velocidad lineal/angular en el plano Z (V3).

Las condiciones de contorno indicadas anteriormente se aprecian en la Figura 5.4 (a).

5.7. Cargas aplicadas y campos predefinidos asignados

La carga aplicada fue la gravedad, la cual fue aplicada a todo el modelo. Dicha carga fue definida en el paso geostático, de tipo “gravedad” (*gravity*), y con una componente en el eje Z de -9.81 m/s^2 (Componente 3 = -9.81).

Asimismo, en cuanto a los campos predefinidos asignados, uno de ellos fue la **asignación de materiales** al modelo. En esta opción se asignó los valores de 0 (0% del material) a la sub-parte “vacíos”, y de 1 (100% del material) a la sub-parte “suelo granular”. Otro campo predefinido asignado fue el **esfuerzo geostático**. En esta opción se asignó un valor de 0 Pa en la superficie del suelo, y un valor de 111.84 kPa a una profundidad de 13 m, en el fondo del suelo. Dichos esfuerzos se pueden observar en la Figura 5.4 (b).

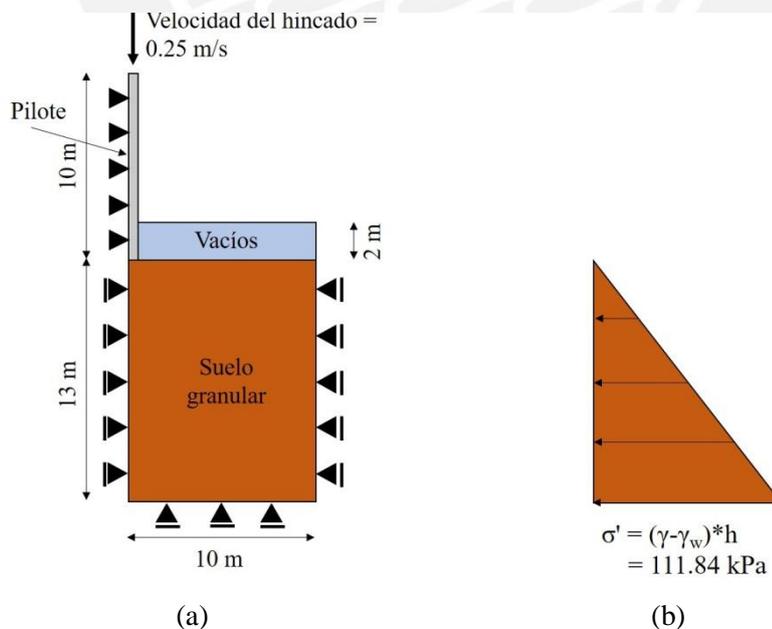


Figura 5.4: (a) Condiciones de contorno iniciales para la simulación del hincado de un pilote ($D = 1.00 \text{ m}$); (b) esfuerzo geostático asignado al modelo.

5.8. Discretización del modelo

Se contó con tres modelos analizados, los cuales estuvieron en función al diámetro del pilote en estudio. En la Figura 5.5 se presenta uno de los modelos discretizado, en donde se observa la distribución de los elementos finitos.

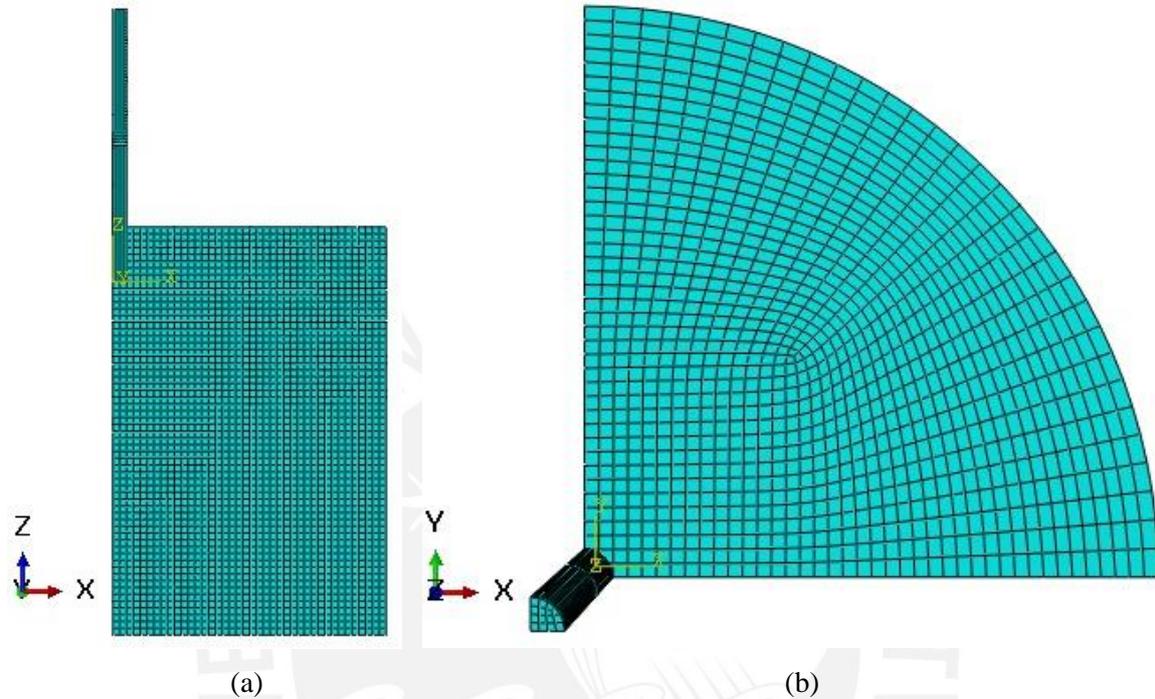


Figura 5.5: Discretización del modelo en el eje
(a) X-Z y (b) X-Y, para $D = 1.00$ m.

Asimismo, a continuación, se indica tanto el número de nodos como el número de elementos de cada uno de los modelos.

Caso 1 ($D = 0.80$ m): El pilote presentó 2323 nodos y 1500 elementos ($L=0.10$ m) del tipo C3D8R (elemento lineal hexaédrico de 8 nodos con integración reducida). Por otro lado, el suelo presentó 69160 nodos y 64200 elementos ($L=0.20$ m) del tipo EC3D8R (elemento Euleriano lineal hexaédrico de 8 nodos con integración reducida).

Caso 2 ($D = 1.00$ m): El pilote presentó 1863 nodos y 1200 elementos ($L=0.125$ m) del tipo C3D8R. Por otro lado, el suelo presentó 65392 nodos y 60900 elementos ($L=0.25$ m) del tipo EC3D8R.

Caso 3 ($D = 1.20$ m): El pilote presentó 1564 nodos y 1005 elementos ($L=0.15$ m) del tipo C3D8R. Mientras, el suelo presentó 62169 nodos y 57950 elementos ($L=0.30$ m) del tipo EC3D8R.

Se empleó la integración reducida en los elementos debido a que se obtuvieron problemas de precisión, los cuales generaban errores espontáneos al correr el modelo sin considerarla (con el tipo C3D8). Los elementos en los que se usó la integración reducida llevan el índice R al final de su nomenclatura.

5.9. Resultados numéricos

Los resultados de las resistencias unitarias fueron obtenidos a partir de las variables de salida de historia, las cuales consideraron todo el tiempo de análisis. Dichos resultados obtenidos fueron las fuerzas de contacto, los cuales fueron exportados a una hoja de cálculo, en donde se los dividió entre el área total respectiva, ya sea la base o la cara exterior del pilote. Con esto, se obtuvo las Figuras 5.6 y 5.7 de resistencias unitarias mostradas más adelante, en las cuales se muestran las resistencias unitarias obtenidas a lo largo de la simulación del hincado del pilote en el suelo granular. En dichas figuras se incluyó una línea de tendencia en forma de una función lineal, así como también el coeficiente de determinación (R^2) de dicha función.

Asimismo, los resultados de los esfuerzos y las deformaciones fueron obtenidos a partir de las variables de salida de campo. Para esto, se definió una ruta en el modelo, la cual fue ubicada en el eje Z bajo la posición inicial del pilote, en el suelo granular. Con esto se pretendió identificar la ubicación de los esfuerzos verticales máximos, así como también las deformaciones plásticas en dicho suelo, las cuales se muestran en las Figuras 5.8 y 5.9.

Resistencia unitaria de fricción

Los resultados de las resistencias unitarias de fricción obtenidos de las simulaciones se muestran en la Figura 5.6.

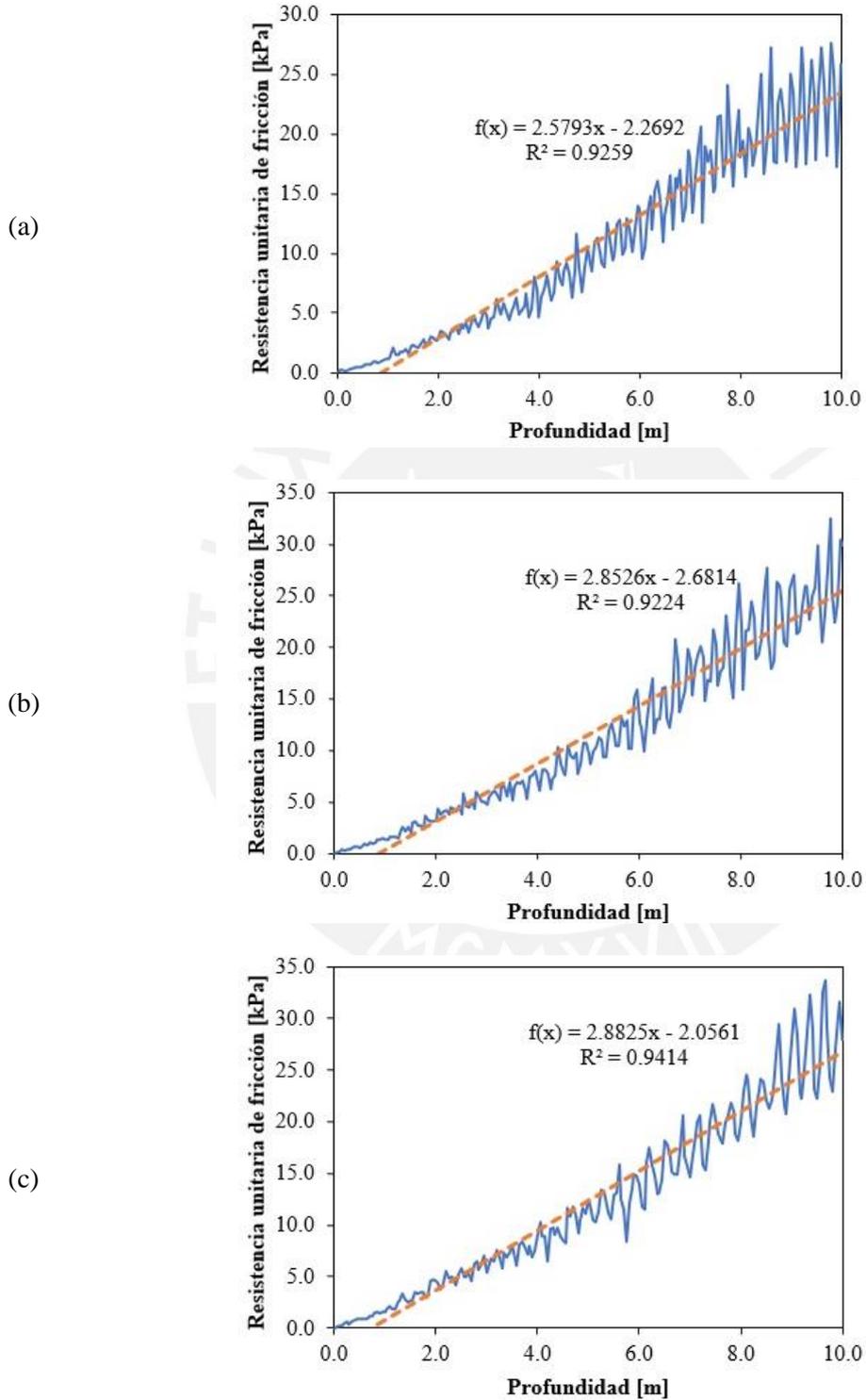


Figura 5.6: Resistencia unitaria de fricción para (a) $D = 0.80\text{m}$,
(b) $D = 1.00\text{m}$ y (c) $D = 1.20\text{m}$.

Resistencia unitaria en la punta

Los resultados de las resistencias unitarias de fricción obtenidos de las simulaciones se muestran en la Figura 5.7.

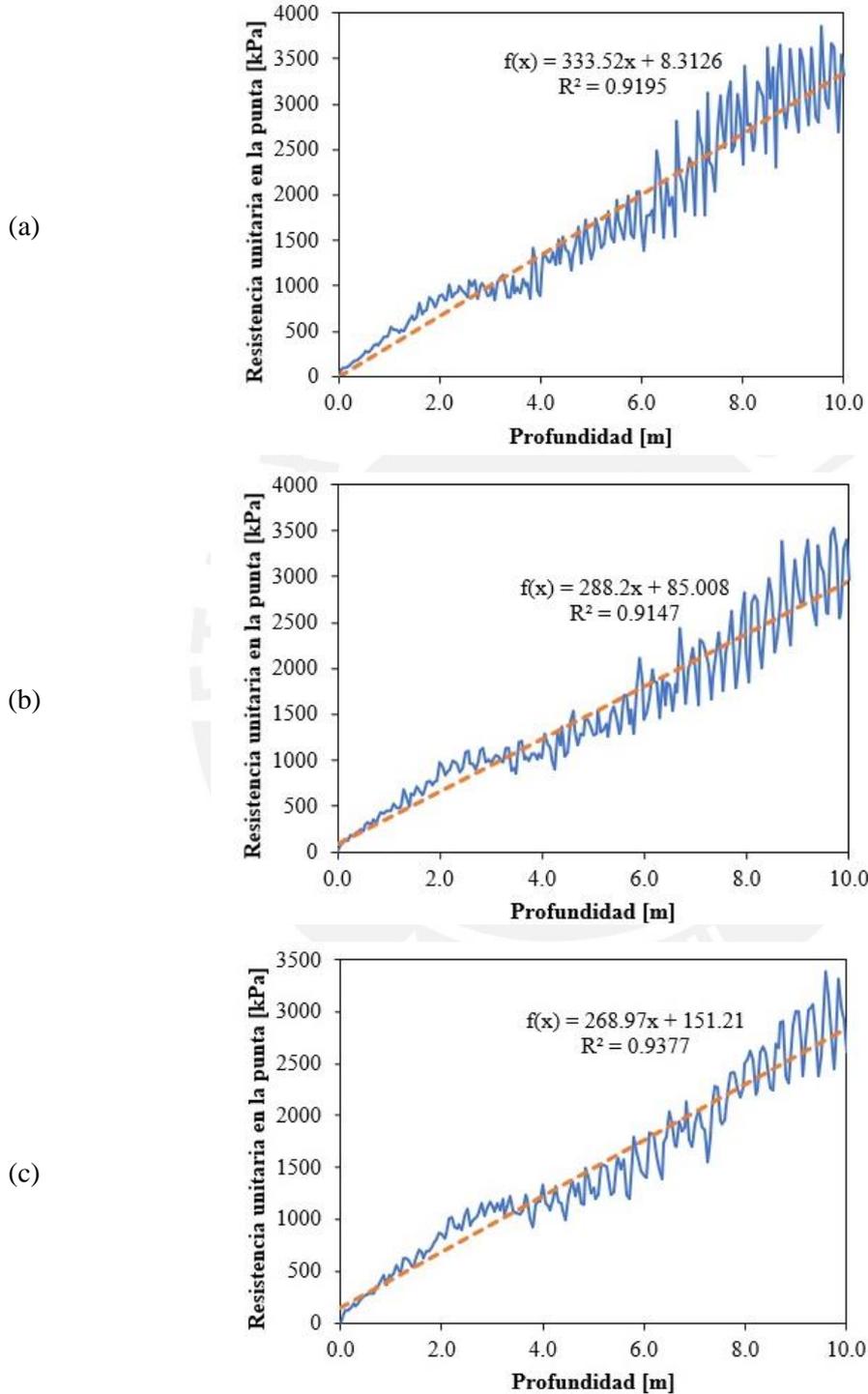


Figura 5.7: Resistencia unitaria en la punta para (a) $D = 0.80\text{m}$, (b) $D = 1.00\text{m}$ y (c) $D = 1.20\text{m}$.

Esfuerzos verticales en el suelo

Se analizó los esfuerzos verticales para los periodos de análisis (T) de 0, 1 y 4 segundos, los cuales correspondían a las profundidades de hincado del pilote de 0, 0.25 y 1 metros. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 5.8.

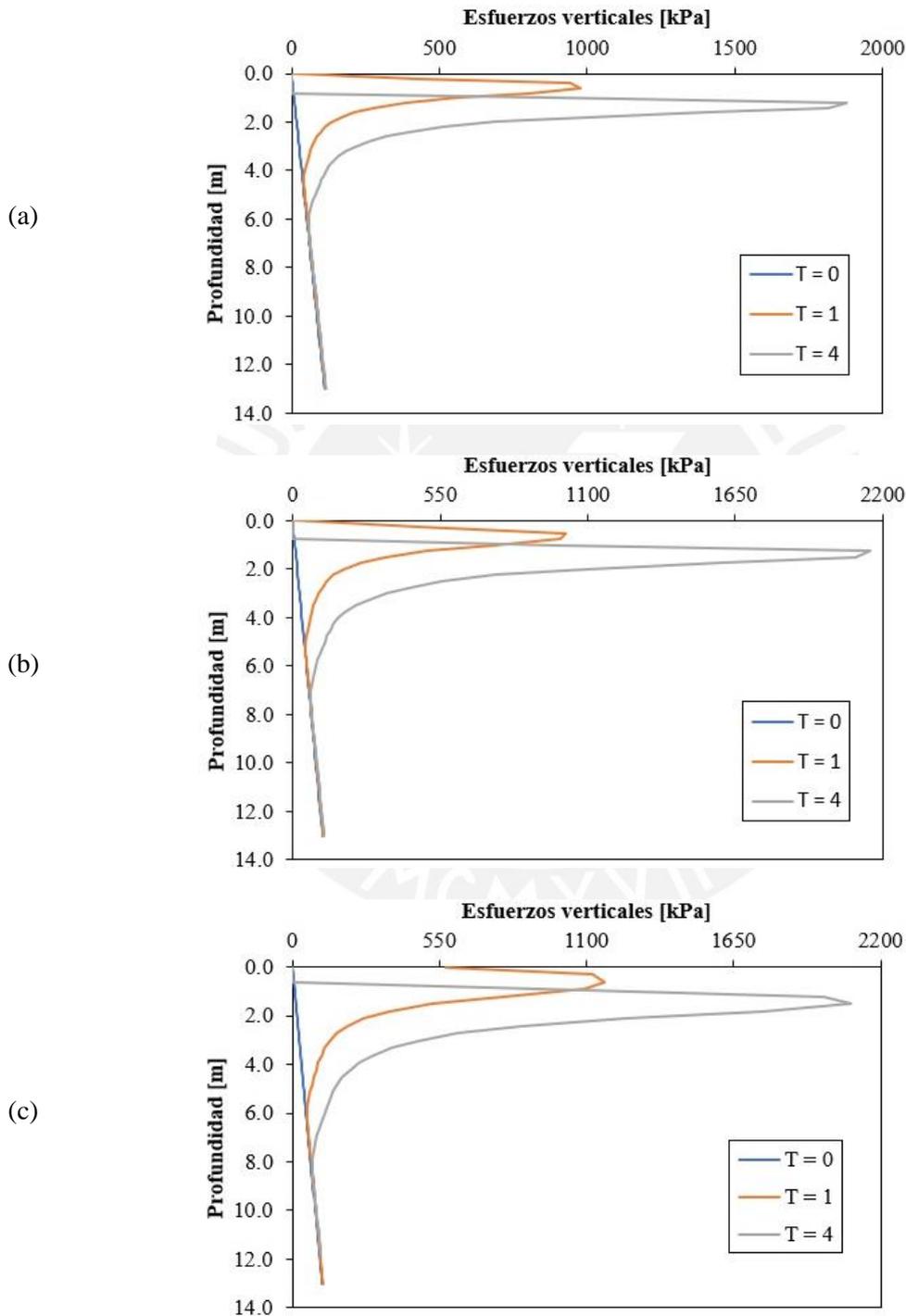


Figura 5.8: Esfuerzos verticales en distintas profundidades del hincado del pilote, para (a) $D = 0.80\text{m}$, (b) $D = 1.00\text{m}$ y (c) $D = 1.20\text{m}$.

Deformaciones unitarias plásticas

Se analizó las deformaciones unitarias plásticas para los periodos de análisis (T) de 0, 1 y 4 segundos, los cuales correspondían a las profundidades de hincado del pilote de 0, 0.25 y 1 metros. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 5.9.

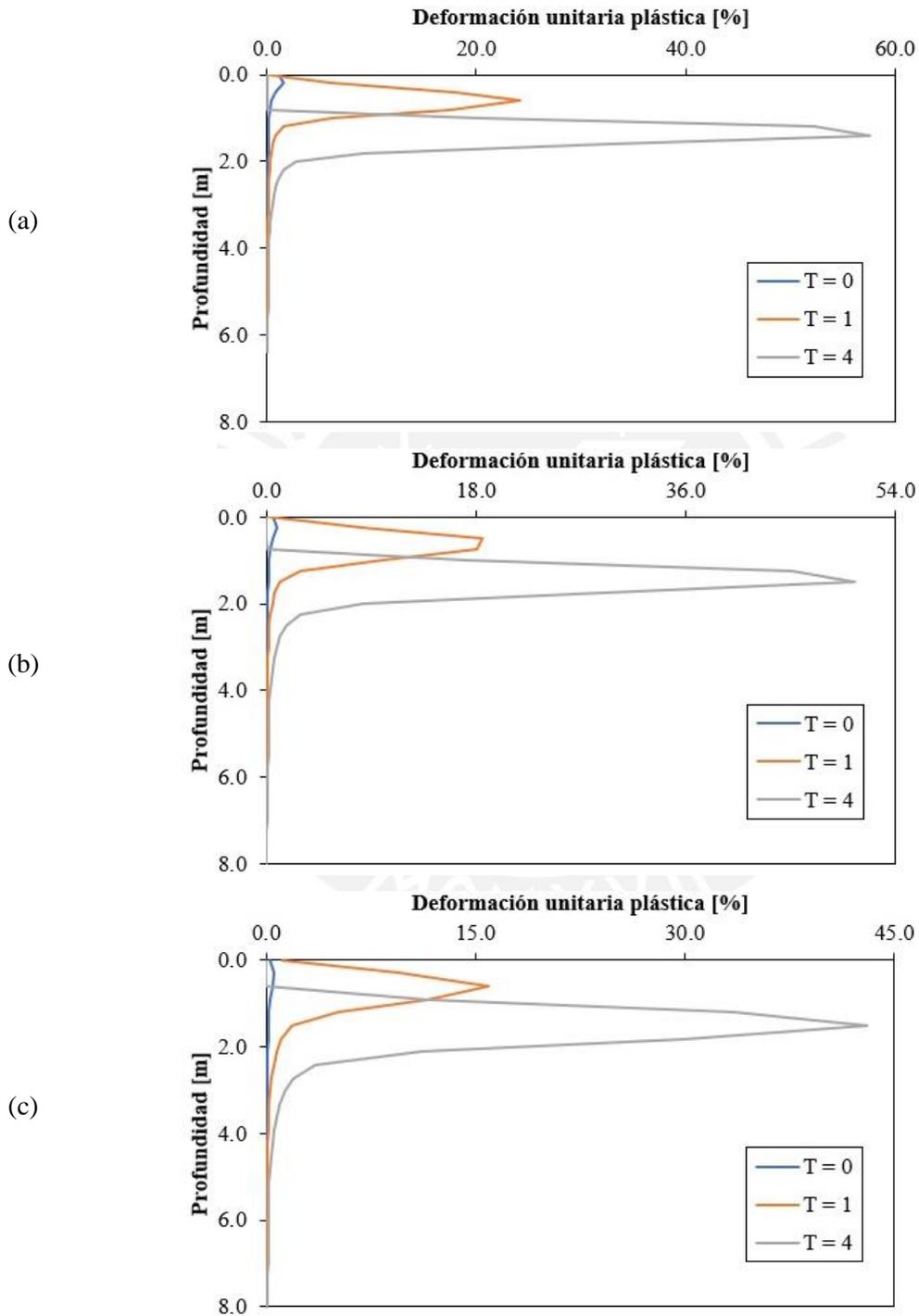


Figura 5.9: Deformaciones unitarias plásticas en distintas profundidades del hincado del pilote, para (a) $D = 0.80\text{m}$, (b) $D = 1.00\text{m}$ y (c) $D = 1.20\text{m}$.

5.10. Discusión de los resultados

5.10.1. Resistencias unitarias de fricción y en la punta

Los resultados que se observan en las Figuras 5.6 y 5.7 muestran que las resistencias unitarias tienden a aumentar su valor conforme la profundidad va aumentando. Dichos aumentos pueden asumirse como funciones lineales. Se obtuvo coeficientes de determinación (R^2) entre 0.91 y 0.94, lo que sugiere que dicha aproximación es cercana al comportamiento real.

En la Tabla 5.1 se presenta un cuadro resumen de los valores últimos de las resistencias unitarias obtenidas de las simulaciones realizadas.

Tabla 5.1: Valores de la resistencia unitaria de fricción y en la punta del pilote calculados mediante simulaciones numéricas.

Diámetro del pilote	Solución numérica	
	Resistencia de fricción [kPa]	Resistencia en la punta [kPa]
0.80	27.57	3856.40
1.00	32.52	3531.29
1.20	33.74	3382.50

Asimismo, la Tabla 5.2 presenta la comparación de los resultados de las resistencias unitarias de fricción, entre los de las simulaciones numéricas y los analíticos.

Tabla 5.2: Resistencias unitarias de fricción obtenidas numérica y analíticamente.

Diámetro del pilote	Solución numérica	Desviación de las soluciones [%]			
	Resistencia de fricción [kPa]	NAVFAC ($K = 1.5$)	Meyerhof	K promedio	Konkol
0.80	27.57	-13.93	-19.38	-12.25	-15.38
1.00	32.52	+1.52	-4.92	+3.49	-0.20
1.20	33.74	+5.34	-1.34	+7.39	+3.56

Los valores de la resistencia unitaria de fricción difieren en demasía de los valores obtenidos por Konkol en sus simulaciones numéricas (2015), aunque cabe mencionar que en su modelo propuesto los pilotes terminaban en punta cónica, por lo que el área de fricción considerada en su análisis era menor. Sin embargo, estos sí se acercan a los valores de la resistencia unitaria de fricción ($f_s = 32.58$ kPa en los tres casos) obtenidos

por dicho autor en base a ensayos CPT, por lo que las comparaciones son realizadas con respecto a dichos valores obtenidos.

Los resultados de la resistencia a la fricción, para los diámetros 1.0 y 1.2 m, fueron muy cercanos a los obtenidos de manera analítica. Sin embargo, para el diámetro de 0.8 m no se obtuvo el resultado esperado. Esto se pudo deber al reducido ancho que se le consideró al elemento suelo, siendo este de $10D = 8$ m. En todo caso, se pudo haber considerado un ancho mayor, de por lo menos $12D$, para que exista un mayor espacio para la deformación de los elementos finitos, con lo que se evitaría incurrir en resultados erráticos.

La Tabla 5.3 presenta la comparación de los resultados de las resistencias unitarias en la punta, entre los de las simulaciones numéricas y los analíticos.

Tabla 5.3: Resistencias unitarias en la punta obtenidas numérica y analíticamente.

Diámetro del pilote	Solución numérica	Desviación de las soluciones [%]			
	Resistencia en la punta [kPa]	Janbu	NAVFAC	En función al I_D (aprox.)	Konkol
0.80	3856.40	-9.35	-15.82	-5.94	+26.80
1.00	3531.29	-17.00	-22.91	-13.87	+31.49
1.20	3382.50	-20.49	-26.16	-17.50	+38.79

Los resultados obtenidos de las simulaciones permitieron observar una tendencia decreciente de las resistencias unitarias en la punta. Esto pudo deberse a que a mayor diámetro, mayor es el área en la punta. Se debería estudiar más casos para poder llegar a una respuesta concluyente. En caso dicha tendencia persista, se debería contemplar la incorporación de un “área normalizada”, la cual se obtendría al multiplicar al área en la punta del pilote por una constante, en función de su diámetro. A mayor diámetro, menor sería el valor de la constante. Esto, con el fin de obtener resultados de resistencias unitarias en la punta similares, para diferentes diámetros de pilotes.

El método analítico que más se acercó a los resultados de las resistencias unitarias en la punta fue el propuesto por Randolph et al (1994). Sin embargo, se debe tener en cuenta que los resultados propuestos por dicho método son aproximados, ya que solo se cuentan gráficas para tres densidades relativas (0.25, 0.50 y 0.75). El método beta

propuesto por Janbu es más confiable y conservador, así como también es respaldado por múltiples textos académicos, por lo que se recomienda comparar los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas con los de dicho método.

Como se mencionó anteriormente, en ambos resultados de las simulaciones se obtuvieron distintos valores de resistencias unitarias para los distintos diámetros estudiados. Konkol (2015) propuso como explicación a dicho fenómeno que las discretizaciones de sus simulaciones presentaban dimensiones iguales. Para sus tres casos de estudio mantuvo discretizaciones de 8-12 x 8-12 cm, con una profundidad de 10 cm.

En la presente tesis, para el pilote, los elementos de la discretización eran cubos de lado $D/8$, mientras que los elementos del suelo eran cubos de lado $D/4$. Como se aprecia, en los tres casos se usó distintos tamaños de discretizaciones, todos en función al diámetro del pilote, contrario a lo empleado por Konkol. A pesar de haber realizado dicha variante, esto no impidió que los resultados sean distintos para los tres modelos.

Otro parámetro que pudo haber afectado a los resultados de las simulaciones fue el valor del coeficiente de fricción de Coulomb. El valor del ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote (δ) fue asumido como un tercio del ángulo de fricción interna del suelo. Sin embargo, otros autores usan valores de δ de entre $0.7-0.9 \phi'$ (tanto NAVFAC como K promedio emplean $\delta = 3/4 \phi'$), por lo que las resistencias unitarias de fricción pudieron haber tenido valores mayores.

5.10.2. Esfuerzos verticales

En cuanto a los esfuerzos verticales en el suelo obtenidos durante el hincado del pilote, se observó que los valores de estos fueron bastante elevados, aunque para los tres casos se observó resultados similares para los tiempos de análisis comparados. En las gráficas de los resultados de dichos esfuerzos se observó dos tendencias repetidas a lo largo de la duración del proceso de hincado del pilote, como se muestra en la Figura 5.10 (hasta $T = 4$ segundos de análisis numérico) para el pilote de 1 metro de diámetro.

En la primera, el suelo presentó esfuerzos verticales ascendentes de forma lineal. El valor máximo de dichos esfuerzos fue ubicado a 0.25 metros bajo la profundidad del hincado del pilote. Posteriormente, la segunda tendencia que se observó fue que los esfuerzos decrecieron súbitamente (descarga) hasta volver a los valores geostáticos, aproximadamente a 4.5 metros bajo la profundidad del hincado del pilote.

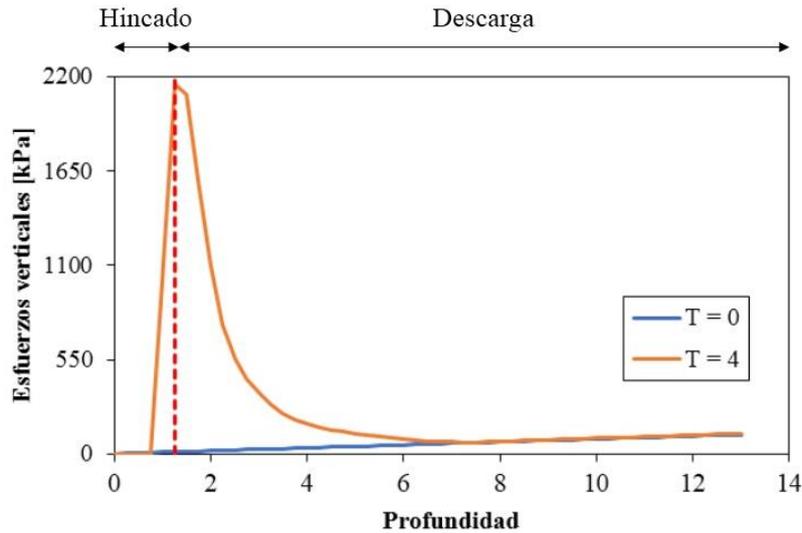
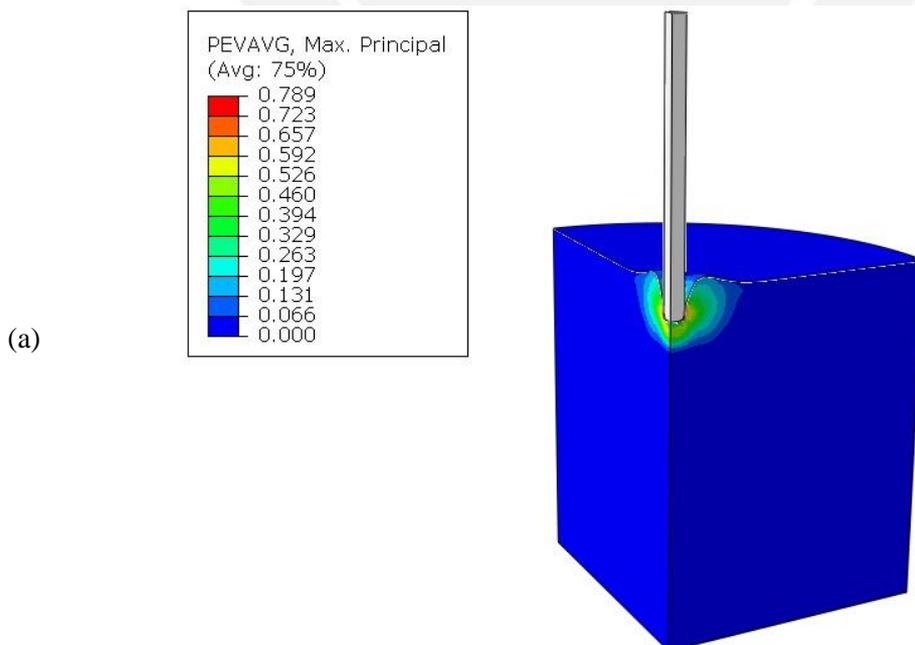


Figura 5.10: Formación del esfuerzo vertical máximo y su posterior descarga, a 1 m de profundidad del hincado (T = 4 segundos de análisis numérico).

5.10.3. Deformaciones unitarias plásticas

En cuanto a las deformaciones unitarias plásticas, se muestra una tendencia decreciente de las deformaciones máximas conforme aumentaba la dimensión del diámetro. Dichos resultados siguieron la misma tendencia que los obtenidos en los esfuerzos verticales. Asimismo, las deformaciones unitarias alcanzaron valores elevados bajo la profundidad del hincado del pilote, como se aprecia a continuación en la Figura 5.11.



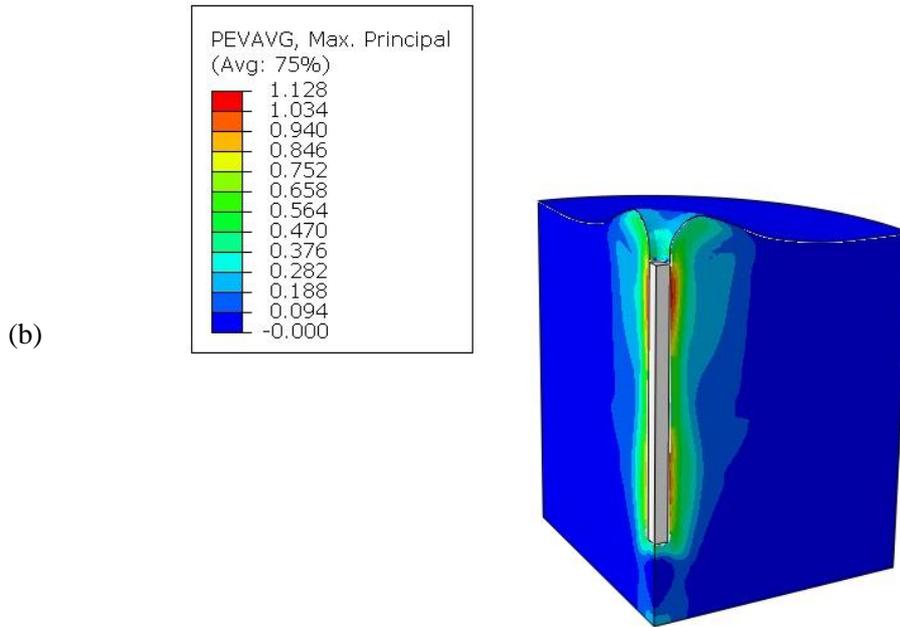


Figura 5.11: Deformación unitaria plástica máxima principal para $D = 1.00\text{m}$, a una profundidad del hincado del pilote: (a) 1 m; (b) 10 m.

Las deformaciones unitarias plásticas obtenidas, como se aprecia en las Figuras 5.9 y 5.11 (PEVAVG), sobrepasaron el valor máximo del 10% propuesto por Krabbenhoft y Zhang (2013), con lo que se dedujo que la parte Euleriana correspondiente al suelo granular presentó deformaciones grandes.

En caso de que el suelo se hubiese modelado como un elemento Lagrangiano puro, se habrían presentado problemas en la discretización (malla) seleccionada, por lo que se habría tenido que realizar múltiples discretizaciones para obtener los resultados finales de la simulación.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La instalación de pilotes hincados en suelos granulares puede ser simulada empleando el método de elementos finitos en el ABAQUS. Asimismo, el método CEL, método numérico elegido para representar el comportamiento del hincado, es adecuado para realizar simulaciones relacionadas con la instalación de cimentaciones profundas, las cuales causan grandes deformaciones en el suelo. La formulación Euleriana permite que dichas deformaciones no afecten el rendimiento de la simulación, haciendo que el modelo presente un resultado verídico o muy aproximado al esperado, sin incurrir en nuevas y costosas discretizaciones.

6.1. Conclusiones

6.1.1. Modelo de estudio

Por simetría solo se trabajó con un cuarto del modelo, para no generar tantos elementos finitos a analizar. Se debe tener en cuenta las condiciones de contorno para poder simular el hincado de forma satisfactoria.

El ancho del suelo $10D$ elegido es el mínimo que proponen autores como Qiu et al. (2011) en sus investigaciones (entre $10D$ a $30D$). Sin embargo, se debe tener en cuenta que, para pilotes con diámetros pequeños, el ancho mínimo debería recaer en $15D$, este último ancho propuesto por Konkol (2015) en sus investigaciones, de modo que los elementos tengan una total disposición a desplazarse horizontalmente. Esto es útil ya que haría que los esfuerzos no se acumulen en una zona reducida, con lo que no se obtendrían valores de esfuerzos excesivos.

La discretización en el elemento Euleriano puede ser hecha con elementos de menores dimensiones en caso se quiera obtener valores más precisos. Sin embargo, aquello también generaría un mayor número de elementos finitos, lo que haría que las simulaciones tardaran más tiempo en ser concluidas.

Asimismo, se debe tener en cuenta que la veracidad de los valores obtenidos depende de múltiples factores. Si bien el más importante es la discretización del elemento

Euleriano, es importante también notar los efectos que generan la velocidad de hincado y las condiciones de contorno en los resultados finales.

6.1.2. Hincado del pilote

Los resultados de las resistencias unitarias de fricción y en la punta son bastante cercanos a los resultados analíticos obtenidos por los métodos propuestos por los autores mencionados en anteriores capítulos. Al ser un suelo granular, el pilote recibe mayor resistencia unitaria en su punta, por lo que el método que más se acercó a los resultados obtenidos fue el presentado por Randolph et al. (1994). Sin embargo, se debe ser bastante cauto al elegir dicho método para obtener la resistencia unitaria en la punta, dado que la gráfica presentada por los autores depende de la densidad relativa del suelo, aunque solo presentan tres curvas ($I_D = 0.25, 0.5$ y 0.75), lo cual hace que los resultados sean aproximados. Por esto, se debe optar por comparar los resultados obtenidos por dicho método con un método analítico estable, como el de Janbu, método que es citado por autores como Helwany (2009) o Wrana (2011) para calcular las resistencias unitarias.

Asimismo, se debe tener en cuenta que se trabaja con las resistencias unitarias (f_s, f_p) y no con las capacidades de carga (Q_u). Esto debido a que las resistencias unitarias presentan resultados que, si bien dependen de la profundidad de cimentación del elemento, analíticamente no dependen del diámetro elegido para el pilote (ver las fórmulas 4.2, 4.4, 4.5 y 4.13). Por otro lado, numéricamente, los resultados obtenidos de las resistencias unitarias podrían tener una leve dependencia del diámetro elegido. Esto debido a que los pilotes de mayor diámetro están diseñados para instalarse a una mayor profundidad en el suelo, por lo que sus máximas resistencias unitarias en la punta se obtendrían a profundidades mayores.

Por lo anteriormente mencionado, trabajar con las resistencias unitarias es útil, ya que se pueden obtener resultados iguales (analíticamente) o similares (al realizar simulaciones numéricas) para pilotes con diámetros distintos, con lo que se pueden comparar tendencias y comportamientos entre ellos.

Los resultados de las simulaciones presentan tanto esfuerzos verticales máximos como deformaciones unitarias plásticas máximas a una distancia de 0.25 m bajo la profundidad del pilote. También presentan una descarga súbita, a 1.5 m bajo la

mencionada profundidad. Los altos valores obtenidos pueden haber sido causados por el poco ancho del elemento Euleriano. Asimismo, esto se puede evitar al contar con una discretización más fina, aunque también las simulaciones pueden ser bastante más extensas debido a la mayor cantidad de elementos finitos presentes. Se debe tener en cuenta que la veracidad de los valores obtenidos depende de múltiples factores. Si bien el más importante es la discretización del elemento suelo, es importante también notar los efectos que generan la velocidad de hincado y las condiciones de contorno en los resultados finales.

6.2. Recomendaciones

A partir del modelo estudiado y de los resultados obtenidos, se presentan las siguientes recomendaciones y comentarios.

1. Se debe realizar una discretización lo suficientemente fina para que se obtengan resultados acordes a los esperados, esto solo con respecto al modelo con solución analítica. Sin embargo, esto no quiere decir que la discretización sea lo más pequeña posible, ya que de darse el caso, las simulaciones tardarían mucho tiempo en ser completadas.
2. Es posible realizar investigaciones acerca del comportamiento de pilotes hincados en suelos granulares o cohesivos, empleando otros modelos constitutivos como el Drucker-Prager o el Cam-Clay modificado. Un modelo más complejo es el hipoplástico, modelo con el cual algunos autores (Henke y Grabe, 2008) ya han trabajado para simular el hincado de pilotes, aunque usan programas distintos al empleado en la presente tesis.
3. Es posible aplicar el método CEL en otros problemas geotécnicos en donde ocurran deformaciones grandes, como la estabilidad de taludes (Chen y Zhang, 2018), cuyos resultados puedan ser comparados con los obtenidos de otros programas comerciales como el GeoSlope, así como con los obtenidos de la literatura respectiva.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, 2014. *API recommended practice for planning, designing and constructing fixed off-shore platforms*. API, Washington D.C.

ARYAL, A., 2014. *A coupled Eulerian-Lagrangian extended finite element formulation for moving interface problems and damage transport in hyperelastic media*. Faculty of the Graduate School of Vanderbilt University - Nashville, Tennessee

BAKROON, A.; AUBRAM, D.; RACKWITZ F., 2017. *Geotechnical large deformation numerical analysis using implicit and explicit integration*. En *3rd International Conference on New Advances in Civil Engineering*.

BEMENT, R.A.P.; SELBY A.R., 1997. *Compaction of granular soils by uniform vibration equivalent to vibrodriving of piles*. En *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 15(2), pp. 121-143.

BROWN, K.H.; BURNS, S.P.; CHRISTON, M.A., 2002. *Coupled Eulerian-Lagrangian Methods for Earth Penetrating Weapon Applications*. Laboratorio Nacional Sandia, Albuquerque, Nuevo México.

BURLAND, J.B.; JAMIOLKOWSKI, M.B., 2009. *Leaning Tower of Pisa: Behaviour after Stabilization Operations*. En *International Journal of Geoengineering Case Histories*, Vol. 1, pp. 156-169.

CHEN, X.; Zhang, L., 2018. *Slope stability analysis based on the Coupled Eulerian-Lagrangian finite element method*. En *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*.

CHOUDHURY, J.; HASNAT A., 2015. *Bridge collapses around the world: Causes and mechanisms*. En *IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-III*.

DAS, B., 2016. *Principles of foundation engineering*. Cengage Learning, octava edición. Boston, Massachusetts.

- DAS, B.; SOBHAN, K., 2018. *Principles of geotechnical engineering*. Cengage Learning, novena edición. Boston, Massachusetts.
- DHATT, G.; TOUZOT, G.; LEFRANÇOIS, 2012. *Finite Element Method*. John Wiley & Sons, Inc, primera edición. Londres.
- DIJKSTRA, J.; BROERE, W.; VAN TOL, A.F., 2006. *Numerical investigation into stress and strain development around a displacement pile in sand*. En *Sixth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*.
- DONEA, J.; HUERTA, A.; PONTHOT, J.P.; RODRIGUEZ-FERRAN, A., 2004. *Encyclopedia of Computational Mechanics*. John Wiley & Sons, Ltd. Capítulo 14: *Arbitrary Lagrangian-Eulerian Methods*, pp. 413-437.
- FEKADU, P., 2010. *Simulating the Dynamic response of a soil-pile system using ABAQUS*. Chalmers University of Technology, department of Civil and Environmental Engineering, division of GeoEngineering. Göteborg, Suecia.
- GORBUNOV-POSADOV, M.I., 1968. *Displacement and compaction of soil by driven pile*. En *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 313-318.
- HELWANY, S., 2009. *Applied Soil Mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons, Inc.
- HENKE, S.; GRABE, J., 2006. *Simulation of a pile driving by 3-dimensional finite element analysis*. En *Proceeding of 17th European Young Geotechnical Engineer*, Croatian Geotechnical Society, pp. 215-233.
- HENKE, S.; GRABE, J., 2008. *Numerical investigation of soil plugging inside open-ended piles with respect to the installation method*. En *Acta Geotechnica*, Vol. 3(3), pp. 215-223.
- HILL, R., 1950. *The mathematical theory of plasticity*. Capítulo 7: "Two-dimensional problems of steady motion". Oxford University Press Inc., Nueva York.
- JANBU, N., 1976. *Static bearing capacity of friction piles*. En *Proceedings of the 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1 y 2, pp. 479-488.

- JOHANSSON, H.; OLLAR, J., 2011. *Polymer flow in package sealing process – A Coupled Eulerian Lagrangian numerical approach*. Universidad de Lund – Departamento de ciencias de la construcción – Estructuras mecánicas.
- KO, J.; JEONG, S.; KIM, J., 2017. *Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian Technique on constructability Problems of Site on Very Soft Soil*” En *Applied sciences*, Vol. 7 (10), pp. 1-16.
- KLOTZ, E.U.; COOP, M.R., 2001. *An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands*” En *Geotechnique*, Vol.51 (9), pp. 733-751.
- KOLAY, P.K.; SII, H.Y.; TAIB, S.N.L., 2012. *Compressibility characteristics of tropical peat using Rowe cell consolidation*. En *World Journal of Engineering*, Vol. 9 (4), pp. 277-284.
- KOLYMBAS, D., 1999. *Introduction to hipoplasticity*. Capítulo 1, pp. 1-5. Rotterdam, Balkema.
- KONKOL, J., 2014. *Numerical solutions for large deformation problems in geotechnical engineering*. En *PhD Interdisciplinary Journal*, pp. 49-55.
- KONKOL, J., 2015. *Numerical estimation of the pile toe and shaft unit resistances during the installation process in sands*. En *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 37 (1), pp. 37-44.
- KRABBENHOFT, K.; ZHANG, X., 2013. *Particle finite element method for extreme deformation problems*”, en *Tectonomechanics Colloquium*, París.
- KULHAWY, F.H., 1983. *Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading, Report No. EL-2870, Electric Power Research Institute (EPRI)*. Palo Alto, California.
- MEYERHOF, G.G., 1976. *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. En *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102 (3), pp. 195-228.
- NAVFAC DM 7.2, 1984. *Foundation and Earth Structures, U.S. Department of the Navy*. Alejandría, Virginia.

- PHAM, D.H., 2009. *Modelling of installation effect of driven piles by hypoplasticity*. Delft University of Technology – The Netherlands, Faculty of civil engineering & geosciences.
- OLIVER, X.; AGELET DE SARACIBAR, C., 2000. Mecánica de medios continuos para ingenieros. *Universitat Politècnica de Catalunya*. Capítulo 1: Descripción del movimiento continuo, pp. 1-24. Barcelona, Cataluña.
- QIU, G.; HENKE, S.; GRABE, J., 2011. *Applications of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformation*. En *Computers and Geotechnics*.
- RAJAPAKSE, R., 2016. *Pile Design and Construction Rules of Thumb*". Elsevier, Inc, segunda edición.
- RANDOLPH, M.F.; DOLWIN J.; BECK R., 1994. *Design of Driven Piles in Sand*. En *Geotechnique*, Vol. 44 (3), pp. 427-448.
- SENCICO, 2018. Norma "E.050: Suelos y cimentaciones". En "Reglamento Nacional de Edificaciones" (RNE), Título III, Inciso 2: Estructuras.
- SIMULIA, 2013. *Abaqus User Manual Version 6.14*. Dassault Systèmes. Vol. I-V.
- SKEMPTON, A.W., 1984. *Cast-in-situ bored piles in London clay*. En "Selected papers on soil mechanics", Thomas Telford Limited, Londres, pp. 85-105.
- SKRZAT, A., 2012. *Application of Coupled Eulerian-Lagrangian approach in metal forming simulations*. En *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*.
- WHITE, D.J.; LEHANE, B.M., 2004. *Friction fatigue on displacement piles in sand*. En *Geotechnique*, Vol. 54(10), pp. 645-658.
- WRANA, B., 2015. *Pile load capacity – Calculation methods*. En *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol 37 (4).