



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Evaluación del efecto de la distancia entre pilas sometidas a carga horizontal en muros de contención

Juan Sebastián Flórez Ayala

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de ingeniería
Departamento de ingeniería civil y agrícola
Bogotá, Colombia
2024

Evaluación del efecto de la distancia entre pilas sometidas a carga horizontal en muros de contención

Juan Sebastián Flórez Ayala

Trabajo de investigación presentado como requisito parcial para optar al título de:

Maestría en ingeniería en geotecnia.

Director (a):

Guillermo Eduardo Ávila Álvarez, Ph.D.

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de ingeniería
Departamento de ingeniería civil y agrícola
Bogotá, Colombia
2024

A Dios quien me ha sostenido en todo este proceso y a mis padres quienes siempre están a mi lado.

*“Es privilegio de Dios ocultar un asunto,
y privilegio del rey descubrirlo.”*

Proverbios 25:2

Declaración de obra original

Yo declaro lo siguiente:

He leído el Acuerdo 035 de 2003 del Consejo Académico de la Universidad Nacional. «Reglamento sobre propiedad intelectual» y la Normatividad Nacional relacionada al respeto de los derechos de autor. Esta disertación representa mi trabajo original, excepto donde he reconocido las ideas, las palabras, o materiales de otros autores.

Cuando se han presentado ideas o palabras de otros autores en esta disertación, he realizado su respectivo reconocimiento aplicando correctamente los esquemas de citas y referencias bibliográficas en el estilo requerido.

He obtenido el permiso del autor o editor para incluir cualquier material con derechos de autor (por ejemplo, tablas, figuras, instrumentos de encuesta o grandes porciones de texto).

Por último, he sometido esta disertación a la herramienta de integridad académica, definida por la universidad.



Nombre: Juan Sebastián Flórez Ayala

Fecha 21/02/2024

Fecha

Agradecimientos

Agradezco la sabiduría y la provisión que Dios me ha dado a lo largo de mi vida, y a mis padres quienes me han acompañado y aconsejado en mi proceso académico y personal. Agradezco, además, a la empresa INGERCIVIL SAS ya que muy amablemente me colaboró con la modelación numérica a través de la licencia del programa MIDAS GTS NX, a los ingenieros German Tapia, Naren González y Juan Manuel Lizarazo por su ayuda en la construcción de este trabajo. También agradezco al ingeniero Carlos Suta por su apoyo como jefe en mi trabajo laboral y a mi tutor el ingeniero Guillermo Ávila, quién me guio a lo largo del desarrollo de esta investigación.

Resumen

Evaluación del efecto de la distancia entre pilas sometidas a carga horizontal en muros de contención

Las estructuras de contención basadas en pilotes de gran diámetro, también conocidos como pilas, han sido utilizadas en proyectos de ingeniería civil, especialmente para la estabilización de cortes viales en Colombia y en diferentes partes del mundo. A nivel geotécnico, estas estructuras se diseñan, básicamente, considerando el criterio de estabilidad (externa e interna), y funcionalidad. Si bien el análisis geotécnico está en función de metodologías asociadas a capacidad portante lateral de una pila individual, la normativa colombiana no establece claramente la forma de evaluación de la separación entre pilas ni las deformaciones que pueda presentar ya que se cataloga como una estructura no convencional, por lo que, en la práctica, se define mediante recomendaciones de separación de dos o tres veces el diámetro. Con el fin de tener una mejor comprensión del problema de interacción suelo-pila y del efecto de arco que ocurre entre estos elementos estructurales, en este trabajo se evaluó el criterio de estabilidad externa por capacidad portante lateral y funcionalidad, incluyendo el efecto de la separación entre pilas sometidas a carga horizontal mediante el cálculo de los esfuerzos y las deformaciones tanto en el suelo como en las pilas. A partir de estos análisis se definieron criterios de evaluación y diseño para definir tanto la longitud de empotramiento como la separación entre pilas, en términos de factores de seguridad y de deformaciones permisibles. Los análisis se realizaron de forma sistemática modelando el problema de interacción suelo-pila en elementos finitos en tres dimensiones y comparando estos resultados con metodologías semiempíricas y analíticas disponibles en la literatura.

Palabras clave: (Capacidad portante lateral, pilas, efecto de arco, elementos finitos, factores de seguridad, módulos de reacción).

Abstract

Assessment of the effect of spacing between piles subjected to horizontal load in retaining walls

Retaining structures based on piles, have been used in civil engineering projects, especially for stabilization of road slopes in Colombia and around the world. Geotechnically, these structures are designed, basically, considering the criteria of stability (external and internal) and functionality. Nevertheless, geotechnical analysis is only based on methodologies associated with lateral bearing capacity of an individual pile, defining separation simply by recommendations of two or three times the diameter. Additionally, the regulations do not have guidelines to define the permissible displacements in these structures because it catalogues those kinds of structures as no conventional, leaving this at the discretion of the designer. In order to have a better understanding of the soil-pile interaction problem and the arching effect that occurs between these structural elements, this work evaluates the external stability associated to lateral bearing capacity, and functionality, including the effect of the separation between piles subjected to horizontal loading by calculating the forces and deformations both in the ground and in the piles and through such analyzes design criteria, defining both the embedment length and the separation between piles, in terms of safety factors and allowable displacements. These analyzes are carried out by systematically modeling soil-pile interaction problem in three-dimensional finite elements and comparing these results with semi-empirical and analytical methodologies available in literature.

Keywords: (Lateral bearing capacity, piles, arching effect, finite elements, safety factors, coefficient of subgrade reaction).

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Lista de figuras	XIV
Lista de tablas	XX
Introducción	23
1. Planteamiento del problema, justificación y limitaciones	26
1.1 Planteamiento del problema	26
1.2 Justificación	28
1.3 Limitaciones y recomendaciones para estudios futuros	30
2. Objetivos	32
2.1 Objetivos generales	32
2.2 Objetivos específicos	32
3. Marco teórico	33
3.1 Generalidades	33
3.2 Metodología de Broms (1964)	41
3.3 Metodología de Hansen (1961)	44
3.4 Metodología de Ito y Matsui (1975)	47
3.5 Metodología de De Beer y Carpentier (1977)	49
3.6 Metodología de He et al. (2015)	50
3.7 Interacción suelo estructura	54
3.8 Metodología basada en análisis numérico por elementos finitos	58
3.9 Normativa vigente en Colombia	59
3.9.1 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (Minvivienda, 2010)	59
3.9.2 Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (INVIAS, 2014)	62
4. Metodología de trabajo	65
4.1 Generalidades	65
4.2 Variables evaluadas	65
4.2.1 Variables independientes	65
4.2.2 Variables dependientes	67
4.3 Programa de elementos finitos empleado	68
4.4 Diseño de investigación	69
4.4.1 Parámetros iniciales o de control	69
4.4.2 Escenarios evaluados	69

4.5	Procedimiento de modelación en elementos finitos.....	71
4.5.1	Generación de la geometría del problema.....	71
4.5.2	Enmallado	72
4.5.3	Condiciones de frontera y fuerzas de cuerpo	74
4.5.4	Etapas de evaluación	75
4.5.5	Metodología de comparación de resultados con respecto a otras metodologías y con la normativa vigente colombiana	79
5.	Resultados de la modelación numérica realizada	81
5.1	Verificación de resultados obtenidos de la modelación numérica.....	81
5.2	Análisis de sensibilidad	85
5.3	Resultados de la modelación numérica.....	87
5.4	Estimación de fuerzas resistentes de metodologías semi empíricas y analíticas	89
5.4.1	Metodología de Broms (1964).	89
5.4.2	Metodología de Hansen (1961).	90
5.4.3	Metodología de Ito y Matsui (1975).	92
5.4.4	Metodología de De Beer y Carpentier (1977).	93
5.4.5	Metodología de He at al. (2015).	95
6.	Análisis de resultados obtenidos	97
6.1	Análisis de esfuerzos normales máximos en z y esfuerzos cortantes máximos en la pila	97
6.2	Desplazamientos máximos de pilas y suelo	102
6.3	Análisis de fuerzas resistentes.....	107
6.4	Análisis del criterio de resistencia	110
6.4.1	Estimación de fuerzas actuantes producto de la modelación numérica	110
6.4.2	Comparación de resultados obtenidos entre metodologías y normativa vigente	112
6.5	Análisis del criterio de funcionalidad	123
6.5.1	Resultados obtenidos de desplazamientos y comparación la normativa vigente	123
6.6	Análisis de interacción suelo estructura	125
6.6.1	Estimación de módulos de reacción horizontal de la subrasante	126
6.6.2	Generación de curvas de momento flector, fuerza cortante y deflexiones de pilas escenario sin nivel freático.....	127
6.7	Propuestas para diseño de estructuras de contención basada en pilas	133
6.7.1	Propuesta para el método de diseño	133
6.7.2	Propuesta a nivel de normativa	136
7.	Conclusiones y recomendaciones	143
7.1	Conclusiones	143
7.1.1	Conclusiones generales	143
7.1.2	Conclusiones a nivel metodológico.....	143
7.1.3	Conclusiones a nivel normativo	144
7.1.4	Conclusiones en cuanto a la interacción suelo estructura	145
7.2	Recomendaciones	145
8.	Bibliografía.....	147

A. Anexo A: Deducción de ecuaciones dadas por las metodologías de capacidad portante lateral	150
B. Anexo B: Resultados obtenidos de la modelación	168
C. Anexo B: Muestras de cálculo.....	177
D. Anexo D: análisis del criterio de resistencia y deformabilidad y análisis de interacción suelo estructura.....	191
E. Anexo E: Tablas de resultados obtenidos.....	240

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1: Características de una estructura de contención basado en pilas.	26
Figura 1-2: Características de una estructura de contención basado en pilas en L y circulares. 28	28
Figura 3-1: Modo de falla debido a la rotación de la pila.....	33
Figura 3-2: Efecto de arco descrito en una arena.	34
Figura 3-3: Distribución de presión de tierras teniendo en cuenta el efecto de arco. 35	35
Figura 3-4: Relación del coeficiente de presión lateral de tierras activo respecto a los ángulos de fricción efectiva del suelo y de fricción suelo estructura.	37
Figura 3-5: Carga mínima p que el suelo transmite a la pila por el mecanismo de falla por efectos de arco.	38
Figura 3-6: Modo de falla por efectos de arco en suelo contenido por elementos de pilotes (A) vista en planta, y (B) vista en perfil.....	39
Figura 3-7: Modelo de módulos de reacción de la subrasante.....	40
Figura 3-8: Esquema de momento flector y fuerza cortante.	40
Figura 3-9: Modo de falla de pilotes cortos para suelos granulares.	42
Figura 3-10: Estimación de capacidad portante lateral de pilotes cortos para suelos granulares. 43	43
Figura 3-11: Esquema para el cálculo de la capacidad portante de pilas.	44
Figura 3-12: Estimación de coeficientes de presión de tierras para el cálculo de pilas sometidas a carga horizontal (A) K_q y (B) K_c	46
Figura 3-13: Esquema del mecanismo de falla por efectos de arco (A) superficie de falla en Arco, y (B) perfil de la pila.	47
Figura 3-14: Esquema de la superficie de falla del suelo entre pilas en planta.	51
Figura 3-15: Esquema de condición activa asumida en perfil $u-u'$	51
Figura 3-16: Modelo de módulos de reacción de la subrasante.....	54

Figura 3-17:	Esquema de momento flector y fuerza cortante.....	56
Figura 4-1:	Variables independientes valoradas en la modelación (A) vista en planta, y (B) vista en perfil.	67
Figura 4-2:	Esquemmatización de variables evaluadas en la modelación (A) vista en planta, y (B) vista en perfil.	70
Figura 4-3:	Dimensiones de la geometría del modelo para la evaluación de la estructura de contención en pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m). 72	
Figura 4-4:	Enmallado la estructura de contención en pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).....	73
Figura 4-5:	Elementos de interface con conexión rígida para la estructura de contención en pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).	74
Figura 4-6:	Colocación de condiciones de frontera (color rojo asociado a restricción de desplazamientos y color azul son restricciones de giro), fuerzas de cuerpo (flecha con dirección en el eje z asociada al peso del suelo) y cambio de materiales a concreto reforzado (puntos de color rosado) de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) 75	
Figura 4-7:	Etapa de evaluación de fuerzas de cuerpo (flecha roja en dirección z, simulando el peso del modelo) o condiciones iniciales de las pilas	76
Figura 4-8:	Etapa de evaluación de colocación del material de concreto reforzado (nodos de color piel).....	77
Figura 4-9:	Etapa de evaluación de sobrecarga (flechas verdes en dirección z en los nodos de la superficie del modelo)	77
Figura 4-10:	Etapa de evaluación de remoción del primer bloque de suelo	78
Figura 4-11:	Etapa de evaluación de remoción del segundo bloque de suelo.....	78
Figura 4-12:	Etapa de evaluación de remoción del tercer bloque de suelo	79
Figura 5-1:	Resultados obtenidos de desplazamientos totales en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).	82
Figura 5-2:	Generación de forma de arco en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m). 82	

Figura 5-3:	Resultados obtenidos de esfuerzos normales en la dirección X en la remoción del tercer bloque de suelo (9 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).	83
Figura 5-4:	Resultados obtenidos de esfuerzos normales principales en la remoción del tercer bloque de suelo (9 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) (a) esfuerzo principal σ_1 , (b) esfuerzo principal σ_2 y (c) esfuerzo principal σ_3	84
Figura 5-5:	Resultados obtenidos de desplazamientos totales en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) con a) elementos de suelo de 0.8 m, b) elementos de suelo de 1.0 m, y c) elementos de 1.20 m.	86
Figura 5-6:	Resultados obtenidos de desplazamientos en metros para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, separación S de 5 veces el diámetro de pila ($S = 4$ m). (a) $L_e = 3$ m ($L_e/L=15$ %), (b) $L_e = 6$ m ($L_e/L=30$ %), y (c) $L_e = 9$ m ($L_e/L=45$ %).	88
Figura 5-7:	Resultados obtenidos de esfuerzos normales en dirección Z (vertical hacia arriba) en kPa para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, separación S de 5 veces el diámetro de pila ($S = 4$ m). (a) $L_e = 3$ m ($L_e/L=15$ %), (b) $L_e = 6$ m ($L_e/L=30$ %), y (c) $L_e = 9$ m ($L_e/L=45$ %).	88
Figura 5-8:	Resultados obtenidos de esfuerzos cortantes máximos en kPa para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, separación S de 5 veces el diámetro de pila ($S = 4$ m). (a) $L_e = 3$ m ($L_e/L=15$ %), (b) $L_e = 6$ m ($L_e/L=30$ %), y (c) $L_e = 9$ m ($L_e/L=45$ %). 89	
Figura 5-9:	Variación de la capacidad portante Q_{ult} respecto a la relación de longitud libre L_e sobre longitud total L. sin nivel freático por el método de Broms (1964).	90
Figura 5-10:	Variación de la capacidad portante Q_{ult} respecto a la relación de longitud libre L_e sobre longitud total L, sin nivel freático por el método de Hansen (1961).	91
Figura 5-11:	Variación de la capacidad portante Q_{ult} . sobre la pila respecto a la separación entre pilas, por el método de Ito y Matsui (1975).	92
Figura 5-12:	Variación de la capacidad portante Q_{ult} . sobre la pila respecto a la separación entre pilas, por el método de De Beer y Carpentier (1977).	94
Figura 5-13:	Variación de la capacidad portante Q_{ult} . sobre la pila respecto a la separación entre pilas por el método de He at al. (2015).	95

Figura 6-1:	Variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.	97
Figura 6-2:	Variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.	98
Figura 6-3:	Variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).....	100
Figura 6-4:	Variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).....	100
Figura 6-5:	Variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.....	103
Figura 6-6:	Variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.....	103
Figura 6-7:	Variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).	105
Figura 6-8:	Variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).	106
Figura 6-9:	Variación de la capacidad portante por los métodos semi empíricos y analíticos descritos respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y una relación L_e/L de 45 % ($L_e = 6$ m).....	108
Figura 6-10:	Variación de la capacidad portante por los métodos semi empíricos y analíticos descritos respecto a la separación entre pilas para el escenario s con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro, sin sobrecarga y una relación L_e/L de 45 % ($L_e = 6$ m).	109
Figura 6-11:	Extracción de esfuerzo cortante máximo de la modelación numérica para el escenario de separación S de 4 veces el diámetro, longitud libre L_e de 6 m (30 % de longitud total) y sin sobrecarga.....	110
Figura 6-12:	Variación de fuerza actuante sobre la pila respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.	111

Figura 6-13: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por el método de Broms (1964) y fuerzas actuantes Q respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.....	113
Figura 6-14: Variación de factores de seguridad FS para la metodología de Broms (1964) respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	113
Figura 6-15: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por el método de Hansen (1961), y fuerzas actuantes Q . sobre la pila respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	115
Figura 6-16: Variación de Factores de seguridad FS para la metodología de Hansen (1961) respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	115
Figura 6-17: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por el método de Ito y Matsui (1975) y fuerzas actuantes Q . respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	117
Figura 6-18: Variación de Factores de seguridad FS para la metodología de Ito y Matsui (1975), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	117
Figura 6-19: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por el método de De Beer y Carpentier (1977), y fuerzas actuantes Q respecto a la separación entre pilas S . para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	119
Figura 6-20: Variación de Factores de seguridad FS por el método de De Beer y Carpentier (1977), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.....	119
Figura 6-21: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . y fuerzas actuantes Q . sobre la pila por el método de He et al. (2015), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	121
Figura 6-22: Variación de Factores de seguridad FS por el método de He et al. (2015), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	121
Figura 6-23: Variación de la relación entre desplazamientos máximos δ_{tmax} y el diámetro D , respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático. ...	123
Figura 6-24: Variación de Desplazamientos diferenciales δ_{dmax} para el escenario sin nivel freático.	124

Figura 6-25: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y separaciones de 5 y 2 veces el diámetro.	126
Figura 6-26: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	128
Figura 6-27: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	130
Figura 6-28: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.	132
Figura 6-29: Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de estructura basada en pilas.	134
Figura 6-30: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de Hansen (1961) sin nivel freático para todos os escenarios evaluados de sobrecarga q	138
Figura 6-31: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de He et al. (2015) sin nivel freático para todos os escenarios evaluados de sobrecarga q	139
Figura 6-32: Variación de Desplazamientos máximos δ_{tmax} respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático (con restricción propuesta) para todos los escenarios evaluados de sobrecarga q	140
Figura 6-33: Variación de Desplazamientos diferenciales δ_{dmax} para el escenario sin nivel freático (con restricción propuesta) para todos os escenarios evaluados de sobrecarga q	141

Lista de tablas

	<i>Pág.</i>
Tabla 3-1: Valores de nh	55
Tabla 3-2: Factores de seguridad directos mínimos.....	60
Tabla 3-3: Factores de seguridad indirectos mínimos para capacidad portante de cimentaciones superficiales y capacidad portante por punta de cimentaciones profundas. 61	61
Tabla 3-4: Factores de seguridad indirectos mínimos para estructuras de contención. 61	61
Tabla 3-5: Restricciones de asentamientos diferenciales para edificaciones.	62
Tabla 3-6: Factores de reducción de capacidad para el estado límite de resistencia para cimentaciones superficiales.	63
Tabla 3-7: Factores de reducción de capacidad para el estado límite de resistencia para pilotes hincados.	64
Tabla 3-8: Factores de reducción de capacidad para el estado límite de resistencia para pilotes perforados.	64
Tabla 4-1: Parámetros iniciales del suelo y de los pilotes.	69
Tabla 4-2: Variación discreta de la sobrecarga q , Profundidad del nivel freático NF , longitud libre L_e y separación entre pilas S	70
Tabla 5-1: Resultados de invariantes de esfuerzos a 1.5 m de profundidad en la cara del talud, en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).	85
Tabla 5-2: Resultados obtenidos de desplazamientos totales en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) con 3, 4 y 5 incrementos.	86
Tabla 6-1: Requerimientos normativos propuestas para la evaluación del criterio de estabilidad y deformabilidad.....	138

Tabla 6-2: Escenarios que cumplen con los requisitos propuestos para una condición sin nivel freático.....	142
---	-----

Introducción

Las estructuras de contención se aplican a un sinnúmero de obras civiles, con diferentes objetivos. Por ejemplo, estas se emplean como medida de estabilización de taludes cuando se generan cortes viales, como obra que evita la erosión de un río en sus márgenes, como apoyos iniciales y finales para un puente, etc.

Una de las soluciones de estructuras de contención son las estructuras basadas en pilas contiguas en concreto reforzado, los cuales se caracterizan por presentar elementos generalmente cilíndricos, embebidos en el terreno, con una separación determinada. Esta solución es usualmente empleada en las excavaciones para construcciones de gran peso o profundas como rascacielos, túneles, etc. (Keawsawasvong & Ukritchon, 2017).

Para el diseño de estos elementos, se requiere evaluar la longitud y el diámetro del elemento, así como la separación entre ellos. Estas dimensiones deben cumplir con dos criterios principales los cuales son: el criterio de resistencia externa e interna, y el criterio de deformabilidad o de funcionalidad, tanto a nivel individual como a nivel de grupo, siendo importante la evaluación de la separación entre pilas.

No obstante, para la evaluación de estas condiciones, la normatividad vigente colombiana no presenta criterios puntuales para el diseño de estas estructuras ya que solo se limita la evaluación y diseño de estructuras convencionales, por lo que las estructuras de contención basadas en pilas (catalogadas como no convencionales) no presentan criterios de evaluación y diseño claros. Por lo anterior, se han presentado proyectos a nivel nacional con el diseño de estas estructuras empleando recomendaciones especialmente en cuanto a la separación entre elementos estructurales, tales como la separación de dos o tres veces el diámetro de la pila, sin un fundamento en cuanto a su estabilidad externa ni restricciones de deformaciones o desplazamientos.

Por lo anterior, se planteó la evaluación de pilas empleadas como estructuras de contención mediante el criterio de estabilidad externa por capacidad portante lateral, y por funcionalidad a partir del análisis numérico en elementos finitos en tres dimensiones, considerando el diseño de la longitud, la separación entre elementos y las condiciones externas como la sobrecarga y el nivel freático que se podrían presentar en el suelo retenido. El modelo simplificado estudiado evaluó el comportamiento esfuerzo-deformación del sistema suelo-estructura en condición estática, teniendo en cuenta parámetros geomecánicos asociados al modelo constitutivo elasto-plástico Mohr-Coulomb (para el suelo) y modelo elástico (para las pilas). Los resultados se compararon con los que se obtuvieron por metodologías semi empíricas y analíticas encontradas en la literatura, los cuales estiman la carga portante lateral de falla del suelo debida a la rotación individual de la pila y a los efectos de arco generados por la separación entre elementos.

También, se evaluaron los resultados obtenidos a la luz de ciertos lineamientos dados por la normativa vigente colombiana, en función de factores de seguridad y deformaciones máximas permisibles. Lo anterior, con el fin de generar propuestas normativas para la evaluación y diseño de estas estructuras a nivel de resistencia interna y deformabilidad, especialmente en cuanto a la distancia entre pilas.

Además, se evaluó la interacción suelo estructura, definiendo módulos de reacción de subrasante, diagramas de fuerza cortante y momento flector, ya que son insumos fundamentales para el diseño estructural de estos elementos.

Es importante resaltar que los resultados de esta investigación muestran la relevancia de la evaluación de la separación entre pilas, ya que a medida que disminuye la separación entre elementos, se pueden incrementar los factores de seguridad y reducir las deformaciones y las solicitaciones de fuerza cortante y momento flector. Esto impactaría en el diseño geotécnico en cuanto a estabilidad y funcionalidad; así como en el diseño estructural, asociado al reforzamiento de las pilas.

Finalmente, se realizó una propuesta a nivel metodológico y normativo para la evaluación y diseño de estructuras de contención basadas en pilas, con lineamientos asociados a factores de seguridad mínimos y deformaciones permisibles. Lo anterior, se refleja en la definición de las dimensiones de estos elementos y la separación a las que se puede disponer, brindando criterios que aseguran no sólo la estabilidad externa de la estructura, sino también su nivel de funcionalidad. Esto permite avanzar en el conocimiento

subsanaando parte de las limitaciones que se presentan a nivel práctico y normativo sobre el diseño geotécnico de estas estructuras de contención, especialmente en cuanto a requerimientos metodológicos y restricciones mínimas en términos de factores de seguridad y de deformaciones.

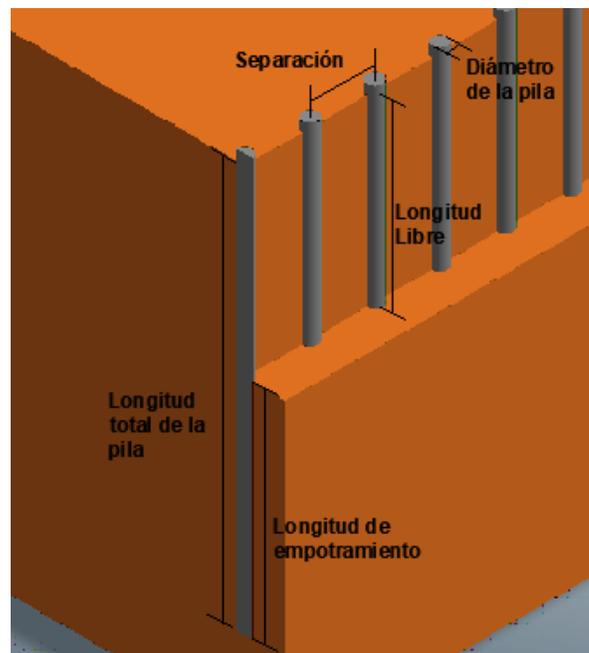
Es importante aclarar que esta investigación se limita a la evaluación de estabilidad externa asociada a capacidad portante lateral, y deformabilidad desde un punto de vista teórico del modelo constitutivo elastoplástico perfecto de Mohr Coulomb para el suelo, y un modelo elástico para las pilas. Para esto, se evaluó un conjunto determinado de parámetros geomecánicos del suelo y parámetros elásticos de las pilas en concreto reforzado, tomados de la literatura, variando ciertas condiciones como la separación, longitudes libres de elementos, profundidad de nivel freático y condiciones de sobrecarga. Adicionalmente, para el análisis de las pilas, se asumió un modelo de viga, el cual no tiene en cuenta el efecto dado por fuerzas axiales a lo largo de los elementos.

1.Planteamiento del problema, justificación y limitaciones

1.1 Planteamiento del problema

Las estructuras de contención basadas en pilotes de gran diámetro, también conocidos como pilas, son bastante utilizadas en las obras de estabilización de cortes carreteros en Colombia. Para su diseño se consideran no solo las dimensiones de la pila como su longitud libre, de empotramiento y diámetro, sino la separación entre elementos (ver Figura 1-1).

Figura 1-1: Características de una estructura de contención basado en pilas.



Fuente: elaboración propia.

Si bien se emplean métodos de análisis de pilas en cuanto a capacidad de soporte lateral individual, se han presentado estudios en el territorio colombiano donde se proponen estructuras con estos elementos, asumiendo separaciones de 2 o 3 veces el diámetro, los cuales se derivan de recomendaciones dadas por parte del diseñador, sin alguna justificación clara.

Por otro lado, para la evaluación y el diseño geotécnico de este tipo de estructuras se emplean las normativas vigentes en Colombia como la norma sismorresistente NSR-10 (Minvivienda, 2010), la cual, solamente presenta requisitos mínimos de diseño asociados al criterio de estabilidad externa en términos de esfuerzos admisibles reflejados en factores de seguridad mínimos, para estructuras convencionales. En el caso de estructuras de contención basadas en pilas, estas se consideran como no convencionales, por lo que es necesario que la Comisión Asesora Permanente CAP avale el uso y diseño de este tipo de estructuras. Por tanto, esta norma no ofrece requerimientos respecto a la evaluación del criterio de estabilidad para la separación entre pilas ni establece deformaciones permisibles máximas para la evaluación del criterio de funcionalidad de estas estructuras.

Otra norma empleada en Colombia es el código colombiano de puentes CCP-14 (INVIAS, 2014), el cual, muestra requisitos para la evaluación del criterio de estabilidad, en términos de factores de reducción de la resistencia a carga lateral de las pilas. Sin embargo, así como en la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010) es necesario que la misma Comisión Asesora Permanente de esta norma avale su uso y diseño, ya que las estructuras de contención basadas en pilas son de tipo no convencional. Por lo tanto, esta norma no presenta los requerimientos puntuales de separación en términos de resistencia ni de deformaciones de los elementos.

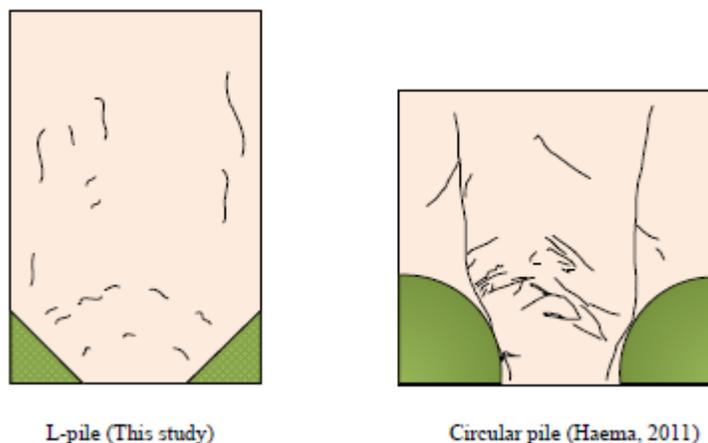
A nivel internacional, se presentan normas especializadas para el diseño de estructuras como son la norma americana "LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICACIONES" realizada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2014). Esta norma presenta los lineamientos de diseño de puentes y estructuras asociadas. En cuanto a estructuras de contención basadas en pilas, no son catalogadas como convencionales, por lo que no presenta requerimientos puntuales para el diseño geotécnico de estas estructuras.

Adicionalmente, para la evaluación y el diseño es necesario tener un mayor conocimiento de los procesos de interacción entre las pilas que soportan estas estructuras y el suelo de cimentación, así como la estimación de forma analítica o numérica de los posibles desplazamientos y las solicitaciones en los elementos estructurales. Lo anterior es imperativo no solo para el diseño geotécnico sino también para el diseño estructural de las pilas.

1.2 Justificación

A nivel mundial, se ha estudiado el efecto de arco como una variable determinante en la evaluación y diseño de estructuras de contención. Estudios como el de Tanseng et al. (2015), muestran la relación que presenta las pilas y el espaciamiento entre elementos, teniendo en cuenta una condición no drenada. Mediante modelos físicos y de laboratorio, se encontró que la forma de los elementos de contención puede mejorar la capacidad portante lateral y, por tanto, aumentar el espaciamiento entre elementos. En la Figura 1-2, se logra observar que al emplear elementos en L como estructuras de contención logra generar una mejor distribución de las deformaciones que los elementos circulares, en condiciones no drenadas.

Figura 1-2: Características de una estructura de contención basado en pilas en L y circulares.



Fuente: (Tanseng et al., 2015).

Por otro lado, se ha mostrado que el uso de programas de elementos finitos puede optimizar el espaciamiento entre pilas empleadas como estructuras de contención. Hosseinian y Seifabad (2013) realizaron modelaciones en tres dimensiones con PLAXIS 3D a una excavación soportada por pilas, concluyendo que los métodos clásicos o semi empíricos presentaban resultados más conservadores o por el lado de la seguridad que los dados por el método de elementos finitos, optimizando su espaciamiento entre elementos (Hosseinian & Seifabad, 2013).

Por otro lado, en el territorio colombiano, la evaluación de estructuras de contención mediante pilas se basa solamente en el análisis de la estabilidad de los elementos de forma individual sin tener en cuenta los efectos que se pueden generar debido a la tridimensionalidad del problema, especialmente en la zona de separación entre elementos.

Como se mencionó anteriormente, se han presentado proyectos a nivel nacional que proponen la inclusión de estructuras de contención basadas en pilas, evaluándolas con recomendaciones de diseño asociados al espaciamiento entre elementos estructurales. Por ejemplo, la Unión temporal MITIGACIÓN TOBIA (2021), realizó los estudios de estabilización de taludes y control de erosión para la margen izquierda del río Villeta en la desembocadura de los ríos Tobia y Rio Negro. Se propuso la inclusión de unas estructuras de contención con pilas tipo caisson de diámetro igual a 1.2 m y separadas cada 2 veces el diámetro (UNION TEMPORAL MITIGACION TOBIA, 2021). Esta propuesta se evaluó con base en recomendaciones dadas por el diseñador, sin justificación clara a nivel cuantitativo o en términos de factores de seguridad, especialmente la separación entre caissons.

Otro caso es el del estudio realizado por la consultora Estudios Técnicos y Construcciones S.A.S. realizado en 2022, tenía como objeto contractual la estabilización de una de las márgenes del río Tunjuelo, que colinda con el acceso del relleno Doña Juana en Bogotá. Su alcance era la estabilización de la vía que conecta al relleno sanitario, la cual corresponde a la margen izquierda del Río Tunjuelo. Como propuesta de obras de estabilización y de control de erosión de ese río, se planteó una estructura de contención basada en elementos de caisson de longitud total de 15 m, diámetro de 0.8 m y espaciamiento cada 3 veces el diámetro (Estudios Técnicos Y Construcciones S.A.S.,

2022). De acuerdo con este estudio, las dimensiones de los elementos individuales fueron evaluadas de manera cuantitativa, excepto la definición de la separación entre elementos estructurales, ya que ésta se propuso a manera de recomendación.

Lo anterior se presenta usualmente en proyectos de ingeniería en Colombia ya que no se ha evaluado de forma cuantitativa el efecto de la separación entre pilas. Adicionalmente, como son estructuras de contención no convencionales, las normas vigentes en el territorio colombiano no proveen criterios puntuales para su evaluación y diseño.

Por tal razón, es necesario evaluar y proponer criterios de estabilidad y funcionalidad asociados con la influencia de la separación entre pilas y contar con criterios de diseño a nivel normativo, sabiendo que estas estructuras se proponen usualmente para la estabilización de taludes, para el control de erosión producida por cuerpos de agua, etc. Esto generaría un gran impacto en el diseño en ingeniería ya que se determinarían criterios claros y puntuales para su evaluación a nivel geotécnico de las estructuras de contención basadas en pilas.

1.3 Limitaciones y recomendaciones para estudios futuros

Como se mencionó anteriormente, esta investigación se limita específicamente a la evaluación de estabilidad externa asociada a capacidad portante lateral, y deformabilidad empleando métodos semi empíricos, analíticos y numéricos, teniendo en cuenta solamente la normativa colombiana vigente. Para esto, se evaluó un conjunto determinado de parámetros geomecánicos del suelo y parámetros elásticos de las pilas en concreto reforzado, tomados de la literatura, variando ciertas condiciones como la separación, longitudes libres de elementos, profundidad de nivel freático y condiciones de sobrecarga. Adicionalmente, para el análisis de las pilas, se asumió un modelo de viga, el cual no tiene en cuenta el efecto dado por fuerzas axiales a lo largo de los elementos.

Es importante aclarar que este trabajo evalúa la estabilidad externa asociada a capacidad portante lateral de las estructuras de contención basadas en pilas, por lo que, al hablar de este término, se hace referencia al termino “criterio de estabilidad” o “criterio de resistencia”.

Para futuras investigaciones, se recomienda evaluar la estabilidad externa (incluyendo la externa global) de estas estructuras, teniendo en cuenta diferentes condiciones y características asociadas a las variaciones de parámetros geomecánicos, la aplicación de otros modelos constitutivos, las condiciones de pendiente del terreno, escenarios pseudostáticos asociados a eventos sísmicos, entre otros. Igualmente es importante realizar verificaciones del comportamiento de estos elementos en campo y en modelos experimentales de laboratorio.

2. Objetivos

2.1 Objetivos generales

Evaluar el efecto de la separación entre pilas sometidas a carga horizontal utilizadas como elementos de contención en taludes.

2.2 Objetivos específicos

- Evaluar el comportamiento de pilas en su longitud y separación, empleadas como estructuras de contención con elementos finitos.
- Evaluar la interacción suelo estructura de pilotes empleados como estructuras de contención, con un programa de elementos finitos 3D.
- Comparar, a partir de unos modelos conceptuales empíricos o semiempíricos los resultados que se obtendrían con los diferentes métodos de evaluación.
- Generar un documento de recomendaciones prácticas para el diseño geotécnico de pilas sometidas a carga horizontal.

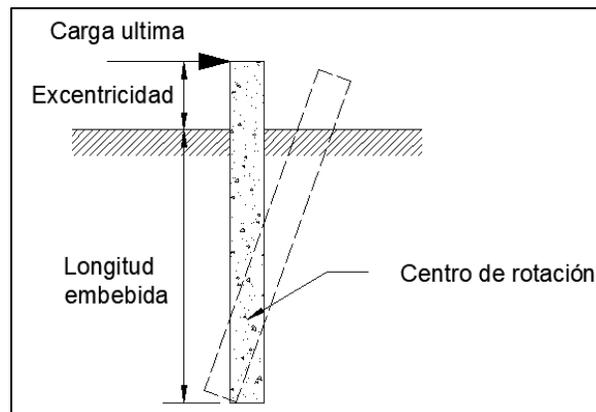
3.Marco teórico

3.1 Generalidades

Para el diseño de los elementos de pilas empleadas como estructuras de contención, es necesario conocer su longitud, su sección y la separación entre elementos. Estas dimensiones deben cumplir con los requerimientos de estabilidad y deformabilidad por lo que es importante evaluar el comportamiento del suelo y su interacción con la estructura.

Para la evaluación del criterio de estabilidad, se requiere la estimación de las fuerzas resistentes del suelo y las fuerzas actuantes ejercidas sobre la estructura de contención. En cuanto a las fuerzas resistentes, en la literatura se encuentran metodologías que evalúan la capacidad portante lateral de la pila como la de Broms (1964) y la de Hansen (1961), las cuales son usadas actualmente para su evaluación y diseño a nivel geotécnico. Estas metodologías se fundamentan, principalmente, en la falla del suelo debida a la rotación de la pila empotrada (ver Figura 3-1), estimando la magnitud de la capacidad última lateral a la que se puede someter el elemento.

Figura 3-1: Modo de falla debido a la rotación de la pila.

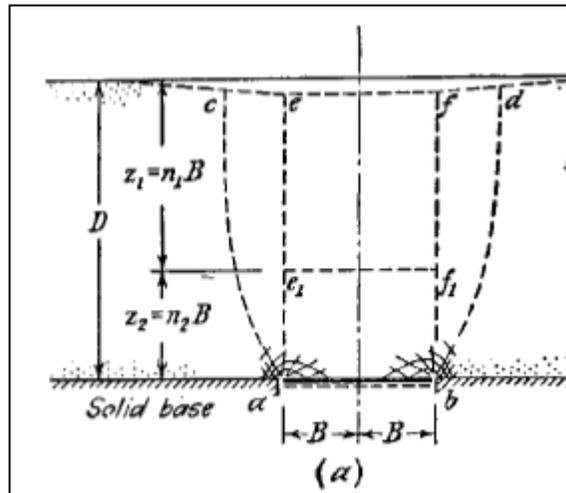


Fuente: Modificado de (Broms, 1964).

También es posible que la estructura de contención basada en pilas presente falla en el suelo que está entre los elementos debido a los efectos de arco. Terzagui (1943), quien fue uno de los primeros en estudiar este fenómeno, cataloga el efecto de arco como la transferencia de presión desde la masa del suelo plastificado y desplazado (de forma relativa) hasta el suelo adyacente y apoyado en un elemento estructural, generando una concentración de esfuerzos.

Para que se presente este efecto de arco, Terzagui (1943) tomó de ejemplo un caso en el cual se presenta una arena de un espesor D , el cual descansa sobre un material rígido. Es sabido que el esfuerzo vertical total de la arena a una profundidad determinada es igual al peso unitario del material multiplicado por esa profundidad. Cuando se presenta la plastificación y el desplazamiento de una zona determinada del suelo arenoso, se presenta una fuerza de resistencia friccional opuesta a la dirección del desplazamiento, localizada en los bordes donde el suelo no presenta deformación (ver Figura 3-2). Esto se traduce en la disminución de la resistencia al corte de la zona plastificada y en el incremento del esfuerzo total vertical localizado en los bordes.

Figura 3-2: Efecto de arco descrito en una arena.



Fuente: (Terzagui, 1943).

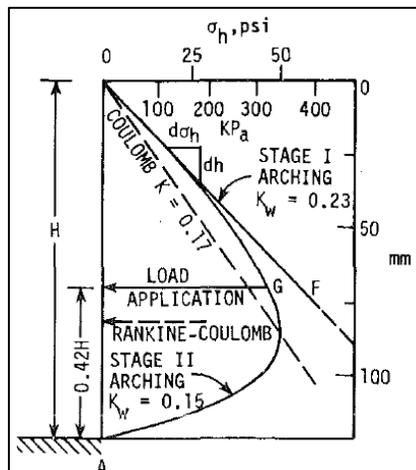
Otros autores emplearon estos conceptos para la estimación de la capacidad portante lateral en estructuras de contención basadas en pilas, como Ito y Matsui (1975) y De Beer

y Carpentier (1977). Estos autores estudiaron el efecto de arco que ocurría en el suelo localizado entre dos elementos cilíndricos rígidos, estimando la carga lateral aplicada a lo largo de las pilas, teniendo en cuenta diferentes criterios como la generación de una superficie de falla en forma de arco, el modo de falla dado por Mohr-Coulomb, etc. Lo anterior se detalla en los numerales 3.4 y 3.5, y en sus anexos correspondientes.

Después, Handy (1987) comenta que hubo autores que aplicaron la teoría de presión laterales en condición activa de acuerdo con Rankine y Coulomb para la definición del efecto de arco, lo cual no es consistente con los datos reales que se habían recolectado en ese entonces. Por lo anterior, se presentó un estudio alternativo, el cual describe el efecto de arco como la rotación de esfuerzos principales localizados en el suelo apoyado sobre una estructura rígida, generando un incremento considerable en las presiones de tierra tal que eran mayores que los dados por teorías clásicas (Handy, 1987). Luego, empieza a generarse la superficie de falla en forma de arco, presentando una distribución no lineal de presión lateral de tierras.

Además, Handy (1987) mostró que la distribución de presiones laterales dados en una estructura de contención donde se presentaba una separación entre elementos rígido es no lineal, e incluso mayor que las dadas por teorías clásicas (ver Figura 3-2).

Figura 3-3: Distribución de presión de tierras teniendo en cuenta el efecto de arco.



Fuente: (Handy, 1987).

También, hubo autores que estudiaron las presiones de tierra activas con base en los efectos de arco dados para estructuras de contención. (Paik & Salgado, 2003) generaron una metodología para el cálculo del coeficiente de presión lateral de tierras en condición activa, teniendo en cuenta el fenómeno dado por efecto de arco. Para su estimación, se asumió la influencia del ángulo de fricción dado entre el material terreo y la superficie del muro rígido, la rotación de los esfuerzos principales entre el centro y el borde del suelo que está apoyado sobre la estructura.

Como resultado, Paik y Salgado (2003) formularon una ecuación para el cálculo de presión de tierras dada en la expresión 3.1.

$$Pah = \frac{1}{2} * Kaw * \gamma * H^3 \quad (3.1)$$

Donde:

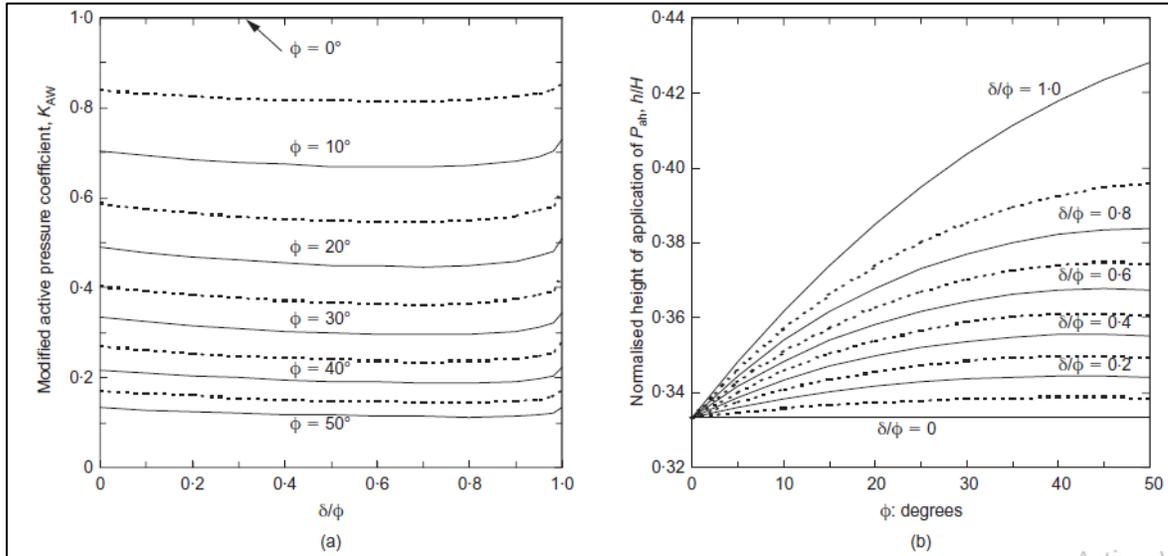
Kaw: coeficiente de presión de tierras en condición activa, teniendo en cuenta el efecto de arco.

γ : peso unitario del suelo retenido.

H: altura del muro de contención.

En la Figura 3-4, se presentan los ábacos correspondientes al cálculo del coeficiente *Kaw*.

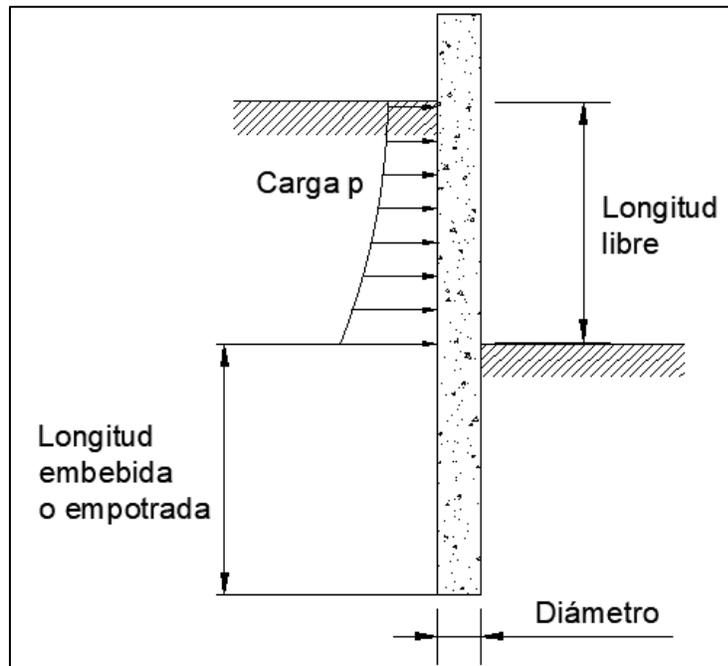
Figura 3-4: Relación del coeficiente de presión lateral de tierras activo respecto a los ángulos de fricción efectiva del suelo y de fricción suelo estructura.



Fuente: (Paik & Salgado, 2003).

Con base en la metodología comentada anterior, se han desarrollado métodos para la estimación de la capacidad portante lateral del pilote debido al efecto de arco. He et al. (2015), estima la capacidad portante lateral por unidad de longitud de pila, teniendo en cuenta la formulación del coeficiente de presión lateral de tierras activo de Paik y Salgado (2003). En la Figura 3-5, presenta el esquema en perfil de la carga mínima que el suelo transmite a la pila debido al mecanismo de falla por efectos de arco mostrado en la Figura 3-6.

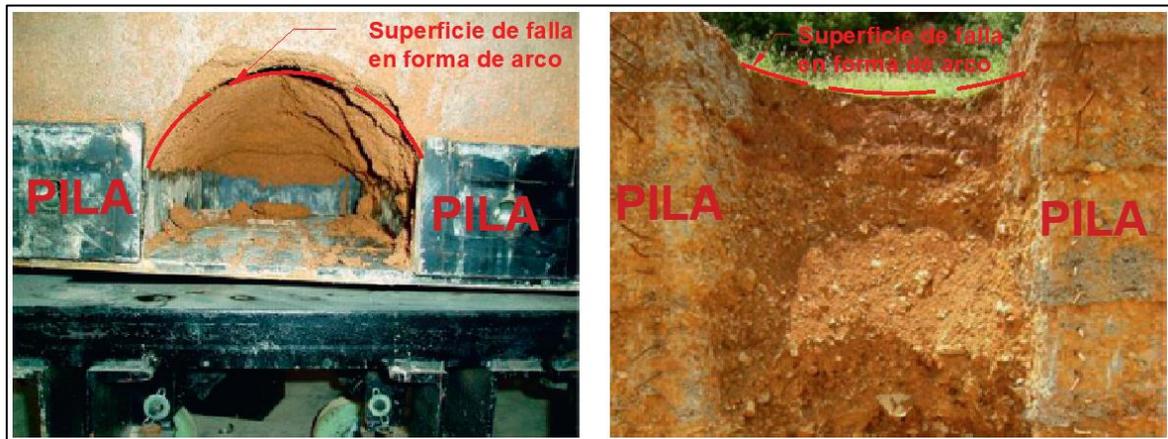
Figura 3-5: Carga mínima p que el suelo transmite a la pila por el mecanismo de falla por efectos de arco.



Fuente: Elaboración propia.

Y de acuerdo con autores como Chen et al. (2020), el proceso de efecto de arco entre dos pilas combina las deformaciones y redistribución de esfuerzos en el suelo que se presenta en la separación de los elementos y detrás de estos. Dicho proceso comienza con deformaciones pequeñas y generación de zonas de compresión detrás de los elementos de pilote debida a las presiones laterales del suelo retenido. Luego, se presenta la formación de la silueta en arco debido a las deformaciones horizontales del suelo obstaculizadas por los pilotes, generando fricción y dirigiendo estos efectos hacia la cavidad entre pilotes (Chen et al., 2020). Luego de que se presentan grandes deformaciones relativas entre el suelo y la pila, se generan fisuras en el suelo alcanzando su resistencia al corte, generando desprendimiento del material (Chen et al., 2020). En la Figura 3-6, se presenta un ejemplo del efecto de arco que ocurre en un suelo.

Figura 3-6: Modo de falla por efectos de arco en suelo contenido por elementos de pilotes (A) vista en planta, y (B) vista en perfil.



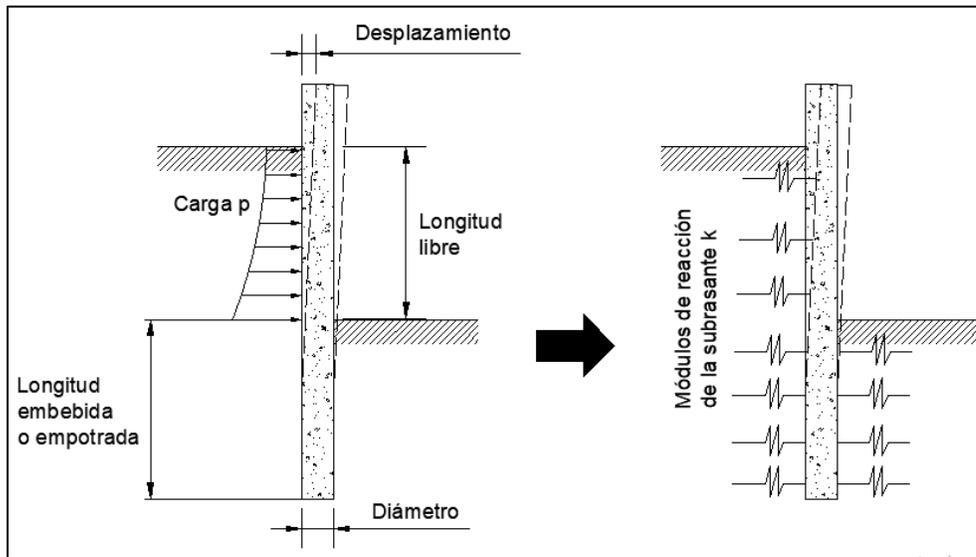
(A)

(B)

Fuente: Modificado de (Chen et al., 2020).

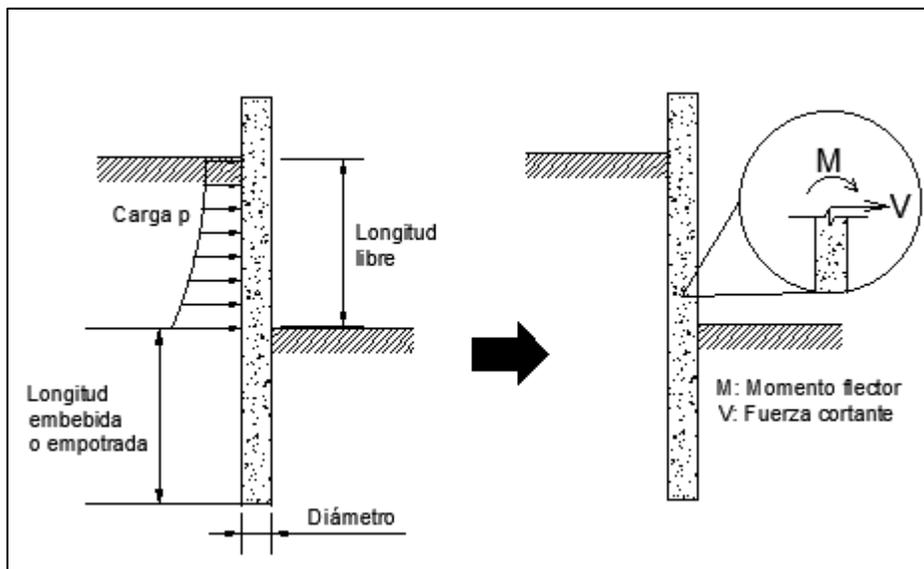
Por otro lado, es importante evaluar las fuerzas actuantes, las deformaciones y la interacción suelo-estructura en función de las condiciones esfuerzo deformación. Esto puede ser estimado a partir de cantidades como el estado de esfuerzos y desplazamientos, productos del análisis numérico con elementos finitos, los cuales permiten el cálculo de módulos de reacción de la subrasante, momentos flectores y fuerzas cortantes de las pilas, mediante ecuaciones provenientes de análisis semiempíricos o analíticos. En la Figura 3-7 y Figura 3-8 se presenta un esquema con las magnitudes mencionadas anteriormente.

Figura 3-7: Modelo de módulos de reacción de la subrasante.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-8: Esquema de momento flector y fuerza cortante.



Fuente: Elaboración propia.

A nivel normativo, en el territorio colombiano, los requerimientos de diseño se estipulan dentro de diferentes normas como el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Minvivienda, 2010), la cual se enfoca en el diseño de edificaciones y estructuras asociadas; y el Código Colombiano de Puentes CCP-14 (INVIAS, 2014), el cual rige el diseño de puentes.

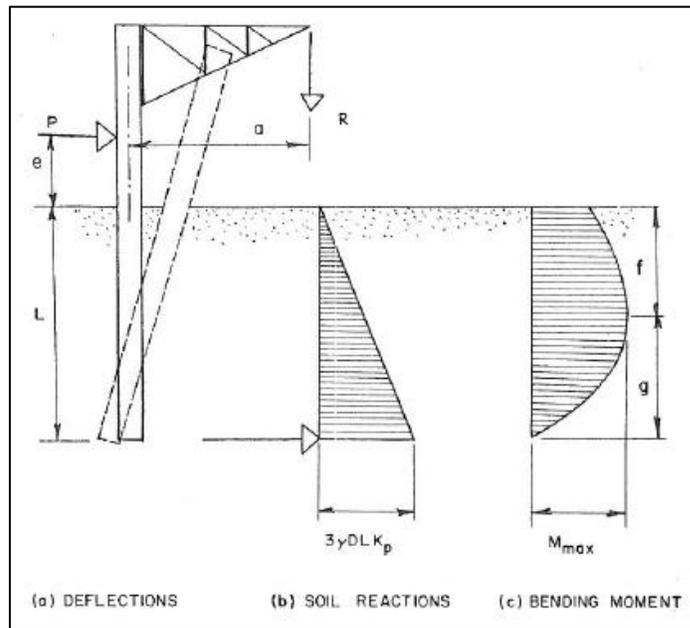
A continuación, se describen las metodologías relacionadas con la estimación de la resistencia (específicamente los de Broms (1964), Hansen (1961), Ito y Matsui (1975), De Beer y Carpentier (1977) y He et al. (2015)), deformabilidad e interacción entre el suelo y las estructuras de contención basadas en pilas, así como los lineamientos o requerimientos mínimos de diseño dados por la normativa existente colombiana, especialmente en los capítulos asociados al diseño geotécnico.

3.2 Metodología de Broms (1964)

Con el fin de evaluar la resistencia última de pilas sometidas a carga lateral, Broms (1964) plantea la estimación de capacidad portante lateral, dependiendo del modo de falla de las pilas y de otras características como el tipo de suelo (granular o fino). En cuanto al tipo de suelo, Broms (1964) determinó la capacidad portante última para suelos granulares, en función del diámetro de la pila D , su longitud L , el coeficiente de presión lateral pasiva de tierras y el peso unitario del suelo γ . Adicionalmente, empleó la teoría de Rankine para la determinación del coeficiente de presión de tierras, asumiendo un terreno plano.

En cuanto al modo de falla, se definen como pilas cortas como aquellas que presentan falla en el suelo debido a la rotación de estos elementos (Broms, 1964), como se observa en la Figura 3-9. Esta falla asume que los desplazamientos son altos que desarrollan toda la resistencia pasiva del suelo.

Figura 3-9: Modo de falla de pilotes cortos para suelos granulares.



Fuente: (Broms, 1964).

Finalmente, con base en la realización de ensayos de laboratorio y la metodología de equilibrio límite, determinó varias expresiones de capacidad de soporte, en función de la excentricidad de la carga con respecto a la punta de la pila, y la condición de restricción del elemento con una viga cabezal. Lo anterior se muestra en la ecuación 3.1.

$$P_{ult.} = Q_{ult.} = \frac{0.5 * \gamma * D * L^3 * k_p}{e + L} \quad (3.1)$$

Donde:

k_p : coeficiente de presión lateral de tierras pasivo.

γ : peso unitario total.

D : diámetro de la pila.

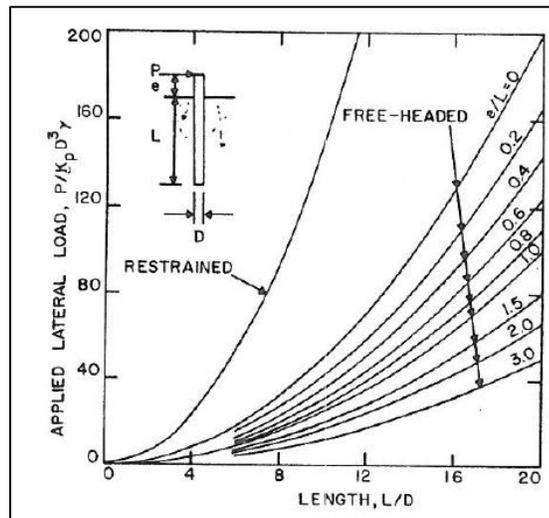
L : longitud de la pila empotrada.

e : excentricidad de la fuerza respecto al cabezal de la pila.

$P_{ult.}$ o $Q_{ult.}$: capacidad portante lateral.

En la Figura 3-10, se presenta el ábaco de capacidad portante para suelos granulares.

Figura 3-10: Estimación de capacidad portante lateral de pilotes cortos para suelos granulares.



Fuente: (Broms, 1964).

En cuanto a las limitaciones que tiene esta metodología, Broms (1964) menciona que, en primer lugar, las estimaciones se basan en mediciones empíricas, teniendo en cuenta una condición plana de deformaciones, por lo que no es posible generalizarlo para todos los tipos de suelo.

En segundo lugar, las variables o parámetros independientes no incluyen el efecto que puede generar la separación entre pilas, ya que cuando se evalúan grupos de pilotes, se asume que la capacidad portante del grupo es la sumatoria de las capacidades individuales (Broms, 1964). Lo anterior se puede asumir, siempre y cuando la separación entre ellos sea mayor de 4 veces el diámetro del elemento.

En tercer lugar, esta metodología asume una condición rígida del elemento estructural de la pila, por lo que no tiene en cuenta sus propiedades elásticas como el módulo de Young,

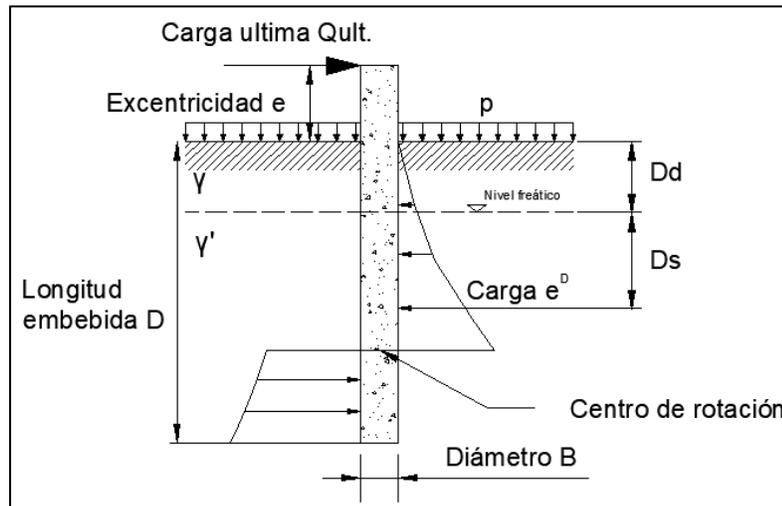
ni la relación del Poisson del material del que está hecho. En el Anexo A.1, se presenta la deducción de las ecuaciones de esta metodología.

3.3 Metodología de Hansen (1961)

La metodología de Hansen (1961), estima la capacidad portante lateral teniendo en cuenta las presiones laterales que se desarrollan en el suelo que rodea la pila (ver Figura 3-11). En este caso, se asume que se presenta un diagrama de presiones tales que se desarrolla la resistencia pasiva por completo a la derecha (y, por tanto, la resistencia activa a la izquierda) por encima del punto de rotación de la pila.

Para el cálculo de la presión resultante por unidad de área e^D , se restan los componentes activos y pasivos, dando como resultados la ecuación 3.2, la cual está en función de los parámetros del suelo para un criterio de falla Mohr – Coulomb. Esta formulación incluye la influencia de la sobrecarga \bar{q} , dada por la ecuación 3.3. Y para obtener el diagrama de presiones por unidad de longitud, se multiplica el valor e^D por la dimensión característica de la sección de la pila.

Figura 3-11: Esquema para el cálculo de la capacidad portante de pilas.



Fuente: Modificado de (Hansen, 1961).

$$e^D = \bar{q} * K_q^D + c' * K_c^D \quad (3.2)$$

$$\bar{q} = p + \gamma * D_d + \gamma' D_s \quad (3.3)$$

Donde:

\bar{q} : sobrecarga efectiva.

p : esfuerzo de sobrecarga por encima del terreno natural.

γ : peso unitario hasta la posición del nivel freático.

D_a : profundidad del nivel freático.

γ' : peso unitario efectivo (por debajo del nivel freático).

D_s : distancia entre el nivel freático y la resultante entre los empujes activos y pasivos.

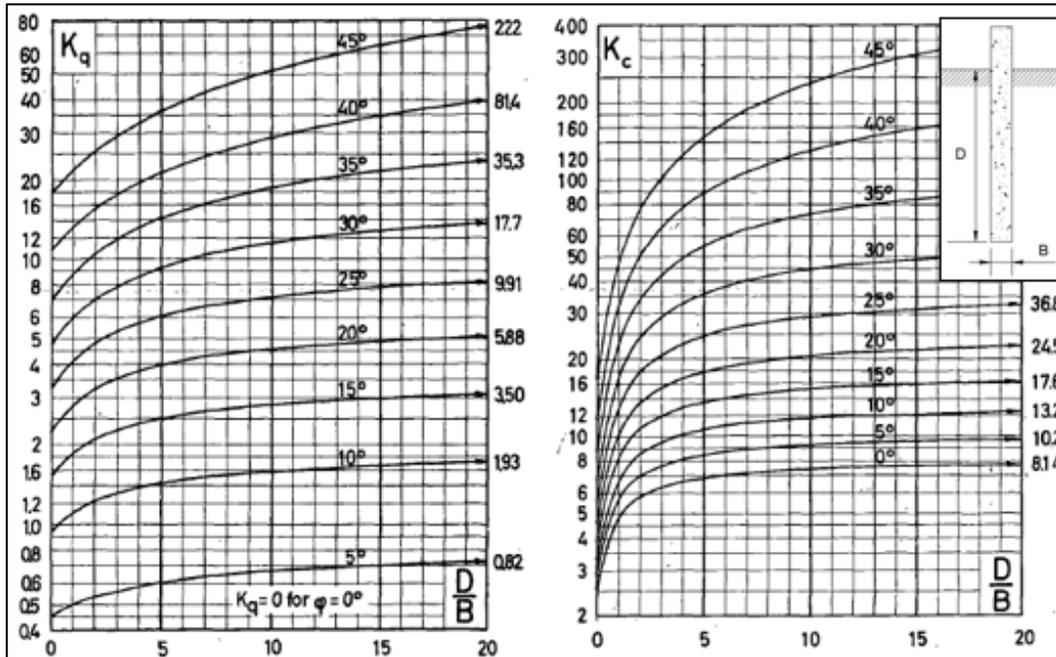
K_q^D : coeficiente de presión de tierras de la sobrecarga.

c' : intercepto de cohesión del suelo.

K_c^D : coeficiente de presión de tierras debida al intercepto de cohesión.

Después, al calcular la presión resultante a lo largo de la profundidad empotrada de la pila, se genera el equilibrio de momentos en el cabezal del elemento. Luego se asume el valor donde realmente se presenta la rotación de la pila hasta que se presente el equilibrio de momento y, por último, se estima la capacidad portante Q_{ult} por medio del equilibrio de fuerzas horizontales. En la Figura 3-12, se presentan los ábacos para el cálculo de los coeficientes de presión lateral de tierras, los cuales fueron validados empíricamente por diferentes ensayos de laboratorio ejecutados en arenas (Hansen, 1961).

Figura 3-12: Estimación de coeficientes de presión de tierras para el cálculo de pilas sometidas a carga horizontal (A) K_q y (B) K_c .



(A)

(B)

Fuente: (Hansen, 1961).

Este método es útil ya que evalúa todo tipo de suelos, incluyendo granulares, finos e intermedios. Adicionalmente, es posible estimar la capacidad portante lateral en condiciones no drenadas, asumiendo un ángulo de fricción efectivo igual a cero y el intercepto de cohesión efectivo como la resistencia al corte no drenado. No obstante, las desventajas que presenta este método son similares a las descritas en la metodología de Broms, incluyendo el desarrollo de las ecuaciones, teniendo en cuenta una condición plana de deformaciones.

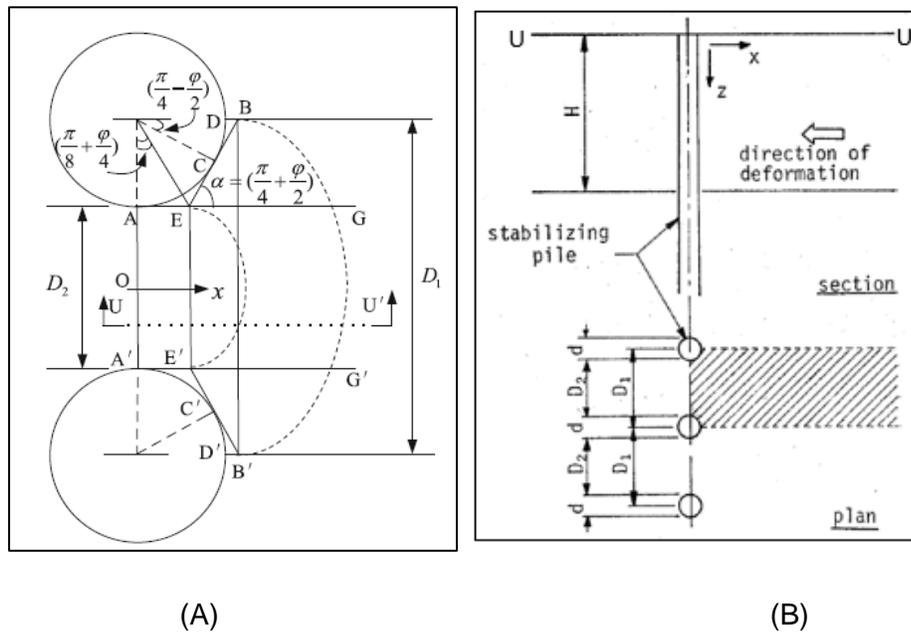
En el Anexo A.2, se presenta la deducción de las ecuaciones de esta metodología.

3.4 Metodología de Ito y Matsui (1975)

El método propuesto por Ito y Matsui (1975) es analítico, y estima la sollicitación de carga última por la cual se presenta una superficie de falla dada por el efecto de arco (Ver Figura 3-13 y las expresiones mencionadas en este capítulo). Con el fin de cuantificar la fuerza lateral dada por la deformación plástica del suelo, Ito y Matsui (1975) plantearon ecuaciones con base en suposiciones como la formación de dos superficies de falla rectas (líneas AEB y A'E'B' dadas en la Figura 3-13) con ángulos α , la suposición de modo de falla Mohr – Coulomb suponiendo el suelo como sólidos plásticos, una condición plana de deformaciones en la dirección de la profundidad y pilas rígidas (Ito & Matsui, 1975).

La expresión que desarrollaron está en función de la resistencia del suelo (asumiendo un criterio de falla Mohr Coulomb), el diámetro de la pila y la separación entre elementos (Ito & Matsui, 1975).

Figura 3-13: Esquema del mecanismo de falla por efectos de arco (A) superficie de falla en Arco, y (B) perfil de la pila.



Fuente: Modificado de (Ito & Matsui, 1975).

En las ecuaciones de 3.4 a la 3.8, se presenta dicha expresión que calcula la capacidad lateral por unidad de pilote p.

$$p = C1 + C2 + C3 \quad (3.4)$$

$$C1 = c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} * \left[\frac{1}{N_{\phi'} * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} \right] \quad (3.5)$$

$$C2 = -c * \left\{ D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} - 2 * D_2 * N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}} \right\} \quad (3.6)$$

$$C3 = \frac{\gamma * z}{N_{\phi'}} * \left\{ D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - D_2 \right\} \quad (3.7)$$

$$N_{\phi'} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi'\right) \quad (3.8)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z : profundidad z desde la superficie del terreno.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

Para la obtención de la capacidad portante lateral Q_{ult} , se integra la ecuación 3.4 a lo largo de la longitud libre.

Este método presenta varias ventajas como la estimación de la capacidad portante lateral en función de la separación entre pilas para suelos granulares o finos, la evaluación en condiciones no drenadas asumiendo el ángulo de fricción efectiva igual a cero y el intercepto de cohesión como la resistencia al corte no drenado, la evaluación de suelos en presencia del nivel freático, entre otros.

No obstante, este método presenta varias limitaciones como la suposición de pilas como elementos estructurales rígidos sin tener en cuenta sus propiedades elásticas. Además, no tiene en cuenta la longitud de empotramiento de la pila, la influencia de sobrecarga en el suelo retenido y sostiene que se presenta material terreo en todas las direcciones de las pilas, asumiendo una condición plana de deformaciones.

En el Anexo A.3, se presenta la deducción de las ecuaciones de esta metodología.

3.5 Metodología de De Beer y Carpentier (1977)

Esta metodología es una modificación de las ecuaciones propuestas por Ito y Matsui (1975), la cual estima la capacidad lateral por unidad de longitud de pila p mediante unas funciones F_1 y F_2 (E. De Beer & Carpentier, 1977). Esta expresión fue tomada de (Özçelik et al., 2012).

En las ecuaciones 3.9 a la 3.13, se presentan las expresiones de estos autores.

$$p = C1 + C2 \quad (3.9)$$

$$C1 = \frac{\gamma * z}{N_{\phi'}} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen}\phi'}{2} * N_{\phi'} \right\} * \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * F_2 \right) - D_2 \right] \quad (3.10)$$

$$C_2 = c * \cot \phi' * \left[\frac{D_1}{N_{\phi'}} * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen} \phi'}{2} * N_{\phi'} \right\} * \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * F_2 \right) - D_1 - D_2 * \frac{\left\{ 1 + \frac{\text{sen} \phi'}{2} * N_{\phi'} \right\}}{N_{\phi'}} + D_2 \right] \quad (3.11)$$

$$F_1 = \frac{N_{\phi'}}{\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} * (1 - \text{sen} \phi') * \tan \phi' + N_{\phi'} * (1 - \text{sen} \phi') - 1 \quad (3.12)$$

$$F_2 = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} * \tan \phi' * \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4} \right) \quad (3.13)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z : profundidad z desde la superficie del terreno.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

Se aclara que, como en el método de Ito y Matsui, es necesario integrar la ecuación 3.9 con el fin de obtener la fuerza que actúa en el elemento. Esta metodología presenta las mismas ventajas y desventajas que la propuesta por Ito y Matsui, incluyendo la evaluación de la carga en condiciones planas de deformaciones.

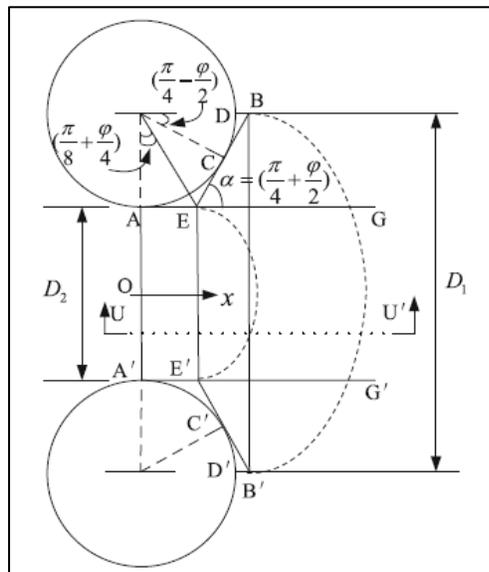
3.6 Metodología de He et al. (2015)

Esta metodología es similar a la propuesta por Ito y Matsui (1975), ya que asume una superficie de falla circular y una condición activa de falla del suelo. También menciona que

cuando se localiza un punto en cercanías de las pilas que están en contacto con el suelo, los esfuerzos principales rotan en la zona donde se presenta la superficie de falla en arco.

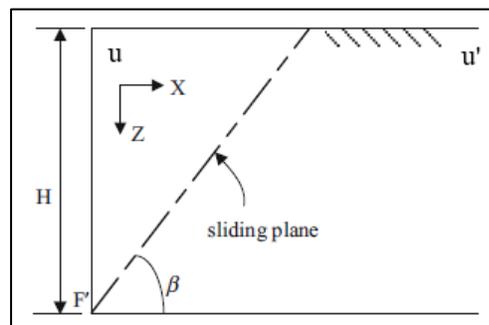
Para el análisis, He et al. (2015) incluye dos componentes en la presión activa que es el esfuerzo horizontal activo $\sigma'h$ y el esfuerzo cortante τ que actúan en la cara vertical del talud, teniendo en cuenta la formulación de Paik y Salgado (2003). En la Figura 3-14 y Figura 3-15, se presentan los esquemas en planta y perfil de la superficie de falla analizada.

Figura 3-14: Esquema de la superficie de falla del suelo entre pilas en planta.



Fuente: (He et al., 2015).

Figura 3-15: Esquema de condición activa asumida en perfil u-u'.



Fuente: Modificado de (He et al., 2015).

Esta metodología puede tener en cuenta la influencia de un corte de talud como se muestra en la Figura 3-15 y, además, incluye la sobrecarga que se pueda presentar en la parte alta del suelo retenido. En las ecuaciones 3.14 a la 3.24, se presentan las ecuaciones empleadas para el cálculo de la carga a la que está sometida la pila cuando se presenta la falla por efecto de arco.

$$p = C1 + C2 + C3 \quad (3.14)$$

$$C1 = c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} * \left[\frac{2 * N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + 1}{N_1 * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \right] \quad (3.15)$$

$$C2 = -c * D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \quad (3.16)$$

$$C3 = \sigma_h \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - D_2 \right] \quad (3.17)$$

$$\sigma_h = \frac{K_{an} * \gamma * H * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right]}{1 - K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} + \frac{(T * \tan\phi' + c)}{\tan\phi'} * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - 1 \right] + K_{an} * q * \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} + T \quad (3.18)$$

$$K_{an} = \frac{3 * (\cos^2\theta + N * \sin^2\theta)}{3 - (1 - N) * \cos^2\theta} \quad (3.19)$$

$$T = c' * N^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{1}{3} * \cos^2 \theta * K_{an} - \sin^2 \theta \right) \quad (3.20)$$

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (3.21)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (3.22)$$

$$N = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.23)$$

$$N1 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.24)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z : profundidad z desde la superficie del terreno.

H : Altura del talud donde se presenta la condición activa del talud.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

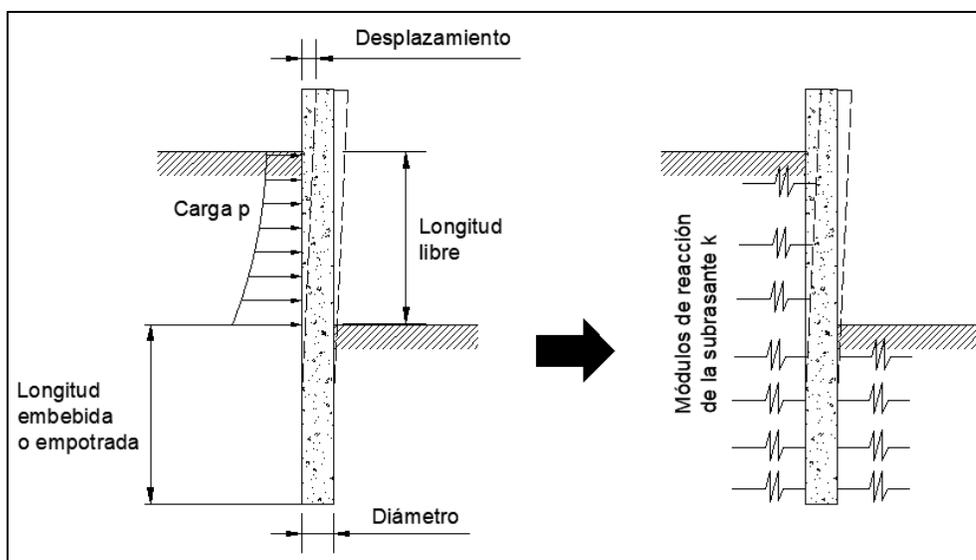
Así como en el método de Ito y Matsui (1975) y De Beer y Carpentier (1977), se debe integrar la ecuación 3.14 con el fin de obtener la fuerza que actúa en el elemento.

Este método presenta ciertas ventajas a comparación de los proporcionados por Ito y Matsui y De Beer y Carpentier, como la inclusión de la influencia de la sobrecarga y la condición de presiones laterales activas para estructuras en cantiléver. No obstante, no se tiene en cuenta la influencia de la longitud de empotramiento de la pila y, además, asume los elementos rígidos y para el suelo asume una condición plana de deformaciones.

3.7 Interacción suelo estructura

Con el fin de evaluar la interacción suelo estructura de las pilas sometidas a carga lateral, es necesario estimar los módulos de reacción de la subrasante. Para esto, se emplea el modelo de Winkler, el cual es un método bastante simplificado, conocido como el método de los resortes, que simula el comportamiento del suelo, mediante el coeficiente de reacción de la subrasante k en un medio elástico (Winkler, 1867) (ver Figura 3-16).

Figura 3-16: Modelo de módulos de reacción de la subrasante.



Fuente: Elaboración propia.

Este parámetro presenta una dependencia no solo de las características del suelo, sino también de las dimensiones del elemento estructural el cual interactúa con el suelo, por lo que no se considera un parámetro intrínseco del suelo. Adicionalmente, este depende no solo del suelo y del elemento estructural, sino de las condiciones de carga a las que pueda estar sometido dicho elemento.

En la ecuación 3.25, se presenta la forma de estimar el módulo de reacción de la subrasante k .

$$k = \frac{p}{\delta} \quad (3.25)$$

Donde:

p : presión dada por el suelo.

δ : deflexión del elemento.

Para la definición del módulo de reacción, Terzagui (1955) parte del modelo propuesto por Winkler (1867), asumiendo que es un parámetro que depende de la interacción del elemento estructural y el suelo que le rodea. Para el caso de suelos granulares, Terzagui (1955) generó diversos ensayos de laboratorio, concluyendo que el coeficiente k depende de la profundidad y del diámetro de la pila, generando una relación de proporcionalidad directa y lineal, como se muestra en la ecuación 3.26.

$$k = n_h * \frac{z}{D} \quad (3.26)$$

Donde:

n_h : constante del módulo de reacción horizontal de la subrasante.

D : diámetro de la pila.

z : profundidad (m)

A continuación, se presentan unos valores de n_h para diferentes densidades relativas de un material arenoso, producto de diversos ensayos de laboratorio realizados por el autor.

Tabla 3-1: Valores de n_h

	constante del módulo de reacción horizontal de la subrasante n_h (kN/m ³)		
Densidad relativa	Suelta	Media	Densa
Material sobre el nivel freático	2333	7000	18667
Material bajo el nivel freático	1333	4666	11382

Fuente: Modificado de (Terzagui, 1955).

Para suelos finos, es posible estimar el coeficiente de reacción de la subrasante k en términos de las propiedades elásticas del suelo y de la pila (Vesic, 1961), como se muestra en la ecuación 3.27:

$$k = 0.65 * \sqrt[12]{\frac{E_s * D^4}{E_p * I_p}} * \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (3.27)$$

Donde:

E_s : módulo de elasticidad del suelo

D : diámetro de la pila.

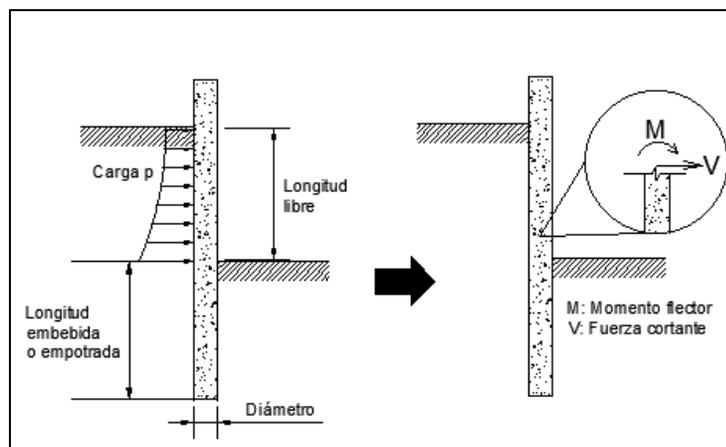
E_p : módulo de elasticidad de la pila.

I_p : momento de inercia de la sección de la pila.

ν_s : relación de Poisson del suelo.

Por otro lado, para el diseño estructural, es importante conocer las reacciones internas de las pilas generadas por la solicitación de carga externa (en este caso, la presión lateral del suelo), las cuales, se asocian a los momentos flectores y fuerzas cortantes (Ver Figura 3-7).

Figura 3-17: Esquema de momento flector y fuerza cortante.



Fuente: Elaboración propia.

Para la estimación del momento flector M , se emplea la ecuación elástica de la viga asociada al esfuerzo normal σ localizado en la superficie de la pila, con dirección paralela a la longitud de elemento (F. Beer & Jhonston, 2010) como se muestra en la ecuación 3.28 y 3.29:

$$\sigma = \frac{M * c}{I} \quad (3.28)$$

$$I = \frac{1}{2} * \pi * \left(\frac{D}{2}\right)^4 \quad (3.29)$$

Donde:

c : distancia entre el eje neutro y la fibra externa del elemento.

I : momento de inercia de la sección de la pila.

Se debe aclarar que esta ecuación se aplica para elementos prismáticos largos y rectos, asumiendo que no hay deformaciones en su sección transversal.

Para la obtención de la fuerza cortante V se emplea la ecuación elástica de la viga asociada al esfuerzo cortante máximo τ localizado en la pila (F. Beer & Jhonston, 2010) como se muestra en la expresión 3.30:

$$\tau = \frac{V}{A} \quad (3.30)$$

Donde:

τ : esfuerzo cortante máximo.

A : área de la sección de la pila.

Para definir la carga p se emplean la ecuación diferencial asociada a la fuerza cortante (F. Beer & Jhonston, 2010), dadas en la expresión 3.31:

$$p = -\frac{dV}{ds} \quad (3.31)$$

Lo anterior, suponiendo que el elemento se comporta como un elemento de viga, que no tiene en cuenta las fuerzas axiales del elemento. Adicionalmente, es posible encontrar la

fuerza actuante Q sobre la pila en valor absoluto, integrando la ecuación 3.31 a lo largo de la longitud libre L_e , como se muestra en la ecuación 3.32.

$$Q = |V| = \left| \int_0^{L_e} -p ds \right| \quad (3.32)$$

3.8 Metodología basada en análisis numérico por elementos finitos

El análisis numérico basado en elementos finitos es una metodología de estimación de las condiciones esfuerzo deformación, que involucra la estimación de la solución aproximada del sistema de ecuaciones de equilibrio de esfuerzos, compatibilidad de deformaciones y expresiones constitutivas.

Este método involucra diferentes pasos para obtener la solución aproximada, tal como lo expresan Potts y Zdravkovic (2012): en primer lugar, se discretiza el dominio mediante elementos finitos, los cuales se constituyen en nodos localizados en las fronteras y dentro del elemento. En segundo lugar, se elige la variable primaria, la cual se expresa en términos de valores nodales. En tercer lugar, se debe usar el principio variacional como la minimización de la energía potencial, traducida en la ecuación nodal 3.33.

$$[K_E] * \{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (3.33)$$

Donde:

$[K_E]$: es la matriz nodal de rigidez, la cual depende de las propiedades constitutivas del modelo elegido para la modelación.

$\{\Delta d_E\}$: es el vector incremental de desplazamientos nodales de los elementos.

$\{\Delta R_E\}$: es el vector incremental de fuerzas nodales de los elementos.

En cuarto lugar, se consolida todas las ecuaciones nodales en una expresión global, dada en la ecuación 3.34:

$$[K_G] * \{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (3.34)$$

Donde:

$[K_G]$: es la matriz global de rigidez.

$\{\Delta d_G\}$: es el vector incremental de desplazamientos global de todos los nodos.

$\{\Delta R_G\}$: es el vector incremental de fuerzas global de todos los nodos.

En quinto lugar, se definen las condiciones de frontera como la restricción de desplazamientos y/o giros de los nodos y la aplicación de cargas externas, que modifican la ecuación global 3.34. Luego, se resuelve la ecuación global, hallando los desplazamientos de todos los nodos que se involucran en el problema, iterando hasta que converja a una solución numérica con una precisión aceptable. Finalmente, se estiman las demás cantidades como los esfuerzos y las deformaciones nodales con base en los desplazamientos encontrados (Potts & Zdravkovic, 2012).

Esta metodología es muy conveniente cuando se involucran diferentes materiales, estratos, superficies, etc. Adicionalmente, los resultados que arroja este tipo de modelos complementan la evaluación geotécnica ya que puede brindar una aproximación del estado de esfuerzos en los cuales, una estructura estaría sometida ante la influencia de diferentes escenarios. Lo anterior, inclusive puede evaluar en tres dimensiones. Por lo que puede brindar las fuerzas que actúan sobre una estructura en particular.

No obstante, el gasto computacional puede ser mayor a medida que se discretice con elementos más pequeños, con más nodos, con diferentes materiales y con diferentes condiciones de frontera, que se traduce en tiempos de cálculo.

3.9 Normativa vigente en Colombia

3.9.1 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (Minvivienda, 2010).

Esta norma, expedida por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 y generada por Minvivienda (2010), estipula los lineamientos mínimos de diseño requeridos para el diseño de edificaciones (el hecho de que sea exclusivamente para edificaciones puede implicar que su uso no sea válido para otro tipo de estructuras, pero suele incorporarse como requisito en algunos términos de referencia). La norma comprende diferentes títulos, donde agrupan un tema en particular. En lo concerniente al estudio geotécnico, en general, se

emplea el título A para la definición de las condiciones sísmicas de diseño, y el título H asociado a los requerimientos mínimos geotécnicos.

El título H abarca los criterios para el estudio geotécnico de edificaciones, teniendo en cuenta el conocimiento geológico de la zona de estudio, la exploración del subsuelo, los ensayos de laboratorio, la cuantificación de las características físico-mecánicas e hidráulicas del suelo, la evaluación de mecanismos de falla y de deformación, el proceso y las recomendaciones constructivas de los sistemas de cimentación y contención.

Para la definición del criterio de resistencia o de estabilidad o estado límite de resistencia, la norma se basa en la estimación de factores de seguridad básico o directo mediante la relación entre esfuerzos cortantes resistentes y actuantes .

Como lineamientos mínimos de factores de seguridad básicos mínimos por condición, la norma expone la tabla H.2.4-1, que se muestra en la Tabla 3-2, la cual divide dos condiciones que es la de diseño (estructura permanente) y de construcción (estructura temporal).

Tabla 3-2: Factores de seguridad directos mínimos.

Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos				
Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Fuente: (Minvivienda, 2010).

Para la evaluación de factores de seguridad mínimos en cimentaciones y estructuras de contención, se emplean los factores de seguridad indirectos de la Tabla 3-3 y Tabla 3-4.

Tabla 3-3: Factores de seguridad indirectos mínimos para capacidad portante de cimentaciones superficiales y capacidad portante por punta de cimentaciones profundas.

Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: (Minvivienda, 2010).

Tabla 3-4: Factores de seguridad indirectos mínimos para estructuras de contención.

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 ≤ 1/6	≥ 3.00 ≤ 1/6	Diseño Diseño	≥ 2.00 ≤ 1/4
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema: Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Fuente: (Minvivienda, 2010).

Para el criterio de funcionalidad o de deformación, la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010) estipula la evaluación del estado de servicio en función de los asentamientos causados por las sollicitaciones de carga de la estructura sin mayorar. Para cimentaciones, estas cantidades se dividen en asentamientos totales y en asentamientos diferenciales. En cuanto a los asentamientos totales por columna, la norma limita el valor a 30 cm para construcciones aisladas y 15 cm para construcciones entre medianeros.

Para los asentamientos diferenciales, la norma contempla restricciones dependiendo de las configuraciones estructurales que van desde estructuras en mampostería hasta estructuras metálicas. En la Tabla 3-5, se presentan estas restricciones.

Tabla 3-5: Restricciones de asentamientos diferenciales para edificaciones.

Tipo de construcción	Δ_{\max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{l}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{160}$

Fuente: (Minvivienda, 2010).

Vale la pena aclarar que los lineamientos para la evaluación del criterio de funcionalidad solo van enfocados para las solicitaciones de carga de las cimentaciones de las edificaciones, es decir que no exponen requerimientos claros en términos de deformaciones para otro tipo de estructuras como las estructuras de contención. Adicionalmente, esta normativa es aplicable a estructuras convencionales.

3.9.2 Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (INVIAS, 2014)

La norma del Código Colombiano de Puentes del 2014, mediante la resolución 108 de 2015 y generada por INVIAS (2014), se realizó con base en los lineamientos dados por las especificaciones AASHTO, teniendo en cuenta el diseño por el método LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) (INVIAS, 2014). Esta es la norma que suele emplearse en las especificaciones de diseño de estructuras viales en Colombia, pero en ciertos casos puede entrar en contradicción con la NSR-10 (Minvivienda, 2010).

Este diseño emplea estados límites, basados en métodos estadísticos y probabilísticos. Para los estudios geotécnicos, se usa principalmente, las secciones 10 y 11, en las cuales se presentan las metodologías de exploración y diseño, los factores de reducción de resistencia, etc.

Para el caso de la evaluación del criterio de estabilidad, en la sección 10, se presentan factores de reducción para el cumplimiento de lineamientos asociados al estado límite de resistencia. La asignación de estos coeficientes depende no solo del tipo de suelo, sino también del tipo de estructura, cimentación empleada y metodología de cálculo. En la Tabla 3-6 a la Tabla 3-8, se presentan algunos de estos factores para el caso de cimentaciones y estructuras de contención.

Tabla 3-6: Factores de reducción de capacidad para el estado límite de resistencia para cimentaciones superficiales.

Tabla 10.5.5.2.2-1 — Los factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia

		Método/Suelo/Condición	Factor de resistencia
Capacidad de carga	ϕ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatillas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ap}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Fuente: (INVIAS, 2014).

Tabla 3-7: Factores de reducción de capacidad para el estado límite de resistencia para pilotes hincados.

a 10.5.5.2.3-1 — Factores de resistencia para pilotes hincados		
Condición/Método de determinación de la resistencia		Factor de resistencia
Capacidad de carga del pilote individual-Métodos de análisis dinámico y prueba con carga estática, φ_{dyn}	Criterios de hincado establecidos mediante prueba con carga estática exitosa en al menos un pilote por condición de sitio y prueba con carga dinámica* en al menos dos pilotes por condición de sitio, pero no menos del 2% de los pilotes de producción	0.80
	Criterios de hincado establecidos mediante prueba con carga estática exitosa en al menos un pilote por condición de sitio sin prueba con carga dinámica	0.75
	Criterios de hincado establecidos mediante prueba con carga dinámica* llevada a cabo en el 100% de los pilotes de producción	0.75

Fuente: (INVIAS, 2014).

Tabla 3-8: Factores de reducción de capacidad para el estado límite de resistencia para pilotes perforados.

Tabla 10.5.5.2.4-1 — Factores de resistencia para la resistencia geotécnica de pilotes perforados			
Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
La resistencia nominal a la compresión axial de pilotes perforados	Resistencia por fuste en arcilla	Método α (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Resistencia por punta en arcilla	Esfuerzo total (O'Neill and Reese, 1999)	0.40

Fuente: (INVIAS, 2014).

Para la evaluación del estado límite de servicio, se emplean cargas sin mayorar y no se afecta la capacidad con los factores de resistencia. No obstante, esta norma no estipula condicionales del estado de servicio en función de deformaciones causadas por las sollicitaciones de las estructuras. Adicionalmente, esta norma solo se limita a dar criterios de evaluación y diseño para estructuras convencionales.

4. Metodología de trabajo

4.1 Generalidades

Para el desarrollo de este trabajo, fue necesario diseñar la metodología de análisis, la cual involucra la generación del modelo en un programa basado en elementos finitos en 3 dimensiones, la estimación de la capacidad portante mediante los métodos descritos en el capítulo 3 y el análisis y comparación de resultados obtenidos junto con los requerimientos dados por la normativa vigente en Colombia.

Esta metodología de trabajo incluye la definición de variables que influyen en la estabilidad y la deformabilidad de la estructura de contención basada en pilas, la descripción del procedimiento realizado para la modelación en elementos finitos y la forma de comparación de resultados con metodología semiempíricas y analíticas.

4.2 Variables evaluadas

Para la evaluación de las variables que pueden involucrarse en el problema, se discriminaron dos tipos: las variables independientes y dependientes. A continuación, se presentan las variables analizadas.

4.2.1 Variables independientes

Las variables independientes (o variables de entrada) se asocian a las características intrínsecas o extrínsecas del problema abordado, las cuales pueden categorizarse en parámetros geomecánicos del suelo, propiedades elásticas, propiedades geométricas de la estructura evaluada (que en este caso son las relacionadas con las pilas) y condiciones externas.

En cuanto a las propiedades geomecánicas del suelo, inicialmente se fijaron parámetros de resistencia y deformabilidad, asumiendo el modelo constitutivo elastoplástico perfecto de Mohr Coulomb. Estos parámetros son:

Parámetros de resistencia y propiedades físicas:

- Peso Unitario total γ_s
- Intercepto de Cohesión efectivo c' .
- Ángulo de fricción efectiva ϕ' .

Parámetros de deformabilidad.

- Módulo de elasticidad del suelo E_s .
- Relación de Poisson del suelo ν_s .

En cuanto a las variables relacionadas con las pilas, se definió un modelo elástico, teniendo en cuenta parámetros similares al material de concreto reforzado. Adicionalmente, fue necesario definir dimensiones a estas estructuras, con el fin de brindarles propiedades geométricas al material. Estos parámetros son:

Parámetros elásticos:

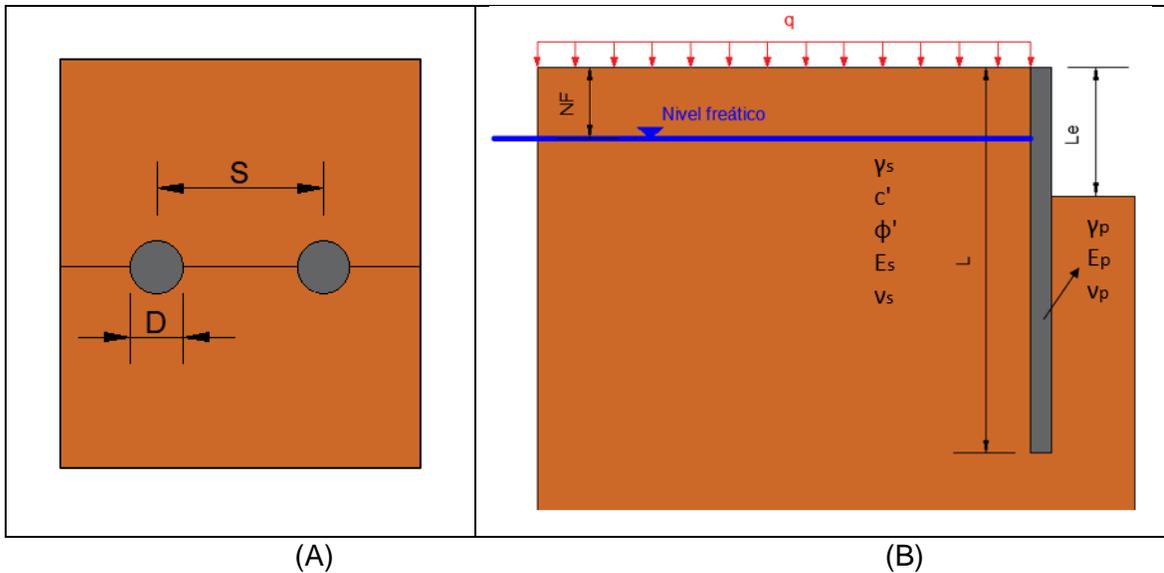
- Peso unitario del concreto γ_p .
- Módulo de elasticidad del concreto E_p .
- Relación de Poisson del concreto ν_p .

Propiedades geométricas:

- Longitud L.
- Diámetro D.
- Separación entre centros de elementos S.

Adicionalmente, se evaluaron la sobrecarga q y la variación de la profundidad del nivel freático NF ya que eventualmente puede involucrarse en el problema de estudio, impactando en la estabilidad y funcionalidad de las estructuras de contención. Es necesario aclarar que las variables independientes evaluadas obedecen solamente a una condición estática del problema en cuestión, pues en esta investigación no se analizan las condiciones dinámicas. En la Figura 4-1, se presentan unos esquemas asociados a las variables independientes evaluadas.

Figura 4-1: Variables independientes valoradas en la modelación (A) vista en planta, y (B) vista en perfil.



Fuente: elaboración propia.

4.2.2 Variables dependientes

Las variables dependientes son aquellas resultantes de la interacción entre variables independientes, producto de la evaluación de uno o varios escenarios determinados en la modelación numérica. Para el problema en cuestión, se evaluaron variables relacionadas con la condición de esfuerzos, deformaciones, y la interacción suelo estructura, las cuales son:

Variables asociadas a la Condición esfuerzo deformación:

- Esfuerzos normales.

- Esfuerzos cortantes máximos.
- Desplazamientos del suelo.
- Desplazamientos horizontales de las pilas.

Variables asociadas a la interacción suelo estructura:

- Módulos de reacción de la subrasante k .
- Momento flector de las pilas M .
- Fuerzas cortantes de las pilas V .

Las variables asociadas a la interacción suelo estructura fueron estimadas, empleando las ecuaciones descritas en el numeral 4.8.

4.3 Programa de elementos finitos empleado

Para la modelación basada en elementos finitos en tres dimensiones, se empleó el programa MIDAS GTS NX 2019 versión v1.2 (Midasoft, 2019) con la licencia de INGERCIVIL SAS. Este programa es empleado para el análisis geotécnico basado en métodos numéricos, mediante el uso de elementos finitos en dos y tres dimensiones.

Con esta herramienta, es posible modelar el comportamiento de diferentes estructuras desde el punto de vista geotécnico, teniendo en cuenta una gran variedad de modelos constitutivos asociados no solo a suelos o materiales rocosos sino también elementos estructurales. Adicionalmente, con este programa es posible evaluar diferentes condiciones con variables intrínsecas como el nivel freático, y la influencia de agentes externos como eventos sísmicos y de lluvia (Midasoft, 2019).

Además de poder evaluar la condición de esfuerzos y deformaciones, este puede realizar análisis de estabilidad de taludes, asumiendo superficies de falla y estimando factores de seguridad (Midasoft, 2019). Si bien es un programa sofisticado, puede presentar inconvenientes en el gasto computacional. Esto se traduce en aumento de tiempo para llegar a la solución, a medida que el modelo sea más complejo.

4.4 Diseño de investigación

4.4.1 Parámetros iniciales o de control

Con el fin de evaluar las variables mencionadas, se asumieron parámetros geomecánicos dados en la literatura (en este caso de Bowles (1996)) asociados a un suelo areno limoso suelto, usualmente encontrados en ambientes antrópicos como lo son los rellenos. Adicionalmente, se tomaron parámetros elásticos de concreto reforzado de 28 MPa aproximadamente para las pilas como se muestra en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1: Parámetros iniciales del suelo y de los pilotes.

Parámetro	Valor
γ_s (kN/m ³)	19
c' (kPa)	10
ϕ' (°)	20
E_s (kPa)	6000
ν_s	0.3
L (m)	20
D (m)	0.8
E_p (MPa)	23
ν_p	0.3

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2 Escenarios evaluados

Para la evaluación de las variables dependientes, se generaron diferentes escenarios donde se varió de forma discreta la separación entre pilas, la longitud libre de los elementos, la sobrecarga impuesta sobre el suelo retenido y la variación del nivel freático. En la Tabla 4-2 y en la Figura 4-2 se presentan las variaciones de las características de

sobrecarga q , profundidad de nivel freático NF, longitud libre Le y separación entre pilas S .

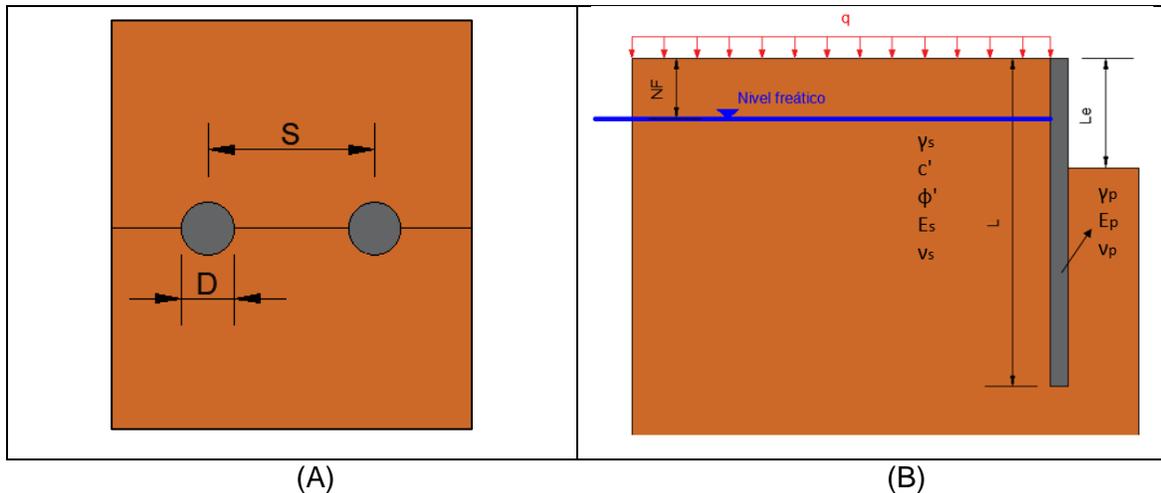
Tabla 4-2: Variación discreta de la sobrecarga q , Profundidad del nivel freático NF, longitud libre Le y separación entre pilas S .

Nivel freático en número de diámetros*(NF)	Sobrecarga (q) y t/m^2	Longitud libre (Le)	Separación entre elementos (S) en número de diámetros*
NF = 5.0 diámetros	$q = 0 t/m^2$	$Le = 3 m$	$S = 5$ Diámetros
NF = 7.5 diámetros	$q = 1 t/m^2$	$Le = 6 m$	$S = 4$ Diámetros
	$q = 2 t/m^2$	$Le = 9 m$	$S = 3$ Diámetros

*Diámetro de 0.8 m.

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-2: Esquematación de variables evaluadas en la modelación (A) vista en planta, y (B) vista en perfil.



Fuente: elaboración propia.

Los valores evaluados de sobrecarga se basan en las recomendaciones dadas para la inclusión del efecto de peso de edificaciones aledañas ($1 t/m^2$ por piso) y vías carreteras, zonas libres ($1.5 t/m^2$) (Minvivienda, 2010).

En el siguiente capítulo, se detalle el proceso de modelación empleada en el programa de elementos finitos mencionado en el numeral 4.3.

4.5 Procedimiento de modelación en elementos finitos

A continuación, se describe el proceso de modelación ejecutado en elementos finitos en tres dimensiones.

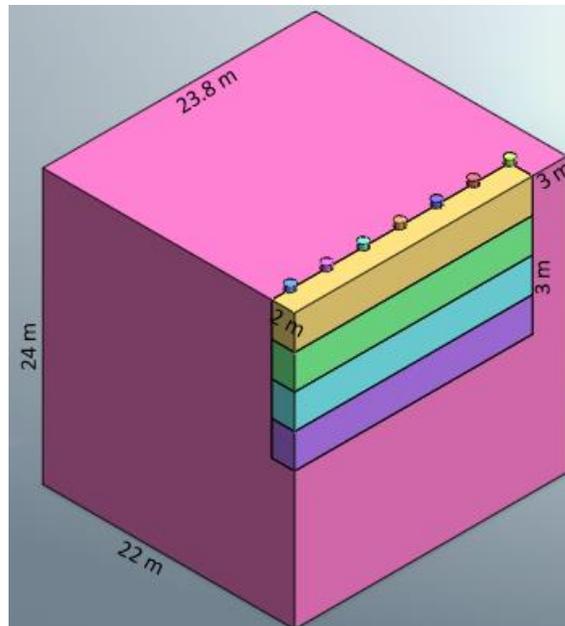
4.5.1 Generación de la geometría del problema

Para el análisis en elementos finitos, en primer lugar, se debe generar la geometría del problema a evaluar. En este caso, se propone una geometría con base en las dimensiones de las pilas mencionadas en el apartado 4.4.1.

En segundo lugar, para la construcción de la geometría del suelo, se generó un paralelepípedo con una altura de 24 m, un ancho de 22 m y una profundidad mayor de 23 m (ver Figura 4-3). Luego, se propuso una longitud de por lo menos 20 m en el eje longitudinal de la estructura y un ancho de 2 m al frente la estructura generando una relación similar a 10:1. En tercer lugar, se construyeron las pilas con las dimensiones mencionadas en el capítulo 4.4.1, disponiéndose a 2 m de la parte frontal de la geometría del suelo. Esto, con el fin de evaluar la tridimensionalidad de la estructura de contención basado en pilas teniendo en cuenta la separación entre elementos.

Luego, se generaron cuatro bloques, uno encima del otro, enfrente de las pilas con una altura de 3 m, un ancho de 2 m y una longitud de hasta 20 m. Finalmente, se emplea la función Auto Connect con el objetivo de generar integridad en la geometría del problema de estudio. En la Figura 4-3, se presenta una ilustración, donde se aprecian las dimensiones descritas para la construcción de la geometría de problema en cuestión, para una separación entre pilas de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).

Figura 4-3: Dimensiones de la geometría del modelo para la evaluación de la estructura de contención en pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2 \text{ m}$).

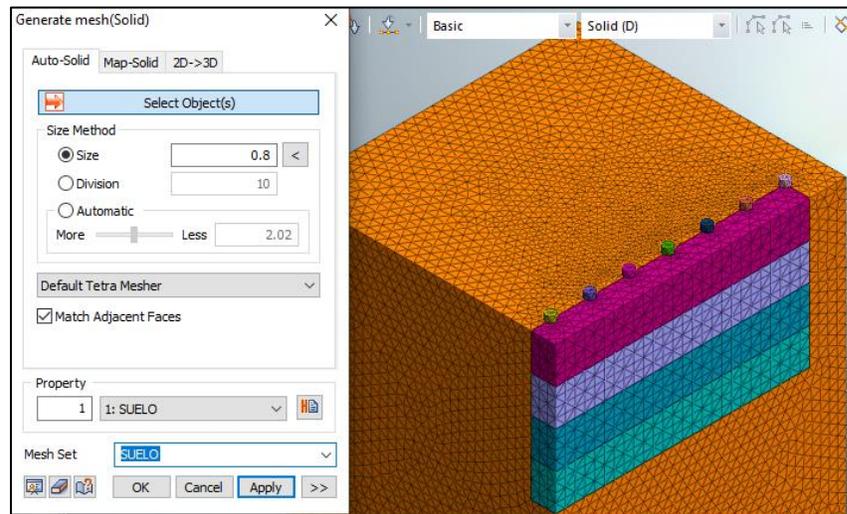


Fuente: Elaboración propia.

4.5.2 Enmallado

Una vez que se construye la geometría correspondiente y se generan los materiales respectivos del suelo y de la pila, se procede a enmallar, empleando el elemento tridimensional tetraédrico, el cual presenta 4 nodos, con funciones de forma lineales. Se emplearon tamaños con tamaño entre 0.8 y 1.2 m, y 0.4 m para el suelo y las pilas, respectivamente, como se muestra a en la Figura 4-4.

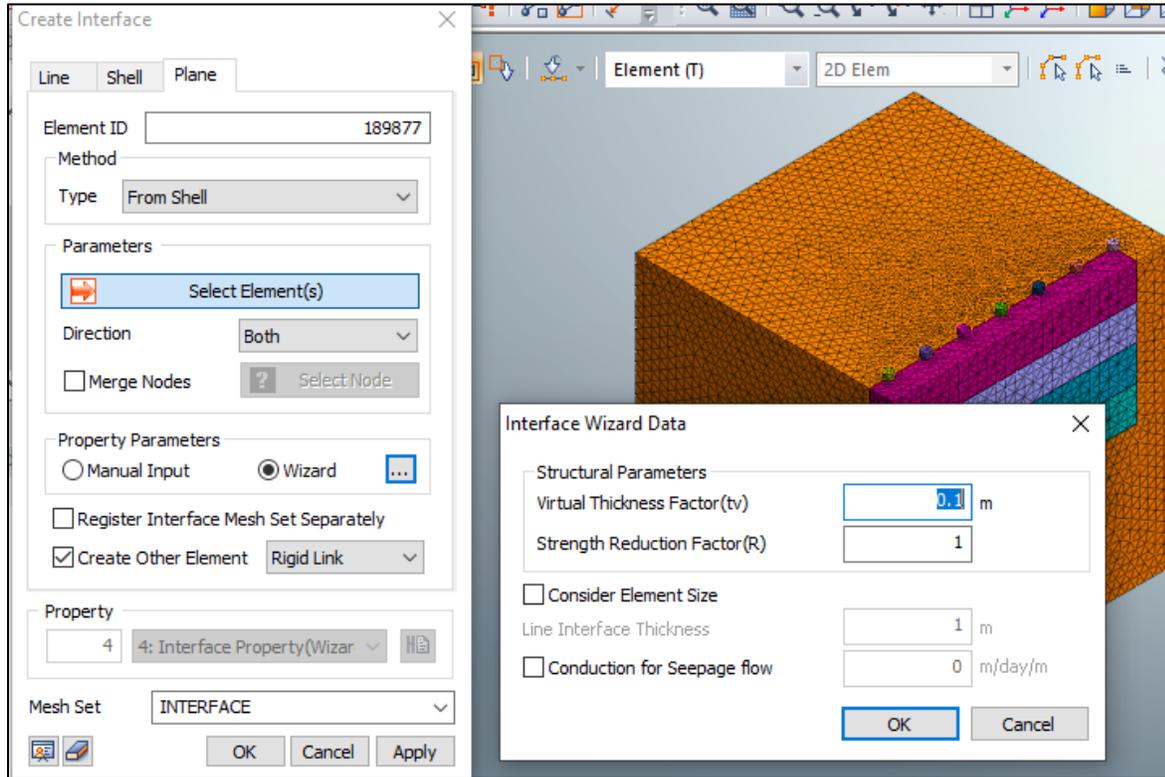
Figura 4-4: Enmallado la estructura de contención en pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).



Fuente: Elaboración propia.

Enseguida, se creó la interfaz entre el suelo y la pila, seleccionando la superficie de la pila que está en contacto con el suelo y generando una conexión rígida entre los dos materiales los cuales son usados comúnmente para la interacción suelo estructura, especialmente en estructuras de concreto y, además, son indispensables para el correcto funcionamiento del modelo aplicado. En la Figura 4-5, se presenta un esquema con la colocación de estos elementos.

Figura 4-5: Elementos de interface con conexión rígida para la estructura de contención en pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).



Fuente: Elaboración propia.

4.5.3 Condiciones de frontera y fuerzas de cuerpo

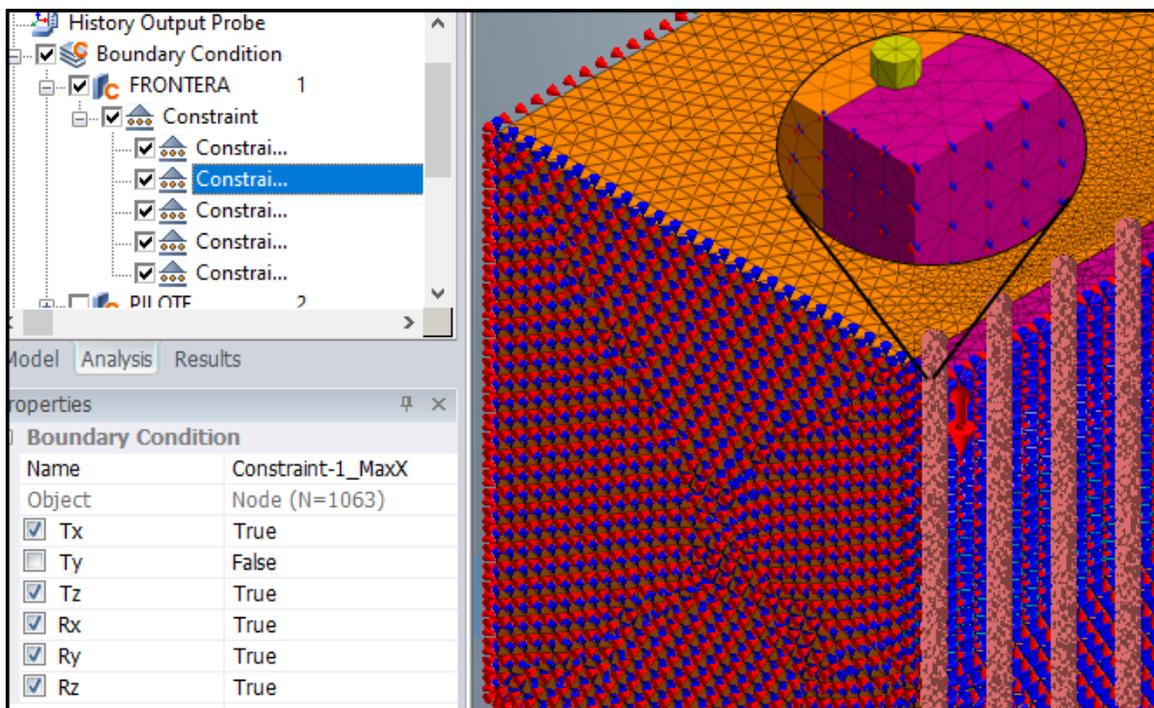
Después, se generaron las condiciones de frontera en el contorno de la geometría, asignando las debidas restricciones de desplazamiento y giros en los nodos. Para este caso, se emplearon no solo las restricciones de desplazamiento automático sugeridos por el programa, sino que se añadieron otras restricciones adicionales en los nodos, como la restricción de desplazamientos en el eje Y y rotaciones en los ejes X y Z en la cara menor del plano Y. Lo anterior se realizó con el fin de simular un comportamiento simétrico del modelo (ver Figura 4-6).

Adicionalmente, se agregó la restricción de desplazamiento en dirección Z y rotaciones en todas las direcciones, en la cara mayor del modelo en el plano X. Esto, con el fin de simular

un suelo rígido e infinito, evitando desplazamientos posibles en dirección positiva del eje Z al momento de remover los bloques en la generación de escenarios.

Finalmente, se creó la condición de peso propio del modelo y de la sobrecarga, y se coloca el material de las pilas en concreto reforzado como condición de borde como se muestra en la Figura 4-6.

Figura 4-6: Colocación de condiciones de frontera (color rojo asociado a restricción de desplazamientos y color azul son restricciones de giro), fuerzas de cuerpo (flecha con dirección en el eje z asociada al peso del suelo) y cambio de materiales a concreto reforzado (puntos de color rosado) de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m)



Fuente: Elaboración propia.

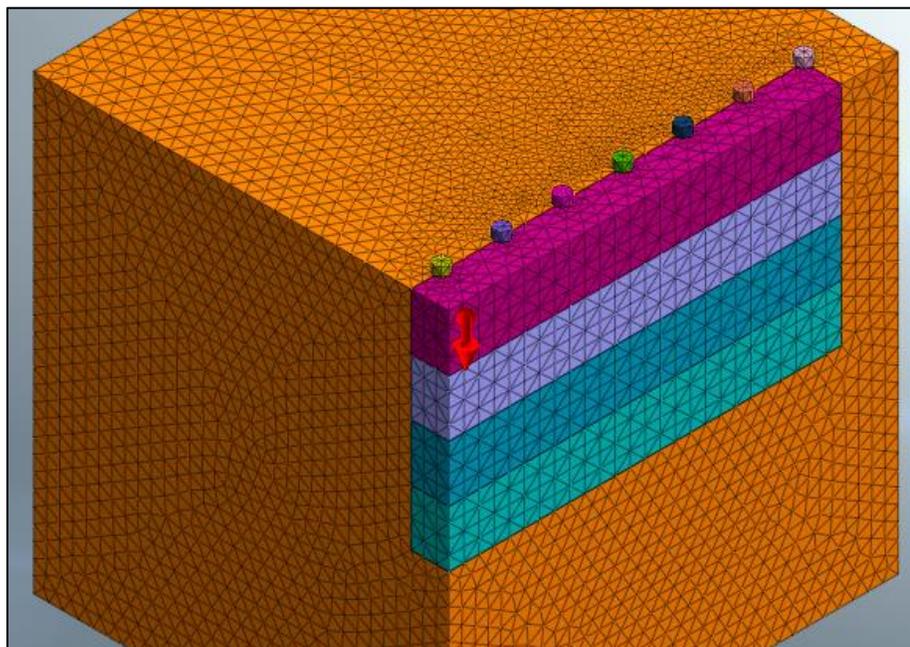
4.5.4 Etapas de evaluación

Con el fin de obtener resultados asociados a los estados de esfuerzo deformación, se realizaron 6 etapas de evaluación. La primera etapa se asoció a la evaluación de las fuerzas de cuerpo, simulando el estado de esfuerzos inicial del suelo en condición en reposo. Se aclara que se limpiaron los resultados de desplazamientos para que las etapas siguientes no se vieran afectadas.

La segunda etapa implementó las pilas de concreto reforzado, evaluando la condición de frontera de cambio de material, como se mencionó anteriormente, limpiando de la misma forma los desplazamientos que se puedan presentar al momento de su análisis. En la tercera etapa se aplicó la condición de sobrecargas en la superficie superior del modelo, excepto en los bloques que se removerán posteriormente. Igualmente, se limpiaron los desplazamientos generados por esta etapa con el fin de que no se presentaran afectaciones en las etapas de remoción de los bloques de suelo.

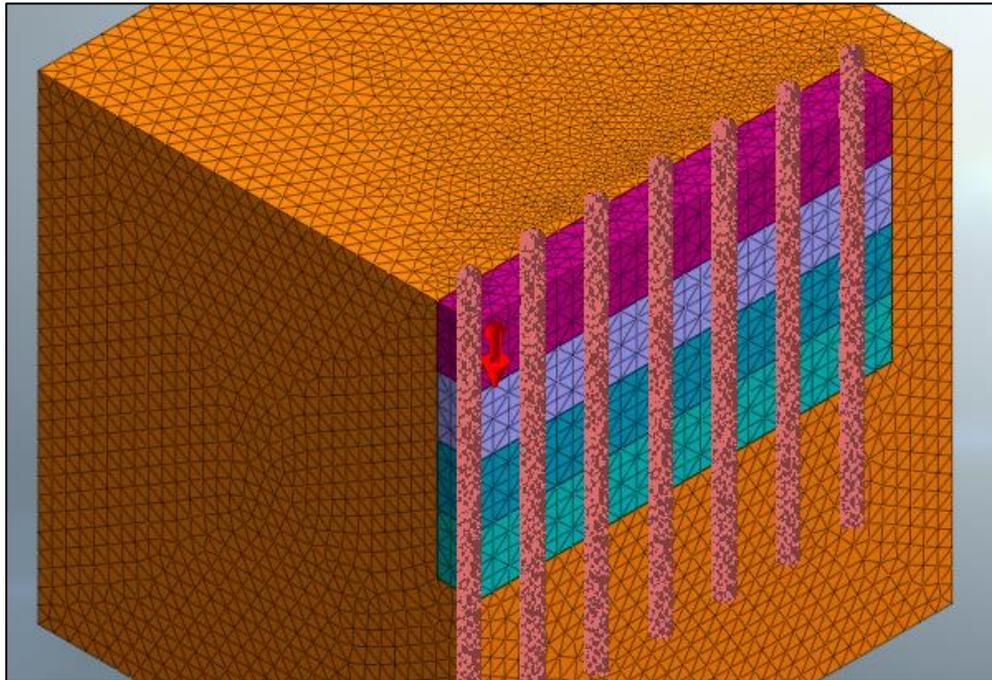
Finalmente, se generaron 3 etapas asociadas a la remoción de los bloques de suelo dispuestos al frente de la estructura de contención basada en pilas, simulando unas condiciones de relajación de esfuerzos y de presión horizontal de tierras sobre los elementos de pilas. La remoción de los bloques de suelo se analiza en tres incrementos de descarga, sabiendo que cada bloque tiene una altura de 3 m (remoción de carga cada metro). De la Figura 4-7 a la Figura 4-12, se presentan las ilustraciones donde se observa la generación de las etapas descritas para pilas con separación de 4 veces el diámetro ($S=3.2$ m).

Figura 4-7: Etapa de evaluación de fuerzas de cuerpo (flecha roja en dirección z, simulando el peso del modelo) o condiciones iniciales de las pilas



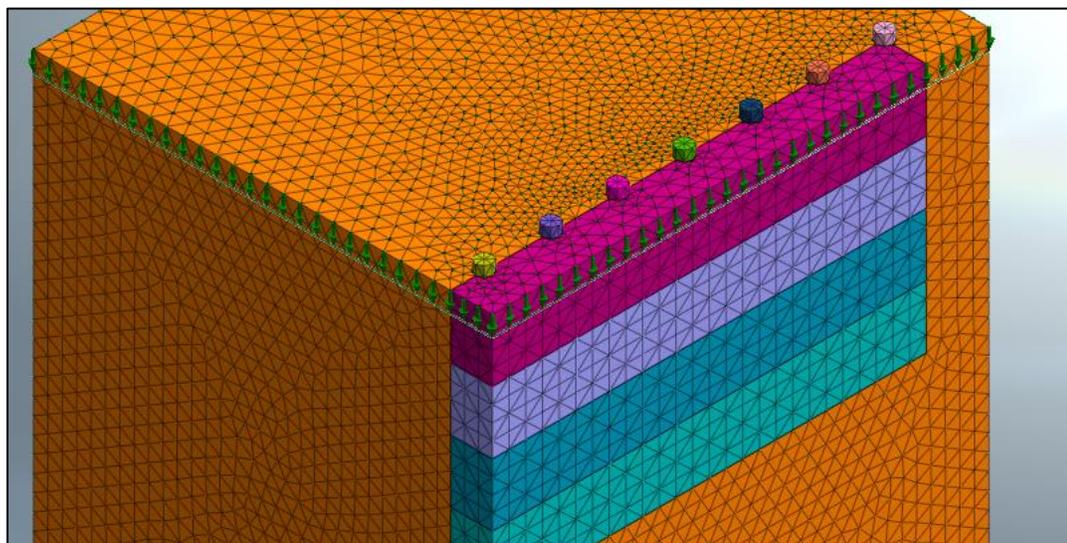
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-8: Etapa de evaluación de colocación del material de concreto reforzado (nodos de color piel)



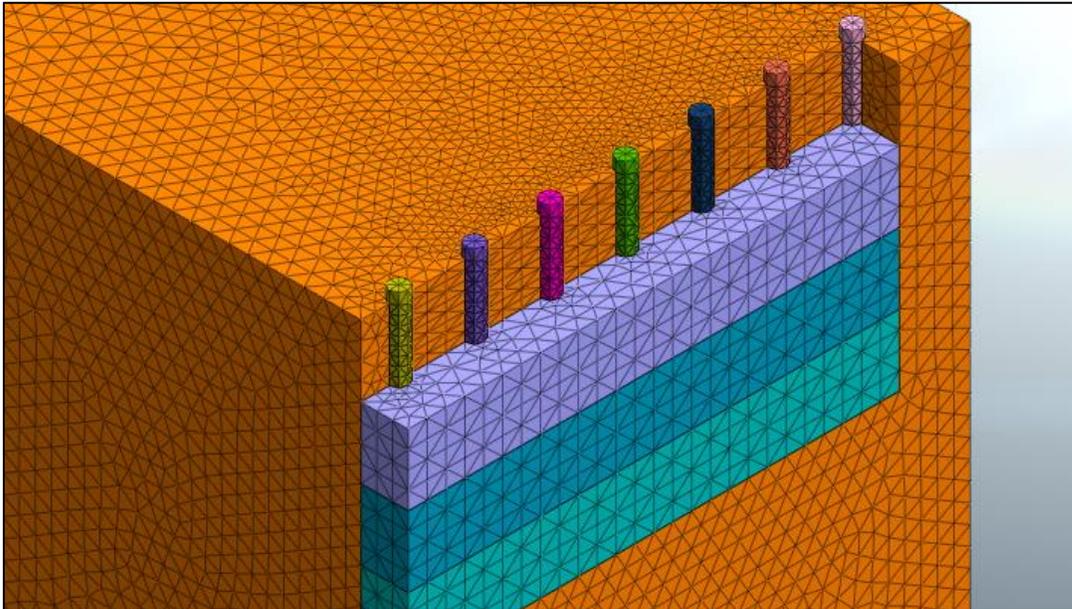
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-9: Etapa de evaluación de sobrecarga (flechas verdes en dirección z en los nodos de la superficie del modelo)



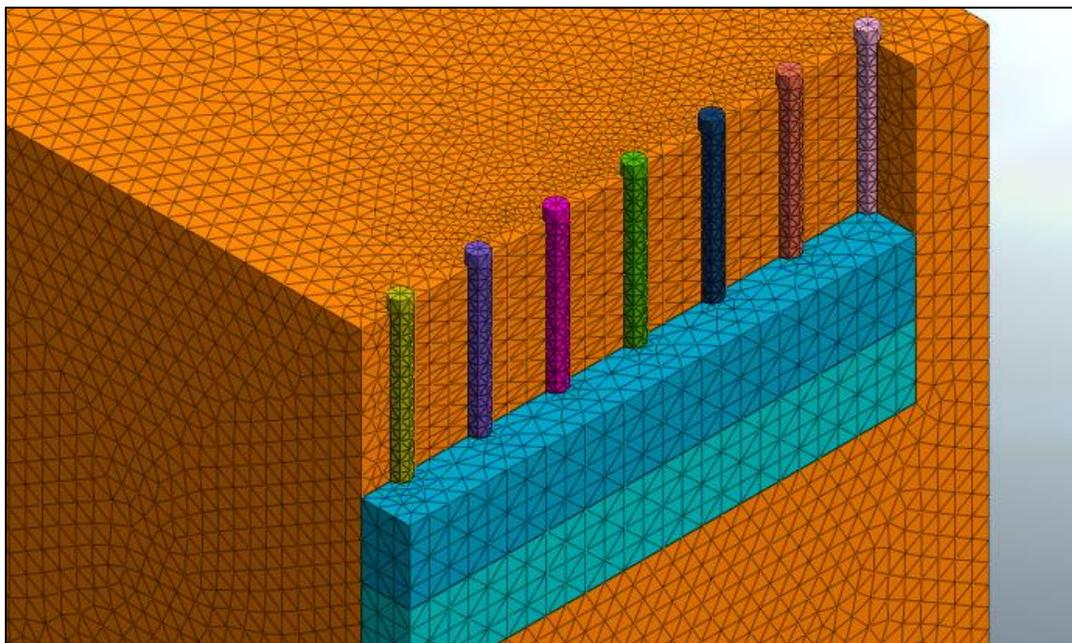
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-10: Etapa de evaluación de remoción del primer bloque de suelo



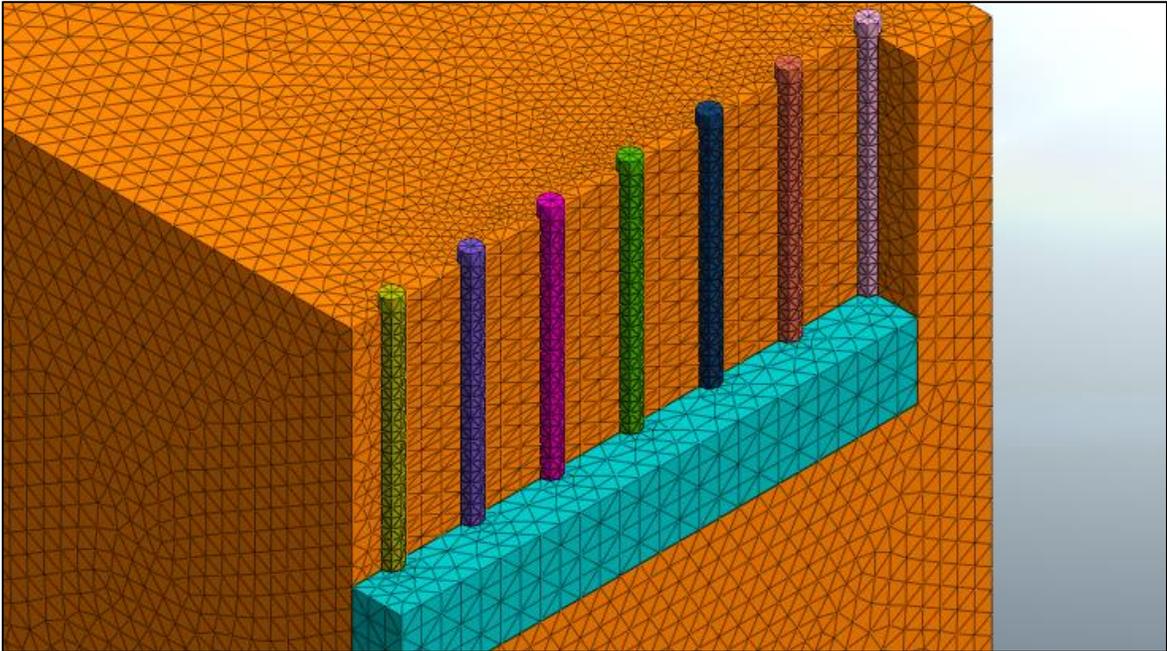
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-11: Etapa de evaluación de remoción del segundo bloque de suelo



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4-12: Etapa de evaluación de remoción del tercer bloque de suelo



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se corrieron los modelos teniendo en cuenta los escenarios mencionados previamente, los cuales arrojaron resultados de esfuerzo deformación.

4.5.5 Metodología de comparación de resultados con respecto a otras metodologías y con la normativa vigente colombiana

Para la definición del criterio de estabilidad, se empleó el concepto de factor de seguridad que es la relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (Minvivienda, 2010). Es posible expresar esta relación en términos de esfuerzos, evaluando el estado límite de falla. Por ejemplo, es posible determinar el factor de seguridad de una cimentación mediante la división entre el esfuerzo dado por la capacidad portante q_u y el esfuerzo dado por la sollicitación de carga q . Además, la NSR-10 (Minvivienda, 2010) define el factor de seguridad como la división entre esfuerzo cortante resistente τ_f y el esfuerzo cortante actuante τ_a .

Para este caso, se empleó el concepto de factor de seguridad como la división entre dos fuerzas: la capacidad portante lateral última dada por los métodos semi empíricos o

analíticos, y la fuerza actuante dada por la modelación numérica, como se muestra en la ecuación 4.1

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (4.1)$$

Donde:

Q_{ult} : es la fuerza resistente aplicada en la pila la cual se estima con las metodologías indicadas en el numeral 3.

Q : es la fuerza actuante dada por la ecuación 3.32, producto del análisis en elementos finitos.

En otras palabras, el factor de seguridad es la relación entre las fuerzas obtenidas por los métodos semi empíricos y analíticos, y las fuerzas estimadas de forma numérica.

Para el cumplimiento del criterio de estabilidad, las fuerzas actuantes deben ser iguales o menores que las fuerzas resistentes. Sin embargo, para la aceptación del diseño, es necesario tener en cuenta los factores mínimos requeridos por la normativa vigente colombiana, teniendo en cuenta la variación de factores de seguridad entre 1.0 y 1.5, dependiendo del tipo de norma y el uso de la estructura (permanente o temporal).

Por otro lado, se define el criterio de funcionalidad en términos de deformaciones y desplazamiento, obtenidos por el análisis numérico del programa de elementos finitos. Esto se da a partir de valores de desplazamiento no solo de las pilas, sino en el suelo que se presenta entre estos elementos.

Finalmente, se proponen criterios de diseño por resistencia a partir de factores de seguridad y criterios de diseño por funcionalidad, a partir de desplazamientos máximos permisibles.

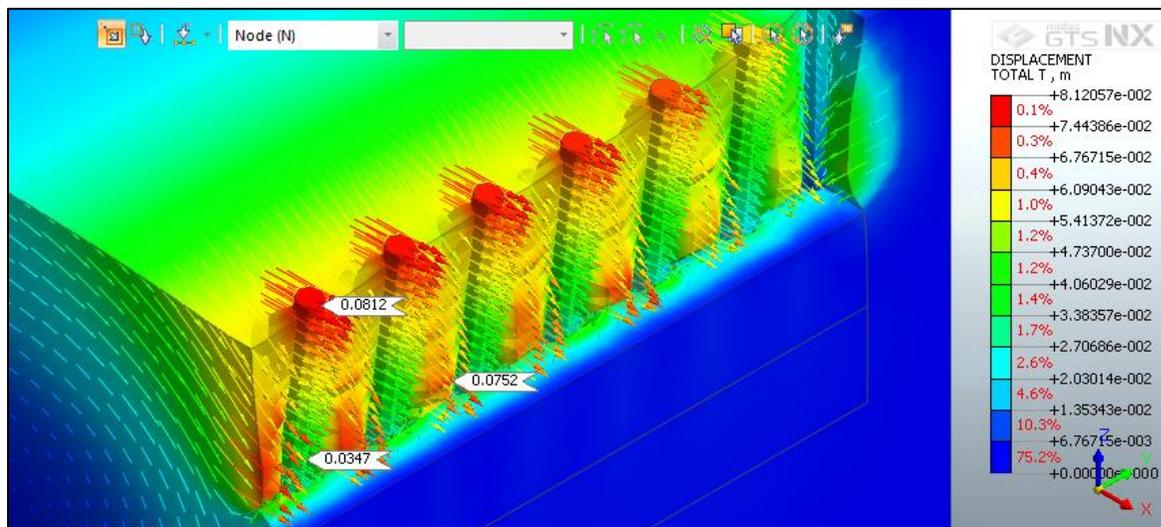
5.Resultados de la modelación numérica realizada

5.1 Verificación de resultados obtenidos de la modelación numérica

Antes del análisis, es importante asegurarse de que los resultados de los modelos empleados sean consistentes con el problema en cuestión. Es importante entender el problema que se está abordando ya que, para el caso de los datos arrojados por el programa numérico puede representar un peligro al momento de entender la respuesta de los modelos debido a la variedad de colores de los resultados (Wood, 2017).

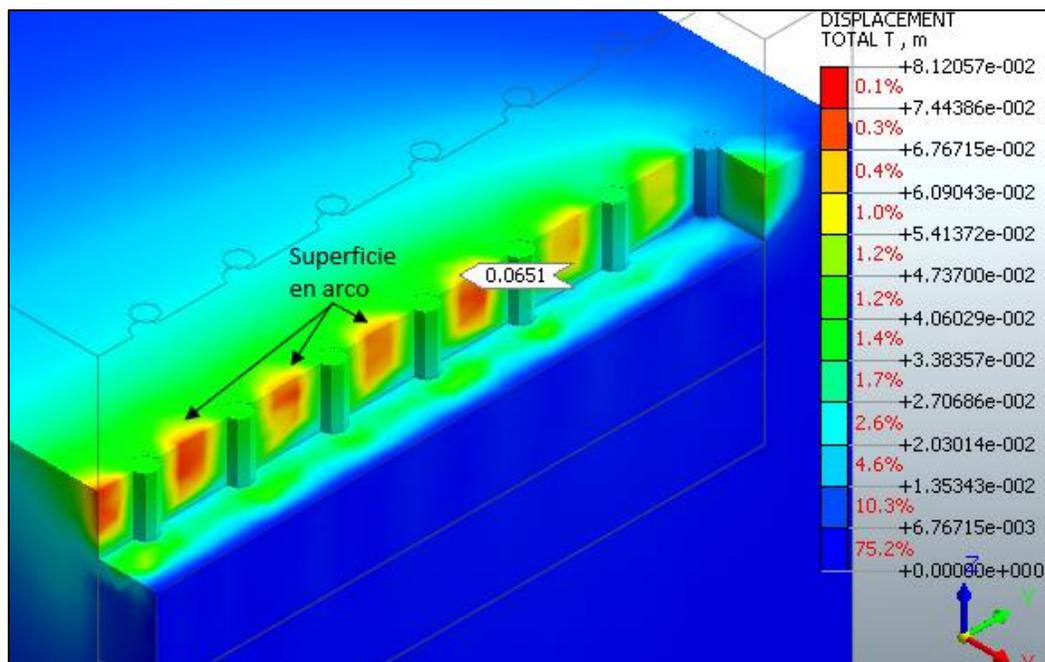
Para este caso, la modelación numérica realizada de la estructura de contención fue verificada con base en los resultados obtenidos de desplazamiento y de esfuerzos dados alrededor de las pilas, asociando este fenómeno al efecto de arco. En la Figura 5-1 y Figura 5-3, se presenta una ilustración donde se presentan los vectores de desplazamiento total de los nodos, en la etapa de remoción de suelo para pilas espaciadas 4 veces el diámetro.

Figura 5-1: Resultados obtenidos de desplazamientos totales en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).



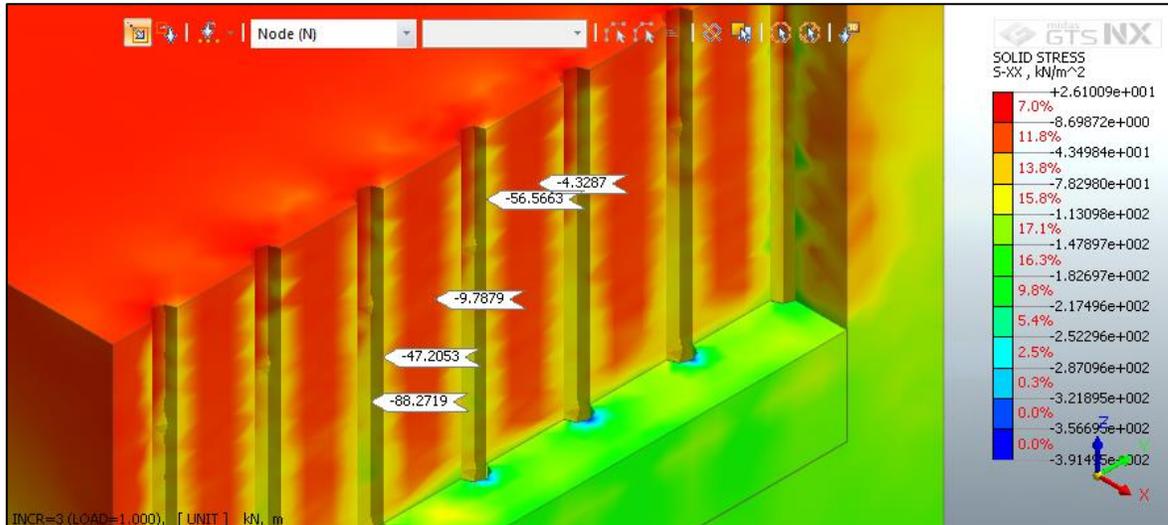
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-2: Generación de forma de arco en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-3: Resultados obtenidos de esfuerzos normales en la dirección X en la remoción del tercer bloque de suelo (9 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2 \text{ m}$).



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la Figura 5-1, se observa que a medida que se remueven los bloques de suelo, se generan desplazamientos con una dirección predominante al frente (hacia afuera) la estructura. Se evidencia, además, que el desplazamiento de las pilas decrece a medida que se acerca al lugar de empotramiento, lo cual simula el empuje lateral que genera el suelo debido a la relajación de esfuerzos. Adicionalmente, es posible observar el efecto de arco, dado en la Figura 5-2, dado por el desplazamiento relativo entre el suelo y la pila.

También, se observa que el suelo localizado entre los elementos de pila se deforma hacia el frente de la estructura de contención, como lo indican los vectores de desplazamiento; y, además, se evidencia un decremento de del desplazamiento del suelo a medida que se acerca a la pila.

En cuanto a la Figura 5-3, se observa que se generan concentraciones de esfuerzos alrededor de las pilas de concreto reforzado, mostrando así que el efecto de arco descrito en el capítulo 3.1.

Por otro lado, se realizó la verificación del estado de esfuerzos del modelo ejecuta, en términos de sus invariantes para el escenario evaluado en este numeral. A continuación, se presentan las ecuaciones de las invariantes p y q de esfuerzos.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (5.1)$$

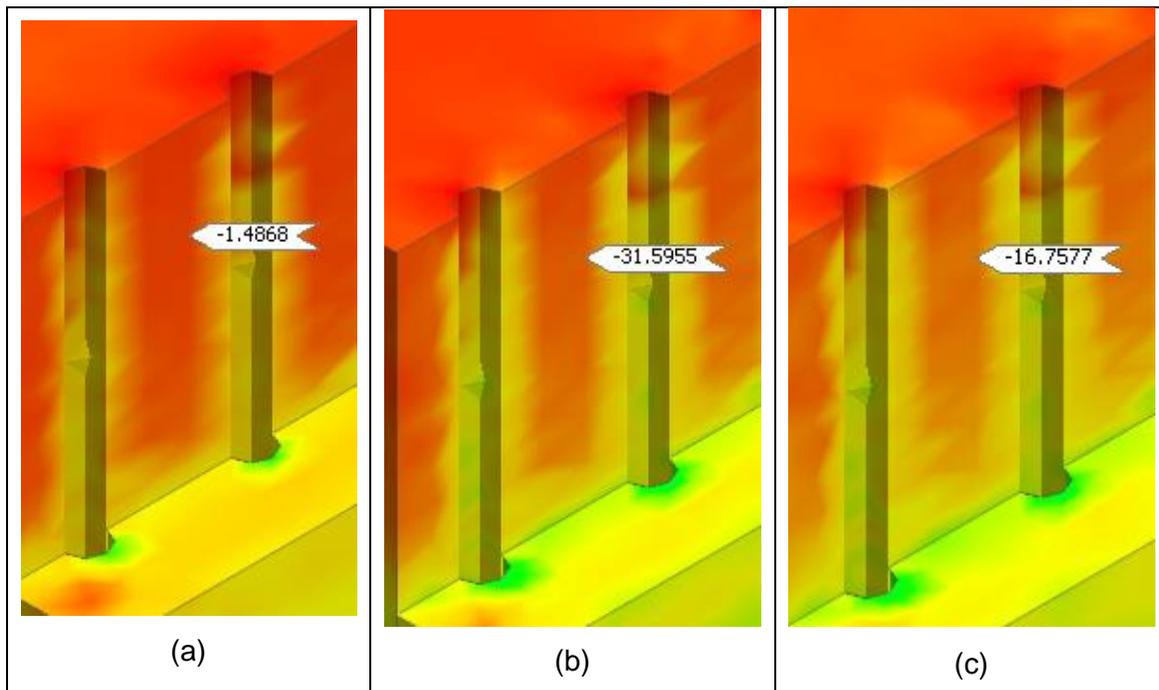
$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.2)$$

Donde:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: son los esfuerzos principales normales.

En la Figura 5-4, se presenta el esquema de los esfuerzos principales, tomados para el escenario con una remoción de 6 m de suelo (2 bloques) y en la Tabla 5-1, se presenta la comparación de estos esfuerzos.

Figura 5-4: Resultados obtenidos de esfuerzos normales principales en la remoción del tercer bloque de suelo (9 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) (a) esfuerzo principal σ_1 , (b) esfuerzo principal σ_2 y (c) esfuerzo principal σ_3 .



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5-1: Resultados de invariantes de esfuerzos a 1.5 m de profundidad en la cara del talud, en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m).

Escenario	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
Geostático	28.5	18.75	18.75	22	4.875
Remoción de 6 m de suelo	1.48	31.59	16.75	16.6	-7.6

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que hay una rotación de esfuerzos principales, siendo el σ_2 y σ_3 mayores en el escenario de remoción de 6 m de suelo, corroborando lo que la teoría de efecto de arco formula. Adicionalmente, se observa que, en términos de invariantes de esfuerzos, se presenta una reducción en la magnitud de p del 24.5 %, mientras que la invariante q presenta un valor negativo, corroborando una vez más la rotación de esfuerzos principales debido al efecto de arco.

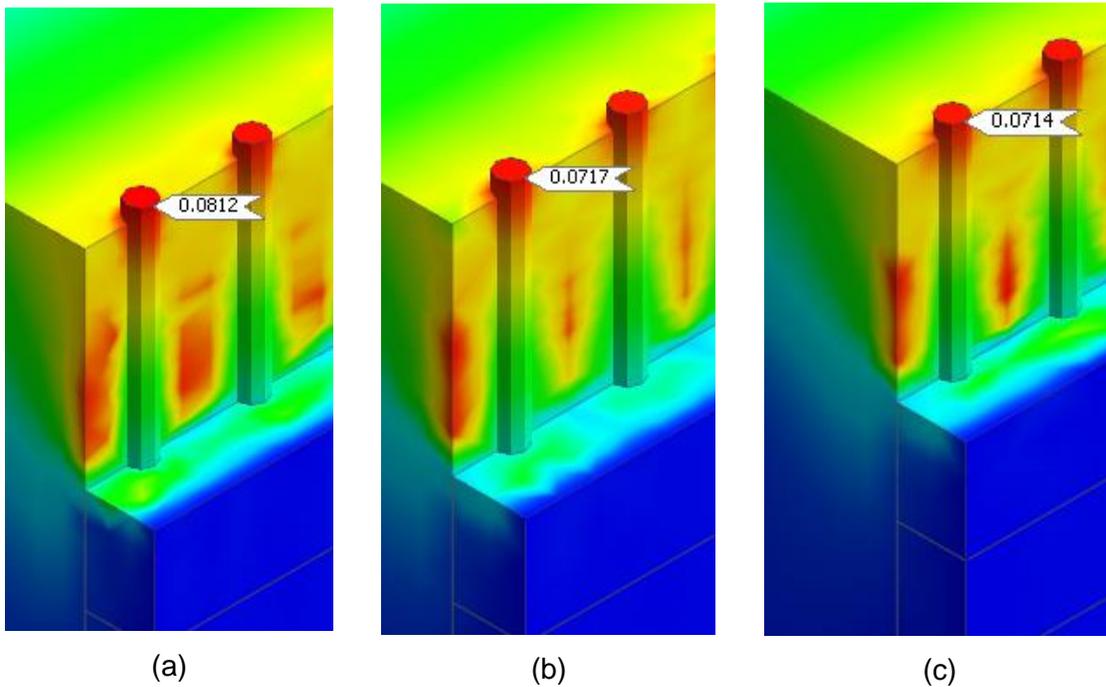
En conclusión, se considera que los resultados obtenidos de la modelación numérica reproducen de manera razonable los efectos físicos que se podrían presentar en la estructura de contención basada en pilas tanto en términos de los desplazamientos generados como en términos de los esfuerzos alrededor de estos elementos.

Por otro lado, en cuanto a los escenarios modelados con nivel freático, se observó que se presentaba divergencia en la solución cuando se analizaba el escenario con longitud libre L_e de 9 m, por lo que solamente se presentaron resultados donde L_e es de 3 m y 6 m.

5.2 Análisis de sensibilidad

Para la generación del análisis de sensibilidad, se realizaron varias modelaciones para el escenario sin sobrecarga, seco, con pilas separadas 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m), variando el tamaño del elemento tetraédrico del suelo de 0.8 m a 1.2 m. Adicionalmente, se modeló la remoción de bloques entre 3 y 5 incrementos, los cuales se asocian a la remoción cada metro y cada 1.67 m, respectivamente. En la Figura 5-5, se presentan los resultados obtenidos para cada uno.

Figura 5-5: Resultados obtenidos de desplazamientos totales en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) con a) elementos de suelo de 0.8 m, b) elementos de suelo de 1.0 m, y c) elementos de 1.20 m.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5-2: Resultados obtenidos de desplazamientos totales en la remoción del segundo bloque de suelo (6 m de suelo) para la evaluación de las pilas con una separación de 4 veces el diámetro ($S = 3.2$ m) con 3, 4 y 5 incrementos.

Resultados de desplazamientos totales (cm)		
3 incrementos	4 incrementos	5 incrementos
8.1	7.9	8.0

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados, el análisis de sensibilidad dado por el tamaño del elemento muestra que a medida que disminuye el tamaño del elemento, aumenta el valor de desplazamiento en las pilas, dando resultados más precisos. Sin embargo, el tiempo del procesamiento de los modelos aumento acorde va disminuyendo el tamaño del elemento. Esto sucede debido a que dentro del modelo se presentan más elementos cuando se

disminuye su tamaño, incrementando el número de operaciones que el programa debe realizar.

Por otro lado, al realizar el análisis de sensibilidad respecto a los incrementos de descarga, se observa que no se presentan diferencias considerables en cuanto a los resultados obtenidos de desplazamiento total.

Por lo anterior, se decidió emplear los resultados de modelaciones con elementos finitos de suelos de 0.8 m y con 3 incrementos de descarga, con el fin de generar resultados no solo más precisos sino también con un gasto computacional razonable.

5.3 Resultados de la modelación numérica

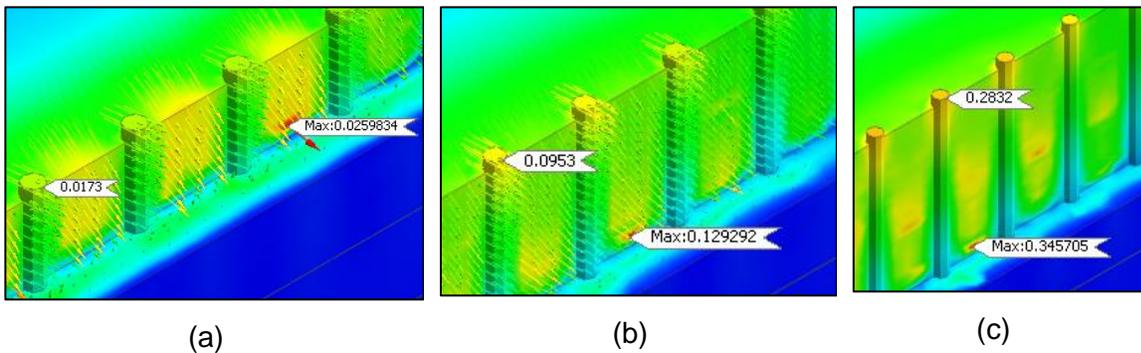
En esta sección, se presenta una muestra de los resultados obtenidos de la modelación numérica por elementos finitos, para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y separación de 5 veces el diámetro.

Con esta separación S de 5 veces el diámetro ($S = 4$ m) y longitud libre L_e de 3 m ($L_e/L=15$ %), se observa un desplazamiento total máximo de 2.6 cm (3.2% respecto al diámetro) en el suelo localizado entre pilas, y un desplazamiento máximo de pila de 1.7 cm (2.2% respecto al diámetro) (ver Figura 5-6a). En cuanto a esfuerzos en las pilas, se evidencian magnitudes altas en zonas cercanas al empotramiento del elemento, con un valor máximo de esfuerzo cortante total y un esfuerzo normal en la dirección z de 997.6 kPa y 1433.8 kPa, respectivamente, lo cual representa unas proporciones del 10.1 y 14.6 veces respecto al esfuerzo vertical efectivo inicial σ'_{vo} (ver Figura 5-7a y Figura 5-8a).

Para esta misma separación, pero con una longitud libre L_e de 6 m ($L_e/L=30$ %), se presenta un incremento en los desplazamientos tanto en los pilotes como en el suelo de 9.5 cm y 12.9 cm, respectivamente, es decir que se presenta un aumento al 11.9 % en los desplazamientos de los pilotes y al 16.1 % en los desplazamientos del suelo por el hecho de duplicar la longitud libre (ver Figura 5-6b). Así mismo, se presenta un aumento en la magnitud de los esfuerzos normales en z y cortante máximo a 8363.3 kPa y 5099.5 kPa, respectivamente en proporciones 52.4 y 32.0 veces el esfuerzo vertical efectivo inicial σ'_{vo} (ver Figura 5-7b y Figura 5-8b).

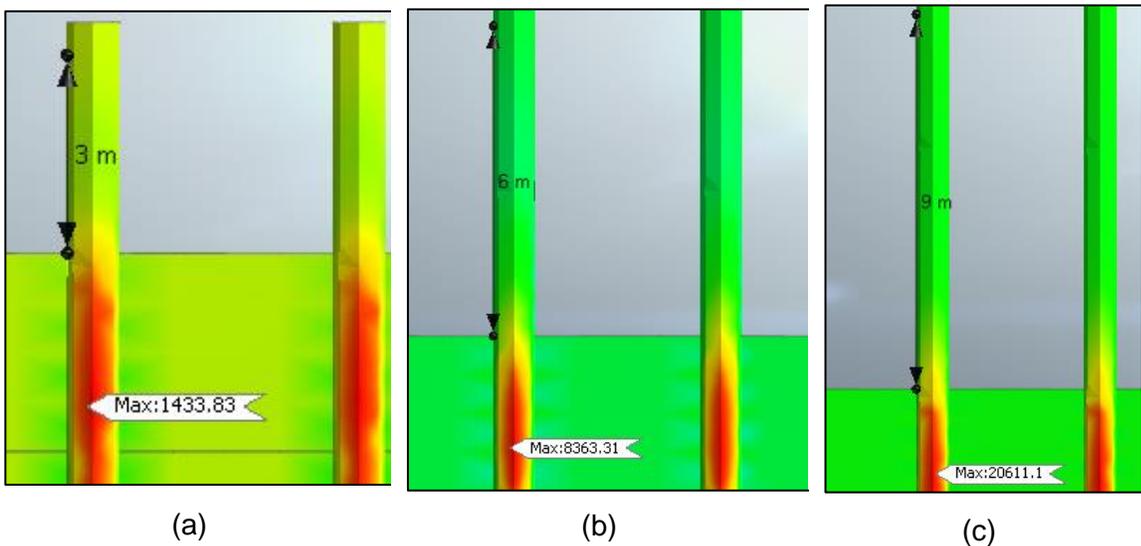
Y para una longitud libre L_e de 9 m ($L_e/L=45\%$), se evidencia que los desplazamientos se incrementan a 34.5 cm para el suelo y 28.3 cm máximo para las pilas (incremento al 35.4 % y 43.1 %, respectivamente) como se observa en la Figura 5-6c; y se observa también un incremento en los esfuerzos normales en dirección z y cortantes máximos, arrojando valores de 20611.1 kPa y 11745.4 kPa, en proporciones de 96.9 y 55.2 veces el esfuerzo vertical efectivo inicial, respectivamente, como se aprecian en la Figura 5-7c y Figura 5-8c.

Figura 5-6: Resultados obtenidos de desplazamientos en metros para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, separación S de 5 veces el diámetro de pila ($S = 4$ m). (a) $L_e = 3$ m ($L_e/L=15\%$), (b) $L_e = 6$ m ($L_e/L=30\%$), y (c) $L_e = 9$ m ($L_e/L=45\%$).



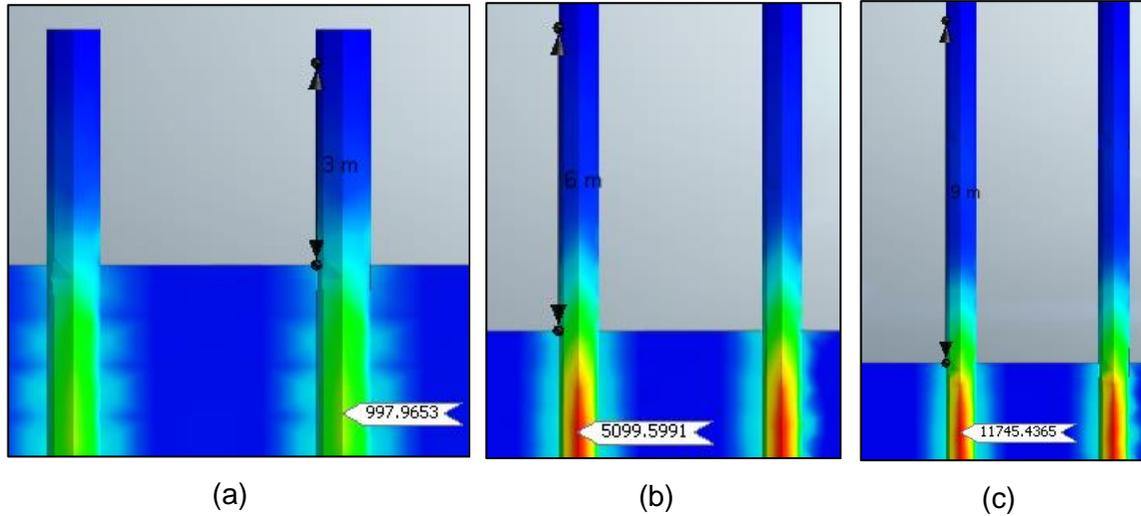
Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-7: Resultados obtenidos de esfuerzos normales en dirección Z (vertical hacia arriba) en kPa para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, separación S de 5 veces el diámetro de pila ($S = 4$ m). (a) $L_e = 3$ m ($L_e/L=15\%$), (b) $L_e = 6$ m ($L_e/L=30\%$), y (c) $L_e = 9$ m ($L_e/L=45\%$).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-8: Resultados obtenidos de esfuerzos cortantes máximos en kPa para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, separación S de 5 veces el diámetro de pila ($S = 4$ m). (a) $L_e = 3$ m ($L_e/L=15$ %), (b) $L_e = 6$ m ($L_e/L=30$ %), y (c) $L_e = 9$ m ($L_e/L=45$ %).



Fuente: Elaboración propia.

En el apartado 7.1 y 7.2, se presenta un análisis detallado de los resultados obtenidos de esfuerzos y deformaciones de los modelos realizados, y en el Anexo B, se presentan en tablas los resultados obtenidos de los demás escenarios.

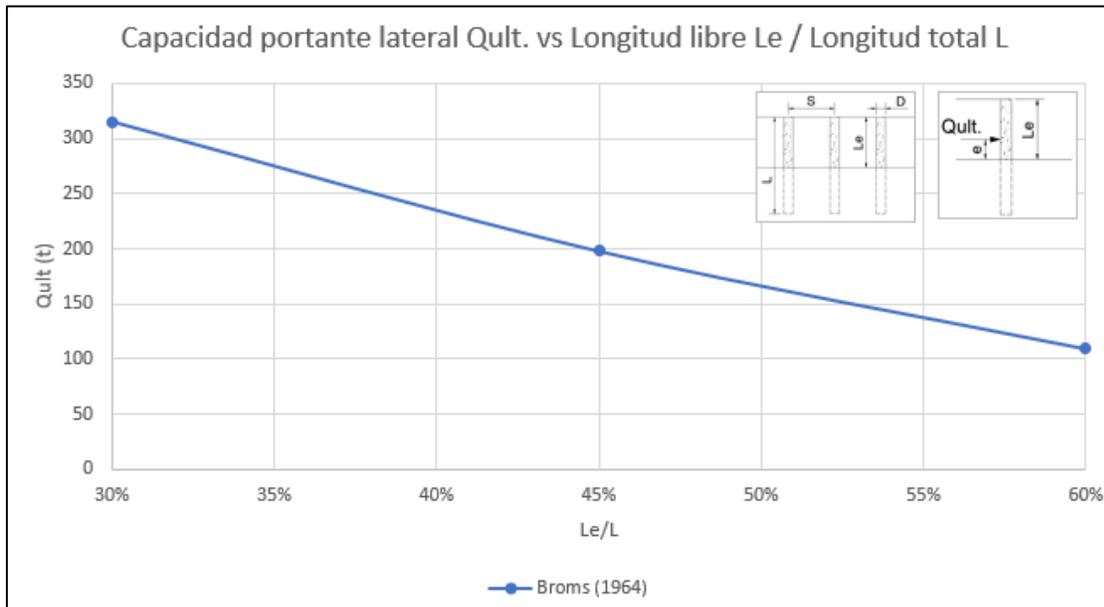
5.4 Estimación de fuerzas resistentes de metodologías semi empíricas y analíticas

Con base en los parámetros geomecánicos empleados y en las propiedades geométricas y elásticas evaluadas para las pilas, se obtuvo la capacidad portante lateral resistente Q_{ult} o P_{ult} para cada una de las metodologías descritas en el capítulo 4. A continuación, se presentan los resultados obtenidos por tipo de método para el escenario sin nivel freático.

5.4.1 Metodología de Broms (1964).

En la Figura 5-9, se presenta la variación de los resultados obtenidos de capacidad portante lateral Q_{ult} con respecto a la relación de longitud libre L_e sobre longitud total L para el escenario sin nivel freático.

Figura 5-9: Variación de la capacidad portante Q_{ult} respecto a la relación de longitud libre L_e sobre longitud total L , sin nivel freático por el método de Broms (1964).



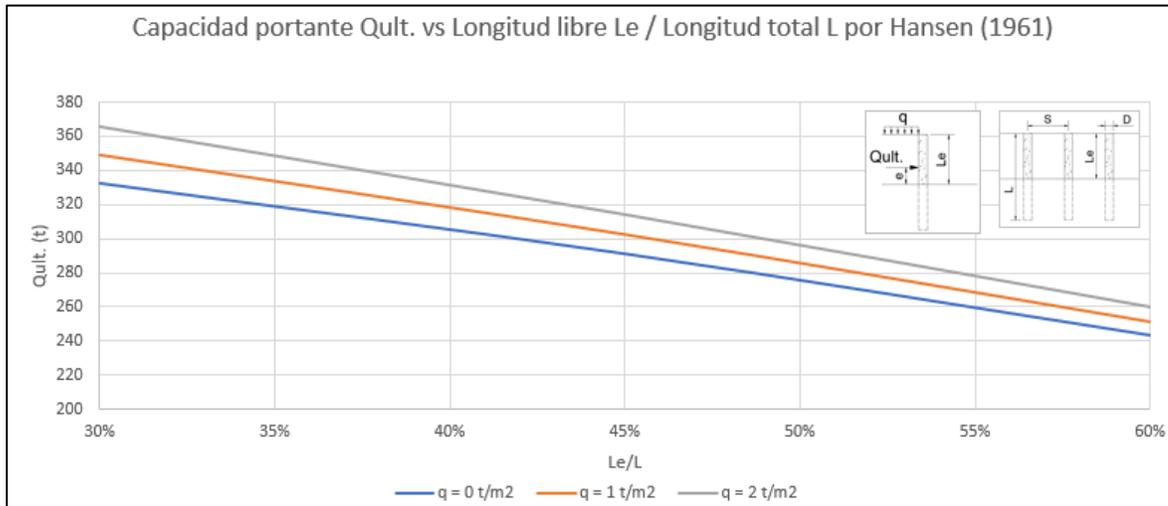
Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que para una relación L_e/L de 30 % ($L_e = 3$ m), se presenta una capacidad portante Q_{ult} de 315.3 t; y a medida que aumenta la relación L_e/L a 45 % y 60 %, la capacidad portante lateral Q_{ult} disminuye a 198.1 t (reducción del 37.2 %) y 109.8 t (reducción del 65.2 %), respectivamente. No obstante, tal como se observa en la Figura 5-9, esta capacidad no varía con respecto a la separación S ni la sobrecarga ya que dentro de la formulación no tiene en cuenta esta cantidad. En el Anexo C.1.1, se presentan muestras de cálculo de esta metodología y en el Anexo E.2.1, se presenta una muestra de las tablas correspondientes a las estimaciones de fuerzas resistentes de esta metodología.

5.4.2 Metodología de Hansen (1961).

En la Figura 5-10, se presenta la variación de los resultados obtenidos de capacidad portante lateral Q_{ult} con respecto a la relación de longitud libre L_e sobre longitud total L para el escenario sin nivel freático.

Figura 5-10: Variación de la capacidad portante Q_{ult} respecto a la relación de longitud libre L_e sobre longitud total L , sin nivel freático por el método de Hansen (1961).



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que la capacidad portante Q_{ult} disminuye a medida que se incrementa la longitud libre L_e . Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, la capacidad portante Q_{ult} para una relación L_e/L de 30 % ($L_e = 3 \text{ m}$), es de 332.4 t, mientras que para una relación de L_e/L de 45 % ($L_e = 6 \text{ m}$) y 60 % ($L_e = 9 \text{ m}$) se presenta una capacidad portante de 291.0 t (reducción del 12.5 %) y 243.0 t (reducción del 26.8 %), respectivamente.

También se observa que el efecto de la sobrecarga q hace que se incremente la capacidad portante Q_{ult} . Para una relación L_e/L de 45 % ($L_e = 6 \text{ m}$), sin sobrecarga, se presenta una capacidad portante de 291.0 t, mientras que para una sobrecarga q de 1 t/m^2 y 2 t/m^2 , se presentan capacidades de 302.4 t/m^2 (aumento del 3.9 %) y 314.1 t/m^2 (aumento del 7.9 %), respectivamente. Lo anterior, muestra que a medida que se incrementa la sobrecarga, se incrementa la capacidad portante Q_{ult} , contribuyendo a la estabilidad individual de la pila.

A comparación de la metodología de Broms (1964), este método muestra que la reducción de la capacidad portante lateral a medida que aumenta la relación L_e/L es considerablemente menor, con porcentajes de hasta 26.8 % (comparado con una

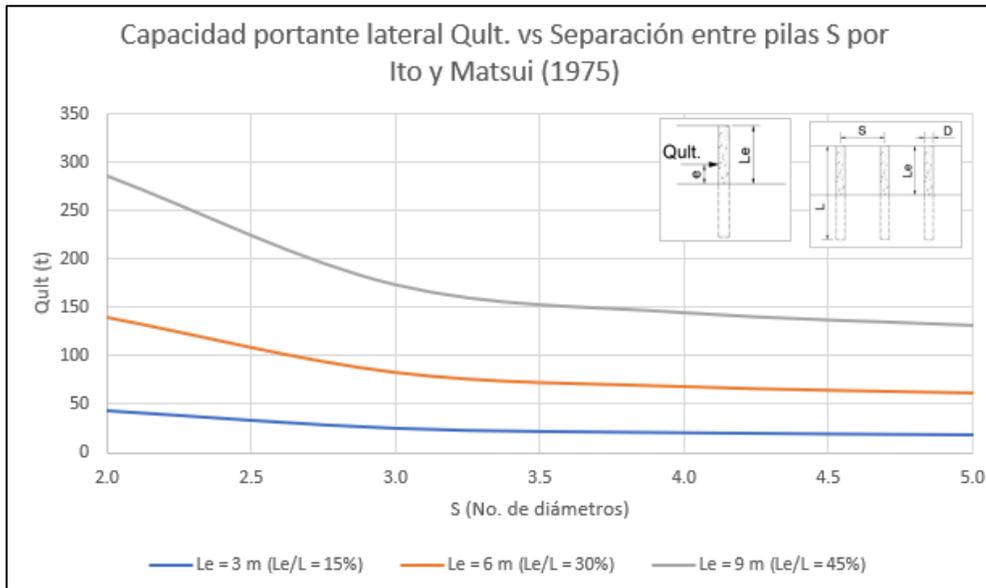
disminución del 65.2 %, dado en la metodología anterior). Esto puede deberse a la influencia de la sobrecarga representado en el suelo retenido, la cual puede tener en cuenta en esta metodología.

Si bien esta metodología tiene en cuenta el valor de la sobrecarga q , no evalúa el efecto de la separación S , por lo que esta capacidad se mantiene constante al variar S . En el Anexo C.1.2, se presentan muestras de cálculo de esta metodología y en el Anexo E.2.2, se presenta una muestra de tablas correspondientes a las estimaciones de fuerzas resistentes de esta metodología.

5.4.3 Metodología de Ito y Matsui (1975).

En la Figura 5-11, se presenta la variación de los resultados obtenidos de capacidad portante lateral Q_{ult} con respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.

Figura 5-11: Variación de la capacidad portante Q_{ult} sobre la pila respecto a la separación entre pilas, por el método de Ito y Matsui (1975).



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que efectivamente se presenta una mayor capacidad portante Q_{ult} a medida que se reduce la separación S entre pilas. Por ejemplo, para una relación L_e/L de 30 % ($L_e = 6$ m) y para una separación de 5 veces el diámetro ($S = 4.0$ m), se presenta una capacidad portante de 62.3 t; mientras que para una separación de 2.0 veces el diámetro, se presenta una capacidad de 139.4 t, significando un incremento del 123.8 %.

También se aprecia que a medida que se aumenta la longitud libre L_e , el conjunto suelo-estructura logra una mayor capacidad portante Q_{ult} para que se presente la superficie de falla por efecto de arco ya que, al haber una mayor masa retenida, se requiere de una fuerza mayor para que se presenta esta la superficie de falla por efectos de arco. Por ejemplo, para una separación de 3.0 veces el diámetro, se presenta una capacidad portante de 25.3 t para una longitud libre L_e de 3 m; mientras que, para una longitud libre de 6 m y 9 m, se presenta capacidades de 83.2 t y 173.6 t, mostrando un incremento del 228.9 % y 586.2 %, respectivamente.

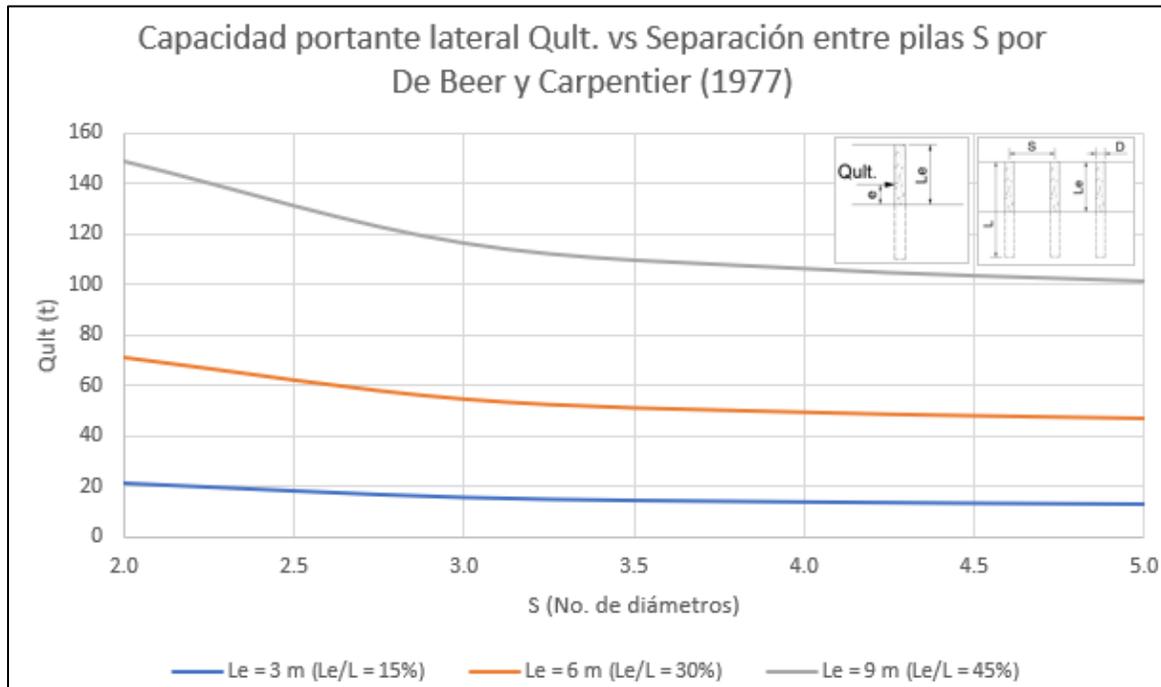
Es importante aclarar que si bien se presenta un aumento de la capacidad portante Q_{ult} a medida que se incremente la longitud libre, también ocurre un incremento en la fuerza actuante Q sobre la pila cuando aumenta la longitud libre L_e , reflejándose en la disminución de factores de seguridad FS . Lo anterior se analiza detalladamente en el apartado 7.4.2.

En el Anexo C.1.3, se presentan muestras de cálculo de esta metodología y en el Anexo E.2.3, se presenta una muestra de tablas correspondientes a las estimaciones de fuerzas resistentes de esta metodología.

5.4.4 Metodología de De Beer y Carpentier (1977).

En la Figura 5-12, se presenta la variación de los resultados obtenidos de capacidad portante lateral Q_{ult} con respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.

Figura 5-12: Variación de la capacidad portante Q_{ult} sobre la pila respecto a la separación entre pilas, por el método de De Beer y Carpentier (1977).



Fuente: Elaboración propia.

Así como en la metodología de Ito y Matsui (1975), se observa que la capacidad portante Q_{ult} aumenta a medida que se reduce la separación S entre pilas. Por ejemplo, para una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y para una separación de 5 veces el diámetro ($S = 4.0$ m), se presenta una capacidad portante de 47.1 t; mientras que para una separación de 2.0 veces el diámetro, se presenta una capacidad de 70.8 t, significando un incremento del 50.3 %.

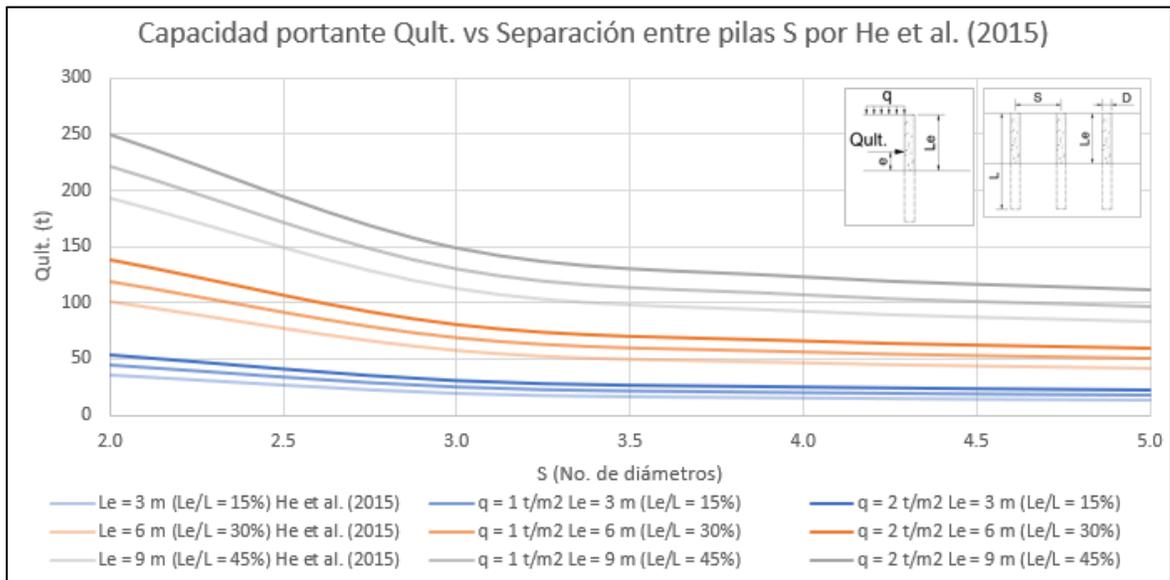
Por otro lado, así como en el método de Ito y Matsui (1975), se aprecia que a medida que se aumenta la longitud libre Le , el conjunto suelo-estructura logra una mayor capacidad portante Q_{ult} para que se presenta la superficie de falla por efecto de arco. Por ejemplo, para una separación entre pilas de 3.0 veces el diámetro, se presenta una capacidad portante de 15.9 t para una longitud libre Le de 3 m; mientras que, para una longitud libre de 6 m y 9 m, se presenta capacidades de 54.6 t y 116.2 t, mostrando un incremento del 244.2 % y 632.5 %, respectivamente.

En el Anexo C.1.4, se presentan muestras de cálculo de esta metodología y en el Anexo E.2.4, se presenta una muestra de tablas correspondientes a las estimaciones de fuerzas resistentes de esta metodología.

5.4.5 Metodología de He et al. (2015).

En la Figura 5-13, se presenta la variación de los resultados obtenidos de capacidad portante lateral Q_{ult} . con respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.

Figura 5-13: Variación de la capacidad portante Q_{ult} . sobre la pila respecto a la separación entre pilas por el método de He et al. (2015).



Fuente: Elaboración propia.

Así como en la metodología de Ito y Matsui (1975) y De Beer y Carpentier (1977), se observa que la capacidad portante Q_{ult} . se incrementa cuando se reduce la separación S entre pilas. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6 \text{ m}$) y para una separación de 5 veces el diámetro ($S = 4.0 \text{ m}$), se presenta una capacidad portante de 41.6 t; mientras que para una separación de 2.0 veces el diámetro, se presenta una capacidad de 100.6 t, significando un incremento del 141.3 %.

Por otro lado, se aprecia que a medida que se incrementa la longitud libre L_e , el conjunto suelo-estructura logra una mayor capacidad portante Q_{ult} para que se presenta la superficie de falla por efecto de arco. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, con separación entre pilas de 3.0 veces el diámetro, se presenta una capacidad portante de 19.5 t para una longitud libre L_e de 3 m; mientras que, para una longitud libre de 6 m y 9 m, se presenta capacidades de 57.4 t y 113.2 t, mostrando un incremento del 194.4 % y 480.5 %, respectivamente.

Adicionalmente, este método incluye la influencia de la sobrecarga dada en el suelo retenido. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación L_e/L de 30 % ($L_e = 6$ m) y una separación entre pilas de 3.0 veces el diámetro, la capacidad portante es de 57.4 t, mientras que, para el mismo escenario, pero con sobrecargas de 1 t/m² y 2 t/m², se presentan capacidades de 69.2 t (aumento del 20.6 %) y 80.9 t (40.9 %), respectivamente.

En el numeral 7.3, se presenta un análisis de las metodologías empleadas para el cálculo de fuerzas resistentes.

En el Anexo C.1.5, se presentan muestras de cálculo de esta metodología y en el Anexo E.2.5, se presenta una muestra de tablas correspondientes a las estimaciones de fuerzas resistentes de esta metodología.

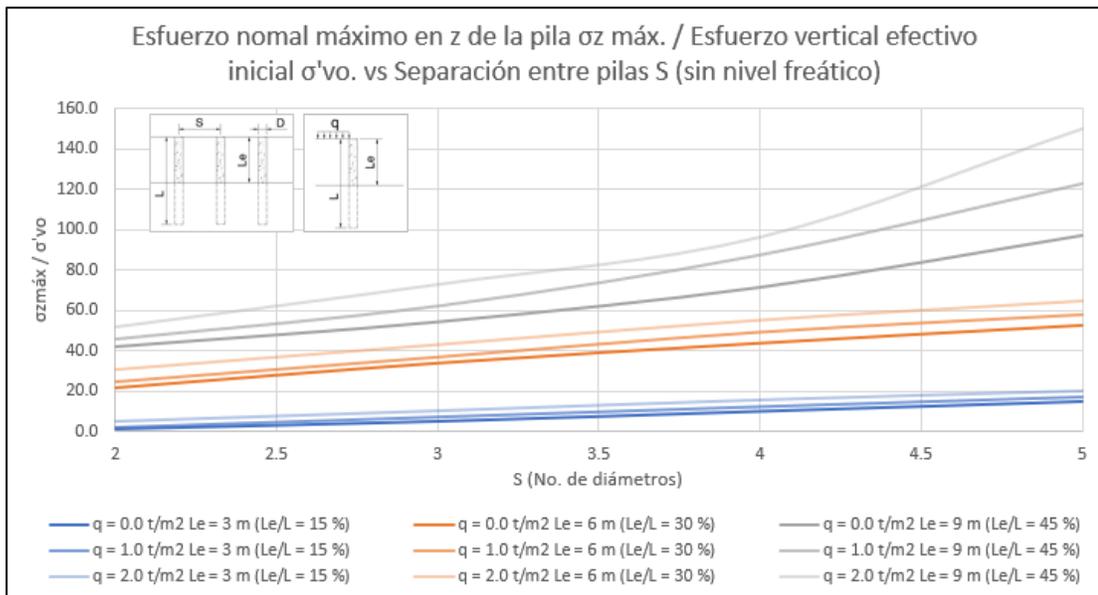
6. Análisis de resultados obtenidos

6.1 Análisis de esfuerzos normales máximos en z y esfuerzos cortantes máximos en la pila

- Escenario sin nivel freático.

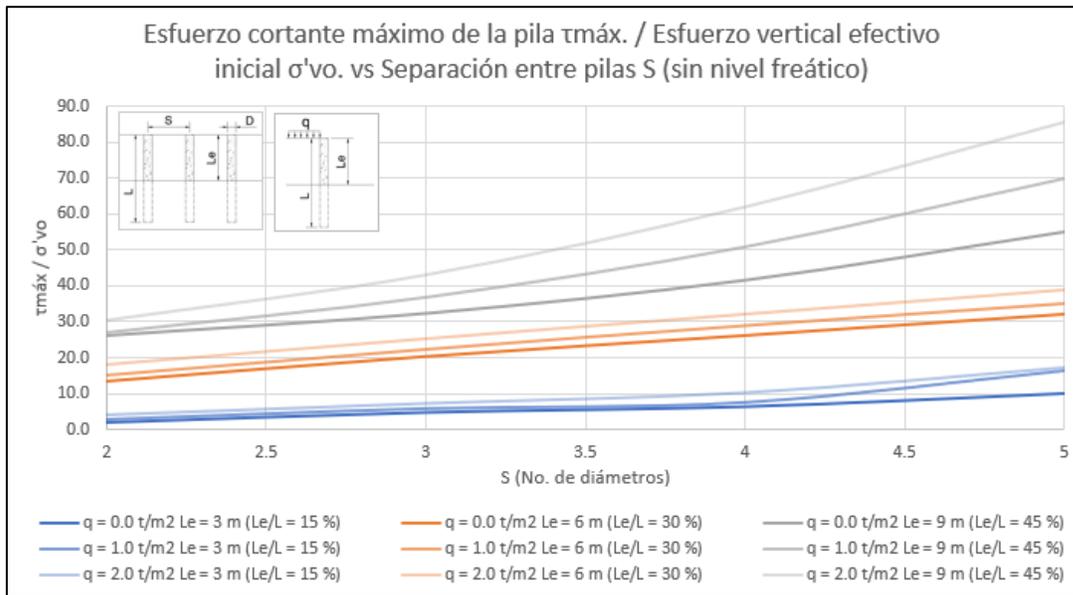
En la Figura 6-1, se presenta la variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático y en la Figura 6-2, la variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.

Figura 6-1: Variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-2: Variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos de esfuerzos en la pila, se observa en general, que a medida que se reduce la separación entre pilas, disminuye tanto el esfuerzo normal máximo en z como el esfuerzo cortante en la pila. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 5.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 52.4 y 32.0, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una separación de 2.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 21.4 (reducción del 59.2 %) y 13.4 (reducción del 57.9 %). Lo anterior, mostraría que la disminución de la separación entre pilas se reflejaría en la reducción considerable de los esfuerzos internos del elemento estructural, lo cual equivale a la reducción en el momento flector y fuerza cortante máximos de la pila.

Por otro lado, se observa que a medida que aumenta la relación entre la longitud libre Le y la longitud total de la pila L , aumentan los esfuerzos normales en z y los esfuerzos cortantes máximos del elemento estructural. Por ejemplo, para un escenario sin

sobrecarga, una relación Le/L de 15 % ($Le = 3$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 5.0 y 4.9; mientras que para una relación Le/L de 45 % ($Le = 9$ m) los cocientes $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 33.6 (incremento del 997 %) y 20.3 (incremento del 559 %). Esto muestra también, que hay un aumento considerable en los esfuerzos internos cuando aumenta la relación Le/L , lo que equivale al aumento en el momento flector y fuerza cortante máximos de la pila.

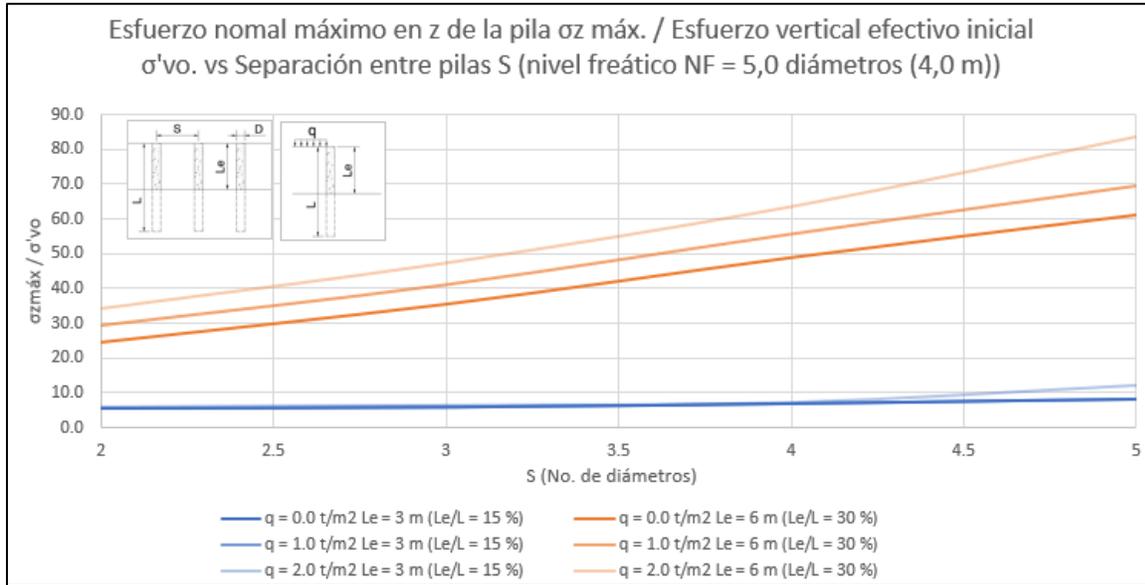
Adicionalmente, se observa que el aumento de la magnitud de la sobrecarga q produce un incremento de los esfuerzos internos de la pila. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 33.6 y 20.3, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una sobrecarga de 2 t/m², las relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 42.9 (aumento del 27.5 %) y 25.4 (reducción del 25.5 %). Esto evidencia la relación proporcional que presenta la sobrecarga y los esfuerzos internos de la pila, lo cual se traduce en el aumento del momento flector y fuerza cortan máximos del elemento estructural.

Finalmente, se observa que las variables evaluadas influyen en los estados de esfuerzos de las pilas, especialmente la relación Le/L y la separación entre elementos, ya que puede incrementar los esfuerzos internos de la pila considerablemente.

- **Escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).**

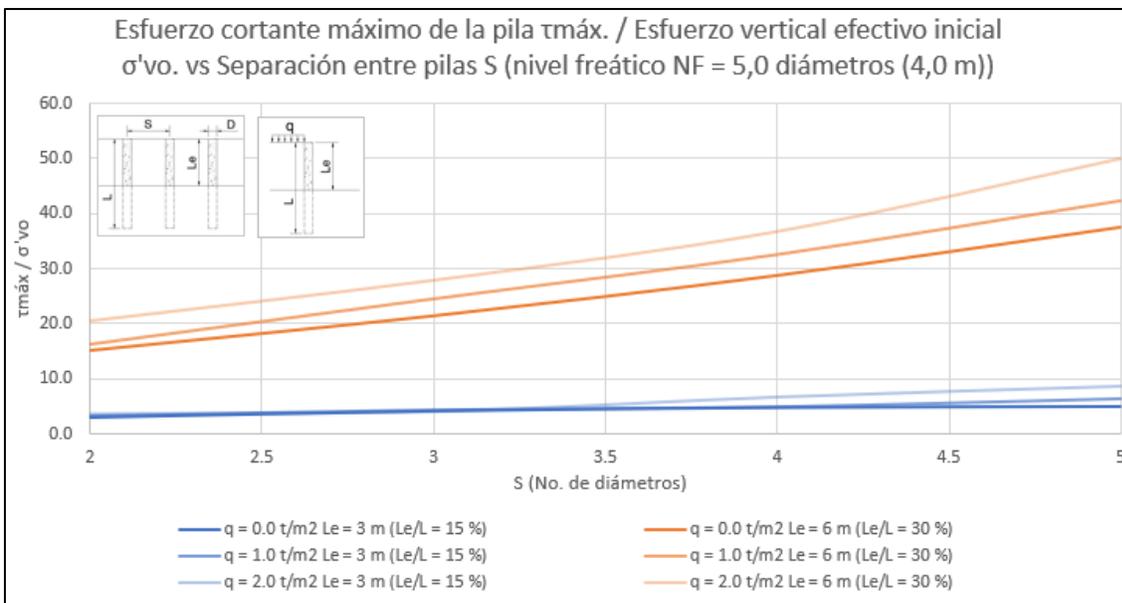
En la Figura 6-3, se presenta la variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m); y en la Figura 6-4, la variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.

Figura 6-3: Variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-4: Variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la variable de la separación entre pilas, se observa en general, que a medida que se reduce la separación S , disminuye tanto el esfuerzo normal máximo en z como el esfuerzo cortante en la pila. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 5.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_{z \text{ máx}}/\sigma'_{vo}$ y $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vo}$ son de 61.1 y 37.5, respectivamente; mientras que, para este mismo escenario, pero con una separación de 2.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_{z \text{ máx}}/\sigma'_{vo}$ y $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vo}$ son de 24.5 (reducción del 59.9 %) y 15.1 (reducción del 59.7 %). Lo anterior, mostraría que la disminución de la separación entre pilas se reflejaría en la reducción considerable de los esfuerzos internos del elemento estructural, lo cual equivale a la reducción en el momento flector y fuerza cortante máximos de la pila.

También, se observa que cuando se aumenta la relación entre la longitud libre Le y la longitud total de la pila L , aumentan los esfuerzos normales en z y los esfuerzos cortantes máximos del elemento estructural. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 15 % ($Le = 3$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_{z \text{ máx}}/\sigma'_{vo}$ y $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vo}$ son de 5.3 y 4.2; mientras que para una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) los cocientes $\sigma_{z \text{ máx}}/\sigma'_{vo}$ y $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vo}$ son de 35.4 (incremento del 571.1 %) y 21.4 (incremento del 411.5 %). Esto muestra también, que hay un aumento notable en los esfuerzos internos cuando aumenta la relación Le/L , lo que equivale al aumento en el momento flector y fuerza cortante máximos de la pila.

Adicionalmente, se observa que el aumento de la magnitud de la sobrecarga q produce un incremento de los esfuerzos internos de la pila. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\sigma_{z \text{ máx}}/\sigma'_{vo}$ y $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vo}$ son de 35.4 y 21.4, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una sobrecarga de 2 t/m^2 , las relaciones $\sigma_{z \text{ máx}}/\sigma'_{vo}$ y $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vo}$ son de 47.4 (aumento del 33.7 %) y 27.9 (reducción del 30.8 %). Esto evidencia la relación proporcional que presenta la sobrecarga y los esfuerzos internos de la pila, lo cual se traduce en el aumento del momento flector y fuerza cortante máximos del elemento estructural.

Al comparar los resultados obtenidos para el escenario sin nivel freático y con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro, se observa que la presencia de agua genera un incremento de las sollicitaciones de esfuerzos normales en z y esfuerzos cortantes máximos. Para el

escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con una relación $Le/L = 30\%$ ($Le = 6\text{ m}$) y una separación de 3.0 veces el diámetro, se presentan relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 33.6 y 20.3, respectivamente; mientras que para una condición con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro ($NF = 4\text{ m}$), se presentan relaciones $\sigma_z máx/\sigma'_{vo}$ y $\tau máx/\sigma'_{vo}$ son de 35.4 (aumento del 5.3 %) y 21.4 (aumento del 5.3 %), respectivamente. Lo anterior, muestra a que la presencia del nivel freático incrementa ligeramente el estado de esfuerzos internos en la pila.

Finalmente, se observa que las variables evaluadas influyen en los estados de esfuerzos de las pilas, especialmente la relación Le/L , ya que puede incrementar los esfuerzos internos de la pila considerablemente.

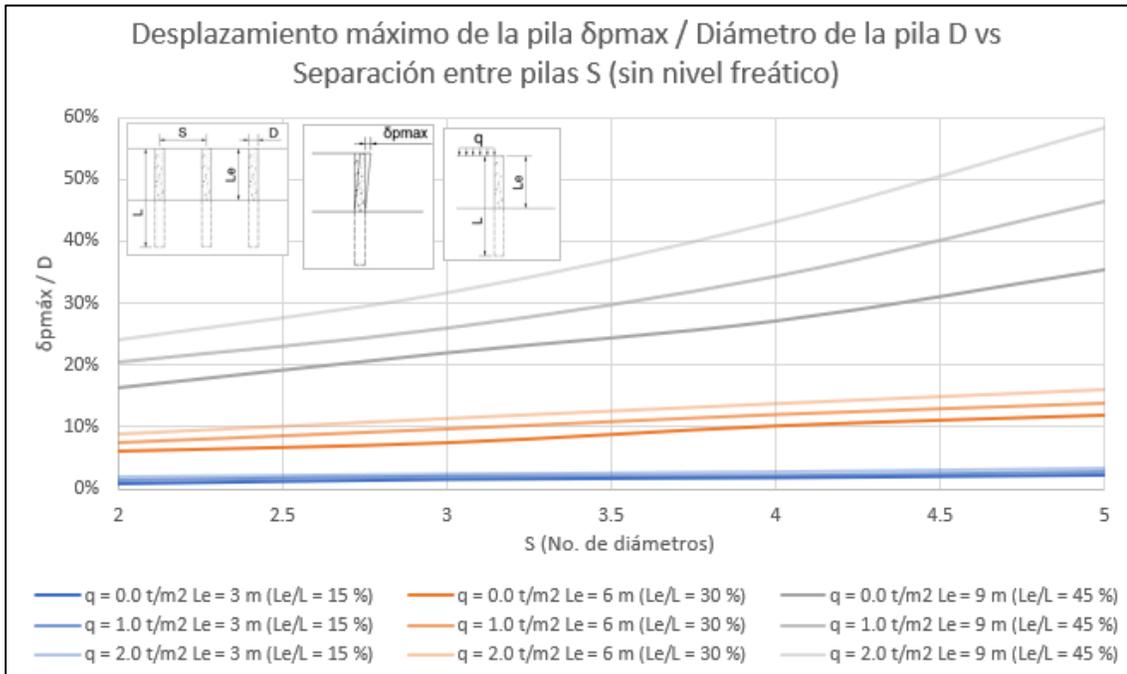
En el Anexo A, se presentan los resultados obtenidos del estado de esfuerzos para los escenarios evaluados y la gráfica correspondiente de variación de esfuerzos de la pila para el escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6\text{ m}$).

6.2 Desplazamientos máximos de pilas y suelo

- **Escenario sin nivel freático.**

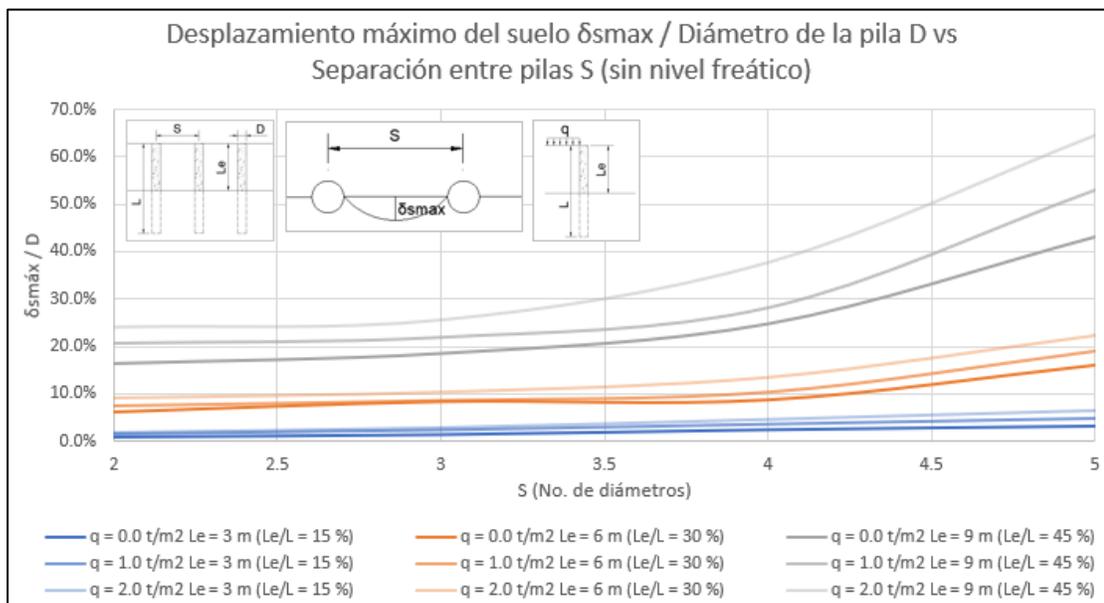
En la Figura 6-5, se presenta la variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático y en la Figura 6-6, la variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.

Figura 6-5: Variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-6: Variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos de esfuerzos en la pila, se observa que a medida que se reduce la separación entre pilas, disminuye los desplazamientos máximos tanto del suelo $\delta_{sm\acute{a}x}$ como de la pila $\delta_{pm\acute{a}x}$. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 5.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pm\acute{a}x}/D$ y $\delta_{sm\acute{a}x}/D$ son de 11.9 % y 16.1 %, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una separación de 2.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pm\acute{a}x}/D$ y $\delta_{sm\acute{a}x}/D$ disminuyeron al 6.0 %. Esto muestra, además, que, al reducir la separación entre pilas, tanto el desplazamiento de la pila como del suelo tienden a ser similares.

Por otro lado, se observa que a medida que aumenta la relación entre la longitud libre Le y la longitud total de la pila L , aumentan los desplazamientos del suelo $\delta_{sm\acute{a}x}$ y de la pila $\delta_{pm\acute{a}x}$. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 15 % ($Le = 3$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pm\acute{a}x}/D$ y $\delta_{sm\acute{a}x}/D$ son de 1.5 %; mientras que para una relación Le/L de 45 % ($Le = 9$ m) las relaciones $\delta_{pm\acute{a}x}/D$ y $\delta_{sm\acute{a}x}/D$ aumentaron al 22.0 % y 18.5 %, respectivamente.

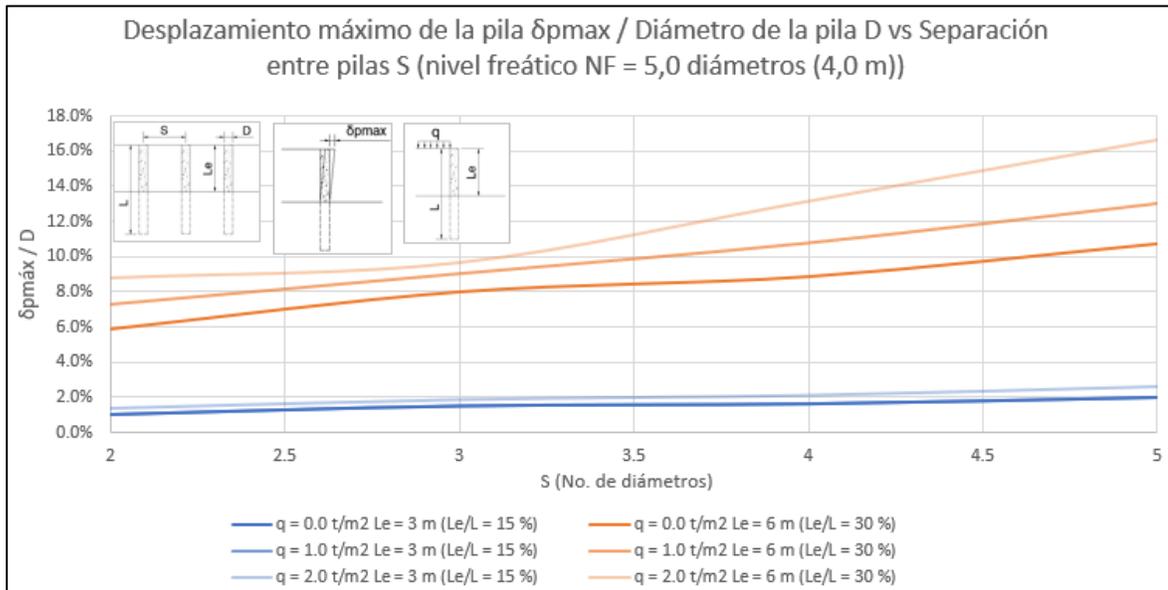
Adicionalmente, se observa que el aumento de la magnitud de la sobrecarga q produce un incremento de las deformaciones tanto del suelo como de la pila. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pm\acute{a}x}/D$ y $\delta_{sm\acute{a}x}/D$ son de 7.4 % y 8.3 %, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una sobrecarga de 2 t/m^2 , las relaciones $\delta_{pm\acute{a}x}/D$ y $\delta_{sm\acute{a}x}/D$ aumentaron al 11.5 % y 10.3 %, respectivamente. Esto evidencia la relación proporcional que presenta la sobrecarga y las deformaciones del conjunto suelo pila.

Finalmente, se observa que las variables evaluadas influyen en los estados de esfuerzos de las pilas, especialmente la relación Le/L y la separación entre elementos estructurales, ya que puede incrementar las deformaciones de la estructura de contención y del suelo localizado entre elementos estructurales.

- **Escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).**

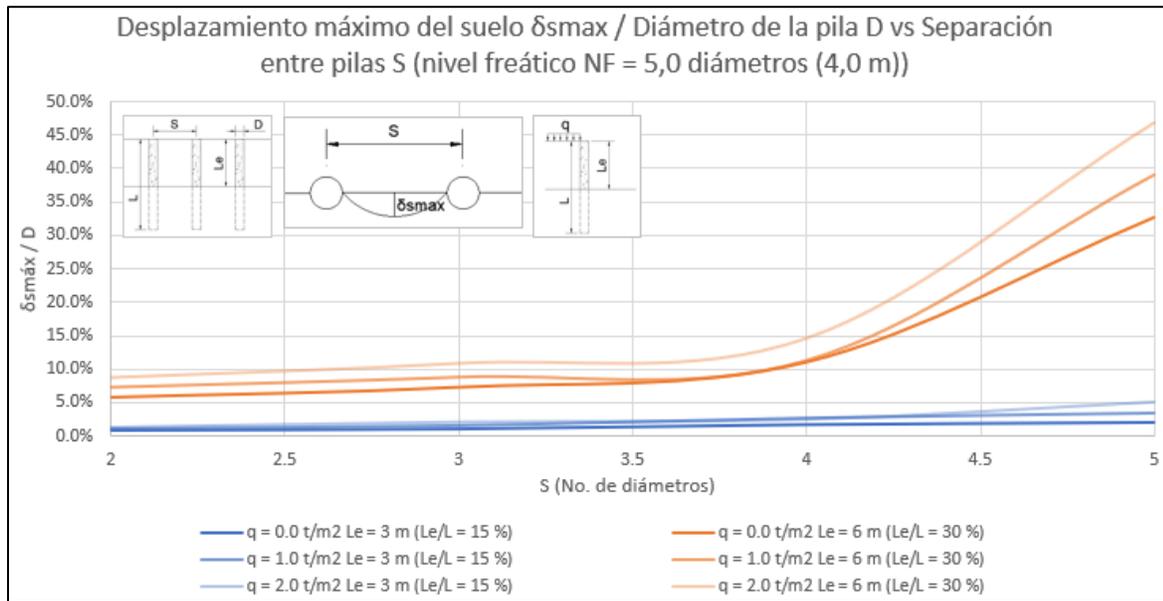
En la Figura 6-7, Variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m); y en la Figura 6-8, la variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

Figura 6-7: Variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-8: Variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).



Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la separación entre pilas, se observa que a medida que se reduce la separación entre elementos estructurales, disminuye los desplazamientos máximos tanto del suelo $\delta_{smáx}$ como de la pila $\delta_{pmáx}$. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 5.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pmáx}/D$ y $\delta_{smáx}/D$ son de 10.8 % y 32.8 %, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una separación de 2.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pmáx}/D$ y $\delta_{smáx}/D$ disminuyeron al 5.9 % .

Por otro lado, se observa que a medida que aumenta la relación entre la longitud libre Le y la longitud total de la pila L , aumentan los desplazamientos del suelo $\delta_{smáx}$ y de la pila $\delta_{pmáx}$. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 15 % ($Le = 3$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta_{pmáx}/D$ y $\delta_{smáx}/D$ son de 1.5 %; mientras que para una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) las relaciones $\delta_{pmáx}/D$ y $\delta_{smáx}/D$ aumentaron al 9.0 % y 8.8 %, respectivamente.

Adicionalmente, se observa que el aumento de la magnitud de la sobrecarga q produce un incremento de las deformaciones tanto del suelo como de la pila. Por ejemplo, para un escenario sin sobrecarga, una relación Le/L de 30 % ($Le = 6$ m) y una separación S de 3.0 veces el diámetro, las relaciones $\delta p_{m\acute{a}x}/D$ y $\delta s_{m\acute{a}x}/D$ son de 8.0 % y 7.4 %, respectivamente, mientras que, para este mismo escenario, pero con una sobrecarga de 2 t/m², las relaciones $\delta p_{m\acute{a}x}/D$ y $\delta s_{m\acute{a}x}/D$ aumentaron al 9.6 % y 10.9 %, respectivamente. Esto evidencia la relación proporcional que presenta la sobrecarga y las deformaciones del conjunto suelo pila.

En cuanto a la variación del nivel freático, se observa que las deformaciones tienden a ser muy parecidas para los escenarios sin nivel freático y con nivel freático.

Finalmente, se observa que las variables evaluadas influyen en los estados de esfuerzos de las pilas, especialmente la relación Le/L , ya que puede incrementar las deformaciones de la estructura de contención y del suelo localizado entre elementos estructurales.

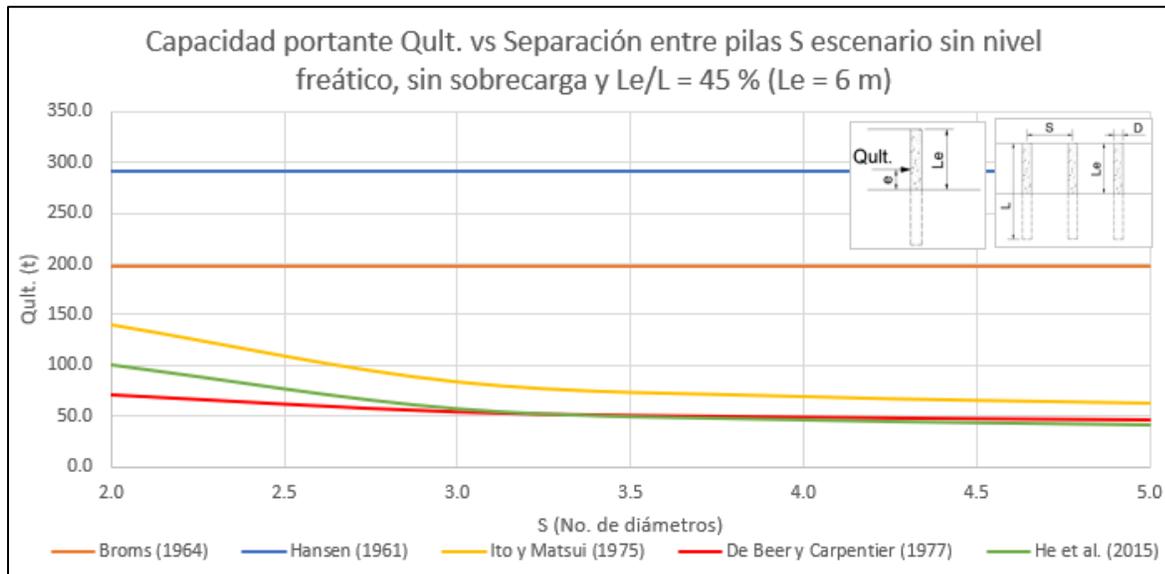
En el Anexo A, se presentan los resultados obtenidos de desplazamientos para los escenarios evaluados y la gráfica correspondiente de variación de desplazamientos máximos de la pila y suelo el escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m).

6.3 Análisis de fuerzas resistentes

- **Escenario sin nivel freático.**

En la Figura 6-9, se presenta la Variación de la capacidad portante por los métodos semi empíricos y analíticos descritos respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y una relación Le/L de 45 % ($Le = 6$ m).

Figura 6-9: Variación de la capacidad portante por los métodos semi empíricos y analíticos descritos respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y una relación Le/L de 45 % ($Le = 6$ m).



Fuente: Elaboración propia.

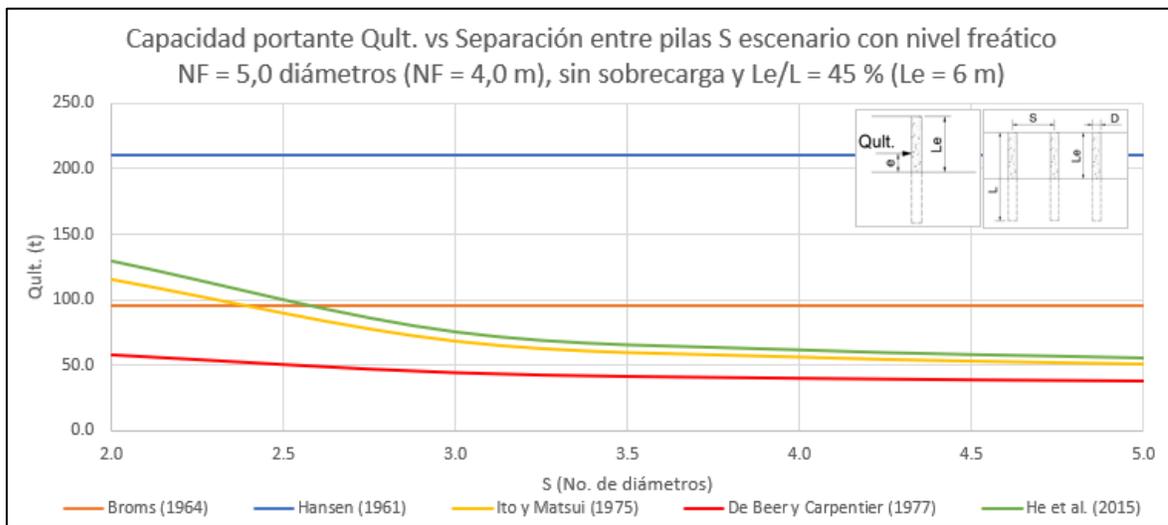
De acuerdo con la Figura 6-9, se observa que la metodología propuesta por Hansen (1961), da el resultado más alto de capacidad portante lateral $Q_{ult.}$, con un valor de 291.0 t, seguido del valor dado por Broms (1964) el cual es de 198.1 t (31.9 % menor). Lo anterior, como se menciona en el capítulo 6.3.2, obedece a que la metodología de Hansen (1961) brinda un resultado que tiene en cuenta la sobrecarga dada por el suelo retenido.

Por otro lado, los métodos asociados a la estimación de capacidad portante lateral teniendo en cuenta el efecto de arco debido a la separación entre pilas arrojan resultados mucho menores que los valores de los métodos de capacidad portante individual. Por ejemplo, para una separación de 2.0 veces el diámetro, se observa que la capacidad portante según Hansen (1961) es de 291.0 t, mientras que para la metodología de Ito y Matsui (1975), el valor es de 139.4 t (52.9 % menor). De hecho, la capacidad de los demás métodos puede ser mucho mayor del 52.9 % respecto al de Hansen (1961). Lo anterior muestra que, para el diseño, no solo se debe estimar la capacidad portante de la pila individual, sino que se debe tener en cuenta la capacidad por efecto de arco, siendo esta la condición más crítica.

- **Escenario con nivel freático.**

En la Figura 6-10, se presenta la Variación de la capacidad portante por los métodos semi empíricos y analíticos descritos respecto a la separación entre pilas para el escenario con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro, sin sobrecarga y una relación Le/L de 45 % ($Le = 6$ m).

Figura 6-10: Variación de la capacidad portante por los métodos semi empíricos y analíticos descritos respecto a la separación entre pilas para el escenario s con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro, sin sobrecarga y una relación Le/L de 45 % ($Le = 6$ m).



Fuente: Elaboración propia.

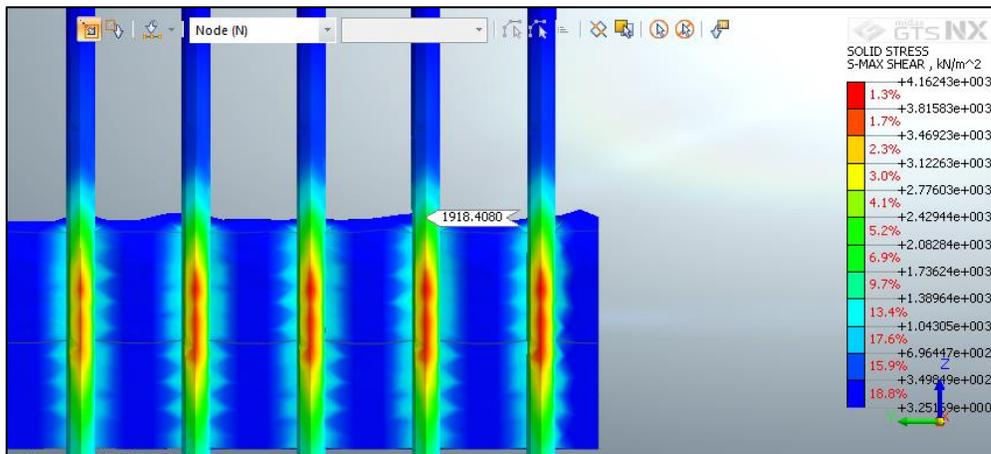
De acuerdo con la Figura 6-10, se observa que en general la capacidad portante lateral disminuyó en todas las metodologías, lo cual es debido a que el peso unitario efectivo se reduce por efectos del nivel freático. La metodología propuesta por Hansen (1961), sigue brindando el resultado más alto de capacidad portante lateral $Q_{ult.}$, con un valor de 210.9 t (aunque con una reducción de 25.7 % respecto al escenario sin nivel freático). No obstante, los valores dados en la metodología de Broms (1964) se redujeron hasta el punto en que para separación menores de 2.5 veces el diámetro, la capacidad portante dado por Ito y Matsui (1975) y He et al. (2015) es mayor. Lo anterior muestra que el efecto del nivel freático en la estimación de la capacidad portante lateral es considerable ya que reduce bastante su resistencia.

6.4 Análisis del criterio de resistencia

6.4.1 Estimación de fuerzas actuantes producto de la modelación numérica

Para la obtención de las fuerzas actuantes Q derivadas de la modelación numérica en elementos finitos, se extrajeron los resultados obtenidos de esfuerzo cortante máximo localizado en la zona donde empieza su empotramiento, como se muestra en la Figura 6-11.

Figura 6-11: Extracción de esfuerzo cortante máximo de la modelación numérica para el escenario de separación S de 4 veces el diámetro, longitud libre L_e de 6 m (30 % de longitud total) y sin sobrecarga.

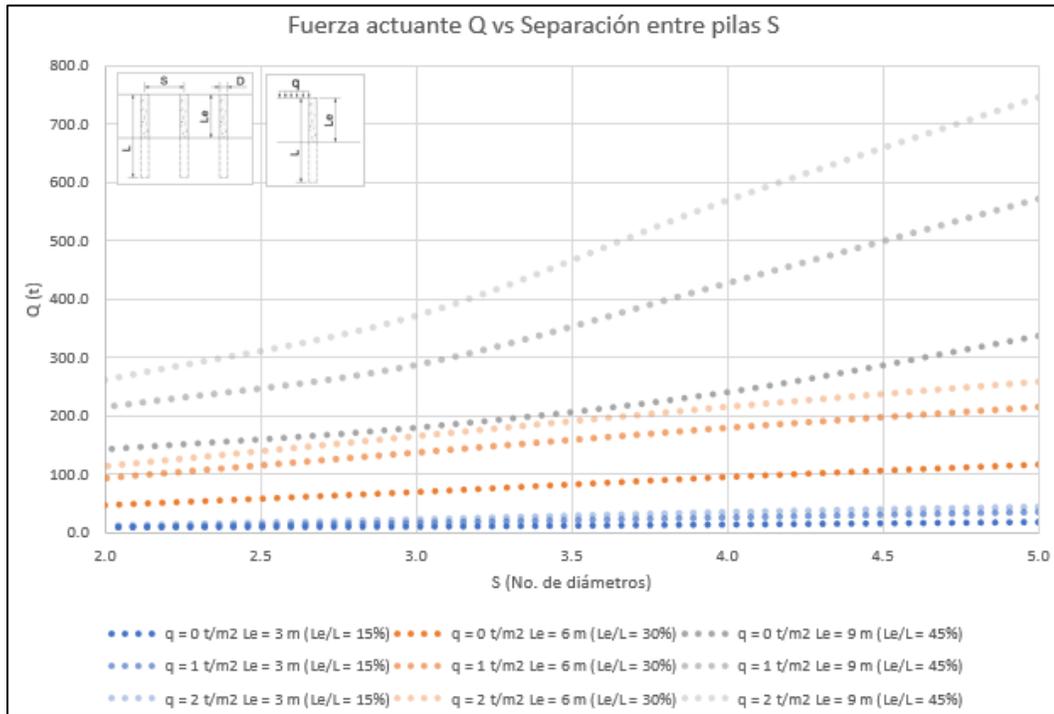


Fuente: Elaboración propia.

Luego, se estima la fuerza cortante V empleando la ecuación 4.9.3.2, asumiendo que es equivalente a la fuerza actuante Q .

En la Figura 6-12, se presentan los resultados obtenidos de fuerza actuante Q respecto a la separación entre pilas, para el escenario sin nivel freático.

Figura 6-12: Variación de fuerza actuante sobre la pila respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos de fuerza actuante, se observa que a medida que se reduce la separación entre pilas S , se presenta una reducción de la fuerza actuante Q sobre la pila. Lo anterior, se debe a que la estructura presenta una mayor rigidez a cuando la separación S disminuye.

También se puede observar que entre mayor sea la relación entre longitud libre Le y longitud total L y/o sobrecarga q , mayor fuerza Q actuaría en la pila ya que los elementos tendrían que soportar mayor presión lateral del suelo, lo cual es coherente con el fenómeno físico modelado.

En el anexo C.2, se presenta una muestra de cálculo de la fuerza actuante; y en el Anexo E.2, se presenta una muestra de los resultados obtenidos de las fuerzas actuantes Q para los escenarios con nivel freático.

6.4.2 Comparación de resultados obtenidos entre metodologías y normativa vigente

Como se mencionó en el numeral 4.5.5, para la comparación de los resultados obtenidos de fuerzas actuantes estimadas con base en el análisis de elementos finitos en tres dimensiones, se empleó el concepto de factor de seguridad que es la relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (Minvivienda, 2010), como se muestra en la ecuación 4.1

$$FS = \frac{Q_{ult.}}{Q} \quad (4.1)$$

Donde:

Q_{ult.}: fuerza de resistencia estimada con metodologías semi empíricas y analíticas.

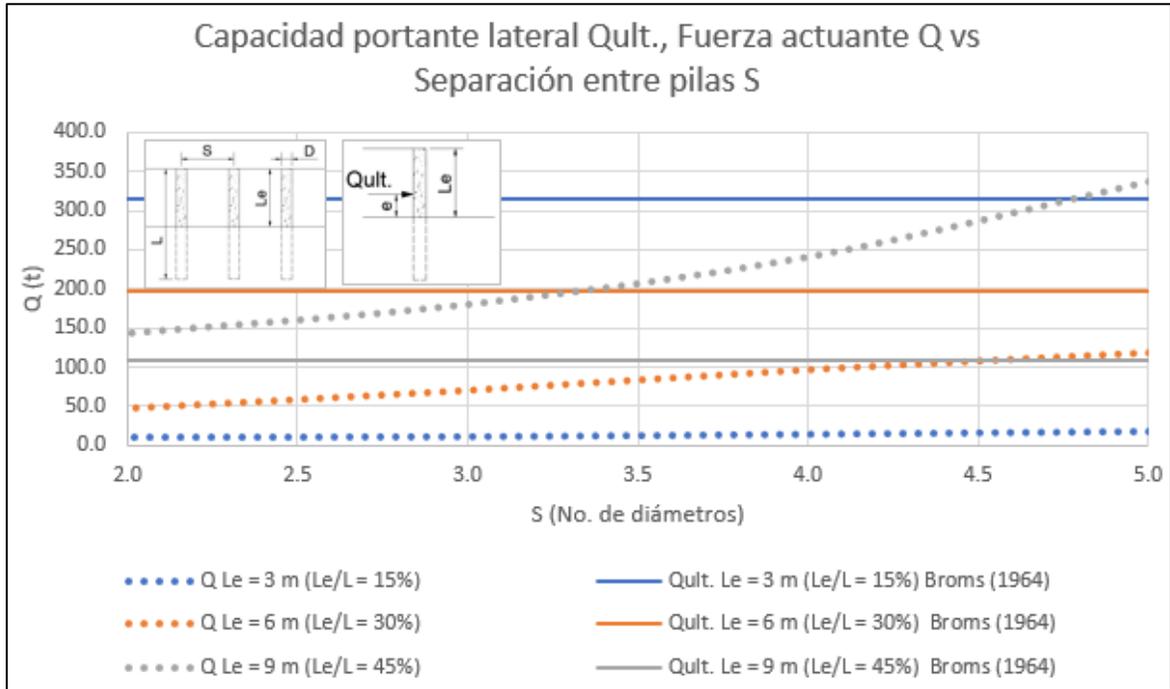
Q: fuerza actuante calculada con base en el análisis de elementos finitos en tres dimensiones.

A continuación, se presentan las comparaciones generadas por cada metodología, teniendo en cuenta además los factores de seguridad FS propuestas por la normativa vigente para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga; y en el Anexo D, se presenta las gráficas de una muestra de los demás escenarios.

- **Metodología de Broms (1964):**

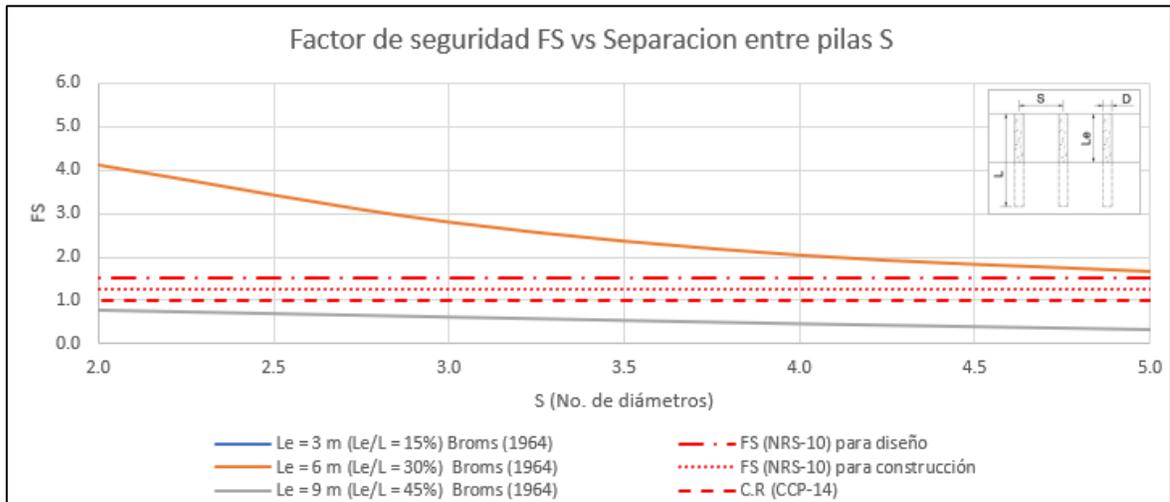
En la Figura 6-13 se presenta la variación de fuerzas actuantes *Q* y fuerzas resistentes *Q_{ult.}* obtenidas por este método, respecto a la separación entre pilas *S*; y en la Figura 6-14, se presenta la variación del factor de seguridad obtenido del cociente entre la fuerza resistente *Q_{ult.}* y la fuerza actuante *Q*, respecto de la separación entre pilas *S* para esta metodología, junto con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente.

Figura 6-13: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} obtenidas por el método de Broms (1964) y fuerzas actuantes Q respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-14: Variación de factores de seguridad FS para la metodología de Broms (1964) respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se resalta que para una longitud libre L_e de 3 m, las fuerzas actuantes son menores que las fuerzas resistentes, no solo cumpliendo con la estabilidad mediante factores de seguridad mayores a 1, sino avalando como estructura permanente o temporal según la normativa vigente colombiana, con factores de seguridad mayores a 18.5.

Para una longitud libre L_e de 6 m, se observa que las fuerzas resistentes son mayores para todas las separaciones evaluadas.

En cuanto a la normativa para la longitud libre L_e de 6 m y el escenario sin sobrecarga, los factores de seguridad son mayores que los requeridos por las normas vigentes colombianas para el rango de separaciones evaluadas, ya que se presentan factores de seguridad mayores a 1.5.

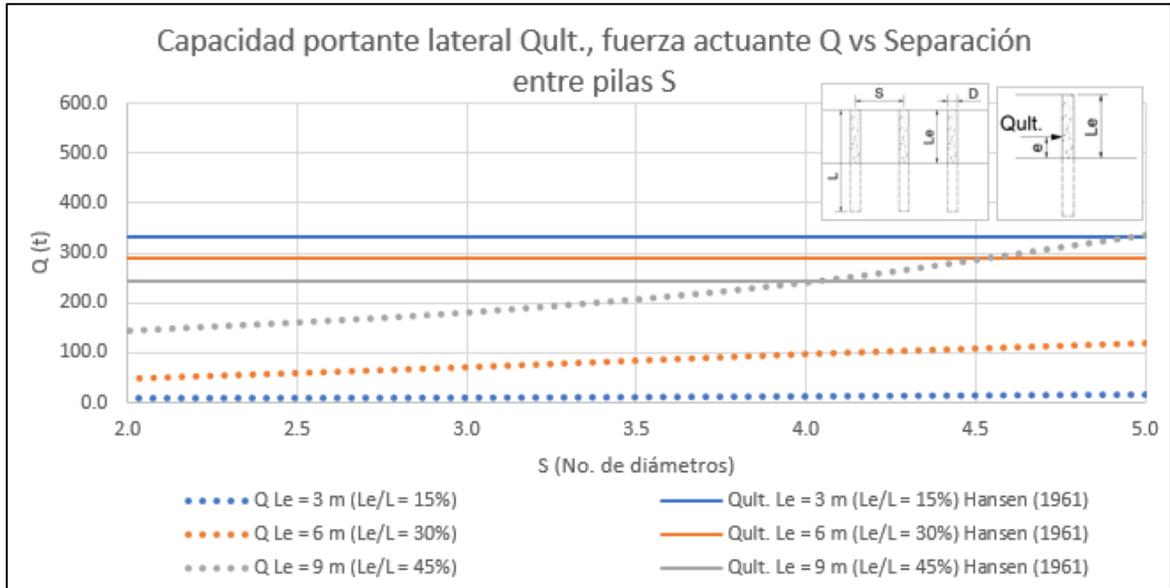
Finalmente, se observa que para la condición de longitud libre L_e de 9 m, las fuerzas actuantes son mayores que las fuerzas resistentes, para separaciones entre 2 a 5 veces el diámetro, para todos los escenarios. Es decir que bajo las condiciones geomecánicas del suelo, para esta longitud libre, se presenta falla en el suelo bajo el criterio de estabilidad con factores de seguridad menores de 1. Adicionalmente, esta condición no cumpliría con la normativa vigente colombiana.

Se aclara que al emplear la metodología de Broms (1964), se presenta limitaciones en cuanto a que no tiene en cuenta factores externos como la influencia de la sobrecarga para la definición de la capacidad portante lateral como fuerza resistente, por lo que se denotaría como un método muy conservador. Adicionalmente, se resalta que dicho método es aplicable solamente para materiales granulares como arenas, gravas o una mezcla de ambas.

- **Metodología de Hansen (1961):**

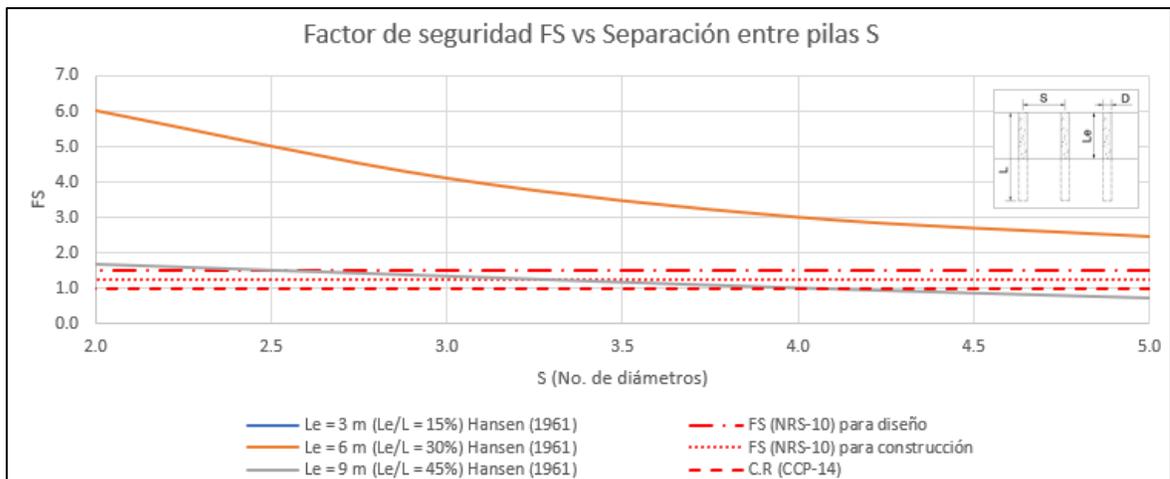
En la Figura 6-15 se presenta la variación de fuerzas actuantes Q y fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por este método, respecto a la separación entre pilas S ; y en la Figura 6-16, se presenta la variación del factor de seguridad obtenido del cociente entre la fuerza resistente Q_{ult} . y la fuerza actuante Q , respecto de la separación entre pilas S para esta metodología, junto con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente.

Figura 6-15: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por el método de Hansen (1961), y fuerzas actuantes Q . sobre la pila respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-16: Variación de Factores de seguridad FS para la metodología de Hansen (1961) respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Al evaluar una longitud libre L_e de 3 m y 6 m, se observa que se cumple el criterio de estabilidad para todos los escenarios de sobrecarga y todo el rango de separaciones analizadas ya que las fuerzas actuantes son mayores que las fuerzas resistentes, con factores de seguridad mayores de 19.5 y 2.5, respectivamente.

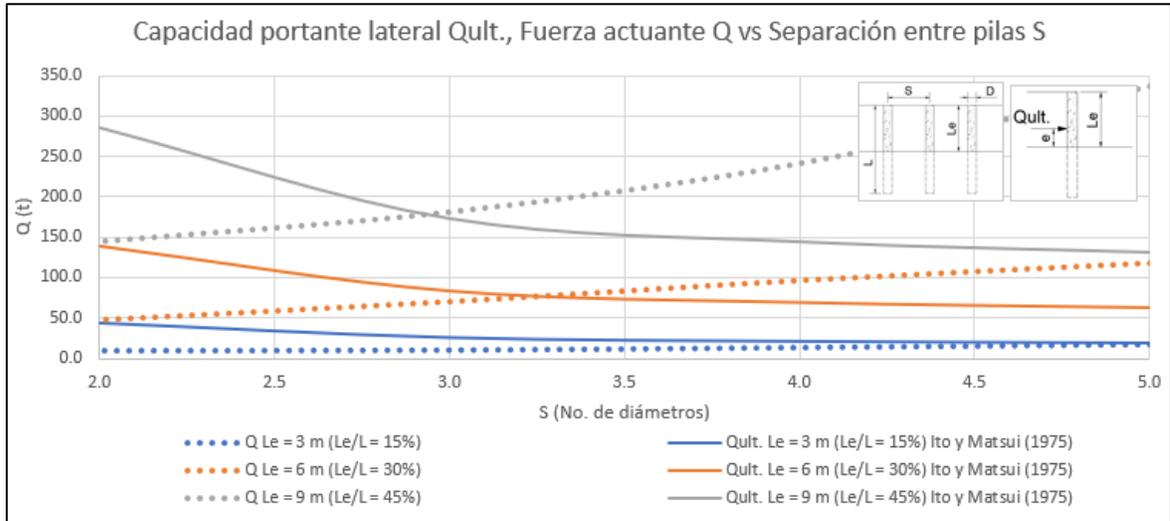
En cuanto a la normativa evaluada, se observa que para una longitud libre L_e de 9 m y para una sobrecarga nula, la estructura cumpliría con factores seguridad mayores de 1.5 para diseño empleando separaciones menores de 2.5 veces el diámetro y factores mayores de 1.25 con separaciones menores de 3.2 veces el diámetro, considerando la normativa NSR-10 (Minvivienda, 2010) para el caso de diseño y construcción, respectivamente. Con la norma CCP-14 (INVIAS, 2014), se podría emplear una estructura con separaciones menores de 4.0 veces el diámetro.

Es importante tener en cuenta que a diferencia de la metodología de Broms (1964), la de Hansen (1961) puede tener en cuenta no solo diferentes valores de parámetros geomecánicos sino, también valores asociados a sobrecarga, por lo que es una metodología que podría ser empleada como base para el cálculo de capacidad portante lateral para una pila individual. No obstante, y como se mencionó en el capítulo 4.3, su limitación radica precisamente en que no analiza la separación entre elementos.

- **Metodología de Ito y Matsui (1975):**

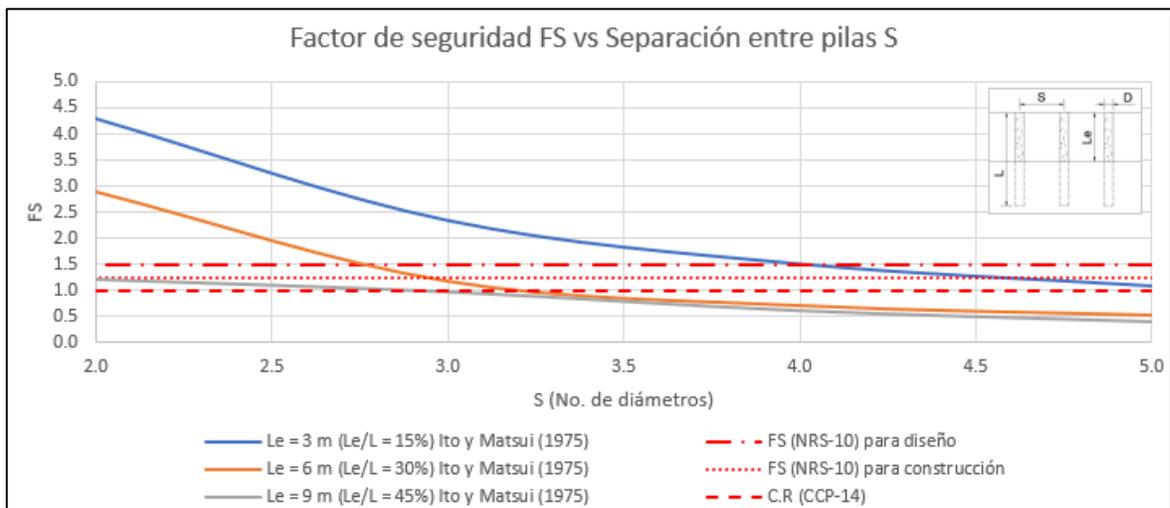
En la Figura 6-17 se presenta la variación de fuerzas actuantes Q y fuerzas resistentes Q_{ult} obtenidas por este método., respecto a la separación entre pilas S ; y en la Figura 6-18, se presenta la variación del factor de seguridad obtenido del cociente entre la fuerza resistente Q_{ult} y la fuerza actuante Q , respecto a la separación entre pilas S para esta metodología, junto con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente.

Figura 6-17: Variación de fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por el método de Ito y Matsui (1975) y fuerzas actuantes Q . respecto a la separación entre pilas S , para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-18: Variación de Factores de seguridad FS para la metodología de Ito y Matsui (1975), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que, para el escenario de sobrecarga nula, se cumple el criterio de estabilidad por efecto de arco con fuerzas actuantes menores

a las resistentes considerando una longitud libre L_e de 9 m y separaciones menores de 2.9 veces el diámetro, longitud libre L_e de 6 m y separación menores de 3.2 veces el diámetro, y longitud libre L_e de 3 m para todos los espaciamientos evaluados.

Al evaluar este escenario a la luz de la normativa vigente, se observa que se presenta inestabilidad por efectos de arco para una longitud libre L_e de 9 m y para todos los espaciamientos evaluados, exceptuando para valores menores de 2.9 veces el diámetro, asumiendo la normativa CCP-14 (INVIAS, 2014). Para una longitud libre L_e de 6 m, las separaciones menores de 2.7 veces el diámetro cumplirían como estructura de diseño para la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010), separaciones menores de 2.9 veces el diámetro como estructura temporal para esta norma, y separaciones menores de 3.1 veces el diámetro asumiendo la norma CCP-14 (INVIAS, 2014).

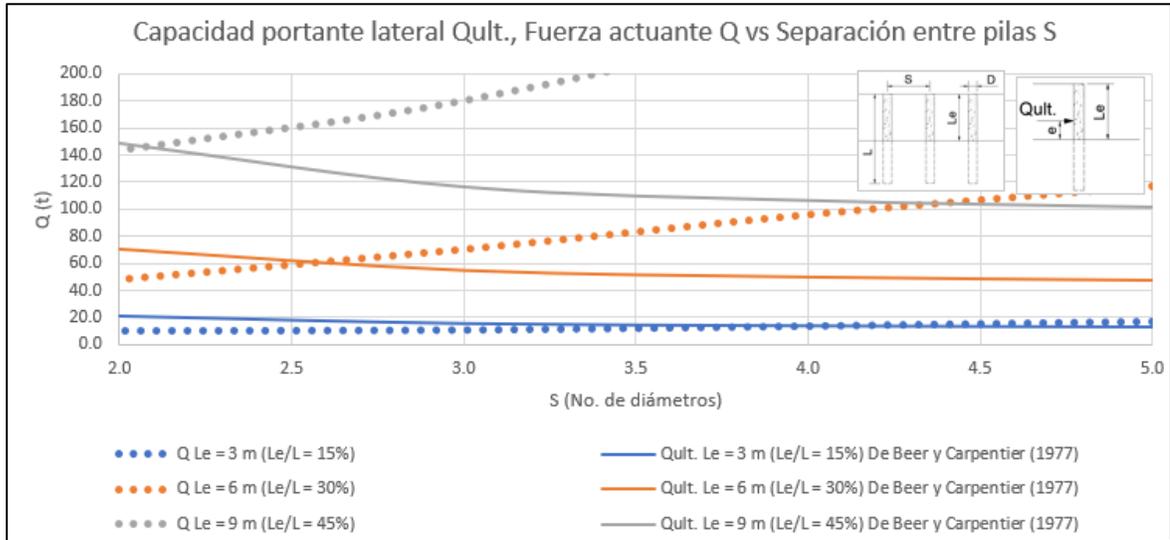
Finalmente, para una longitud libre L_e de 3 m, se cumplen los factores de seguridad como estructura de diseño con separaciones menores de 4.0 veces el diámetro (según la NSR-10 (Minvivienda, 2010)), como estructura para construcción con espaciamientos menor de 4.5 veces el diámetro (según la NSR-10 (Minvivienda, 2010)), y para todas las separaciones evaluadas, empleando el CCP-14 (INVIAS, 2014).

Se debe tener en cuenta que la metodología propuesta por Ito y Matsui (1975), si bien evalúa la separación entre elementos, no contempla la longitud de empotramiento de la pila, asumiendo como una estructura de contención, ni considera las condiciones de sobrecarga que pueden presentarse en el terreno.

- **Metodología de De Beer y Carpentier (1977):**

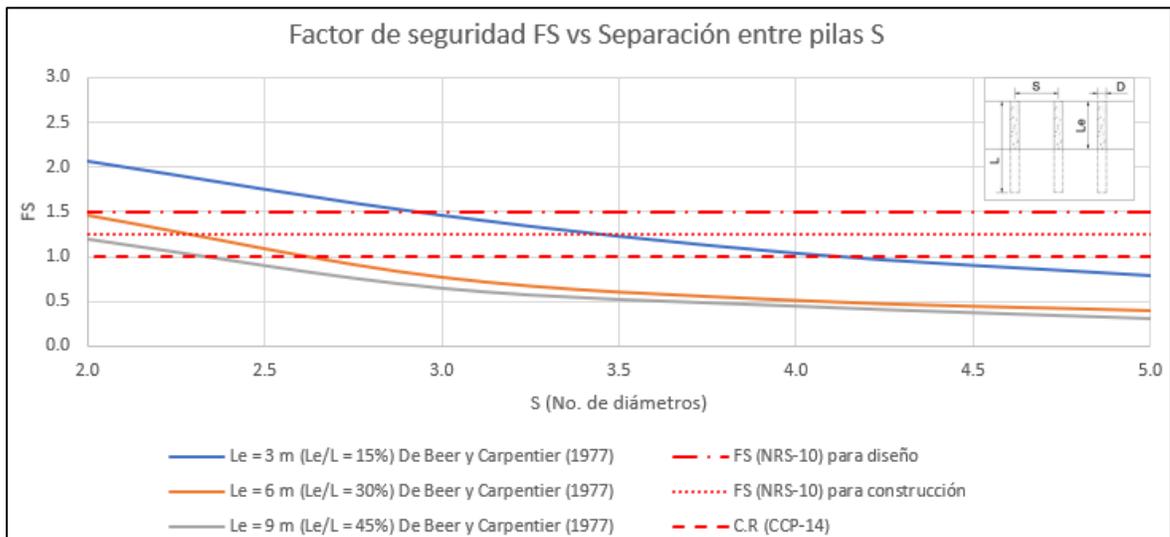
En la Figura 6-19 se presenta la variación de fuerzas actuantes Q y fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por este método, respecto a la separación entre pilas S ; y en la Figura 6-20, se presenta la variación del factor de seguridad obtenido del cociente entre la fuerza resistente Q_{ult} . y la fuerza actuante Q , respecto de la separación entre pilas S para esta metodología, junto con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente.

Figura 6-19: Variación de fuerzas resistentes Qult. obtenidas por el método de De Beer y Carpentier (1977), y fuerzas actuantes Q respecto a la separación entre pilas S. para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-20: Variación de Factores de seguridad FS por el método de De Beer y Carpentier (1977), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos para el escenario sin sobrecarga, se observa que no se cumple el criterio de estabilidad para una longitud libre L_e de 9 m y separaciones mayores de 2.1 veces el diámetro, una longitud libre L_e de 6 m y espaciamentos mayores de 2.6 veces el diámetro, y para una longitud libre de 3 m y separaciones mayores de 4.2 veces el diámetro, ya que las fuerzas actuantes en esas condiciones son mayores que las resistentes. Considerando el escenario sin sobrecarga y la normativa colombiana, para una longitud L_e de 9 m y 6 m, no es posible emplear estructuras de diseño según la NSR-10 (Minvivienda, 2010), con el rango de separaciones evaluada ya que los factores de seguridad estimado en estas condiciones son menores de 1.5. No obstante, para separaciones menores de 2.3 veces el diámetro, es posible emplearse como estructuras en el proceso constructivo según la NSR-10 (Minvivienda, 2010), y de diseño acorde con los lineamientos del CCP-14 (INVIAS, 2014).

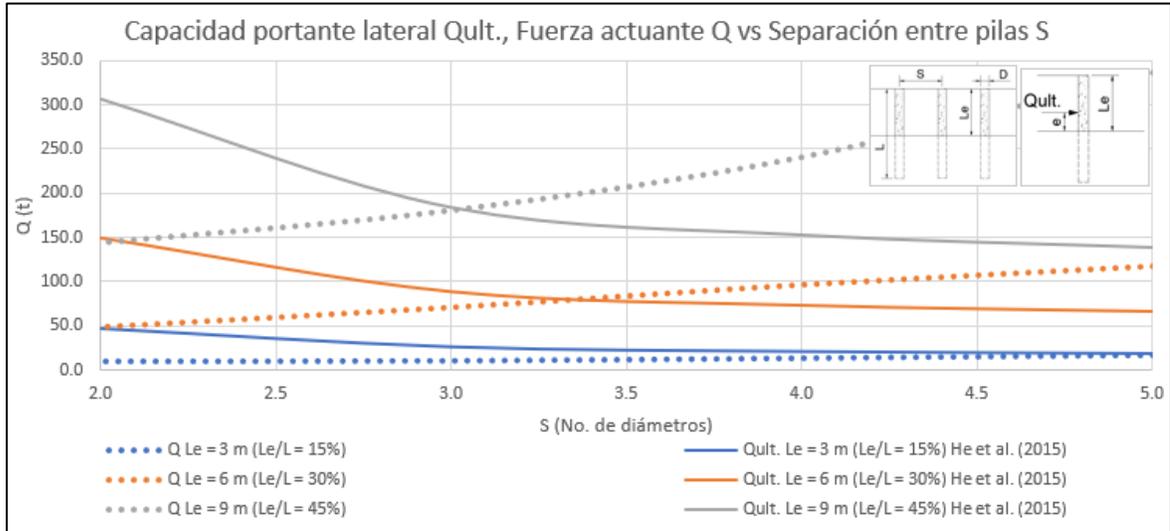
Para una longitud libre L_e de 3 m, es posible emplear según la NSR-10 (Minvivienda, 2010) estructuras de diseño con espaciamentos menores de 2.8 veces el diámetro, como estructura de construcción con separaciones menores de 3.3 veces el diámetro, y acorde con el CCP-14 (INVIAS, 2014) estructuras de diseño con separaciones menores de 4.0 veces el diámetro.

Así como en la metodología de Ito y Matsui (1975), este método no evalúa la incidencia de la capacidad portante lateral por efecto de arco y la longitud empotrada de la pila, ni los escenarios de sobrecarga que pueden presentarse en el suelo de retención.

- **Metodología de He et al. (2015):**

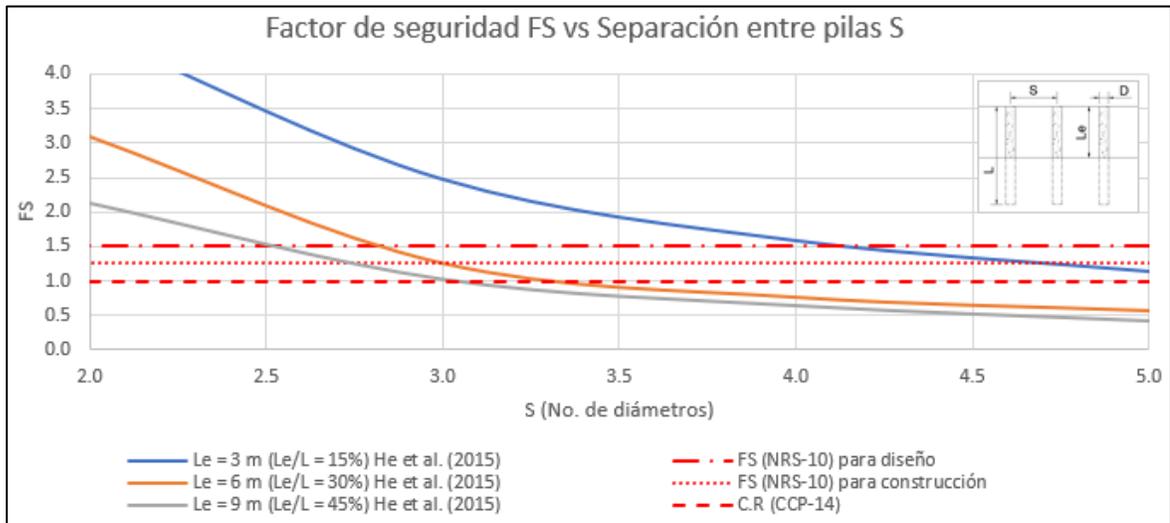
En la Figura 6-21 se presenta la variación de fuerzas actuantes Q y fuerzas resistentes Q_{ult} . obtenidas por este método, respecto a la separación entre pilas S ; y en la Figura 6-22, se presenta la variación del factor de seguridad obtenido del cociente entre la fuerza resistente Q_{ult} . y la fuerza actuante Q , respecto de la separación entre pilas S para esta metodología, junto con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente.

Figura 6-21: Variación de fuerzas resistentes $Q_{ult.}$ y fuerzas actuantes Q sobre la pila por el método de He et al. (2015), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-22: Variación de Factores de seguridad FS por el método de He et al. (2015), para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, para el escenario sin sobrecarga, se cumple el criterio de estabilidad, para una longitud L_e de 9 m con separaciones menores de 2.4 veces

el diámetro, longitud libre L_e de 6 m con separaciones menores de 2.6 veces el diámetro, y una longitud L_e de 3 m con separaciones menores de 4.2 veces el diámetro; ya que las fuerzas actuantes en estos casos son menores que las fuerzas resistentes estimadas en esta metodología. Al evaluar este escenario con la norma vigente, se observa que para una longitud L_e de 9 m, no es posible emplear estructuras de diseño según la NSR-10 (Minvivienda, 2010) con el rango de separaciones evaluado ya que el factor de seguridad estimado es menor de 1.5.

No obstante, si se emplea como estructura temporal según la NSR-10 (Minvivienda, 2010), es posible utilizar este tipo de estructuras con separaciones menores de 2.0 veces el diámetro; o si se considera el CCP-14 (INVIAS, 2014), es posible usar separaciones menores de 2.4 veces el diámetro. Para una longitud libre L_e de 6 m y 3 m, se puede emplear estructuras de diseño según la NSR-10 (Minvivienda, 2010), con separaciones menores de 2.4 veces el diámetro y 3.3 veces el diámetro, respectivamente; para construcción de acuerdo con la NSR-10 (Minvivienda, 2010), se emplearían estructuras con separación no mayor de 2.6 veces el diámetro y 3.7 veces el diámetro, respectivamente. Al emplear el CCP-14 (INVIAS, 2014), se puede considerar el uso de estructuras con longitud libres L_e de 6 m y 3 m, con espaciamientos entre pilas menores de 3.3 veces el diámetro y 4.3 veces el diámetro, respectivamente.

De acuerdo con la metodología de He et al (2015), es posible evaluar la capacidad portante lateral por efectos de arco, teniendo en cuenta no solo los parámetros de resistencia con el criterio Mohr Coulomb, sino que considera la separación entre elementos, la altura de falla y las condiciones de sobrecarga que pueden presentarse en el suelo retenido. Por tanto, esta metodología puede ser empleada como referente para el diseño de la separación entre elementos, considerando el criterio de estabilidad.

6.5 Análisis del criterio de funcionalidad

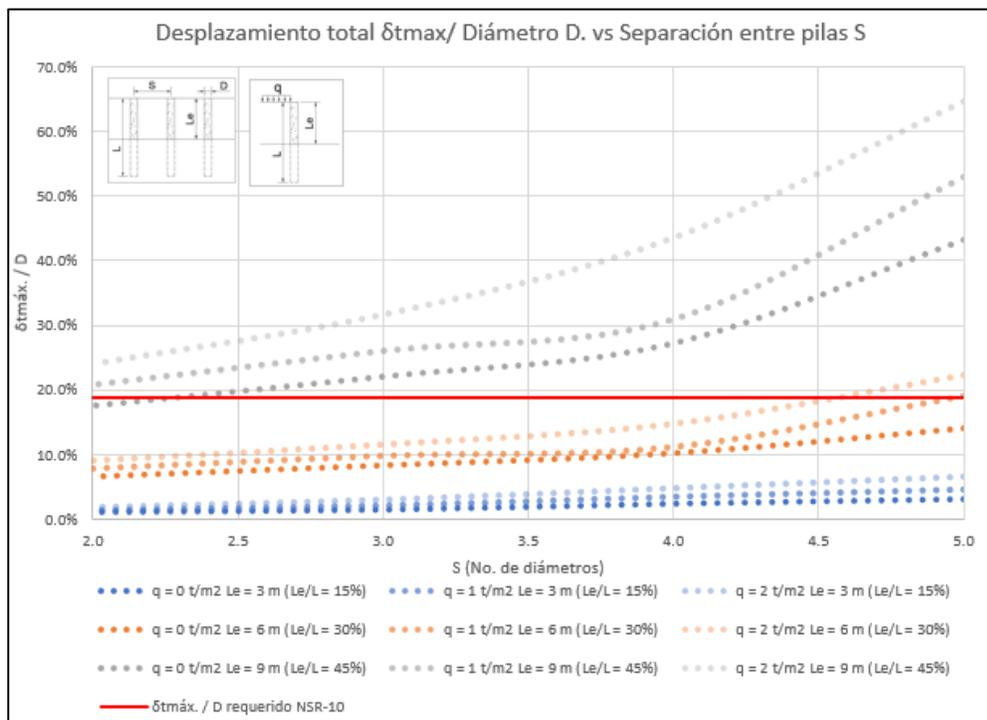
6.5.1 Resultados obtenidos de desplazamientos y comparación la normativa vigente

En esta sección, se presentan los resultados máximos obtenidos de deformaciones totales y diferenciales (entre el eje de la pila y la mitad del espacio de suelo entre elementos) y su comparación con la normativa vigente, para el escenario sin nivel freático.

En la Figura 6-23 y Figura 6-24, se presentan los resultados obtenidos de desplazamientos máximos δ_{tmax} y desplazamientos diferenciales δ_{dmax} , por cada escenario, asumiendo las restricciones de desplazamientos totales dadas por la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010) utilizadas para cimentaciones, que es de 15 cm ($\delta_{tmax}/D = 15 \text{ cm} / 80 \text{ cm} = 18.8 \%$), y desplazamientos diferenciales máximos son $S/300$ para estructuras en concreto

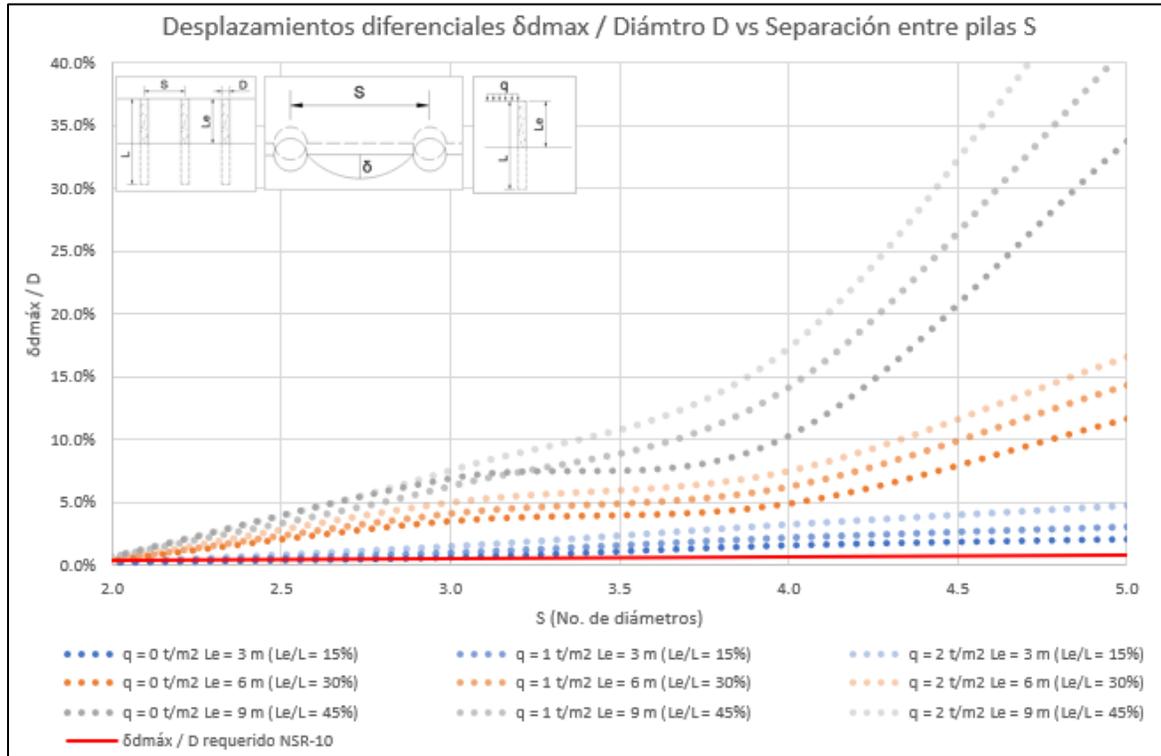
$$(\delta_{dmax}/D = \frac{S/2}{300}).$$

Figura 6-23: Variación de la relación entre desplazamientos máximos δ_{tmax} y el diámetro D, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-24: Variación de Desplazamientos diferenciales $\delta_{dm\acute{a}x}$ para el escenario sin nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que, para el escenario sin sobrecarga, las estructuras con longitudes libres de 3 m y 6 m, y para todas las separaciones evaluadas, deformaciones respecto del diámetro menores del 18.8 %, por lo que cumpliría con la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010) en cuanto a deformaciones totales permisibles. No obstante, para una longitud libre de 9 m, se observa que se presentan deformaciones respecto del diámetro menores del 18.8 % para separaciones menores de 2.3 veces el diámetro. Y, en cuanto a desplazamientos diferenciales, se observa que solamente para una longitud libre de 3 m y separaciones menores de 3 veces el diámetro, cumplirían con la restricción dada por la NSR-10 (Minvivienda, 2010).

Para el escenario con sobrecarga de 1 t/m^2 , se evidencia que en general los desplazamientos en todos los casos se incrementan a comparación del escenario sin

sobrecarga. Por lo anterior, se observa que, para una longitud libre de 9 m, no se cumpliría con la NSR-10 (Minvivienda, 2010) para las separaciones evaluadas, debido a que sus deformaciones totales son mayores del 20 %. Para una longitud libre de 6 m, se observa que con separaciones menores de 4.8 veces el diámetro cumplirían con la NSR-10 (Minvivienda, 2010) ya que tendrían deformaciones totales menores del 18.8 %. Y para una longitud libre de 3 m, se observa que, para todo el rango evaluado de separaciones, se presentan deformaciones totales menores del 18.8 %, cumpliendo así con la normativa colombiana. En cuanto a desplazamientos diferenciales, se observa que solamente la estructura con una longitud libre de 3 m y una separación menor de 2.0 veces el diámetro cumpliría con la NSR-10 (Minvivienda, 2010).

Para el escenario con sobrecarga de 2 t/m^2 , se observa que para una longitud libre de 9 m y para el rango de separaciones evaluada, no se cumpliría con la NSR-10 (Minvivienda, 2010) ya que tendría deformaciones totales mayores del 18.8 %. Para una longitud libre de 6 m, se observa que para separaciones menores de 4.5 veces el diámetro, se presentarían estructuras con deformaciones totales menores del 18.8 %, cumpliendo con la normativa. Y para una longitud libre de 3 m, se observa que, para el rango evaluado de separaciones, la estructura cumpliría con la restricción de deformaciones, teniendo porcentajes menores de 6.5 %.

Y en cuanto a desplazamientos diferenciales, se observa que solamente las estructuras con una longitud libre de 3 m y con separaciones menores de 2.0 veces el diámetro cumplirían con este requisito de la NSR-10 (Minvivienda, 2010), presentando deformaciones diferenciales menores del 0.6 %

En el Anexo D.2, se presenta una muestra de las gráficas para el análisis de este criterio para los escenarios con nivel freático.

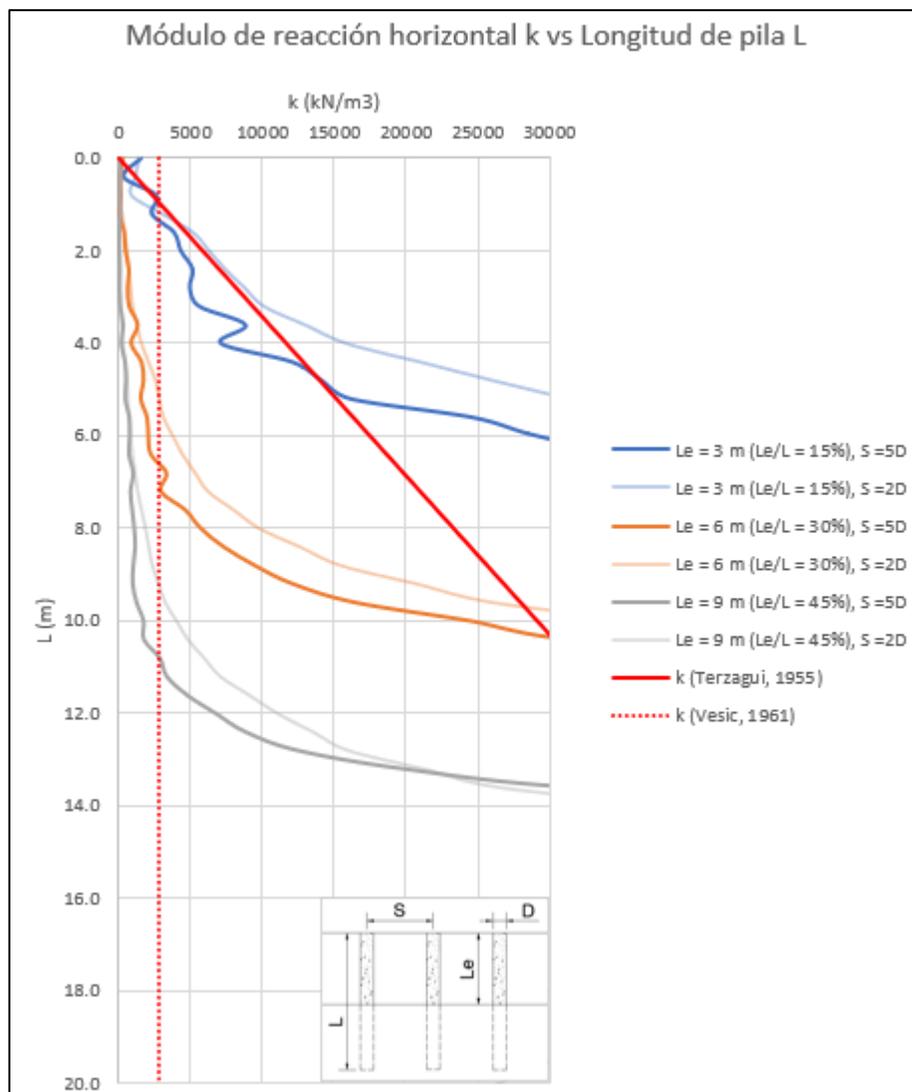
6.6 Análisis de interacción suelo estructura

En esta sección, se presentan los resultados obtenidos del análisis de interacción suelo estructura de pilas, estimando cantidades como el módulo de reacción, desplazamientos horizontales, fuerza cortante y momento flector a lo largo de la pila crítica para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.

6.6.1 Estimación de módulos de reacción horizontal de la subrasante

En la Figura 6-25, se presentan las curvas de interacción suelo estructura, traducidos en módulos de reacción de la subrasante horizontal k para las pilas, respecto a la longitud de la pila para espaciamientos de 5 veces el diámetro y 2 veces el diámetro.

Figura 6-25: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y separaciones de 5 y 2 veces el diámetro.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos de módulos de reacción horizontal de la subrasante, se evidencia que empleando el modelo de Winkler (1867), el módulo de reacción aumenta con tendencia lineal a lo largo de la longitud libre L_e , y exponencialmente en la longitud empotrada de la pila.

También se observa que, para una separación de 5 veces el diámetro, longitudes libres L_e de 3 m, 6 m y 9 m, después de 6 m, 10 m y 14 m de profundidad aproximadamente respectivamente, los valores de módulos de reacción son mayores de 30000 kN/m³; por lo que puede considerarse después de esa profundidad una condición rígida, es decir, con desplazamientos despreciables.

Por otro lado, se observa que la separación tiene influencia en los valores de módulos de reacción. Cuando se disminuye la separación entre elementos, el módulo de reacción horizontal tiende a aumentar, lo cual equivale al aumento de rigidez de la estructura.

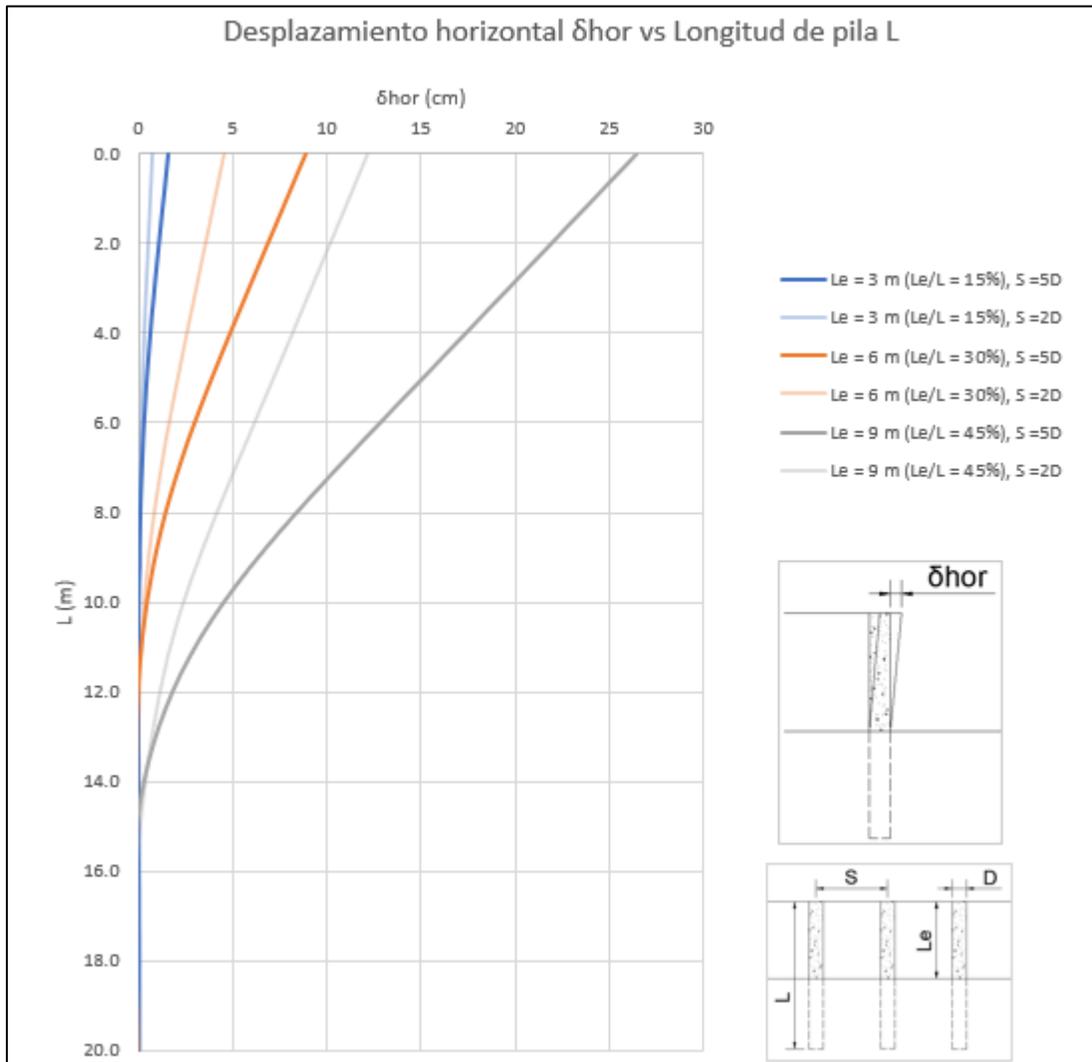
Finalmente, al comparar con los resultados dados por los modelos empleados por Terzagui (1955) y Vesic (1961), se concluye que no presentan alguna similitud entre las metodologías, por lo que es importante tener en cuenta los resultados obtenidos por modelación numérica en elementos finitos, dando estos como insumo para un diseño estructural adecuado. En el Anexo D.3.1, se presenta el análisis de módulos de reacción horizontal para una muestra de varios escenarios y en el Anexo E.4, se presenta una muestra de tabla de resultados de módulos de reacción para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y con una separación de 5 veces el diámetro.

6.6.2 Generación de curvas de momento flector, fuerza cortante y deflexiones de pilas escenario sin nivel freático

- **Deflexión horizontal de las pilas.**

En la Figura 6-26, se presentan las curvas de deflexión horizontal respecto a la longitud de la pila para espaciamientos de 5 veces el diámetro y 2 veces el diámetro.

Figura 6-26: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que a medida que aumenta la longitud libre L_e , se presentan mayores desplazamientos en la pila como tal. Para este caso, se observan desplazamientos mínimos de hasta 2 cm y desplazamientos máximos de 26 cm, localizados en el cabezal de los elementos. También, es apreciable que la separación entre elementos puede reducir de 5 veces el diámetro a 2 veces el diámetro,

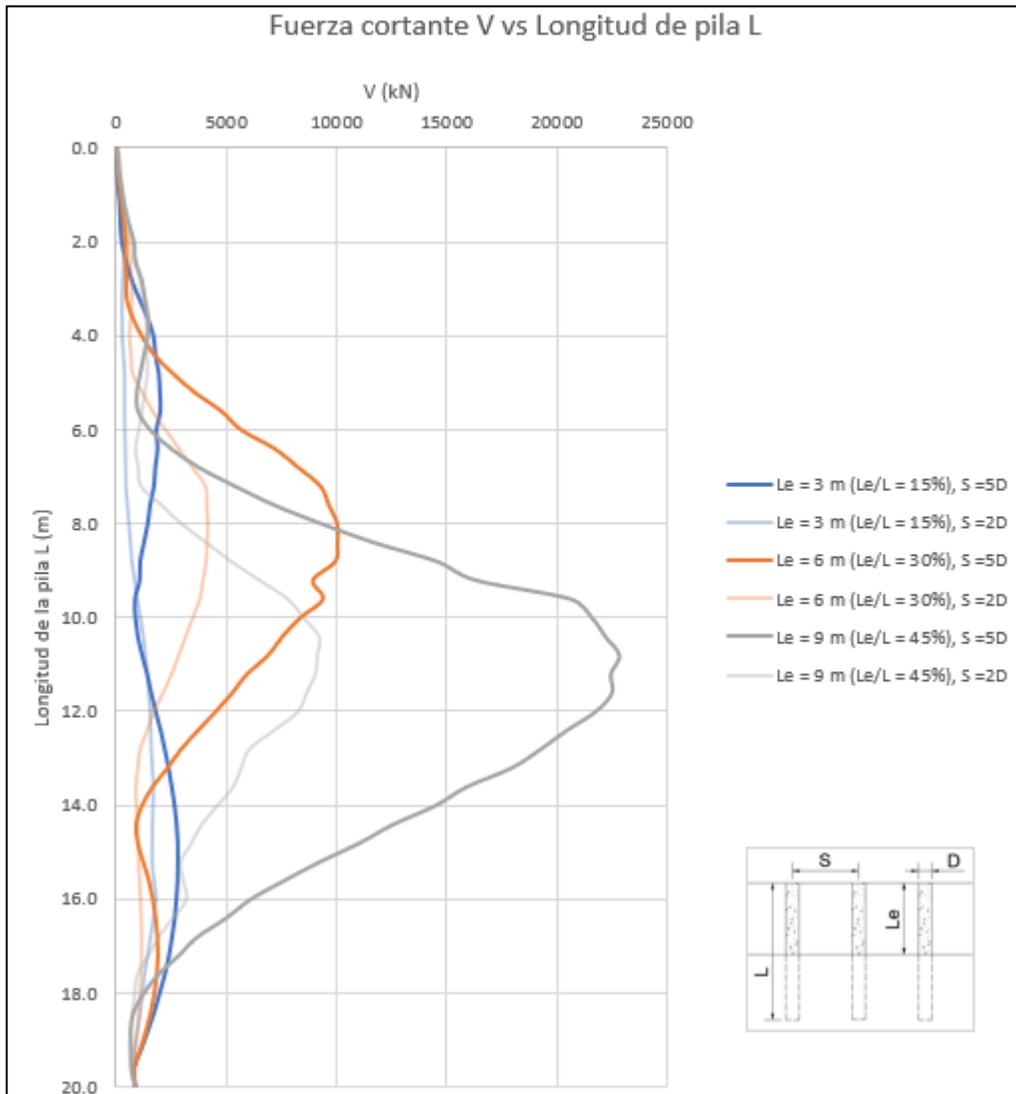
de forma notable los desplazamientos horizontales (de 26 cm a 12 cm, es decir, una reducción de más del 54 %) para una longitud libre de hasta el 45% de la pila ($L_e = 9$ m).

Adicionalmente, se observa que, para una longitud libre de 3 m y 6 m, se presentan desplazamientos nulos después de 6 m de pila y 12 m de pila (longitud de empotramiento igual a la longitud libre), respectivamente; por lo que puede considerarse la reducción del empotramiento hasta dicha profundidad, con el fin de reducir cantidades de obra, y por tanto costos de ejecución. En el Anexo E.3.2, se presenta una muestra del análisis de deflexión horizontal para varios escenarios.

- **Fuerza cortante de las pilas.**

En la Figura 6-27, se presentan las curvas del valor absoluto de la fuerza cortante respecto a la longitud de la pila para espaciamientos de 5 veces el diámetro y 2 veces el diámetro.

Figura 6-27: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos de fuerza cortante, se observa que para una longitud libre 3 m se presentan picos de fuerza cortante a 5 m de profundidad y a 15.7 m aproximadamente, por lo cual, es necesario considerar el reforzamiento transversal del elemento en esta zona. También se observa que a medida que la longitud libre L_e aumenta, los valores máximos de fuerza cortante se concentran en la zona cercana al

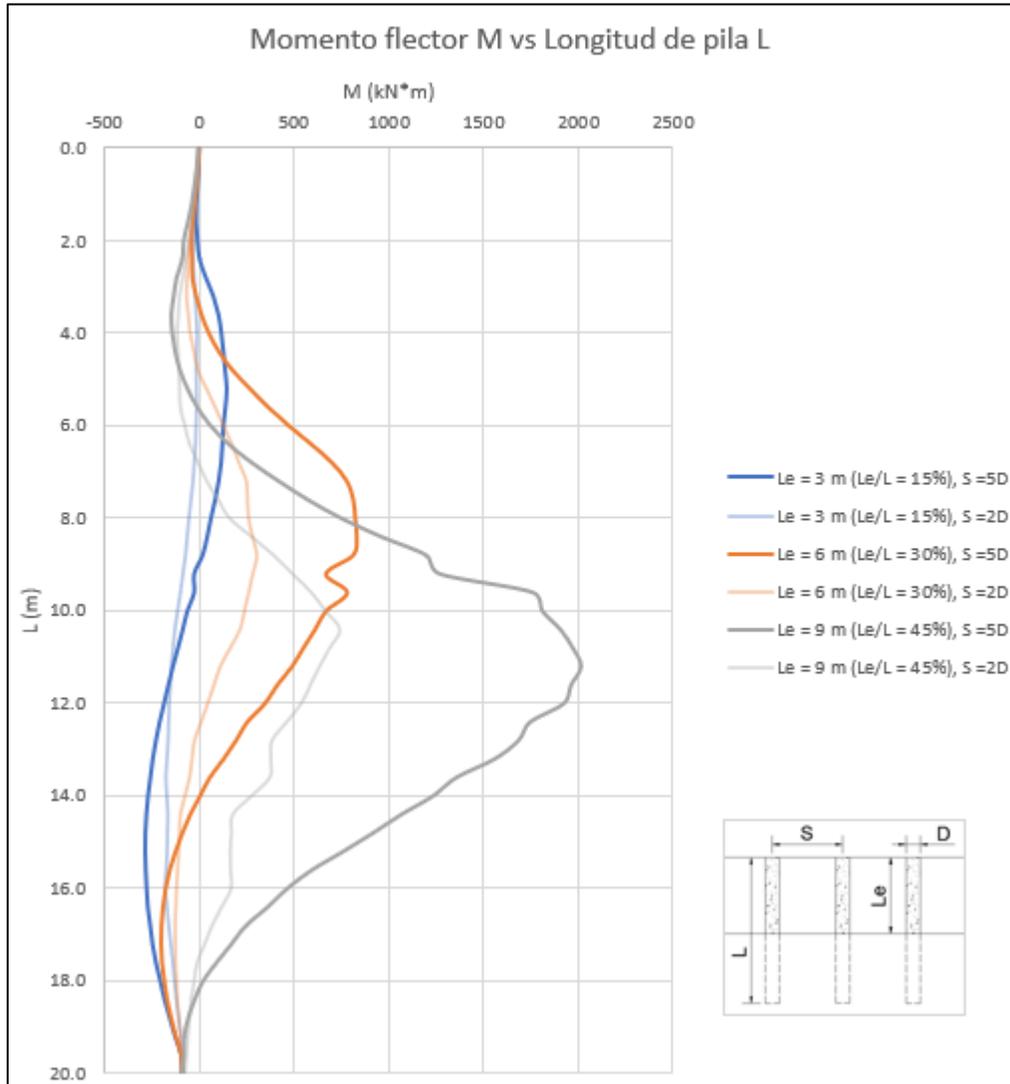
empotramiento, mostrando que esta zona es la más crítica a nivel estructural. Para una longitud libre de 6 m, se observa que hay un incremento de la fuerza cortante de al menos 10.000 kN, a una profundidad de 9 m aproximadamente; y para una longitud libre de 9 m, se vuelve a incrementar la magnitud de la fuerza cortante hasta 23.000 kN aproximadamente, a una profundidad de 11.0 m.

Es importante destacar que el efecto de la separación entre elementos de pila hace que se reduzca la magnitud de la fuerza cortante en más del 50 %, por lo que es posible emplear espaciamientos menores para la reducción del refuerzo de acero transversal en la zona de empotramiento. En el Anexo D.3.3, se presenta el análisis de fuerza cortante para una muestra de varios escenarios.

- **Momento flector de las pilas.**

En la Figura 6-28, se presentan las curvas del momento flector de las pilas.

Figura 6-28: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos de momento flector se observa que, para una longitud libre de 3 m, se presentan picos de esta cantidad a 5 m y a 15 m de profundidad aproximadamente, por lo cual, es necesario considerar el reforzamiento longitudinal del elemento en esta zona, considerando que los momentos máximos en dicha zona son de tensión. También se observa que a medida que la longitud libre Le aumenta, los valores

máximos de momento flector se concentran a 8.4 m y 11.2 m para una longitud libre de 6 m (760 kN*m) y 9 m (2000 kN*m), respectivamente. Adicionalmente, la reducción de la separación de los elementos hace que disminuyan las magnitudes del momento flector, hasta en un 62.5 % (para una longitud libre L_e de 9 m).

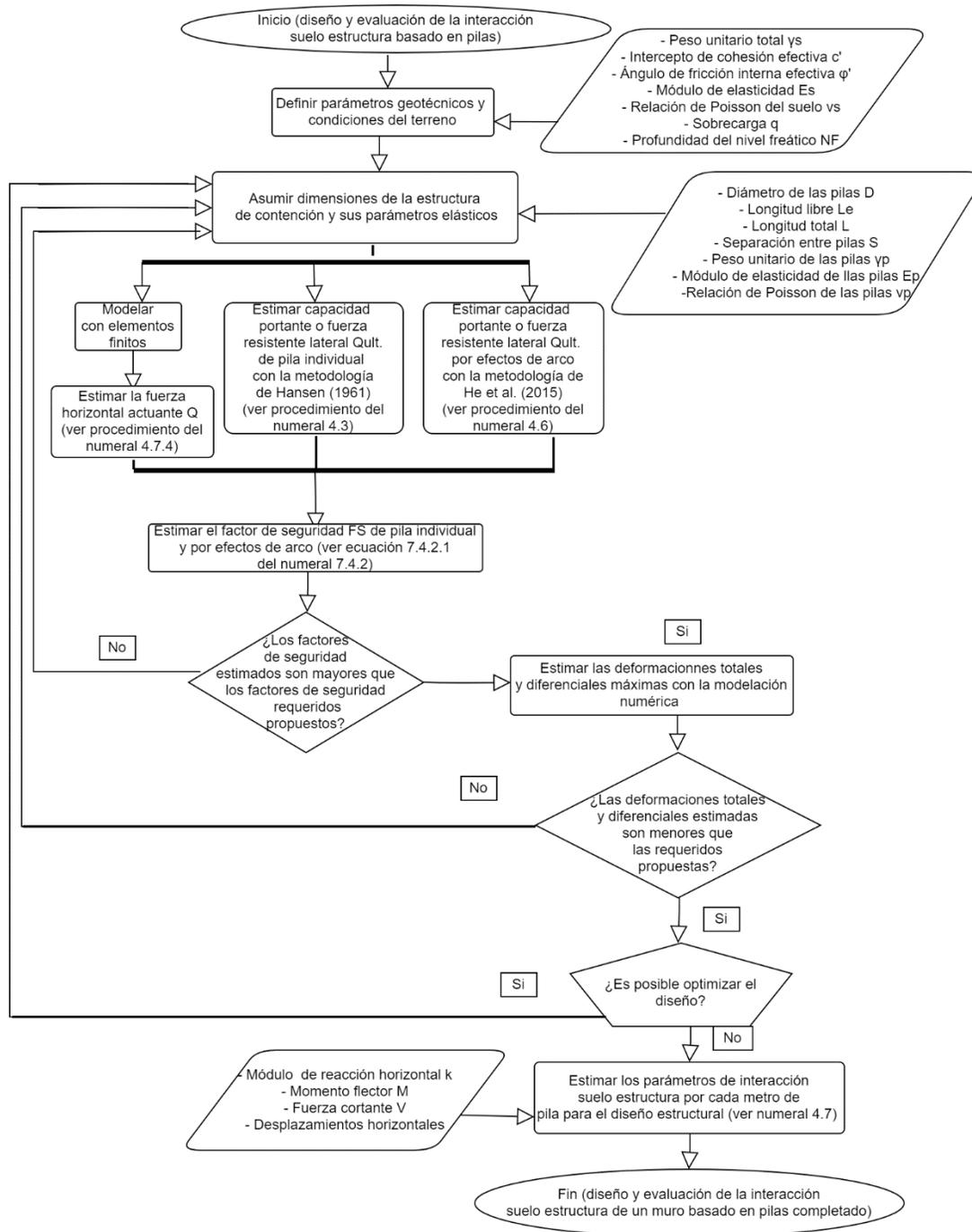
En el Anexo D.3.4, se presenta el análisis de fuerza cortante para una muestra de varios escenarios.

6.7 Propuestas para diseño de estructuras de contención basada en pilas

6.7.1 Propuesta para el método de diseño

Con base en el análisis realizado, se propone una metodología de diseño de estructuras de contención basada en pilas teniendo en cuenta la evaluación de los criterios de estabilidad y funcionalidad, la cual se muestra en la Figura 6-29.

Figura 6-29: Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de estructura basada en pilas.



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la Figura 6-29, para el diseño de estructuras de contención basados en pilas, en primer lugar, se deben definir los parámetros geomecánicos y las condiciones del terreno de la zona donde se pretende proyectar la estructura. Lo anterior debe incluir la sobrecarga del suelo retenido y las condiciones de nivel freático.

En segundo lugar, se debe dimensionar la estructura de contención, lo cual implica la definición de variables iniciales como las dimensiones de las pilas (longitud total y diámetro), la separación entre elementos estructurales, la relación entre la longitud libre y la longitud total de las pilas, y los parámetros elásticos del material la estructura.

En tercer lugar, se debe modelar la estructura asumido con un programa de elementos finitos, para la estimación la fuerza actuante máxima con base en las ecuaciones elásticas de la viga (F. Beer & Jhonston, 2010) (ver numeral 4.7.4). Y, además, se debe estimar la capacidad portante o fuerza resistente Q_{ult} . como pila individual y en grupo con la metodología de Hansen (1961) y He et al. (2015), respectivamente.

En cuarto lugar, se estima el factor de seguridad FS para la condición de pilote individual y en grupo, dividiendo la fuerza resistente Q_{ult} . sobre la fuerza actuante Q . Si este cociente es mayor al factor de seguridad mínimo dado por la normativa, se cumple con el criterio de estabilidad y se procede a evaluar el criterio de funcionalidad. De lo contrario, se debe volver a asumir las dimensiones de la estructura de contención.

Una vez que se cumple el criterio de estabilidad, se procede a evaluar el criterio de funcionalidad o deformabilidad. Para llevar a cabo esto, se deben estimar las deformaciones totales y diferenciales la estructura con base en los resultados obtenidos en la modelación numérica. Si estas deformaciones son menores que las requeridas por la normativa, se cumple con el criterio de funcionalidad y se procede a evaluar la interacción del suelo sobre la estructura de contención. De lo contrario, se vuelven a asumir otras dimensiones y se debe evaluar el criterio de estabilidad y funcionalidad hasta que cumplan con los requerimientos normativos de diseño. Una vez que se cumpla con el criterio de funcionalidad, se debe evaluar si es posible optimizar el diseño mediante la reducción de la longitud empotrada o incremento de la separación entre pilas.

Finalmente, se evalúa la interacción suelo estructura, estimando los módulos de reacción horizontal de las pilas con el modelo de Winkler (1867) y los desplazamientos horizontales,

momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de la pila, con base en las ecuaciones elásticas de la viga (F. Beer & Jhonston, 2010) (ver numeral 4.7.4). Lo anterior, con el fin de brindar los insumos necesarios para el diseño estructural de los elementos de pilas.

Es importante tener en cuenta la influencia del nivel freático, ya que, al observar los resultados obtenidos de estos (Ver anexos), se evidencia que, a mayores niveles freáticos, menor será la capacidad portante lateral tanto individual como en grupo, generando una disminución de los factores de seguridad. Por tanto, es necesario generar recomendaciones asociadas al drenaje del agua al momento de proyectar estas estructuras de contención. Adicionalmente, de acuerdo con los resultados obtenidos en la modelación con nivel freático, se observa que al efectuar excavaciones con relaciones L_e/L mayores del 45 %, se presenta divergencia en el modelo, por lo que para el diseño, no se recomiendan excavaciones mayores a dicha relación.

6.7.2 Propuesta a nivel de normativa

De acuerdo con los análisis realizados en cuanto a los criterios de estabilidad, funcionalidad e interacción suelo estructura, se evidencia que existen limitaciones no solo a nivel normativo en cuanto al diseño de estas estructuras, sino también a nivel metodológico. Por lo anterior, se propone lo siguiente:

A nivel metodológico, se propone la inclusión de análisis de capacidad portante lateral con base en el análisis individual y en la separación entre elementos, con el fin de estimar las fuerzas resistentes. Para esto, se propone el uso de metodologías como la de Hansen (1961) para el análisis de capacidad portante lateral de pilas individuales ya que tiene en cuenta no solo los parámetros de resistencia Mohr Coulomb (condición drenada), sino también para un modelo Tresca (condición no drenada), en el cual se considera un ángulo de fricción interna efectiva igual a cero, y el intercepto de cohesión efectiva como la resistencia al corte no drenado. Adicionalmente, es posible evaluar la incidencia de agentes externos como la sobrecarga que es aplicada en el terreno, y la presencia del nivel freático. Es importante aclarar que, para el análisis de estructuras de contención, se debe asumir una condición en la cual la carga portante se localiza a un tercio de la altura libre del elemento, para la estimación de esta cantidad.

Para el análisis de la separación entre pilas, se propone el uso de la metodología propuesta por He et al. (2015), el cual estima la carga a lo largo del elemento a la que se presenta la falla del suelo por efectos de arco. Esta propuesta de estimación emplea los parámetros geomecánicos del suelo considerando un criterio de falla Mohr Coulomb (condición drenada) y Tresca (condición no drenada); tiene en cuenta la altura libre que puede tener la estructura de contención, asumiéndola como la altura en la cual se presenta la condición activa de presión lateral de tierras; y, además, incluye el efecto generado por la sobrecarga dada en el suelo retenido y nivel freático.

Para la estimación de las fuerzas actuantes, se propone el uso de programas de análisis numérico de elementos finitos en tres dimensiones, como MIDAS GTS NX, ya que es de fácil manejo, brinda muchas opciones en cuanto al tipo de elemento, modelos constitutivos para el suelo y elementos estructurales, etc. Adicionalmente, es posible representar los efectos tridimensionales del problema en cuestión, y diferentes escenarios en cuanto a condiciones de borde, condiciones externas y procesos constructivos.

Por otro lado, a nivel normativo, se propone el diseño geotécnico de estructuras basadas en pilas, teniendo en cuenta los criterios de estabilidad y deformabilidad en función de factores de seguridad mínimos y restricción de deformaciones permisibles, respectivamente. En cuanto al criterio de estabilidad, se proponen factores de seguridad mínimos de 1.2 (o coeficiente de reducción de 0.83), tanto para la resistencia de la pila individual, como para la resistencia por efecto de arco debido la separación entre elementos. Es necesario que estos valores sean considerados para un escenario estático y con nivel freático.

En cuanto al criterio de funcionalidad, se propone la restricción de deformaciones totales máximas δ_{tmax}/D del 10 % y desplazamientos diferenciales $(\frac{S}{D})/50$, donde S es la separación entre ejes de pilas y D es el diámetro de la pila. Es importante mencionar que, este criterio dominaría el diseño de las estructuras, especialmente cuando la relación entre la longitud libre y la longitud total de la pila es mayor al 30 %.

En cuanto a los insumos para el diseño estructural, se propone la inclusión de curvas asociadas a la interacción suelo estructuras, con base en el modelo de Winkler (1867) y los resultados obtenidos de esfuerzos del suelo en la modelación numérica por elementos

finitos, ya que con esto es posible estimar los módulos de reacción de la subrasante en cualquier etapa de modelación a lo largo de la pila. Adicionalmente, se propone la construcción de curvas de desplazamiento, fuerza cortante y momento flector de las pilas, mediante el uso de los resultados de esfuerzos de las pilas en la modelación y las ecuaciones elásticas de la viga (F. Beer & Jhonston, 2010), mostradas en el capítulo 4.9.

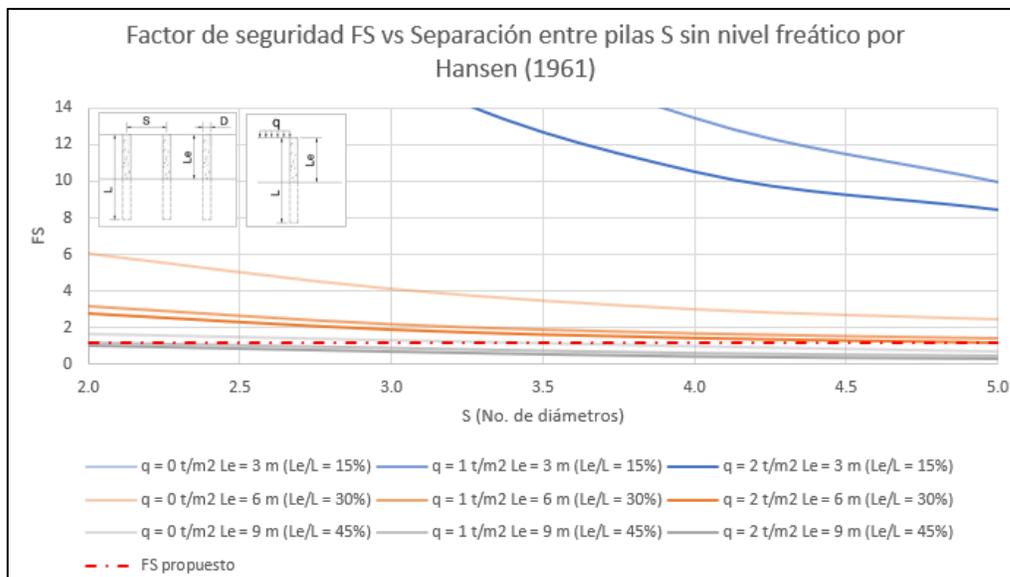
En la Tabla 6-1 se presentan los requerimientos para el diseño de estructuras basadas en pilas y de la Figura 6-30 a la Figura 6-33 se presenta la comparación de los resultados obtenidos de factores de seguridad y desplazamientos máximos totales y diferenciales con respecto a los requisitos propuestos para el escenario sin nivel freático.

Tabla 6-1: Requerimientos normativos propuestas para la evaluación del criterio de estabilidad y deformabilidad.

Factor de seguridad mínimo FS	Deformación total δ_{tmax}/D (%)	Deformación diferencial δ_{dmax}/d (%)
1.2	10	$(\frac{S}{D})/50$

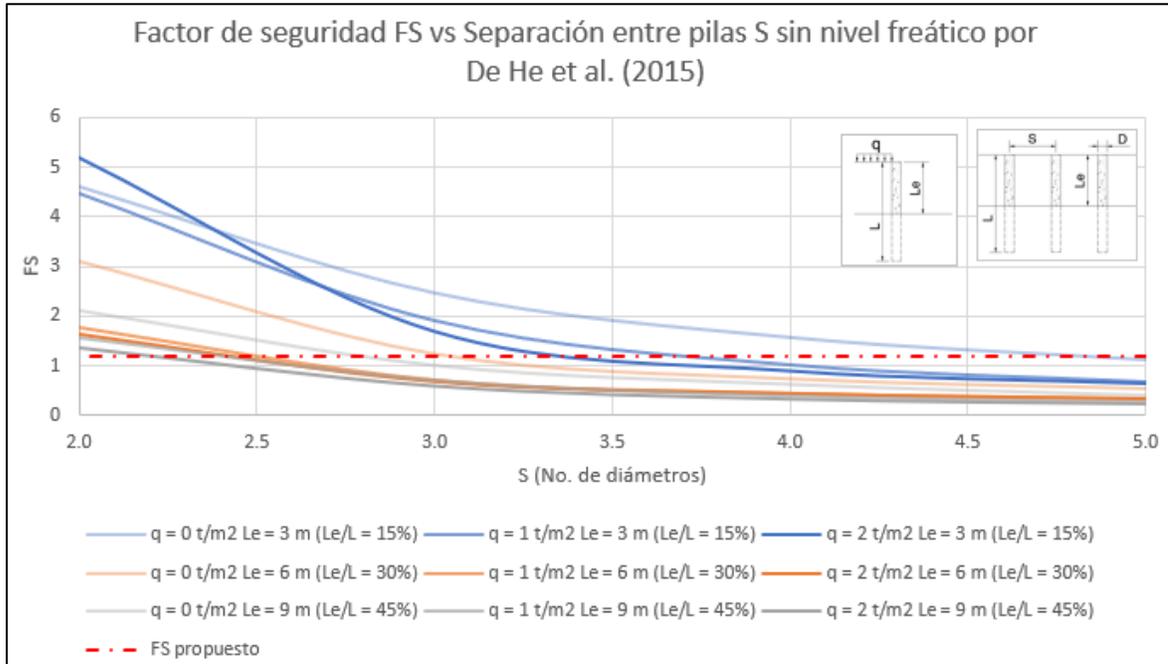
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-30: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de Hansen (1961) sin nivel freático para todos os escenarios evaluados de sobrecarga q.



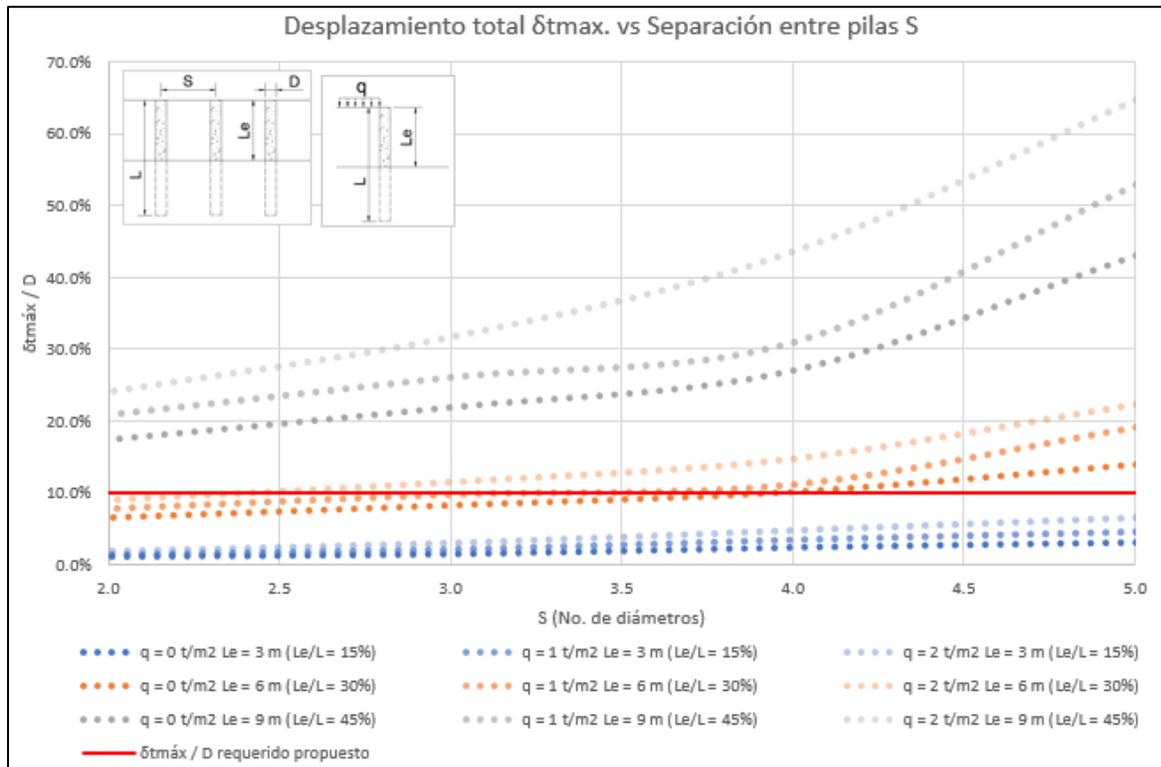
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-31: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de He et al. (2015) sin nivel freático para todos os escenarios evaluados de sobrecarga q .



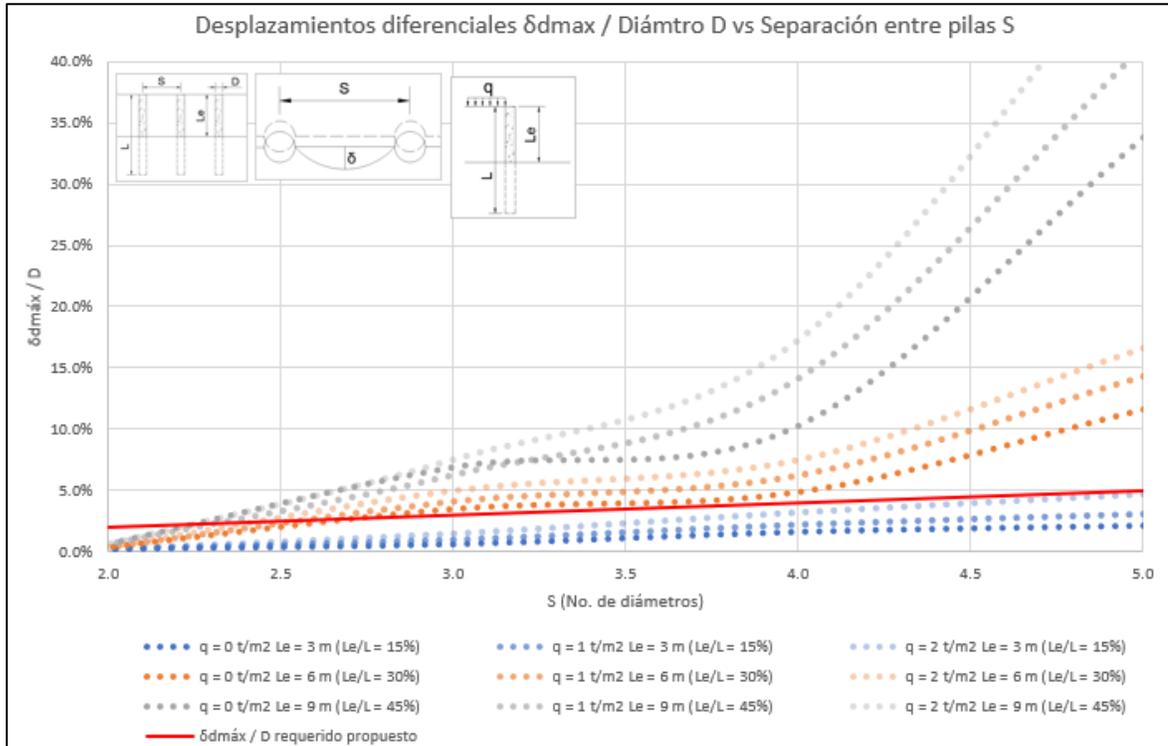
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-32: Variación de Desplazamientos máximos δ_{tmax} respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático (con restricción propuesta) para todos los escenarios evaluados de sobrecarga q .



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-33: Variación de Desplazamientos diferenciales $\delta_{d\max}$ para el escenario sin nivel freático (con restricción propuesta) para todos os escenarios evaluados de sobrecarga q .



Fuente: Elaboración propia.

Al evaluar el criterio de estabilidad de pila individual (ver Figura 6-30), se observa que para, para todas las separaciones evaluada, para los escenarios sin y con sobrecarga q y longitudes libres L_e de 3 m y 6 m presentan factores de seguridad mayores de 8.43 y 1.21, respectivamente, cumpliendo con este criterio. Sin embargo, para una longitud libre L_e de 9 m y en el rango entre 2 a 5 veces el diámetro de separación se presentan factores de seguridad menores de 1.2, por lo que no cumpliría con el requisito propuesto.

Por otro lado, en cuanto al criterio de estabilidad para la definición de la separación entre pilas (ver Figura 6-31), se observa que para una longitud libre L_e de 3 m, se presentan factores de seguridad mayores de 1.2 para separaciones menores de 4.6, 3.6 y 3.3 veces el diámetro para sobrecargas de 0 t/m², 1 t/m² y 2 t/m², respectivamente. Para una longitud libre de 6 m, se presentan factores de seguridad mayores de 1.2 con separaciones

menores de 3.0, 2.4, y 2.3 veces el diámetro para sobrecargas de 0 t/m², 1 t/m² y 2 t/m², respectivamente.

En cuanto al criterio de deformabilidad con base en desplazamientos máximos totales (ver Figura 6-32), se observa que, para una longitud libre de 3 m, en todo el rango de separaciones evaluadas y para todos los escenarios de sobrecarga, se presentan deformaciones totales menores del 10 %, cumpliendo con la restricción propuesta. No obstante, para una longitud libre de 6 m, se evidencia que para separaciones menores de 3.9, 3.0 y 2.5 veces el diámetro para sobrecargas de 0 t/m², 1 t/m² y 2 t/m², respectivamente, se presentan deformaciones totales menores del 10 %.

Y en términos de deformaciones diferenciales (ver Figura 6-33), se observa que longitud libre de 3 m, en todo el rango de separaciones evaluadas y para todos los escenarios de sobrecarga, se presentan deformaciones diferenciales menores de los propuestos. Sin embargo, para longitudes libres de 6 m, se evidencia que para separaciones menores de 2.6, 2.4 y 2.3 veces el diámetro para sobrecargas de 0 t/m², 1 t/m² y 2 t/m², respectivamente, se presentan desplazamientos diferenciales menores de los propuestos. En la Tabla 6-2, se presentan los escenarios donde se cumplen los requisitos propuestos.

Tabla 6-2: Escenarios que cumplen con los requisitos propuestos para una condición sin nivel freático.

Relación entre Longitud libre Le y Longitud total L (%)	Sobrecarga q (t/m ²)	Separaciones que cumplen con los criterios propuestos	Criterio que gobierna el diseño
15 (Le = 3 m)	0	Menores de 4.6 veces el diámetro	Estabilidad por separación entre pilas
	1	Menores de 3.6 veces el diámetro	
	2	Menores de 3.3 veces el diámetro	
30 (Le = 6 m)	0	Menores de 2.6 veces el diámetro	Funcionalidad por deformaciones diferenciales
	1	Menores de 2.4 veces el diámetro	
	2	Menores de 2.3 veces el diámetro	

Fuente: Elaboración propia.

En el Anexo D.4, se presenta este análisis para las condiciones con nivel freático.

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1 Conclusiones

7.1.1 Conclusiones generales

Para el diseño de estructuras de contención basadas en pilas, es necesario cumplir con los criterios de estabilidad y de funcionalidad, evaluando de forma integral el elemento individualmente y en grupo, teniendo en cuenta la mayor cantidad de variables posibles dentro del problema, especialmente la relación entre la longitud libre y la longitud total de la pila L_e/L , y la separación entre elementos S .

En general, se observa que tanto las reacciones (fuerza cortante y momento flector) como los efectos de las reacciones (desplazamientos del suelo y las pilas) disminuyen considerablemente cuando se reduce la relación entre la longitud libre y la longitud total de la pila L_e/L y la separación entre pilas S . Lo anterior muestra que es importante la evaluación de modelos tridimensionales (en este caso, modelos de elementos finitos) con el fin de obtener las solicitaciones necesarias para cumplir con los criterios de estabilidad y deformabilidad, y determinar por parte del diseñador estructural las cantidades de refuerzo necesarios para las pilas.

7.1.2 Conclusiones a nivel metodológico

Se concluye que para asegurar la estabilidad no solo como elemento individual sino como grupo de estos, se debe estimar la resistencia del elemento individual y la carga transmitida a la cual se podría presentar a falla por efecto de arco. Lo anterior se ve reflejado como fuerzas resistentes que presenta el suelo ante la implantación de estas estructuras de contención.

Para la estimación de la fuerza resistente, se propone emplear las metodologías sugeridas en el capítulo 7.4, que son las de Hansen (1961) y la de He et al. (2015). Estas dos metodologías tienen la ventaja de estimar la capacidad portante lateral, teniendo en cuenta las propiedades geomecánicas del suelo y geométricas de las pilas, las condiciones externas como la influencia de sobrecarga en el suelo retenido y el nivel freático, ya que este segundo factor puede reducir de forma considerable (de más del 50 %) la fuerza resistente. Lo anterior muestra que es necesario implementar obras de drenaje con el fin de reducir el nivel freático

Por otro lado, se deben calcular las fuerzas actuantes que pueden presentarse en la estructura, mediante el uso del análisis por elementos finitos en tres dimensiones, ya que esta herramienta puede simular la influencia de diferentes variables como la tridimensionalidad del problema, parámetros geomecánicos y geométricos de la estructura de contención, agentes externos, etc.

Para la evaluación del criterio de estabilidad, se puede recurrir al análisis por medio de factores de seguridad para la condición de pila individual y como grupo, mediante el cociente entre fuerzas resistentes y actuantes. Y para el criterio de funcionalidad, es posible evaluar las deformaciones totales y diferenciales de la estructura.

7.1.3 Conclusiones a nivel normativo

A nivel normativo, se concluye que se debe implementar lineamientos y restricciones en términos de estabilidad y deformabilidad, tanto para la definición de la longitud libre como de la separación entre elementos de la estructura de contención. Lo anterior se propone debido a que la normativa actual colombiana no brinda criterios claros para el diseño de estas estructuras, especialmente en la estimación de la separación entre pilas y deformaciones de la estructura.

Por lo anterior, se propuso generar restricciones en cuanto a la estabilidad y deformabilidad de la estructura, mediante la definición de un factor de seguridad mínimo de 1.2 (o un coeficiente de reducción de 0.83), una deformación total máxima δ_{tmax}/D del 10 %, y una deformación diferencial δ_{dmax}/D de $(\frac{S}{D})/50$, donde S es la separación y D el diámetro de la pila.

Con lo anterior, se subsanaría el diseño de esta estructura ya que, fue posible determinar las dimensiones de las pilas (especialmente la separación y la relación de longitud libre y longitud total de la pila) en las cuales se cumplen los requerimientos de los criterios de estabilidad y funcionalidad. Adicionalmente, debido a que la presencia del nivel freático incide notablemente en la capacidad portante lateral de la estructura, se deben proyectar obras de drenaje con el fin de reducir el nivel freático.

7.1.4 Conclusiones en cuanto a la interacción suelo estructura

En cuanto a la interacción suelo estructura, es necesario evaluar su comportamiento en términos de módulos de reacción horizontal de la subrasante, con el fin de proveer el insumo necesario para el diseño estructural de los elementos de pila. Al evaluar esto mediante elementos finitos en tres dimensiones, se observó que la separación tiene influencia en la magnitud del módulo de reacción, ya que a medida que se reduce la separación entre elementos, el valor de los módulos tiende a aumentar debido a que aumenta su rigidez.

Por otro lado, es posible generar curvas de desplazamiento, fuerza cortante y momento flector de las pilas, considerando la influencia de la longitud libre y el espaciamiento entre elementos. Lo anterior se evidencia en que estas cantidades tienden a disminuir su magnitud a medida que se reduce el espaciamiento y la relación de longitud libre y longitud total de la pila, por lo que generaría un diseño más acorde y óptimo en cuanto al reforzamiento de las pilas en concreto reforzado.

7.2 Recomendaciones

Para el caso de esta investigación, se evaluaron algunas características principales de las estructuras de contención basadas en pilas, especialmente las propiedades geométricas como la longitud del elemento y su separación, variando una condición externa asociada a la sobrecarga que se podría presentar sobre el suelo retenido y nivel freático.

Sin embargo, como existen muchas variables que pueden intervenir en el comportamiento de este tipo de estructuras, es recomendable evaluar otras características a nivel intrínseco como las debidas a agentes externos. A nivel intrínseco, se recomienda evaluar la estructura, variando no solo los parámetros de resistencia y deformabilidad, sino también

los modelos constitutivos que ofrece el programa de elementos finitos, incluyendo diferentes estratigrafías. En cuanto a agentes externos, se recomienda evaluar condiciones asociadas a variabilidad del terreno y sismicidad.

Como recomendación final, se puede generar investigaciones futuras con modelos numéricos en elementos finitos en tres dimensiones, asociándose una topografía definida en campo simulando una condición real; ya que la investigación realizada se centró en la evaluación teórica del comportamiento de estas estructuras. Esto con el fin de poder definir criterios de diseño con mayor exactitud para generar obras con un mejor comportamiento, y tal vez, optimizando cantidades de obra como excavaciones, volúmenes de concreto reforzado y material de acero. Adicionalmente, es necesario generar modelos probabilísticos con el fin de validar la propuesta normativa, teniendo en cuenta que los coeficientes de reducción para la norma CCP-14 (INVIAS, 2014) son producto de este tipo de análisis.

8. Bibliografía

- AASHTO. (2014). Bridge Design Specifications (LRFD). In *Chemistry &* (Vol. 6).
- Beer, F., & Jhonston, R. (2010). *MECÁNICA DE MATERIALES* (McGrawHill (ed.); Quinta edi). https://doi.org/10.1007/978-94-024-1771-5_7
- Broms, B. B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(3), 123–156. <https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0002132>
- Chen, G., Zou, L., Wang, Q., & Zhang, G. (2020). Pile-Spacing Calculation of Anti-Slide Pile Based on Soil Arching Effect. *Advances in Civil Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/7149379>
- De Beer, E., & Carpentier, R. (1977). Discussion of “Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles.” In *Soils and Foundations* (pp. 68–82).
- Estudios Técnicos Y Construcciones S.A.S. (2022). *DISEÑO DETALLADO SISTEMA DRENAJE PLUVIAL ÁREA AFERENTE VALLADO LA MAGDALENA, COLECTOR AVENIDA CALLE 170, RENOVACIÓN CANAL AMÉRICAS Y RECUPERACIÓN TALUD IZQUIERDO RIO TUNJUELO.*
- Handy, R. (1987). The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(3), 269–271. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113:3\(269\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:3(269))
- Hansen, J. B. (1961). The Ultimate design of piles against transversal loads. *Geoteknisk Institut (Danish Geotechnical Institute)*, 12, 16. www.geo.dk
- He, Y., Hazarika, H., Yasufuku, N., Teng, J., Jiang, Z., & Han, Z. (2015). Estimation of lateral force acting on piles to stabilize landslides. *Natural Hazards*, 79(3), 1981–2003.

<https://doi.org/10.1007/s11069-015-1942-0>

Hosseinian, S., & Seifabad, M. C. (2013). Optimization the Distance between Piles in Supporting Structure Using Soil Arching Effect. *Ojceu.Ir*, 3(6), 386–391.

INVIAS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14. In *Norma técnica* (Vol. 1). <https://www.invias.gov.co/>

Ito, T., & Matsui, T. (1975). Methods to estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Pile. In *Soil and Foundations* (pp. 45–59).

Keawsawasvong, S., & Ukritchon, B. (2017). Undrained limiting pressure behind soil gaps in contiguous pile walls. In *Computers and Geotechnics* (Vol. 83, pp. 152–158). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.11.007>

Midasoft. (2019). *Manual de MIDAS GTS NX* (No. 2019). <https://www.midasoft.com/es/latinoamerica/productos/ingenieriageotecnica/midasgtsnx>

Minvivienda. (2010). *Norma de Sismo Resistencia NSR-10*. <https://minvivienda.gov.co/system/files/consultasp/decreto-modificacion-nsr-10.pdf>

Özçelik, Ç., Aydoğdu, O., & Kılıç, H. (2012). *Behavior of Laterally Loaded Piles on Slopes*. October, 17–19.

Paik, K. H., & Salgado, R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Geotechnique*, 53(7), 643–653. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.7.643>

Potts, D., & Zdravkovic, L. (2012). Computer analysis principles in geotechnical engineering. *ICE Manual of Geotechnical Engineering, Volume 1 - Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation*, 35–57. <https://doi.org/10.1680/moge.57074.0035>

Tanseng, P., Haema, W., & Chaiyasook, W. (2015). Determination of failure mechanism of very soft clay behind L-pile wall with physical model tests. *15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New*

-
- Innovations and Sustainability*, 374–377. <https://doi.org/10.3208/jgssp.THA-04>
- Terzagui, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics* (Wiley).
- Terzagui, K. (1955). Evaluation of coefficients of Subgrade Reaction. In *Institution of Civ. Engrs.*
- UNION TEMPORAL MITIGACION TOBIA. (2021). *ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y CONTROL EROSIVO EN ÁREAS DE RIESGO DE LA JURISDICCIÓN CAR, SITIO 2, CENTRO POBLADO TOBIA GRANDE, TALUDES RIBEREÑOS TOBIA GRANDE, SECTOR PUENTE A QUEBRADA NEGRA, MUNICIPIOS DE MIMAIMA Y QUEBRADA NEGRA, CUNDINAMARCA.*
- Vesic, A. . (1961). *Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids*".
- Winkler. (1867). *Lehre von Elasticitaet und Festigkeit.*
- Wood, D. M. (2017). Geotechnical modelling. In *Geotechnical Modelling* (Issue April). <https://doi.org/10.1201/9781315273556>

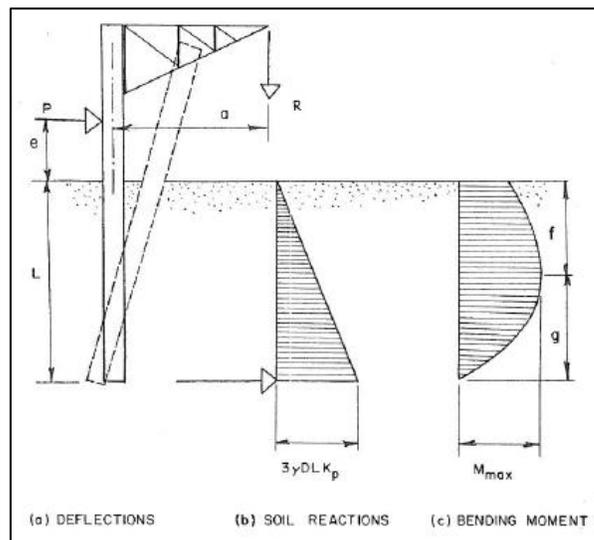
A. Anexo A: Deducción de ecuaciones dadas por las metodologías de capacidad portante lateral

A continuación, se presenta la deducción de las ecuaciones empleadas para la estimación de la capacidad portante lateral.

A.1 Metodología de Broms (1964).

Para la estimación de la capacidad portante lateral, se realizaron diferentes ensayos de laboratorio, determinando que la reacción del suelo se comporta con una distribución triangular (Broms, 1964), como se muestra en la figura A-1.

Figura A-1: Modo de falla de pilotes cortos para suelos granulares.



Fuente: (Broms, 1964).

De acuerdo con el diagrama de reacciones del suelo, al hacer equilibrio en la punta inferior de la pila, se obtiene el momento de falla M_r , en la ecuación A.1.

$$M_r = 0.5 * \gamma * D * L^3 * k_p \quad (A.1)$$

Donde:

γ : peso unitario efectivo del suelo.

D : Diámetro de la pila.

L : longitud de empotramiento de la pila

k_p : Coeficiente de presión de tierras según la formulación de Rankine (ver ecuación A.2).

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad (A.2)$$

Donde:

ϕ' : ángulo de fricción interna efectiva del suelo.

También, es posible obtener el momento actuante M_d desde la punta inferior de la pila, asumiendo la carga R igual a cero (ver ecuación A.3). Finalmente, al generar el equilibrio de momentos, igualando el momento M_d y M_r , es posible despejar la capacidad portante lateral $P_{ult.}$ o $Q_{ult.}$, como se presenta en la ecuación A.4 y A.5.

$$M_d = P_{ult.} * (e + L) \quad (A.3)$$

Donde:

e : excentricidad de la fuerza respecto al cabezal de la pila-

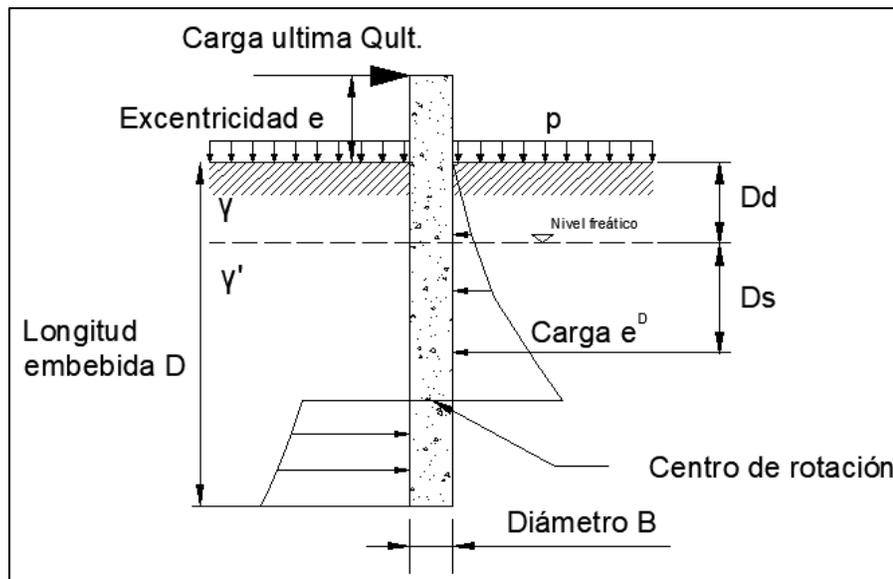
$$M_d = M_r; P_{ult.} * (e + L) = 0.5 * \gamma * D * L^3 * k_p \quad (A.4)$$

$$P_{ult.} = Q_{ult.} = \frac{0.5 * \gamma * D * L^3 * k_p}{e + L} \quad (A.5)$$

A.2 Metodología de Hansen (1961).

Para el cálculo de los coeficientes de presión de tierras debida la sobrecarga y al intercepto de cohesión, se emplean las ecuaciones de la A.6, a la A.14, sabiendo que estos fueron validados por ensayos de laboratorio realizados en materiales arenosos (Hansen, 1961) (ver Figura A-2).

Figura A-2: Esquema para el cálculo de la capacidad portante de pilas.



Fuente: Modificado de (Hansen, 1961).

$$e^D = \bar{q} * K_q^D + c' * K_c^D \quad (A.6)$$

$$\bar{q} = p + \gamma * D_d + \gamma' * D_s \quad (A.7)$$

$$K_q^D = \frac{K_q^o + K_q^\infty * a_q * \frac{D}{B}}{1 + a_q * \frac{D}{B}} \quad (A.8)$$

$$a_q = \frac{K_q^o}{K_q^\infty - K_q^o} * \frac{K_o * \text{sen } \phi'}{\text{sen} \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right)} \quad (A.9)$$

$$K_{c'}^D = \frac{K_{c'}^o + K_{c'}^\infty * a_{c'} * \frac{D}{B}}{1 + a_{c'} * \frac{D}{B}} \quad (A.10)$$

$$a_{c'} = \frac{K_{c'}^o}{K_{c'}^\infty - K_{c'}^o} * 2 * \text{sen} \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) \quad (A.11)$$

$$K_{c'}^o = e^{\left(\frac{1}{2} * \pi + \phi'\right) * \tan \phi'} * \cos \phi' * \tan \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - e^{-\left(\frac{1}{2} * \pi - \phi'\right) * \tan \phi'} * \cos \phi' * \tan \left(45^\circ - \frac{1}{2} * \phi' \right) \quad (A.12)$$

$$K_{c'}^\infty = \left(e^{\left(\frac{1}{2} * \pi + \phi'\right) * \tan \phi'} * \cos \phi' * \tan \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - 1 \right) * \cot \phi' \quad (A.13)$$

$$K_{c'}^\infty = \left(e^{\pi * \tan \phi'} * \tan^3 \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - 1 \right) * \cot \phi' * (1.58 + 4.09) * \tan^3 \phi' \quad (A.14)$$

$$K_{q'}^\infty = \left(e^{\pi * \tan \phi'} * \tan^3 \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - 1 \right) * \cot \phi' * (1.58 + 4.09 * \tan^4 \phi') * K_o * \tan \phi' \quad (A.15)$$

$$K_o = 1 - \text{sen} \phi' \quad (A.16)$$

Donde:

ϕ' : ángulo de fricción interna.

K_o : coeficiente de presión lateral de tierras en reposo.

\bar{q} : sobrecarga efectiva.

p : esfuerzo de sobrecarga por encima del terreno natural.

γ : peso unitario hasta la posición del nivel freático.

D_d : profundidad del nivel freático.

γ' : peso unitario efectivo (por debajo del nivel freático).

D_s : distancia entre el nivel freático y la resultante entre los empujes activos y pasivos.

K_q^D : coeficiente de presión de tierras de la sobrecarga.

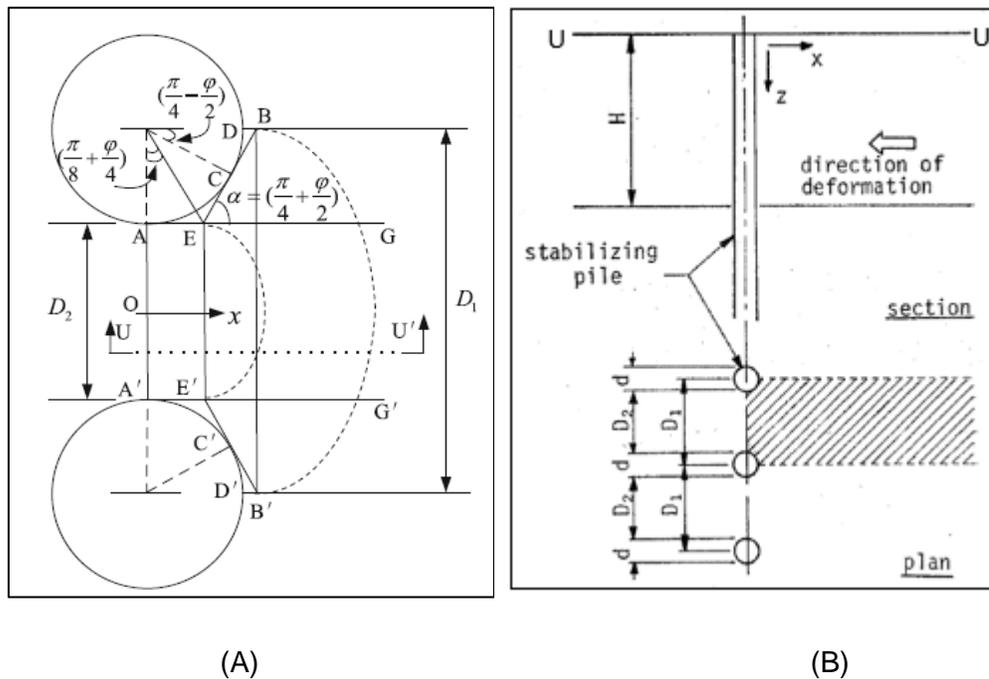
c' : intercepto de cohesión del suelo.

K_c^D : coeficiente de presión de tierras debida al intercepto de cohesión.

A.3 Metodología de Ito y Matsui (1975).

Con el fin de determinar las ecuaciones para la estimación de la capacidad portante lateral, Ito y Matsui (1975) plantearon ecuaciones con base en suposiciones como la formación de dos superficies de falla rectas (líneas AEB y A'E'B' dadas en la Figura A-3) con ángulos α , la suposición de nodo de falla Mohr – Coulomb suponiendo el suelo como sólidos plásticos, una condición plana de deformaciones en la dirección de la profundidad y pilas rígidas (Ito & Matsui, 1975).

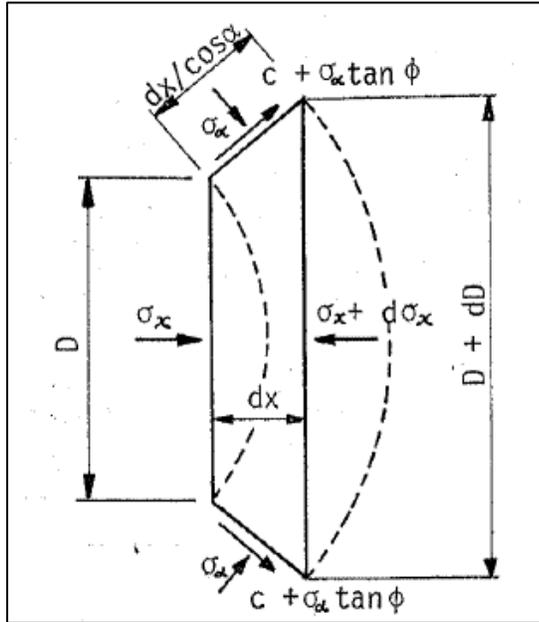
Figura A-3: Esquema del mecanismo de falla por efectos de arco (A) superficie de falla en Arco, y (B) perfil de la pila.



Fuente: Modificado de (Ito & Matsui, 1975).

En primer lugar, se asume la zona de falla EBB'E' como un elemento infinitesimalmente pequeño, como se muestra en la Figura A-4.

Figura A-3: Esquema de elemento infinitesimalmente pequeño para la superficie de falla EBB'E'.



Fuente: (Ito & Matsui, 1975).

Al hacer equilibrio de fuerzas en la dirección x, se obtiene la ecuación A.17:

$$-D * d\sigma_x - \sigma_x * dD + 2 * dx * \left(\sigma_\alpha * \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + \sigma_\alpha * \tan(\phi') + c' \right) = 0 \quad (A.17)$$

Se asume que σ_α es el esfuerzo normal aproximado al esfuerzo principal, por lo que la ecuación para este esfuerzo está en función del criterio de falla Mohr Coulomb, expresada en la ecuación A.18:

$$\sigma_\alpha = \sigma_x * N\phi + 2 * c' * \sqrt{N\phi} \quad (A.18)$$

Donde:

$$N\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$$

De acuerdo con la condición geométrica del problema, se deduce la ecuación A.19:

$$dx = \frac{d\left(\frac{D}{2}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (A.19)$$

Reemplazando la ecuación A.19, A.18 en A.17, se obtiene:

$$D * d\sigma_x = dD * \left[\left(N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1 \right) + c' * \left(2 * \tan(\phi') + 2 * N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}} \right) \right] \quad (A.20)$$

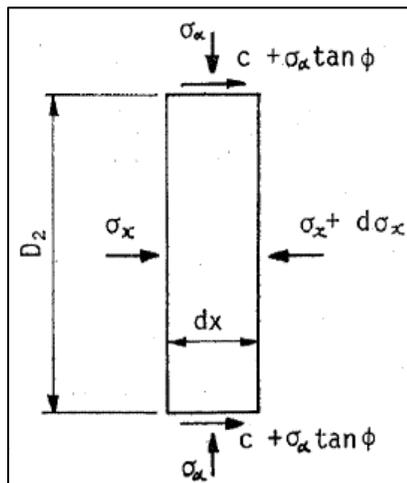
Es posible integrar la ecuación A.20, por lo que se obtendría:

$$\sigma_x = \frac{(C1 * D)^{\left(N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1 \right)} - c' * \left(2 * \tan(\phi') + 2 * N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}} \right)}{N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1} \quad (A.21)$$

Donde C1 es una constante de integración:

Luego, al hacer equilibrio de fuerzas en el elemento AEE'A' (ver Figura A-4) en dirección x, se obtiene:

Figura A-4: Esquema de elemento infinitesimalmente pequeño para la superficie de falla AEE'A'.



Fuente: (Ito & Matsui, 1975).

$$D2 * d\sigma x = 2 * (\sigma a * \tan(\phi') + c') * dx \quad (A.22)$$

Reemplazando la ecuación A.18 en A.22 e integrando, se obtiene:

$$\sigma x = \frac{C2 * \exp\left(\frac{2 * N\phi * \tan(\phi')}{D2} * x\right) - c' * \left(2 * N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + 1\right)}{N\phi * \tan(\phi')} \quad (A.23)$$

Al asumir que el esfuerzo activo actuando en el plano AA', el esfuerzo principal en el plano AA' cuando $x = 0$, es dado por la ecuación A.24:

$$\sigma x|_{x=0} = \gamma * z * N\phi^{-1} - 2 * c' * N\phi^{-\frac{1}{2}} \quad (A.24)$$

Donde:

z : es una profundidad arbitraria.

γ : es el peso unitario del suelo.

Al sustituir la ecuación A.24 en A.23, se obtiene:

$$C2 = \gamma * z * \tan(\phi') + c' \quad (A.25)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones A.25 y A.23, se puede hallar el esfuerzo σx en el plano EE', que es:

$$\begin{aligned} \sigma x|_{x=\left[\frac{D1-D2}{2}\right] * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)} &= \frac{1}{N\phi * \tan(\phi')} \\ &* \left[(\gamma * z * \tan(\phi') + c') * \exp\left(\frac{D1 - D2}{D2} * N\phi * \tan(\phi') * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - c' \right. \\ & \left. * \left(2 * N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + 1\right) \right] \quad (A.26) \end{aligned}$$

Al considerar el esfuerzo σx de la ecuación A.26 como condición de frontera en el plano EE', es posible obtener la constante C1 de la ecuación A.21 (sabiendo que $D = D2$):

$$\begin{aligned}
& (C1 * D2)^{\left(N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1\right)} \\
&= \frac{N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1}{N\phi * \tan(\phi')} \\
&* \left[(\gamma * z \tan(\phi') + c') * \exp\left(\frac{D1 - D2}{D2} * N\phi * \tan(\phi') * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - c' \right. \\
&* \left. \left(2 * N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + 1 \right) \right] + 2 * \tan(\phi') + 2 * N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}} \quad (A.27)
\end{aligned}$$

Empleando la ecuación A.27 y A.21, se obtiene que la fuerza $p_{BB'}$, que actúa en el plano BB' por unidad de espesor de suelo en la dirección x es:

$$\begin{aligned}
p_{BB'} &= D1 * \sigma_{x|D=D1} \\
&= \left[\frac{1}{N\phi * \tan(\phi')} \right. \\
&* \left[(\gamma * z \tan(\phi') + c') * \exp\left(\frac{D1 - D2}{D2} * N\phi * \tan(\phi') * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - c' \right. \\
&* \left. \left(2 * N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + 1 \right) \right] + c' * \frac{2 * \tan(\phi') + 2 * N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1} \left. \right] - c' * D1 \\
&* \frac{2 * \tan(\phi') + 2 * N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} * \tan(\phi') + N\phi - 1} \quad (A.28)
\end{aligned}$$

Para la estimación de la fuerza lateral resultante por unidad de espesor de suelo, es necesario restar la fuerza lateral del plano BB' y del plano AA', dando como resultado las ecuaciones A.29, A.30, A.31 y A.32.

$$p = C1 + C2 + C3 \quad (A.29)$$

$$\begin{aligned}
C1 = c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} \\
* \left[\frac{1}{N_{\phi'} * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} \right. \right. \\
\left. \left. * \tan\phi' - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} \right] \quad (A.30)
\end{aligned}$$

$$C2 = -c * \left\{ D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} - 2 * D_2 * N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}} \right\} \quad (A.31)$$

$$\begin{aligned}
C3 = \frac{\gamma * z}{N_{\phi'}} * \left\{ D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) \right. \\
\left. - D_2 \right\} \quad (A.32)
\end{aligned}$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z : profundidad z desde la superficie del terreno.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

Y, finalmente, para obtener la fuerza lateral resultante Q_{ult} , se debe integrar la ecuación A.32 a lo largo de la longitud empotrada de la pila.

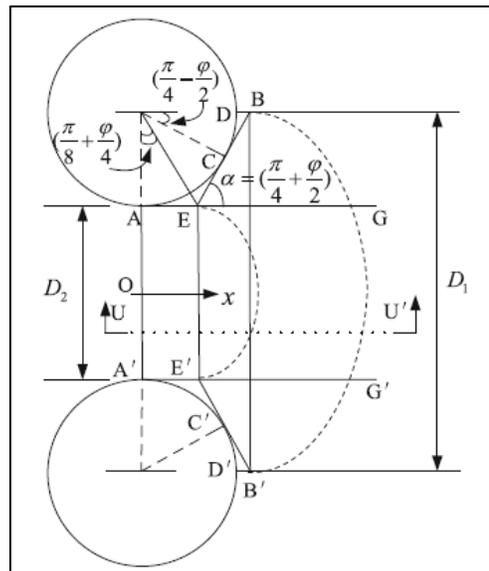
A.4 Metodología de De Beer y Carpentier (1977).

Como no fue posible encontrar el documento fuente de esta metodología, se empleó la expresión referenciada de (Özçelik et al., 2012).

A.4 Metodología de He et al. (2015).

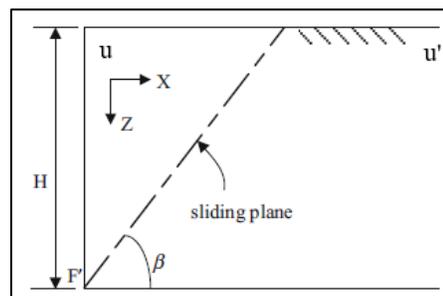
A continuación, se presentan los esquemas relacionados con la formulación de la teoría dada por He et al. (2015).

Figura A-5: Esquema de la superficie de falla del suelo entre pilas en planta.



Fuente: (He et al., 2015).

Figura A-6: Esquema de condición activa asumida en perfil $u-u'$.



Fuente: Modificado de (He et al., 2015).

$$\sigma_3 = \sigma_1 * N - 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} \quad (A.35)$$

Donde $N = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$

Se puede reemplazar la ecuación A.35 en A.34, dando como resultado:

$$\sigma_{ah} = (\cos^2 \psi + N * \sin^2 \psi) * \sigma_1 - 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \sin^2 \psi \quad (A.36)$$

Sabiendo que $\sigma_{ah} - \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_{av}$, la ecuación A.36 se puede expresar como:

$$\sigma_{av} = (\sin^2 \psi + N * \cos^2 \psi) * \sigma_1 - 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \cos^2 \psi \quad (A.37)$$

Donde σ_{av} : es el esfuerzo vertical en un punto cualquier en D. Este valor puede variar con respecto a ψ , desde θ hasta $\pi/2$. Para este caso, se estima un valor de esfuerzo vertical promedio $\bar{\sigma}_v$, que se expresa en la ecuación A.38:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{V}{S} \quad (A.38)$$

Donde V es el esfuerzo vertical total a lo largo del elemento diferencial y S es el ancho de dicho elemento. Es posible evaluar V con la ecuación A.39.

$$\begin{aligned} V &= \int_{\theta}^{\frac{\pi}{2}} dV = \int_{\theta}^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{av} dA \\ &= \int_{\theta}^{\frac{\pi}{2}} [(\sin^2 \psi + N * \cos^2 \psi) * \sigma_1 - 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \cos^2 \psi] * (R * d\psi \\ &\quad * \sin \psi) \quad (A.39) \end{aligned}$$

Donde dV es el diferencial de esfuerzo vertical en el punto B y dA es el diferencial de área del elemento en el punto B.

Reemplazando la ecuación A.39 en A.38, se obtendría:

$$\bar{\sigma}_v = \int_{\theta}^{\frac{\pi}{2}} [\sigma_1 * (\sin^2 \psi + N * \cos^2 \psi) \frac{\sin \psi}{\cos \theta} d\psi - \int_{\theta}^{\frac{\pi}{2}} [2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \cos^2 \psi \frac{\sin \psi}{\cos \theta} d\psi] \quad (A.40)$$

Integrando la ecuación A.40 y escribiéndola en términos de $\bar{\sigma}_v$, se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{3 * \bar{\sigma}_v + 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \cos^2 \theta}{3 - (1 - N) * \cos^2 \theta} \quad (A.41)$$

Y reemplazando las ecuaciones A.35 y A.41 en A.33, se obtiene:

$$\sigma_h = \frac{3 * (\cos^2 \theta + N * \sin^2 \theta)}{3 - (1 - N) * \cos^2 \theta} * \left(\bar{\sigma}_v + 2 * \frac{c'}{3} * N^{\frac{1}{2}} * \cos^2 \theta \right) - 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \sin^2 \theta \quad (A.42).$$

Para la simplificación de la ecuación A.42, se puede definir:

$$K_{an} = \frac{3 * (\cos^2 \theta + N * \sin^2 \theta)}{3 - (1 - N) * \cos^2 \theta} \quad (A.43)$$

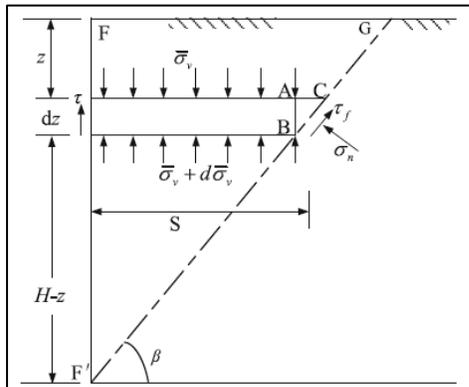
$$\begin{aligned} T &= \frac{3 * (\cos^2 \theta + N * \sin^2 \theta)}{3 - (1 - N) * \cos^2 \theta} * 2 * \frac{c'}{3} * N^{\frac{1}{2}} * \cos^2 \theta - 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \sin^2 \theta \\ &= 2 * c' * N^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{1}{3} \cos^2 \theta * K_{an} - \sin^2 \theta \right) \quad (A.44) \end{aligned}$$

Por lo anterior, se puede escribir la ecuación A.42 como:

$$\sigma_h = K_{an} * \bar{\sigma}_v + T \quad (A.45)$$

La ecuación A.45 puede verse con dos componentes: el primero se asocia a la parte friccional del suelo y la segundo a la parte cohesiva. Por otro lado, se puede generar un esquema con los elementos diferenciales en perfil de la zona de corte, como se muestra en la figura A-7.

Figura A-7: esfuerzos del suelo en el elemento diferencial.



Fuente: (He et al., 2015).

De acuerdo con la Figura A-7, se observa que el esfuerzo cortante dado en el plano FF', se puede definir en la ecuación A.46.

$$\tau = \sigma_h * \tan \phi' + c' = (K_{an} * \bar{\sigma}_v + T) * \tan \phi' + c' \quad (A.46)$$

Al hacer equilibrio de fuerzas verticales en el elemento diferencial, considerando le ancho de la zona de arco de suelo, se obtiene:

$$\gamma * S * D2 * dz = (K_{an} * \bar{\sigma}_v + T) * \tan \phi' * D2 * dz + c' * D2 * dz + S * D2 * d\bar{\sigma}_v \quad (A.47)$$

Donde D2 es el ancho entre los dos bordes de las pilas y dz es el diferencial de espesor de suelo. Al dividir la ecuación A.47 sobre D2, considerar que $S = (H - z) / \tan \beta$ e integrar la ecuación, se obtiene:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_v = & (H - z)^{K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} \\ & * \left[-\gamma * \frac{(H - z)^{1 - K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta}}{1 - K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} - \frac{(T * \tan \phi' + c') * \tan \beta}{K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} \right. \\ & \left. * (H - z)^{-K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} + C1 \right] \quad (A.48) \end{aligned}$$

Donde H es la altura del talud, z es la profundidad debajo del suelo, γ es el peso unitario del suelo y C1 es una constante de integración. Considerando una sobrecarga q encima del talud a una profundidad $z = 0$, la constante de integración sería:

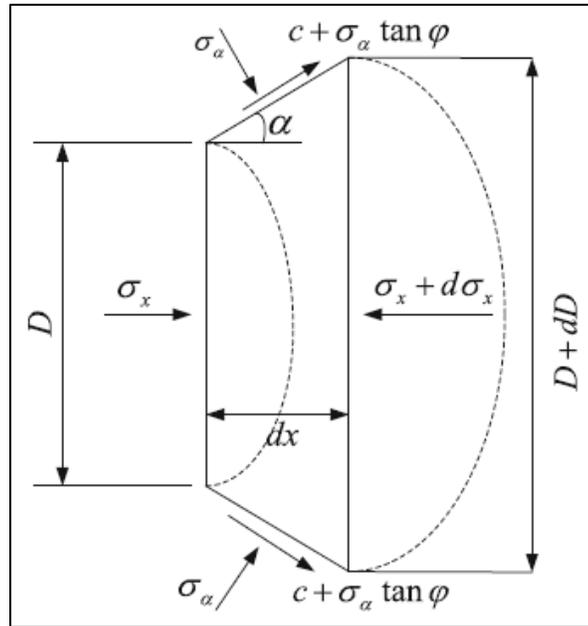
$$\begin{aligned} C1 = & q * H^{-K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} + \gamma * \frac{H^{1 - K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta}}{1 - K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} + \frac{(T * \tan \phi' + c')}{K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} \\ & * H^{-K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} \quad (A.49) \end{aligned}$$

Al reemplazar la ecuación A.49 en A.48, se obtiene:

$$\begin{aligned} \sigma_h = & \frac{K_{an} * \gamma * H * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right]}{1 - K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} + \frac{(T * \tan \phi' + c)}{\tan \phi'} \\ & * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} - 1 \right] + K_{an} * q * \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan \phi' * \tan \beta} + T \quad (A.50) \end{aligned}$$

Para la obtención de la ecuación de capacidad portante lateral, He et al. (2015) muestra la formulación, teniendo en cuenta el efecto “squeezing” entre las dos pilas. En primer lugar, se genera el equilibrio de fuerzas en la dirección x (ver figura A-8), dando el siguiente resultado:

Figura A-7: Elemento diferencial EBB'E' entre dos pilas.



Fuente: (He et al., 2015).

$$2dx \left[\sigma_\alpha * \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) + \sigma_\alpha * \tan \phi' + c' \right] - Dd\sigma_x - \sigma_x dD = 0 \quad (A.51)$$

Asumiendo el criterio de falla Mohr Coulomb, se obtiene:

$$\sigma_\alpha = \sigma_x * N1 + 2 * c' * N1^{\frac{1}{2}} \quad (A.52)$$

Donde:

$$N1 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Al analizar la condición geométrica, se obtiene:

$$dx = \frac{d\left(\frac{D}{2}\right)}{\tan^1\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (A.53)$$

Reemplazando la expresión A.52 y A.53 en A.51, y al integrar se obtiene:

$$\sigma_x = \frac{(C1 * D)^{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} - c' * \left(2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}\right)}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \quad (A.54)$$

Donde C1 es una constante de integración. Teniendo en cuenta la zona AEE'A', se genera el equilibrio de fuerzas en dirección x, mostrando:

$$D2 * d\sigma_x = 2 * (\sigma_x * \tan\phi' + c') dx \quad (A.55)$$

Al reemplazar la ecuación A.52 en A.55, y al integrar, se obtiene:

$$\sigma_x = \frac{C2 * \exp\left(\frac{2 * N1 * \tan\phi'}{D2} x\right) - c' * \left(2 * N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + 1\right)}{N1 * \tan\phi'} \quad (A.53)$$

Donde C2 es una constante de integración. He et al. (2015) brinda la solución para suelos granulares ($c' = 0$), la cual se muestra continuación.

Al tener en cuenta la ecuación A.50 para $x = 0$ y la suposición del suelo granular, se obtiene:

$$\sigma_h = \frac{K_{an} * \gamma * H}{1 - K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right] + K_{an} * q * \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} \quad (A.54)$$

La ecuación A.54 se considera como una condición de frontera, por lo que al reemplazar en la ecuación A.53, se obtiene:

$$C2 = \sigma_h * N1 * \tan\phi' \quad (A.55)$$

Al reemplazar la ecuación A.55 en A.53, se obtiene:

$$\sigma_x = \sigma_h * N1 * \tan\phi' * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) \quad (A.56)$$

La constante C1 en la ecuación A.54 se estima, considerando la ecuación A.54 como una condición de frontera, resultando:

$$\begin{aligned} (C1 * D2)^{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \\ = \frac{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1}{N1 * \tan\phi'} \\ * \left[\sigma_h * N1 * \tan\phi' * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) \right] \quad (A.57) \end{aligned}$$

Las ecuaciones A.54 y A.57 son empleadas para el cálculo de la fuerza actuante $p_{BB'}$ por unidad de espesor en la frontera del plano AA', resultando:

$$\begin{aligned} p_{BB'} = D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} \\ * \left[\sigma_h * N1 * \tan\phi' * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) \right] \quad (A.58) \end{aligned}$$

Y finalmente, se obtiene la capacidad portante lateral p , teniendo en cuenta la ecuación A.58 y A.56, resultando:

$$\begin{aligned} p = p_{BB'} - D2 * [\sigma_x]_{x=0} \\ = \left[\frac{K_{an} * \gamma * H}{1 - K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right] + K_{an} * q \right. \\ * \left. \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} \right] \\ * \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) \right. \\ \left. - D2 \right] \quad (A.59) \end{aligned}$$

B. Anexo B: Resultados obtenidos de la modelación

B.1 Resultados obtenidos de esfuerzos y deformaciones mediante la modelación por elementos finitos.

De la Tabla B-1 a la Tabla B-3, se presentan los resultados obtenidos del estado de esfuerzos producto de la modelación en elementos finitos.

Tabla B-1: Resultados de esfuerzos por la modelación en elementos finitos para un escenario sin nivel freático.

Escenario sin nivel freático y sin sobrecarga q															
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)					Le = 9 m (Le/L = 45 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}
5	98.8	1443.8	14.6	997.6	10.1	159.6	8363.3	52.4	5099.5	32.0	212.8	20611	96.9	11745	55.2
4	98.8	971.3	9.8	641.2	6.5	159.6	6949.1	43.5	4162.4	26.1	212.8	15189.2	71.4	8859.8	41.6
3	98.8	490.1	5.0	484.5	4.9	159.6	5369.7	33.6	3235.9	20.3	212.8	11580.1	54.4	6878.6	32.3
2	98.8	125.2	1.3	212.9	2.2	159.6	3416.3	21.4	2145.1	13.4	212.8	8991.3	42.3	5560.7	26.1
Escenario sin nivel freático y sobrecarga q = 1.0 t/m ²															
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)					Le = 9 m (Le/L = 45 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}
5	108.8	1875.4	17.2	1769	16.3	169.6	9836.6	58.0	5982.7	35.3	222.8	27342.6	122.7	15575.2	69.9
4	108.8	1357.8	12.5	820.2	7.5	169.6	8361.1	49.3	4929.7	29.1	222.8	19486.5	87.5	11335	50.9
3	108.8	809.2	7.4	634.9	5.8	169.6	6254	36.9	3798.2	22.4	222.8	13850.7	62.2	8202.7	36.8
2	108.8	253.8	2.3	308.1	2.8	169.6	4169	24.6	2566.4	15.1	222.8	10209	45.8	6022	27.0
Escenario sin nivel freático y sobrecarga q = 2.0 t/m ²															
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)					Le = 9 m (Le/L = 45 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}
5	118.8	2399	20.2	2036	17.1	179.6	11558.5	64.4	6998	39.0	232.8	34935	150.1	19878.5	85.4
4	118.8	1858.6	15.6	1207.8	10.2	179.6	9868.2	54.9	5790.2	32.2	232.8	22398	96.2	14399.6	61.9
3	118.8	1205	10.1	853.6	7.2	179.6	7703.3	42.9	4570.3	25.4	232.8	16924.5	72.7	10002.4	43.0
2	118.8	573.1	4.8	474.9	4.0	179.6	5503.2	30.6	3287.1	18.3	232.8	12011.4	51.6	7068.3	30.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B-2: Resultados de esfuerzos por la modelación en elementos finitos para un escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).

Escenario con nivel freático NF = 5.0 diámetros (NF = 4.0 m) y sin sobrecarga q										
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}
5	86.8	548.7	6.3	441.2	5.1	115.6	7062.5	61.1	4329.3	37.5
4	38	225.3	5.9	185.1	4.9	122.8	5994.9	48.8	3523.1	28.7
3	38	200.4	5.3	158.7	4.2	122.8	4350.3	35.4	2623.1	21.4
2	38	187.3	4.9	109.4	2.9	122.8	3005.5	24.5	1851.7	15.1
Escenario con nivel freático NF = 5.0 diámetros (NF = 4.0 m) y sobrecarga q = 1.0 t/m ²										
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}
5	96.8	782.9	8.1	625.3	6.5	125.6	8734.7	69.5	5305.8	42.2
4	93.2	635.3	6.8	463.2	5.0	132.8	7392.9	55.7	4314.6	32.5
3	48	278.9	5.8	210.8	4.4	132.8	5457.1	41.1	3249.4	24.5
2	48	263.5	5.5	157.9	3.3	132.8	3901	29.4	2156.3	16.2
Escenario con nivel freático NF = 5.0 diámetros (NF = 4.0 m) y sobrecarga q = 2.0 t/m ²										
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	τ máx. Pila (kPa)	τ máx. / σ'_{vo}
5	106.8	1286.2	12.0	913	8.5	135.6	11318.2	83.5	6794	50.1
4	103.2	758.9	7.4	678.9	6.6	142.8	9064.5	63.5	5258.7	36.8
3	103.2	685.3	6.6	406.9	3.9	142.8	6767.1	47.4	3989.7	27.9
2	58	357.3	6.2	204.7	3.5	142.8	4907.3	34.4	2933.4	20.5

Fuente: Elaboración propia.

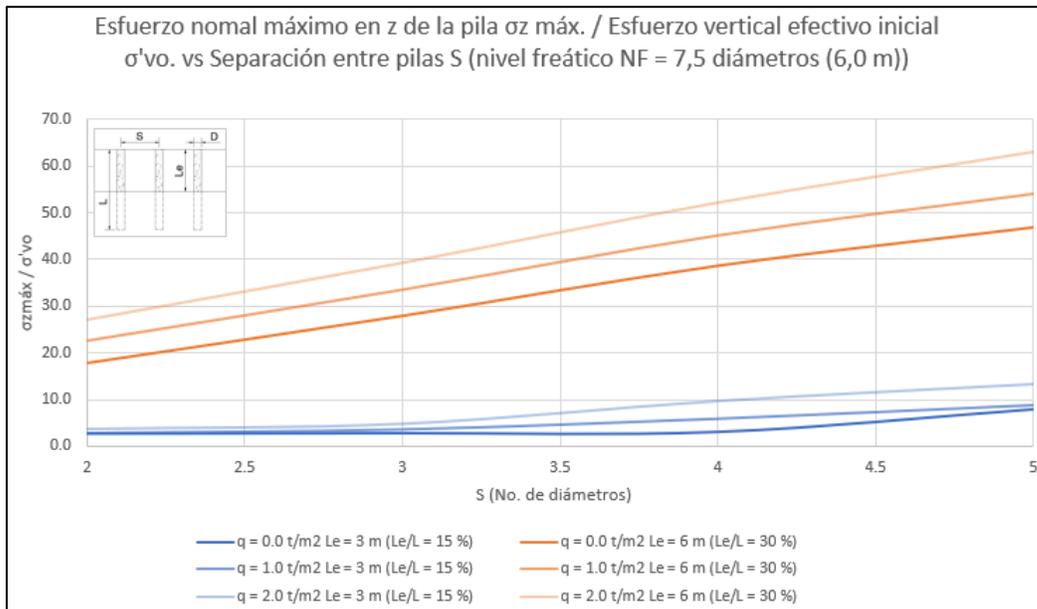
Tabla B-3: Resultados de esfuerzos por la modelación en elementos finitos para un escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6.0 m).

Escenario con nivel freático NF = 7.5 diámetros (NF = 6.0 m) y sin sobrecarga q										
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	$\tau_{máx.}$ Pila (kPa)	$\tau_{máx.}$ / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	$\tau_{máx.}$ Pila (kPa)	$\tau_{máx.}$ / σ'_{vo}
5	98.8	785.4	7.9	563.6	5.7	135.6	6346.5	46.8	3569.8	26.3
4	91.2	272.9	3.0	250.8	2.8	135.6	5236.2	38.6	3129.8	23.1
3	91.2	248.3	2.7	145.6	1.6	135.6	3783.8	27.9	2321.1	17.1
2	91.2	238.8	2.6	96.1	1.1	135.6	2417.6	17.8	1518.9	11.2
Escenario con nivel freático NF = 7.5 diámetros (NF = 6.0 m) y sobrecarga q = 1.0 t/m ²										
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	$\tau_{máx.}$ Pila (kPa)	$\tau_{máx.}$ / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	$\tau_{máx.}$ Pila (kPa)	$\tau_{máx.}$ / σ'_{vo}
5	108.8	970.5	8.9	743.4	6.8	145.6	7851.4	53.9	4785.1	32.9
4	101.2	604.1	6.0	504.9	5.0	145.6	6556.9	45.0	3887	26.7
3	101.2	368.9	3.6	175.6	1.7	145.6	4869.5	33.4	2942.5	20.2
2	101.2	287.6	2.8	103	1.0	145.6	3281.9	22.5	2013.9	13.8
Escenario con nivel freático NF = 7.5 diámetros (NF = 6.0 m) y sobrecarga q = 2.0 t/m ²										
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)					Le = 6 m (Le/L = 30 %)				
	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	$\tau_{máx.}$ Pila (kPa)	$\tau_{máx.}$ / σ'_{vo}	σ'_{vo} (kPa)	σ_z máx. pila (kPa)	σ_z máx. / σ'_{vo}	$\tau_{máx.}$ Pila (kPa)	$\tau_{máx.}$ / σ'_{vo}
5	111.2	1472.4	13.2	1030.3	9.3	155.6	9805.6	63.0	5939.8	38.2
4	111.2	1078.1	9.7	743.6	6.7	155.6	8118.7	52.2	4780.4	30.7
3	111.2	545.5	4.9	488.8	4.4	155.6	6115.6	39.3	3654.7	23.5
2	58	222	3.8	82.3	1.4	155.6	4224.9	27.2	2552	16.4

Fuente: Elaboración propia.

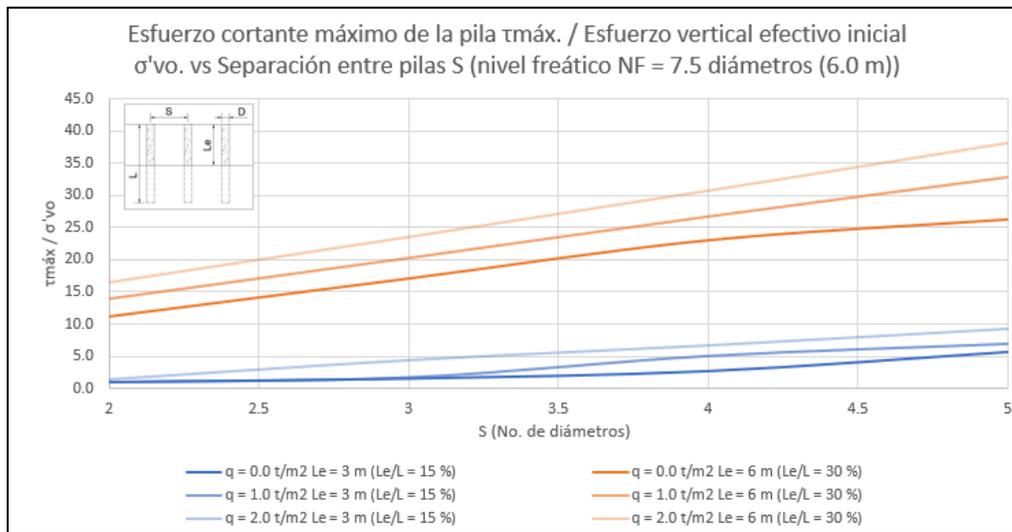
En la Figura B-1, se presenta la variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario sin nivel freático y en la Figura B-2, la variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial. respecto a la separación entre pilas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6.0 m).

Figura B-1: Variación de la relación de esfuerzo normal máximo en z de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).



Fuente: elaboración propia.

Figura B-2: Variación de la relación de esfuerzo cortante máximo de la pila y esfuerzo vertical efectivo inicial, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).



Fuente: elaboración propia.

De la Tabla B-4 a la Tabla B-6, se presentan los resultados obtenidos de deformaciones producto de la modelación en elementos finitos.

Tabla B-4: Resultados de deformaciones por la modelación en elementos finitos para un escenario sin nivel freático.

Escenario sin nivel freático y sin sobrecarga q												
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)				Le = 9 m (Le/L = 45 %)			
	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$
5	1.7	2.1%	2.6	3.3%	9.5	11.9%	12.9	16.1%	28.3	35.4%	34.5	43.1%
4	1.4	1.8%	2	2.5%	8.1	10.1%	6.9	8.6%	21.7	27.1%	19.8	24.8%
3	1.2	1.5%	1.2	1.5%	5.9	7.4%	6.6	8.3%	17.6	22.0%	14.8	18.5%
2	0.7	0.9%	0.8	1.0%	4.8	6.0%	4.8	6.0%	13.1	16.4%	13.1	16.4%
Escenario sin nivel freático y sobrecarga q = 1.0 t/m ²												
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)				Le = 9 m (Le/L = 45 %)			
	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$
5	2.2	2.8%	3.8	4.8%	11	13.8%	15.3	19.1%	37.3	46.6%	42.4	53.0%
4	1.7	2.1%	2.8	3.5%	9.6	12.0%	8.4	10.5%	27.6	34.5%	22.5	28.1%
3	1.6	2.0%	1.8	2.3%	7.8	9.8%	7	8.8%	20.9	26.1%	17.5	21.9%
2	1.1	1.4%	1.1	1.4%	6.1	7.6%	6.1	7.6%	16.5	20.6%	16.5	20.6%
Escenario sin nivel freático y sobrecarga q = 2.0 t/m ²												
S (No. de diámetros)	q = 2.0 t/m ² Le = 3 m (Le/L = 15 %)				q = 2.0 t/m ² Le = 6 m (Le/L = 30 %)				q = 2.0 t/m ² Le = 9 m (Le/L = 45 %)			
	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	δp_{max} (cm)	$\delta p_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$
5	2.7	3.4%	5.2	6.5%	12.9	16.1%	17.8	22.3%	46.8	58.5%	51.7	64.6%
4	2.2	2.8%	3.7	4.6%	11.1	13.9%	10.7	13.4%	34.6	43.3%	30.2	37.8%
3	1.9	2.4%	2.3	2.9%	9.2	11.5%	8.2	10.3%	25.4	31.8%	20.5	25.6%
2	1.5	1.9%	1.5	1.9%	7.2	9.0%	7.2	9.0%	19.3	24.1%	19.3	24.1%

Fuente: elaboración propia.

Tabla B-5: Resultados de deformaciones por la modelación en elementos finitos para un escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).

Escenario con nivel freático NF = 5.0 diámetros (NF = 4.0 m) y sin sobrecarga q								
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)			
	δ_{pmax} (cm)	δ_{pmax} / D	δ_{smax} (cm)	δ_{smax} / D	δ_{pmax} (cm)	δ_{pmax} / D	δ_{smax} (cm)	δ_{smax} / D
5	1.2	1.5%	1.7	2.1%	8.6	10.8%	26.2	32.8%
4	0.9	1.1%	1.4	1.8%	7.1	8.9%	8.9	11.1%
3	0.8	1.0%	0.8	1.0%	6.4	8.0%	5.9	7.4%
2	0.6	0.8%	0.6	0.8%	4.7	5.9%	4.7	5.9%
Escenario con nivel freático NF = 5.0 diámetros (NF = 4.0 m) y sobrecarga q = 1.0 t/m ²								
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)			
	δ_{pmax} (cm)	δ_{pmax} / D	δ_{smax} (cm)	δ_{smax} / D	δ_{pmax} (cm)	δ_{pmax} / D	δ_{smax} (cm)	δ_{smax} / D
5	1.6	2.0%	2.7	3.4%	10.4	13.0%	31.2	39.0%
4	1.3	1.6%	2.1	2.6%	8.6	10.8%	9	11.3%
3	1.1	1.5%	1.2	1.5%	7.2	9.0%	7	8.8%
2	0.8	1.0%	0.8	1.0%	5.8	7.3%	5.8	7.3%
Escenario con nivel freático NF = 5.0 diámetros (NF = 4.0 m) y sobrecarga q = 2.0 t/m ²								
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)			
	δ_{pmax} (cm)	δ_{pmax} / D	δ_{smax} (cm)	δ_{smax} / D	δ_{pmax} (cm)	δ_{pmax} / D	δ_{smax} (cm)	δ_{smax} / D
5	2.1	2.6%	4	5.0%	13.3	16.6%	37.5	46.9%
4	1.7	2.1%	2	2.5%	10.5	13.1%	11.7	14.6%
3	1.5	1.9%	1.7	2.1%	7.7	9.6%	8.7	10.9%
2	1.1	1.4%	1.1	1.4%	7	8.8%	7	8.8%

Fuente: elaboración propia.

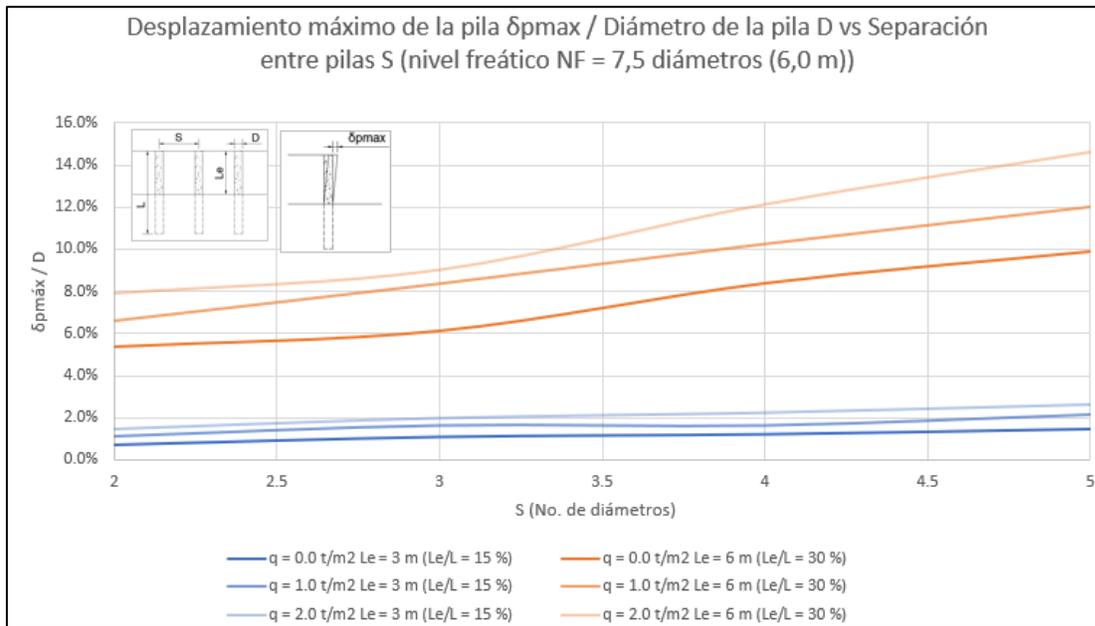
Tabla B-6: Resultados de deformaciones por la modelación en elementos finitos para un escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6.0 m).

Escenario con nivel freático NF = 7.5 diámetros (NF = 6.0 m) y sin sobrecarga q								
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)			
	$\delta\rho_{max}$ (cm)	$\delta\rho_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	$\delta\rho_{max}$ (cm)	$\delta\rho_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$
5	1.2	1.5%	1.8	2.3%	7.9	9.9%	11.3	14.1%
4	1	1.3%	1.4	1.8%	6.7	8.4%	5.9	7.4%
3	0.9	1.1%	0.9	1.1%	4.9	6.1%	5.5	6.9%
2	0.6	0.8%	0.6	0.8%	4.3	5.4%	4.3	5.4%
Escenario con nivel freático NF = 7.5 diámetros (NF = 6.0 m) y sobrecarga q = 1.0 t/m ²								
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)			
	$\delta\rho_{max}$ (cm)	$\delta\rho_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	$\delta\rho_{max}$ (cm)	$\delta\rho_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$
5	1.7	2.1%	2.8	3.5%	9.6	12.0%	13.7	17.1%
4	1.3	1.6%	2.1	2.6%	8.2	10.3%	7.2	9.0%
3	1.3	1.6%	1.2	1.5%	6.7	8.4%	6	7.5%
2	0.9	1.1%	0.9	1.1%	5.3	6.6%	5.3	6.6%
Escenario con nivel freático NF = 7.5 diámetros (NF = 6.0 m) y sobrecarga q = 2.0 t/m ²								
S (No. de diámetros)	Le = 3 m (Le/L = 15 %)				Le = 6 m (Le/L = 30 %)			
	$\delta\rho_{max}$ (cm)	$\delta\rho_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$	$\delta\rho_{max}$ (cm)	$\delta\rho_{max} / D$	δs_{max} (cm)	$\delta s_{max} / D$
5	2.1	2.6%	4.1	5.1%	11.7	14.6%	16.5	20.6%
4	1.8	2.3%	3	3.8%	9.7	12.1%	10	12.5%
3	1.6	2.0%	1.8	2.3%	7.2	9.0%	8.1	10.1%
2	1.2	1.5%	1.2	1.5%	6.3	7.9%	6.3	7.9%

Fuente: elaboración propia.

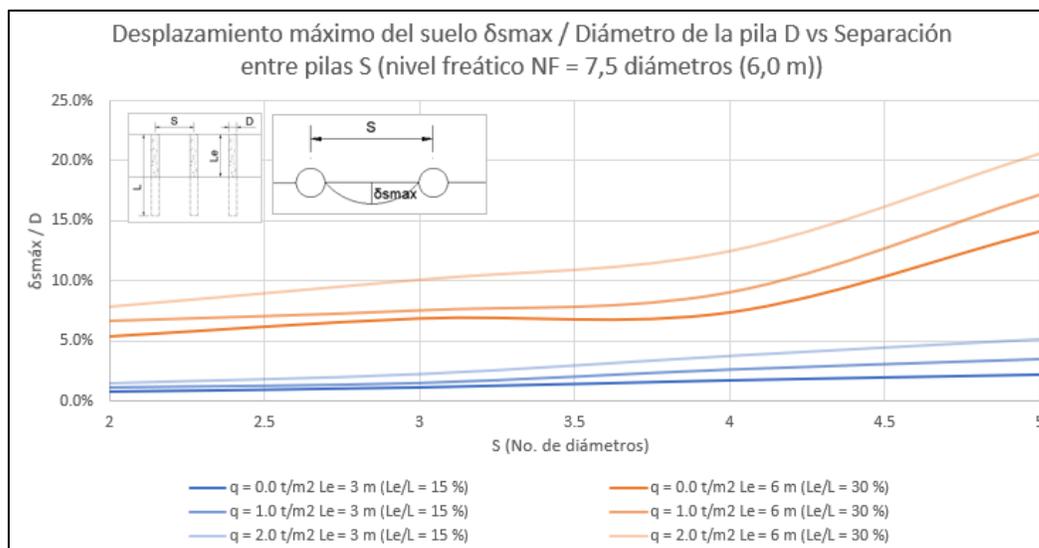
En la Figura B-3, se presenta la variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m); y en la Figura B-4, Variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF de 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

Figura B-3 Variación de la relación del desplazamiento máximo de la pila y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6.0 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura B-4: Variación de la relación del desplazamiento máximo del suelo y diámetro de la pila, respecto a la separación entre pilas para el escenario con profundidad del nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4.0 m).



Fuente: Elaboración propia.

C. Anexo C: Muestras de cálculo

C.1 Muestras de cálculo de fuerzas resistentes

A continuación, se presentan las tablas de resultados obtenidos de fuerzas actuantes

C.1.1 Metodología de Broms (1964).

A continuación, se presenta una muestra de cálculo, empleando los parámetros de suelo evaluados y las propiedades geométricas de las pilas individuales.

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (C.1)$$

$$Q_{ult.} = \frac{0.5 * \gamma * D * L^3 * k_p}{e + L} \quad (C.2)$$

Donde:

ϕ' : ángulo de fricción interna.

k_p : coeficiente de presión lateral de tierras pasivo.

γ : peso unitario total.

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} = \frac{1 + \operatorname{sen} (20^\circ)}{1 - \operatorname{sen} (20^\circ)} = 1.52$$

$$Q_{ult.} = \frac{0.5 * \gamma * D * L^3 * k_p}{e + L} = \frac{0.5 * \left(19 \frac{kN}{m^2}\right) * (0.8 m) * (20 m - 3 m)^3 * (1.52)}{(1 m) + (20 m - 3 m)} = 3153 kN$$

C.1.2 Metodología de Hansen (1961).

Para el cálculo de los coeficientes de presión de tierras debida la sobrecarga y al intercepto de cohesión, se emplean las ecuaciones de la C.3, a la C.10:

$$K_q^D = \frac{K_q^o + K_q^\infty * a_q * \frac{D}{B}}{1 + a_q * \frac{D}{B}} \quad (C.3)$$

$$a_q = \frac{K_q^o}{K_q^\infty - K_q^o} * \frac{K_o * \text{sen } \phi'}{\text{sen} \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right)} \quad (C.4)$$

$$K_{c'}^D = \frac{K_{c'}^o + K_{c'}^\infty * a_{c'} * \frac{D}{B}}{1 + a_{c'} * \frac{D}{B}} \quad (C.5)$$

$$a_{c'} = \frac{K_{c'}^o}{K_{c'}^\infty - K_{c'}^o} * 2 * \text{sen} \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) \quad (C.6)$$

$$K_q^o = e^{\left(\frac{1}{2} * \pi + \phi'\right) * \tan \phi'} * \cos \phi' * \tan \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - e^{-\left(\frac{1}{2} * \pi - \phi'\right) * \tan \phi'} * \cos \phi' * \tan \left(45^\circ - \frac{1}{2} * \phi' \right) \quad (C.7)$$

$$K_{c'}^o = \left(e^{\left(\frac{1}{2} * \pi + \phi'\right) * \tan \phi'} * \cos \phi' * \tan \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - 1 \right) * \cot \phi' \quad (C.8)$$

$$K_{c'}^\infty = \left(e^{\pi * \tan \phi'} * \tan^3 \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - 1 \right) * \cot \phi' * (1.58 + 4.09) * \tan^3 \phi' \quad (C.9)$$

$$K_{q'}^\infty = \left(e^{\pi * \tan \phi'} * \tan^3 \left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi' \right) - 1 \right) * \cot \phi' * (1.58 + 4.09 * \tan^4 \phi') * K_o * \tan \phi' \quad (4.3.10)$$

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (C.10)$$

Donde:

ϕ' : ángulo de fricción interna.

K_o : coeficiente de presión lateral de tierras en reposo.

A continuación, se presenta una muestra de cálculo, empleando los parámetros de suelo evaluados y las propiedades geométricas de las pilas individuales, a una profundidad de 1 m debajo del empotramiento del elemento, con una longitud libre L_e de 3 m, y una sobrecarga de $p = 0 \text{ t/m}^2$.

$$K_q^D = 2.76$$

$$K_{c'}^D = 9.59$$

$$e^D = \bar{q} * K_q^D + c' * K_{c'}^D = \left(7.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * 2.76 + \left(1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * 9.59 = 30.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El valor de e^D , se multiplica por el diámetro del elemento B, generando así un valor de carga distribuida. Luego se procede a estimar la carga distribuida para diferentes profundidades hasta la parte más baja de la pila. Luego, se estiman las cargas puntuales, tomando como un delta de profundidad de 1 m, integrando de forma numérica mediante la metodología del trapecio.

Después, se hace equilibrio de momentos en el punto donde se localiza la fuerza portante (asumiendo que está a un tercio de la longitud libre L_e), y se tantea el punto donde el momento cambia su signo, hasta que se cumpla el equilibrio, teniendo en cuenta el centroide z_b de aplicación de cada fuerza puntual estimada. Finalmente, se hace equilibrio de fuerzas en sentido horizontal, despejando y calculando el valor de la capacidad portante P_{ult} (ver Tabla C-1).

Tabla C-1: Estimación de la carga Pult mediante el método de Hansen.

Para Le = 3 m		B*eD (t/m)	Q (t)	zb (m)	ΔM (t*m)
D (m)	D/B				
0.00	0.0	14.1	-	-	-
1.00	1.3	24.5	19.29	1.46	28.1
2.00	2.5	31.7	28.06	2.48	69.6
3.00	3.8	38.0	34.83	3.48	121.4
4.00	5.0	44.0	40.99	4.49	183.9
5.00	6.3	49.8	46.87	5.49	257.3
6.00	7.5	55.4	52.60	6.49	341.4
7.00	8.8	61.0	58.24	7.49	436.3
8.00	10.0	66.6	63.82	8.49	542.0
9.00	11.3	72.1	69.36	9.49	658.4
10.00	12.5	77.6	74.87	10.49	785.7
11.00	13.8	83.1	80.36	11.49	923.7
12.00	15.0	88.6	85.84	12.49	1072.5
13.03	16.3	94.2	94.12	13.51	1271.6
14.00	17.5	99.5	93.93	14.51	-1363.0
15.00	18.8	104.9	102.20	15.50	-1583.6
16.00	20.0	110.4	107.64	16.50	-1775.5
17.00	21.3	115.8	113.07	17.50	-1978.2
Sumatoria momento (t*m)					
-8					
Qult (t)					
332.4					

Fuente: Elaboración propia.

C.1.3 Metodología de Ito y Matsui (1975).

A manera de muestra de cálculo, se presenta el procedimiento de estimación de la carga distribuida para una longitud libre Le de 3 m, y una separación S de 4 veces el diámetro.

$$p = C1 + C2 + C3 \quad (C.11)$$

$$\begin{aligned}
C1 = c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} \\
* \left[\frac{1}{N_{\phi'} * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} \right. \right. \\
\left. \left. * \tan\phi' - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} \right] \quad (C.12)
\end{aligned}$$

$$C2 = -c * \left\{ D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} - 2 * D_2 * N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}} \right\} \quad (C.13)$$

$$\begin{aligned}
C3 = \frac{\gamma * z}{N_{\phi'}} * \left\{ D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) \right. \\
\left. - D_2 \right\} \quad (C.14)
\end{aligned}$$

$$N_{\phi'} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{1}{2} * \phi'\right) \quad (C.15)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z : profundidad z desde la superficie del terreno.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

$$N_{\phi'} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{1}{2} * 20^\circ\right) = 2.04$$

$$\begin{aligned}
 C1 &= c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1\right)} \\
 &* \left[\frac{1}{N_{\phi'} * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_{\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} \right. \right. \\
 &* \left. \left. \tan\phi' - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} \right] \\
 &= \left(1.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) * (3.2 \text{ m}) * \left(\frac{3.2 \text{ m}}{2.4 \text{ m}}\right)^{\left((2.04)^{\frac{1}{2}} * \tan 20^\circ + 2.04 - 1\right)} \\
 &* \left[\frac{1}{2.04 * \tan 20^\circ} \left\{ \exp\left(\frac{3.2 \text{ m} - 2.4 \text{ m}}{2.4 \text{ m}} * 2.04 * \tan 20^\circ * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{20^\circ}{4}\right)\right) - 2 \right. \right. \\
 &* \left. \left. (2.04)^{\frac{1}{2}} * \tan 20^\circ - 1 \right\} + \frac{2 * \tan 20^\circ + 2 * (2.04)^{\frac{1}{2}} + (2.04)^{-\frac{1}{2}}}{(2.04)^{\frac{1}{2}} * \tan 20^\circ + (2.04) - 1} \right] = 7.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C2 &= -c * \left\{ D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} + N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}}}{N_{\phi'}^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_{\phi'} - 1} - 2 * D_2 * N_{\phi'}^{-\frac{1}{2}} \right\} \\
 &= -\left(1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) \\
 &* \left\{ (3.2 \text{ m}) * \frac{2 * \tan 20^\circ + 2 * (2.04)^{\frac{1}{2}} + (2.04)^{-\frac{1}{2}}}{(2.04)^{\frac{1}{2}} * \tan 20^\circ + (2.04) - 1} - 2 * (2.4 \text{ m}) * (2.04)^{-\frac{1}{2}} \right\} \\
 &= -5.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C3 &= \frac{\left(1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) * (3 \text{ m})}{2.04} \\
 &* \left\{ (3.2 \text{ m}) * \left(\frac{3.2 \text{ m}}{2.4 \text{ m}}\right)^{\left(2.04^{\frac{1}{2}} * \tan 20^\circ + 2.04 - 1\right)} \right. \\
 &* \left. \exp\left(\frac{3.2 \text{ m} - 2.4 \text{ m}}{2.4 \text{ m}} * 2.04 * \tan 20^\circ * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{20^\circ}{4}\right)\right) - 2.4 \text{ m} \right\} = 9.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$p = C1 + C2 + C3 = 7.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}} - 5.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 9.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 11.47 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Una vez se estimen las cargas distribuidas a lo largo del pilote, se integra numéricamente con el método del trapecio con el fin de obtener la fuerza resistente Qult. para cada longitud libre Le.

En la Tabla C-2 y Tabla C-3, se presentan las correspondientes estimaciones de esta cantidad.

Tabla C-2: Estimación de la carga distribuida p por el método de Ito y Matsui (1975) (parte 1).

D1 (No. De diámetros)	C1 (t/m)	C2 (t/m)	C3 (t/m)									
			z (m)									
			0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	8.40	6.51	0.00	2.83	5.66	8.49	11.33	14.16	16.99	19.82	22.65	25.48
4	7.68	5.43	0.00	3.07	6.15	9.22	12.30	15.37	18.45	21.52	24.60	27.67
3	7.38	4.35	0.00	3.61	7.23	10.84	14.46	18.07	21.68	25.30	28.91	32.52
2	9.35	3.28	0.00	5.72	11.44	17.16	22.88	28.60	34.32	40.04	45.76	51.48

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-3: Estimación de la carga distribuida p por el método de Ito y Matsui (1975) (parte 2).

D1 (No. De diámetros)	p (t/m)										
	z (m)										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
5	1.90	4.73	7.56	10.39	13.22	16.05	18.88	21.72	24.55	27.38	
4	2.25	5.32	8.40	11.47	14.55	17.62	20.70	23.77	26.85	29.92	
3	3.03	6.64	10.26	13.87	17.48	21.10	24.71	28.32	31.94	35.55	
2	6.07	11.79	17.51	23.23	28.95	34.67	40.39	46.11	51.83	57.55	

Fuente: Elaboración propia.

C.1.4 Metodología de De Beer y Carpentier (1977).

A continuación, se presenta la muestra de cálculo de la carga distribuida p para una longitud libre Le de 2 m.

$$p = C1 + C2 \quad (C.16)$$

$$C1 = \frac{\gamma * z}{N_{\phi'}} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen}\phi'}{2} * N_{\phi'} \right\} * \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * F_2 \right) - D_2 \right] \quad (C.17)$$

$$C2 = c * \cot \phi' * \left[\frac{D_1}{N_{\phi'}} * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen}\phi'}{2} * N_{\phi'} \right\} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * F_2 \right) - D_1 - D_2 * \frac{\left\{ 1 + \frac{\text{sen}\phi'}{2} * N_{\phi'} \right\}}{N_{\phi'}} + D_2 \right] \quad (C.18)$$

$$F_1 = \frac{N_{\phi'}}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} * (1 - \text{sen}\phi') * \tan\phi' + N_{\phi'} * (1 - \text{sen}\phi') - 1 \quad (C.19)$$

$$F_2 = \frac{1 - \text{sen}^2\phi'}{1 + \text{sen}^2\phi'} * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right) \quad (C.20)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z : profundidad z desde la superficie del terreno.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

$$F_1 = \frac{N_{\phi'}}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} * (1 - \text{sen}\phi') * \tan\phi' + N_{\phi'} * (1 - \text{sen}\phi') - 1$$

$$= \frac{2.04}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{20^\circ}{2}\right)} * (1 - \text{sen}20^\circ) * \tan20^\circ + 2.04 * (1 - \text{sen}20^\circ) - 1 = 0.83$$

$$F_2 = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} * \tan \phi' * \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4} \right) = \frac{1 - \text{sen}^2 20^\circ}{1 + \text{sen}^2 20^\circ} * \tan 20^\circ * \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{20^\circ}{4} \right) = 0.15$$

$$\begin{aligned} C1 &= \frac{\gamma * z}{N_{\phi'}} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen} \phi'}{2} * N_{\phi'} \right\} * \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1} * \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * F_2 \right) - D_2 \right] \\ &= \frac{\left(1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) * (2 \text{ m})}{2.04} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen} 20^\circ}{2} * 2.04 \right\} \\ &\quad * \left[3.2 \text{ m} * \left(\frac{3.2 \text{ m}}{2.4 \text{ m}} \right)^{0.83} * \exp \left(\frac{3.2 \text{ m} - 2.4 \text{ m}}{2.4 \text{ m}} * 0.15 \right) - 2.4 \right] = 4.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C2 &= c * \cot \phi' * \left[\frac{D_1}{N_{\phi'}} * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen} \phi'}{2} * N_{\phi'} \right\} * \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * F_2 \right) - D_1 - D_2 \right. \\ &\quad \left. * \frac{\left\{ 1 + \frac{\text{sen} \phi'}{2} * N_{\phi'} \right\}}{N_{\phi'}} + D_2 \right] \\ &= \left(1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) * \cot 20^\circ \\ &\quad * \left[\frac{3.2 \text{ m}}{2.04} * \left(\frac{3.2 \text{ m}}{2.4 \text{ m}} \right)^{0.83} * \left\{ 1 + \frac{\text{sen} 20^\circ}{2} * 2.04 \right\} * \exp \left(\frac{3.2 \text{ m} - 2.4 \text{ m}}{2.4 \text{ m}} * 0.15 \right) \right. \\ &\quad \left. - 3.2 \text{ m} - 2.4 \text{ m} * \frac{\left\{ 1 + \frac{\text{sen} 20^\circ}{2} * 2.04 \right\}}{2.04} + 2.4 \text{ m} \right] = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$p = 4.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 5.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Una vez se estimen las cargas distribuidas a lo largo del pilote, se integra numéricamente con el método del trapecio con el fin de obtener la fuerza resistente Q_{ult} . para cada longitud libre L_e (ver Tabla C-4 y Tabla C-5).

Tabla C-4: Estimación de la carga distribuida p por el método de De Beer y Carpentier (1977) (parte 1).

D1 (No. De diámetros)	C1 (t/m)	C2 (t/m)									
		z (m)									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	1.07	0.00	2.26	4.52	6.78	9.04	11.30	13.56	15.81	18.07	20.33
4	1.20	0.00	2.35	4.70	7.05	9.41	11.76	14.11	16.46	18.81	21.16
3	1.48	0.00	2.54	5.08	7.62	10.16	12.70	15.25	17.79	20.33	22.87
2	2.35	0.00	3.15	6.29	9.44	12.59	15.74	18.88	22.03	25.18	28.33

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-5: Estimación de la carga distribuida p por el método de De Beer y Carpentier (1977) (parte 2).

D1 (No. De diámetros)	p (t/m)										
	z (m)										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
5	1.07	3.33	5.59	7.85	10.11	12.37	14.62	16.88	19.14	21.40	
4	1.20	3.55	5.91	8.26	10.61	12.96	15.31	17.66	20.02	22.37	
3	1.48	4.02	6.56	9.10	11.64	14.18	16.72	19.26	21.80	24.34	
2	2.35	5.50	8.65	11.80	14.94	18.09	21.24	24.39	27.53	30.68	

Fuente: Elaboración propia.

C.1.5 Metodología de He et al. (2015).

A continuación, se presenta la muestra de cálculo de la carga distribuida p para una profundidad z de 2 m y una longitud libre Le de 3 m.

$$p = C1 + C2 + C3 \quad (C.21)$$

$$C1 = c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} * \left[\frac{2 * N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + 1}{N_1 * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \right] \quad (C.22)$$

$$C2 = -c * D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \quad (C.23)$$

$$C3 = \sigma_h \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1 \right)} * \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4} \right) \right) \right. \\ \left. - D_2 \right] \quad (C.24)$$

$$\sigma_h = \frac{K_{an} * \gamma * H * \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right]}{1 - K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} + \frac{(T * \tan\phi' + c)}{\tan\phi'} \\ * \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - 1 \right] + K_{an} * q * \left(1 - \frac{z}{H} \right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} + T \quad (C.25)$$

$$K_{an} = \frac{3 * (\cos^2\theta + N * \sin^2\theta)}{3 - (1 - N) * \cos^2\theta} \quad (C.26)$$

$$T = c' * N^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{1}{3} * \cos^2\theta * K_{an} - \sin^2\theta \right) \quad (C.27)$$

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (C.28)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (C.29)$$

$$N = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (C.30)$$

$$N1 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (C.31)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo.

c : intercepto de cohesión.

ϕ' : ángulo de fricción interna.

z: profundidad z desde la superficie del terreno.

H: Altura del talud donde se presenta la condición activa del talud.

D_1 : distancia entre centros de pilas.

D_2 : distancia entre los bordes de las pilas.

$$p = C1 + C2 + C3$$

$$C1 = c * D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} * \left[\frac{2 * N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + 1}{N_1 * \tan\phi'} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - 1 \right\} + \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1} \right]$$

$$C2 = -c * D_1 * \frac{2 * \tan\phi' + 2 * N_1^{\frac{1}{2}} + N_1^{-\frac{1}{2}}}{N_1^{\frac{1}{2}} * \tan\phi' + N_1 - 1}$$

$$\theta = \beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} = \frac{\pi}{4} + \frac{20^\circ}{2} = 0.96$$

$$N = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20^\circ}{2}\right) = 0.49$$

$$N1 = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{20^\circ}{2}\right) = 2.04$$

$$K_{an} = \frac{3 * (\cos^2 0.96 + 0.49 * \sin^2 0.96)}{3 - (1 - 0.49) * \cos^2 0.96} = 0.70$$

$$T = c' * N^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{1}{3} * \cos^2 \theta * K_{an} - \sin^2 \theta\right) = 10 \text{ kPa} * 0.49^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{1}{3} * \cos^2 0.96 * 0.70 - \sin^2 20^\circ\right) = -8.33 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_h &= \frac{K_{an} * \gamma * H * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right]}{1 - K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} + \frac{(T * \tan\phi' + c)}{\tan\phi'} \\
&\quad * \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} - 1 \right] + K_{an} * q * \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{K_{an} * \tan\phi' * \tan\beta} + T \\
&= \frac{0.70 * 19 \frac{kN}{m^3} * 3 m * \left[\left(1 - \frac{2 m}{3 m}\right)^{0.70 * \tan 20^\circ * \tan 0.96} - \left(1 - \frac{2 m}{3 m}\right) \right]}{1 - 0.70 * \tan 20^\circ * \tan 0.96} \\
&\quad + \frac{(-8.33 kPa * \tan 20^\circ + 10 kPa)}{\tan 20^\circ} * \left[\left(1 - \frac{2 m}{3 m}\right)^{0.70 * \tan 20^\circ * \tan 0.96} - 1 \right] + 0.70 \\
&\quad * 0 kPa * \left(1 - \frac{2 m}{3 m}\right)^{0.70 * \tan 20^\circ * \tan 0.96} - 8.33 kPa = -3.52 kPa \\
C3 &= \sigma_h \left[D_1 * \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{\left(N_1 \frac{1}{2} * \tan\phi' + N_1 - 1\right)} * \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} * N_1 * \tan\phi' * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi'}{4}\right)\right) - D_2 \right] \\
&= -3.52 kPa \\
&\quad * \left[3.2 m * \left(\frac{3.2 m}{2.4 m}\right)^{\left(2.04 \frac{1}{2} * \tan 20^\circ + 2.04 - 1\right)} \right. \\
&\quad \left. * \exp\left(\frac{3.2 m - 2.4 m}{2.4 m} * 2.04 * \tan 20^\circ * \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{20^\circ}{4}\right)\right) - 2.4 m \right] = -10.7 \frac{kN}{m}
\end{aligned}$$

Una vez se estimen las cargas distribuidas a lo largo del pilote, se integra numéricamente con el método del trapecio con el fin de obtener la fuerza resistente Qult. para cada longitud libre Le.

C.2 Fuerzas actuantes

A continuación, se presenta una muestra de cálculo para el escenario de separación S de 4 veces el diámetro, y longitud libre Le de 6 m (30 % de longitud total).

$$V = \frac{\tau}{A} \quad (C.32)$$

Donde:

τ : esfuerzo cortante máximo.

A: área de la sección de la pila.

$$V = Q = \frac{\tau}{A} = \frac{1918.4 \text{ kPa}}{\pi * \frac{(0.8 \text{ m})^2}{4}} = 964 \text{ kPa} = 96.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

D. Anexo D: análisis del criterio de resistencia y deformabilidad y análisis de interacción suelo estructura.

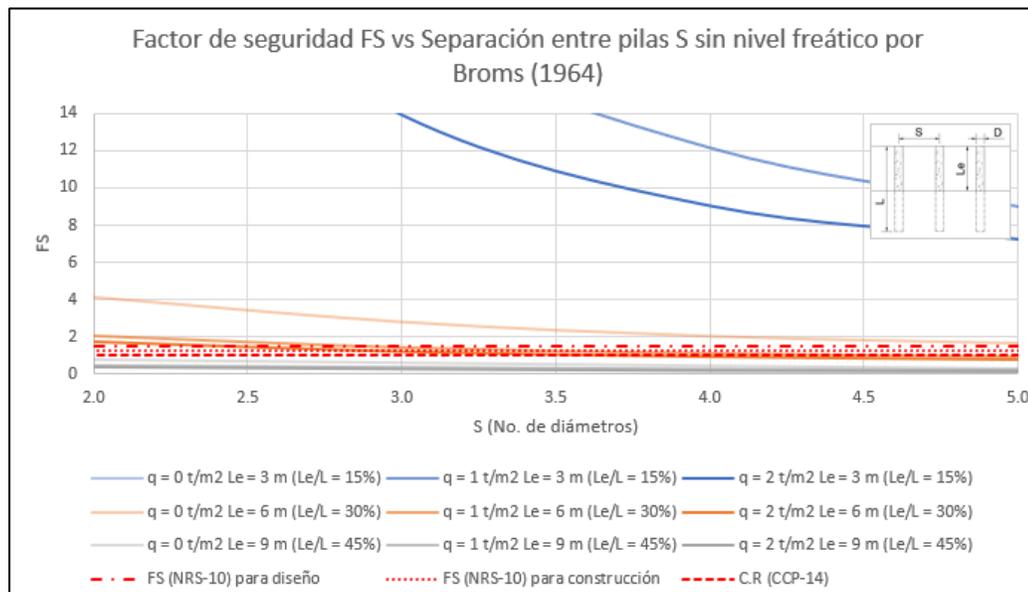
D.1 Criterio de resistencia

D.1.1 Escenario sin nivel freático

- Metodología de Broms (1964).

En la Figura D-1, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente.

Figura D-1: Variación de Factores de seguridad FS respecto a la separación entre pilas S por el método de Broms (1964), para el escenario sin nivel freático.

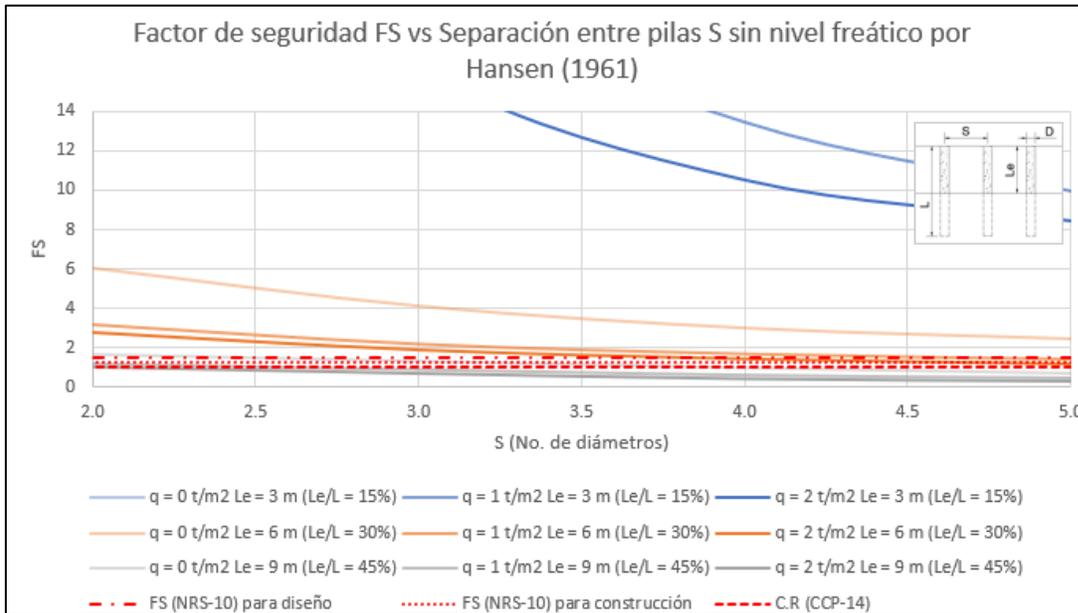


Fuente: Elaboración propia.

- **Metodología de Hansen (1961).**

En la Figura D-2, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-2: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Hansen (1961), para el escenario sin nivel freático.

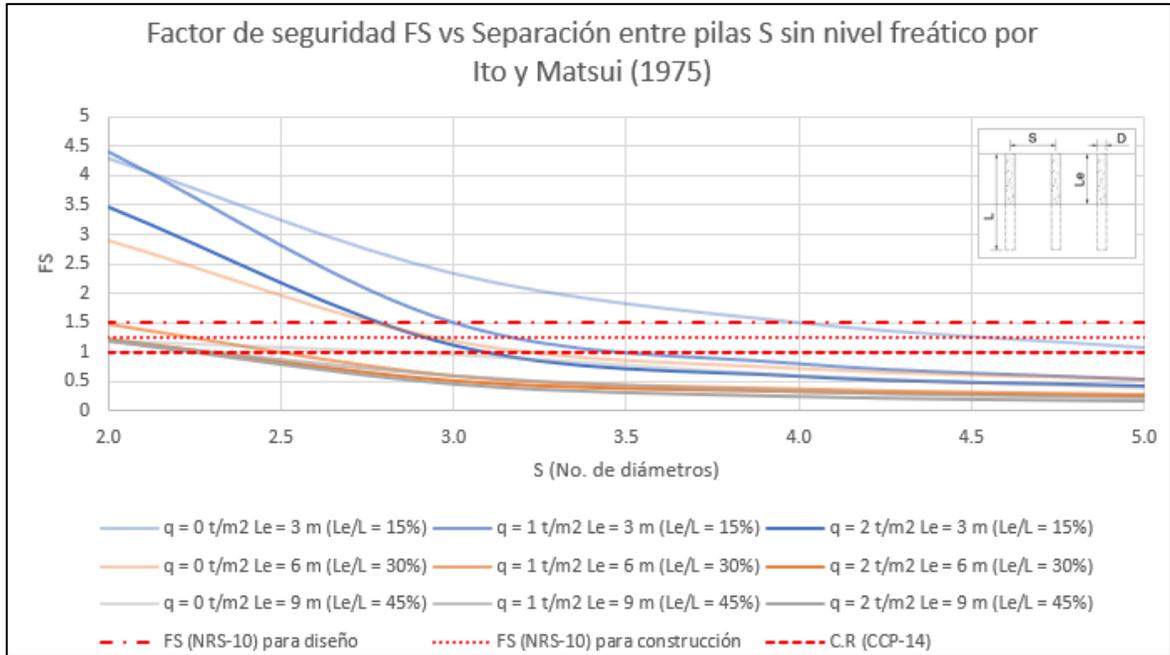


Fuente: Elaboración propia.

- **Metodología de Ito y Matsui (1975):**

En la figura D-3, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-3: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Ito y Matsui (1975), para el escenario sin nivel freático.

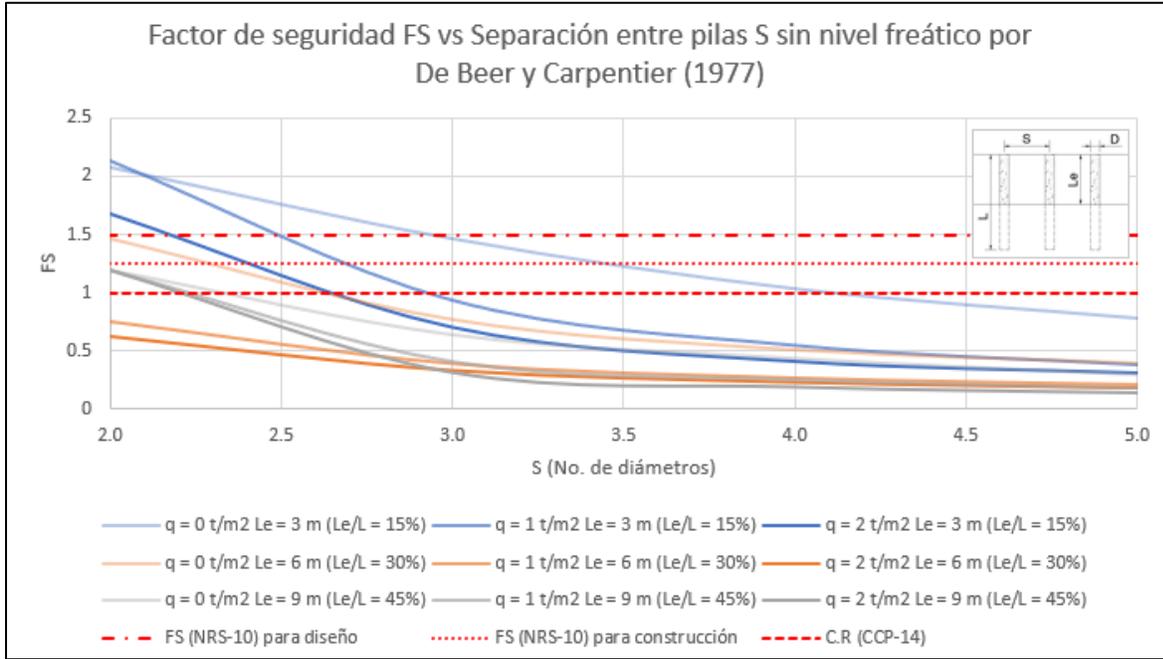


Fuente: Elaboración propia.

- **Metodología de De Beer y Carpentier (1977).**

En la Figura D-4, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-4: Variación de Factores de seguridad FS por el método de De Beer y Carpentier (1977), para el escenario sin nivel freático.

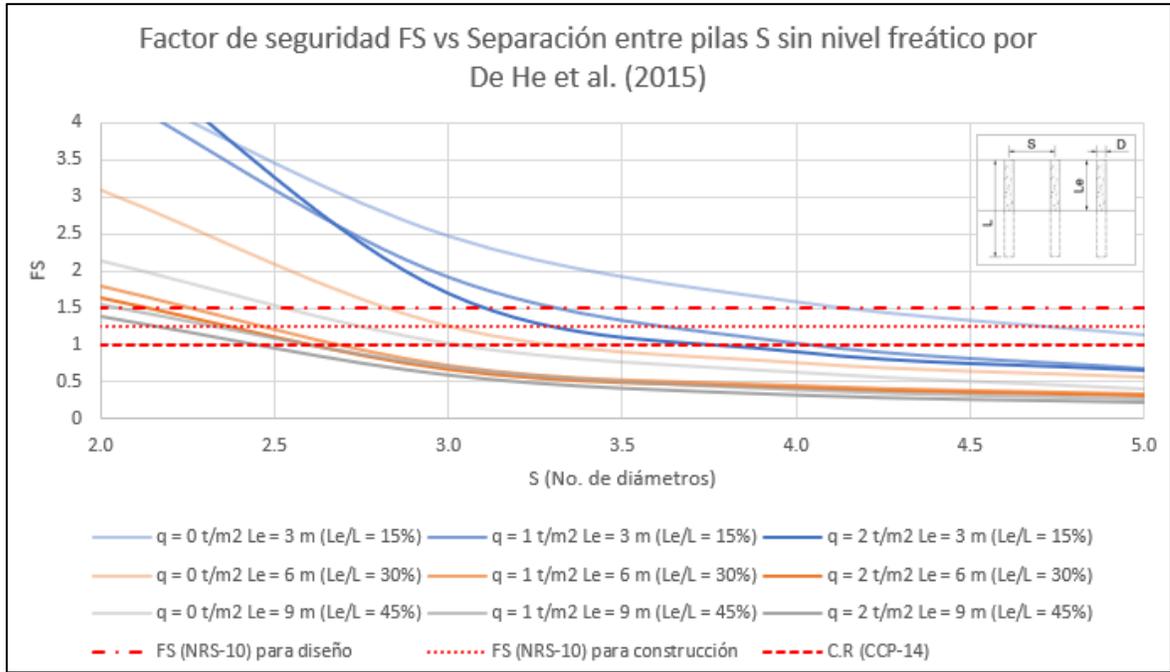


Fuente: Elaboración propia.

- **Metodología de He et al. (2015).**

En la Figura D-5, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-5: Variación de Factores de seguridad FS por el método de He et al. (2015), para el escenario sin nivel freático.



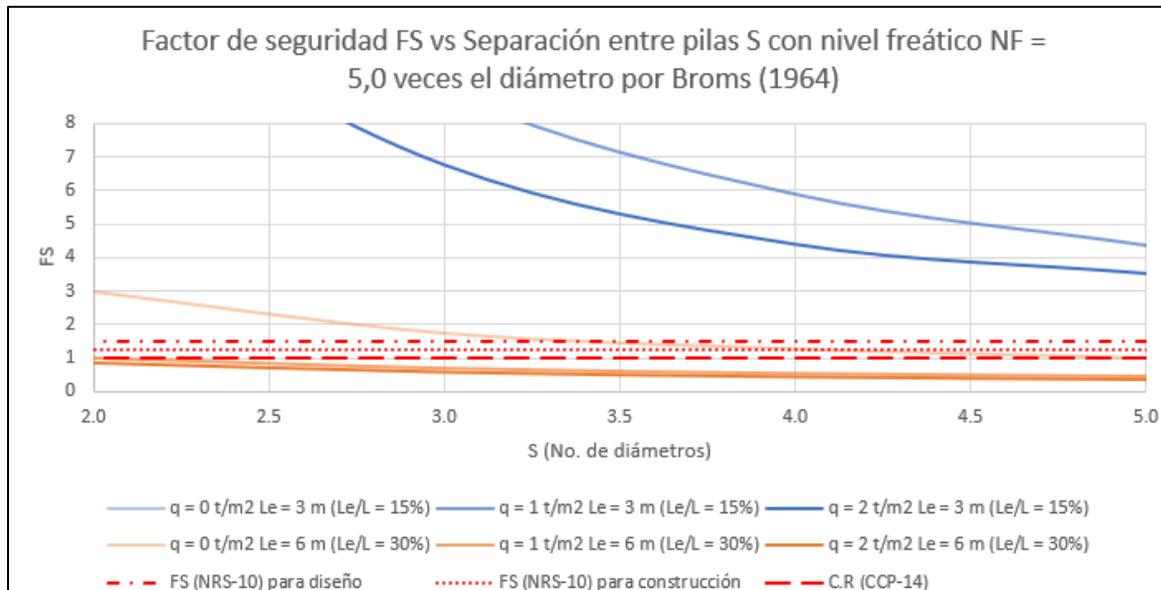
Fuente: Elaboración propia.

D.1.2 Escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

- **Metodología de Broms (1964):**

En la Figura D-6, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-6: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Broms (1964), para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

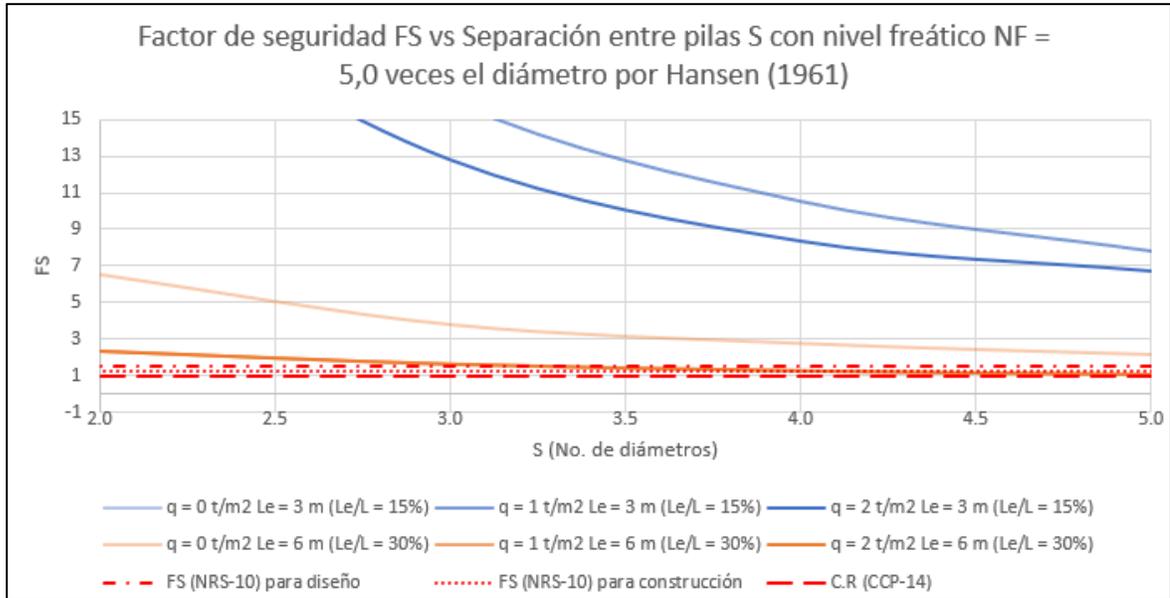


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Metodología de Hansen (1961):**

En la Figura D-7, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-7: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Hansen (1961), para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

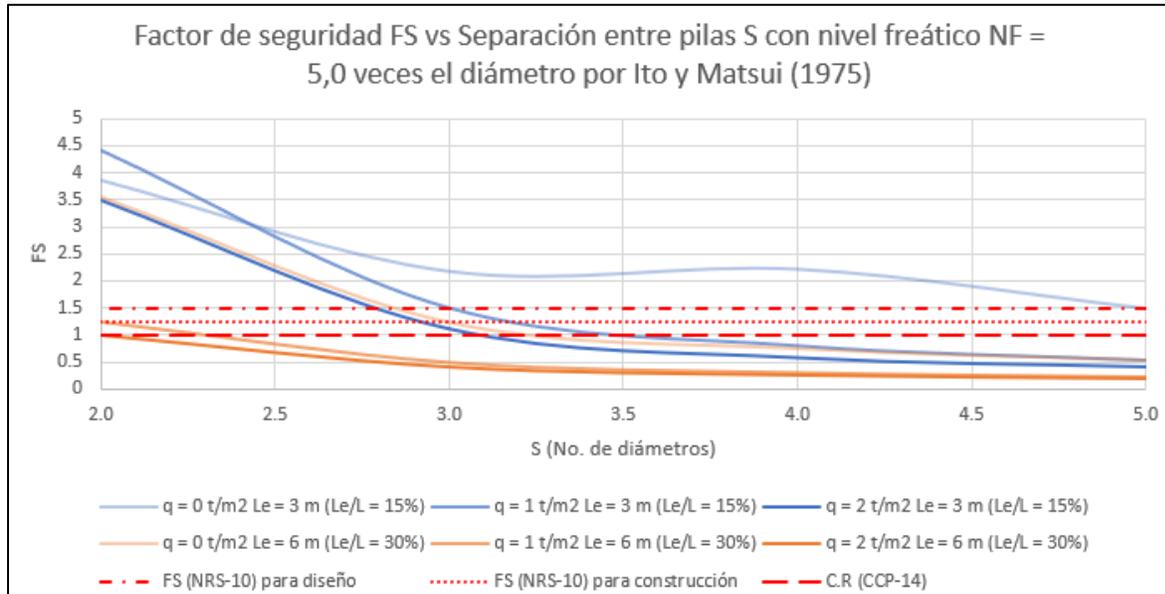


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Metodología de Ito y Matsui (1975):**

En la Figura D-8, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-8: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Ito y Matsui (1975), para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

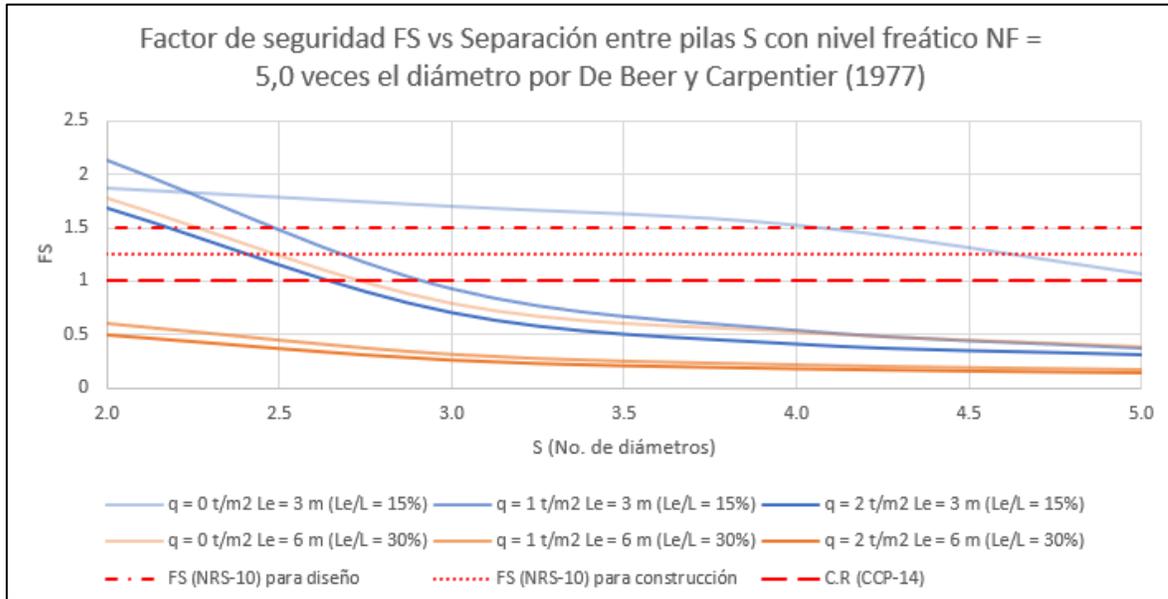


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Metodología de De Beer y Carpentier (1977):**

En la Figura D-9, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-9: Variación de Factores de seguridad FS por el método de De Beer y Carpentier (1977), para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

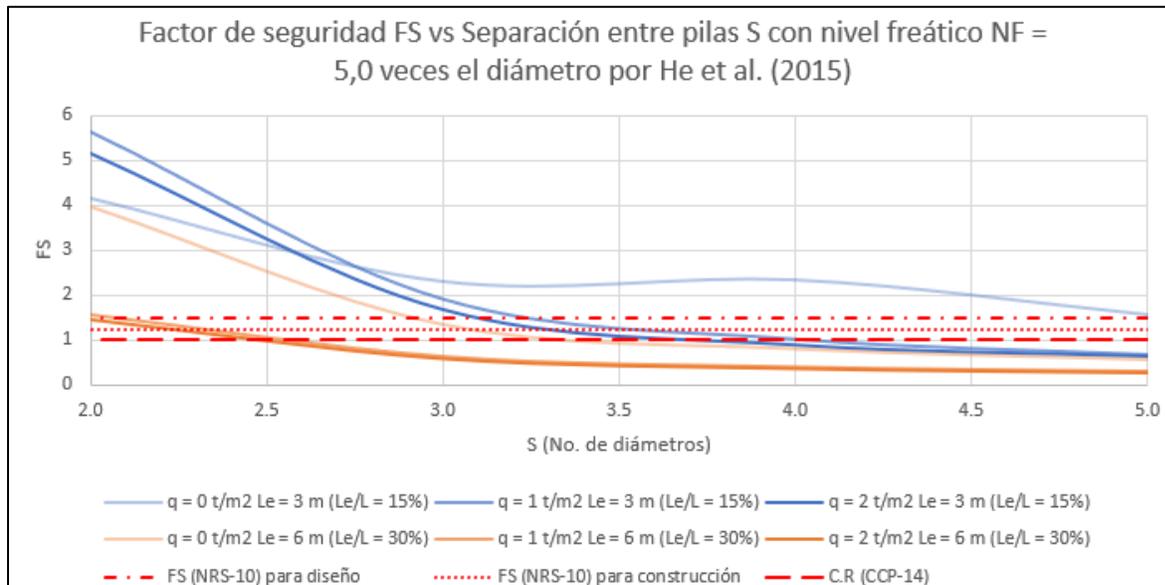


Fuente: Elaboración propia.

- **Metodología de He et al. (2015):**

En la Figura D-10 se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-10: Variación de Factores de seguridad FS por el método de He et al. (2015), para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



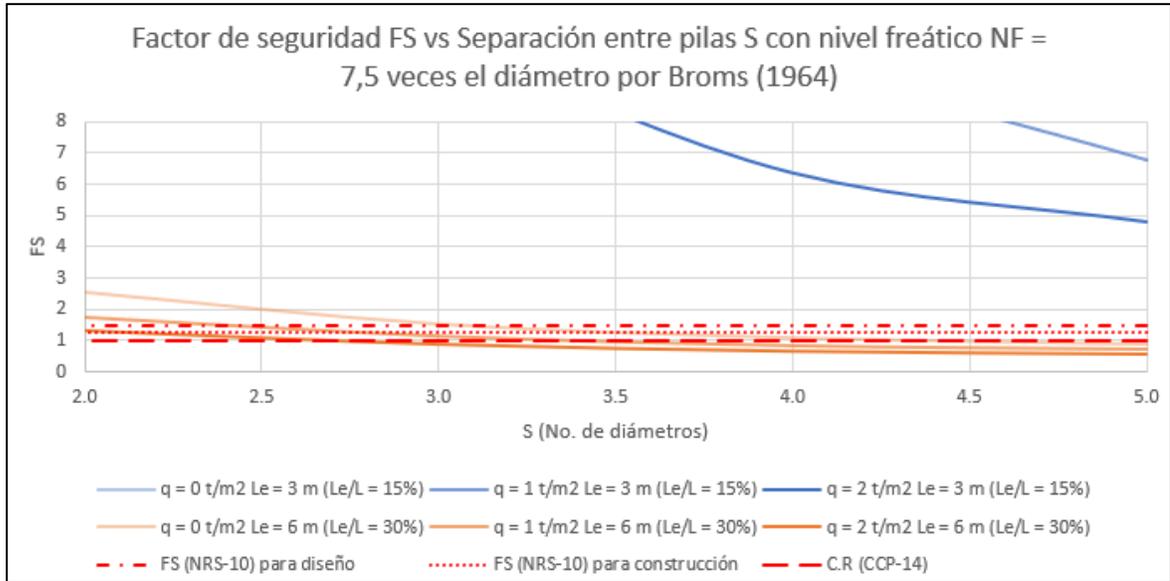
Fuente: Elaboración propia.

D.1.3 Escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).

- **Metodología de Broms (1964):**

En la Figura D-11, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-11: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Broms (1964), para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

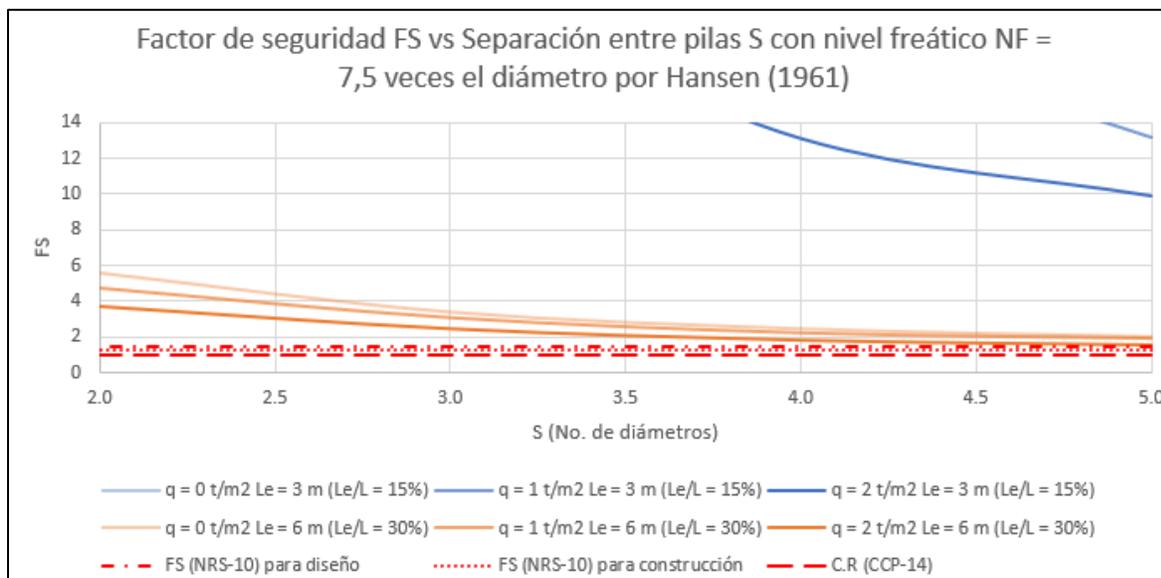


Fuente: Elaboración propia.

- **Metodología de Hansen (1961):**

En la Figura D-12, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-12: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Hansen (1961), para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

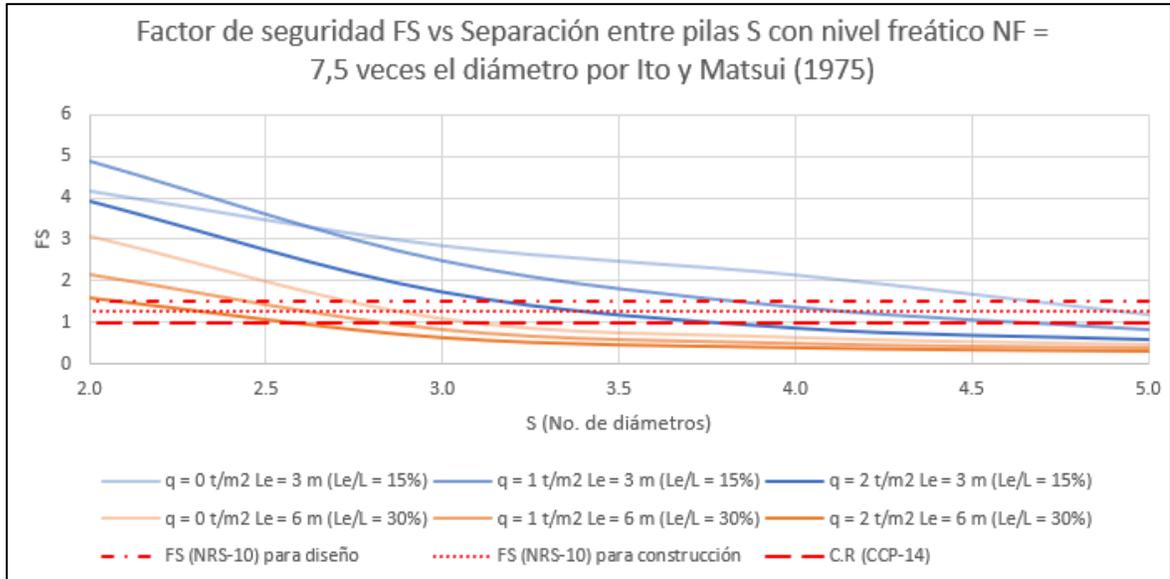


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Metodología de Ito y Matsui (1975):**

En la Figura D-13 se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-13: Variación de Factores de seguridad FS por el método de Ito y Matsui (1975), para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

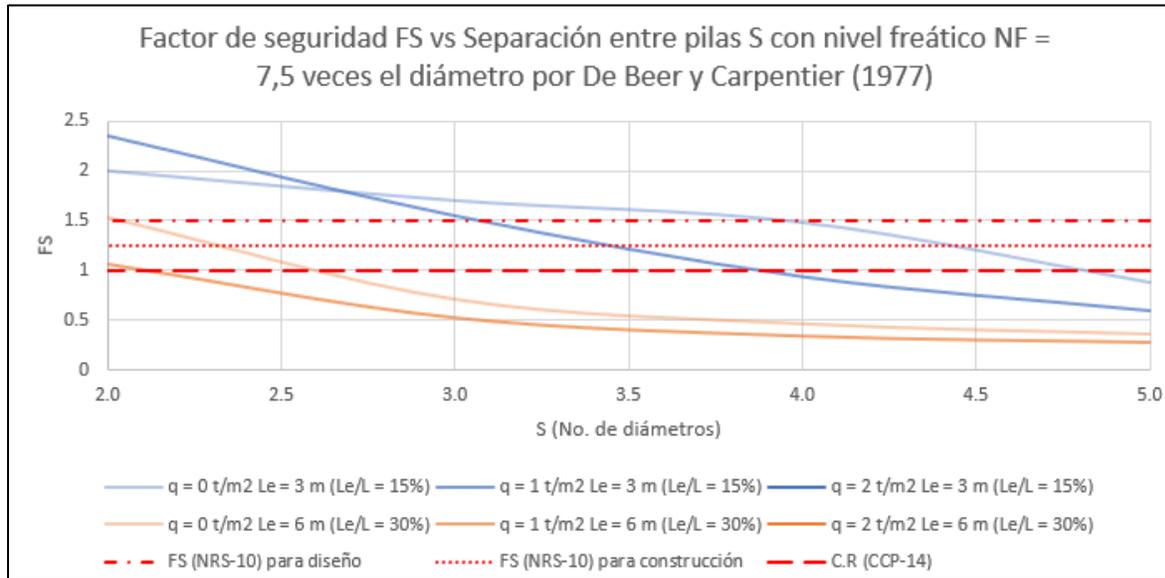


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Metodología de De Beer y Carpentier (1977):**

En la Figura D-14, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-14: Variación de Factores de seguridad FS por el método de De Beer y Carpentier (1977), para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

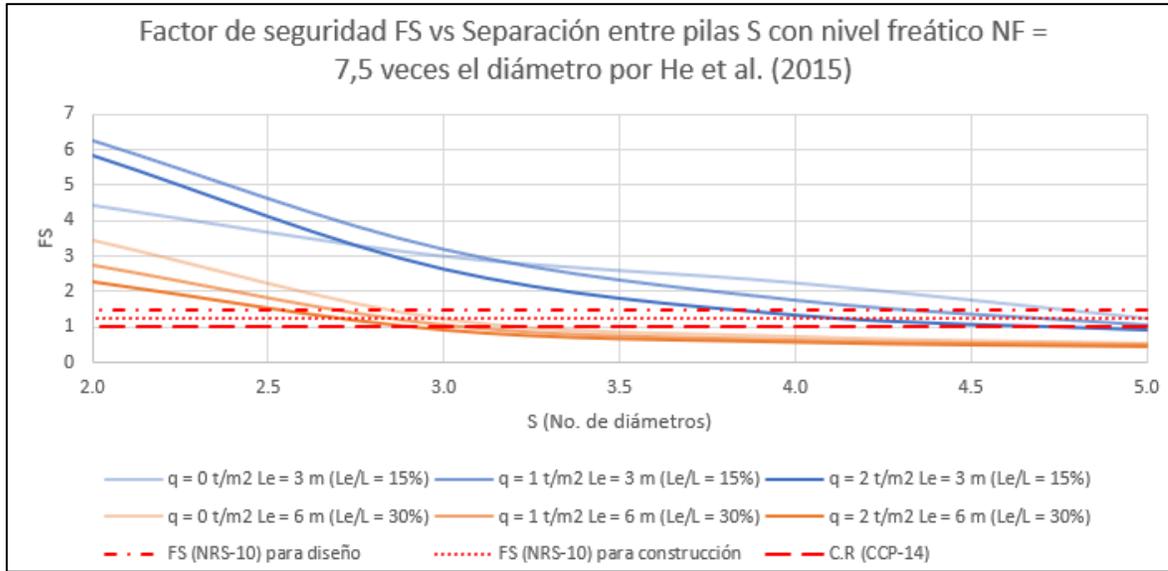


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Metodología de He et al. (2015):**

En la Figura D-15, se presenta los resultados asociados a la comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, respecto a la separación entre pilas, para esta metodología.

Figura D-15: Variación de Factores de seguridad FS por el método de He et al. (2015), para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).



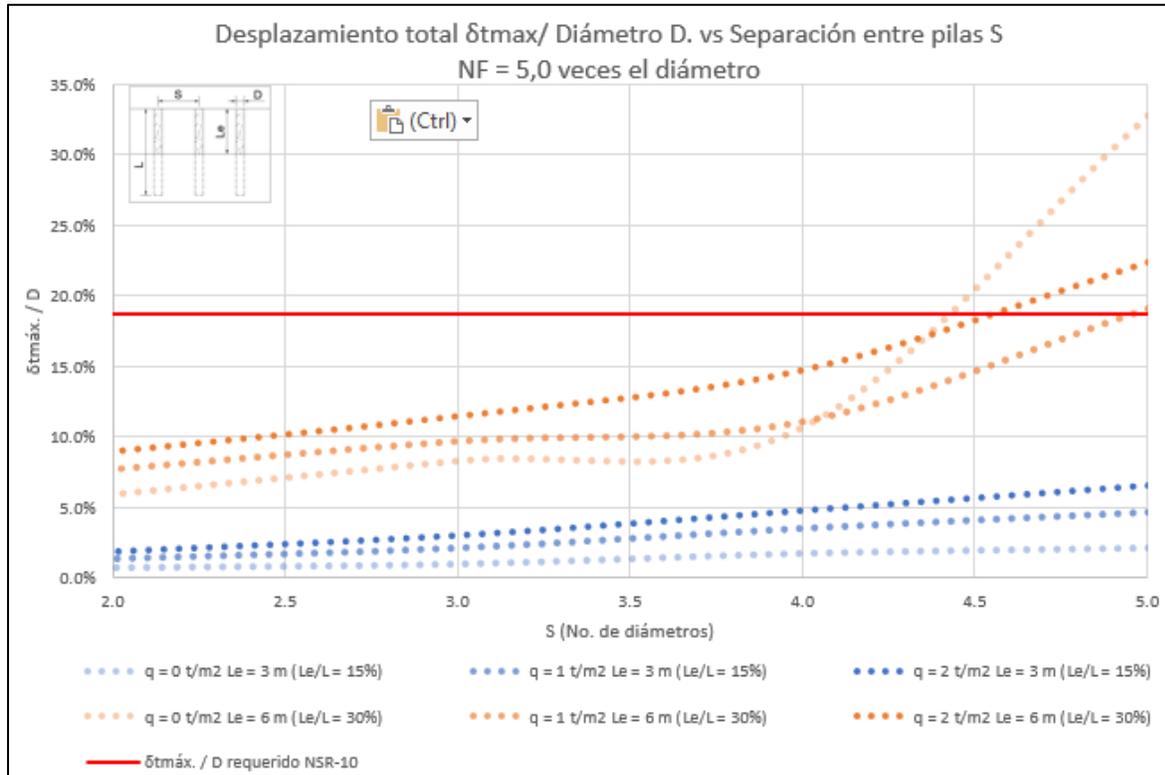
Fuente: Elaboración propia.

D.2 Criterio de funcionalidad

D.2.1 Escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

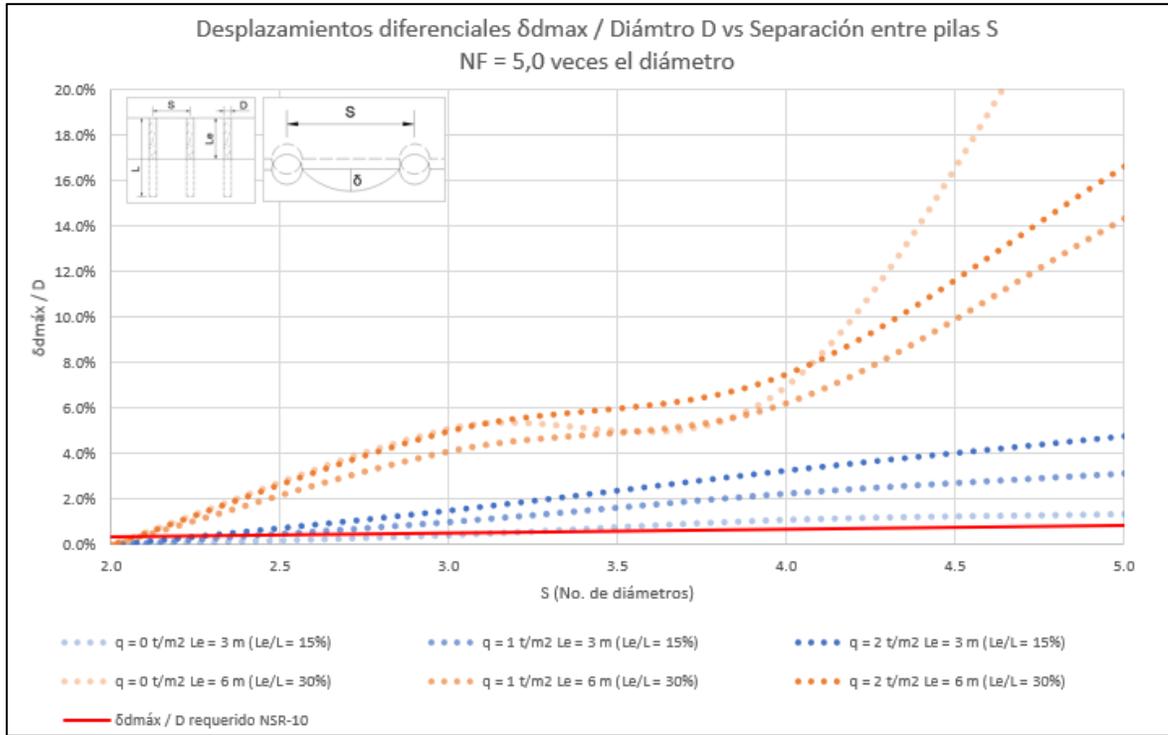
En la Figura D-16 y Figura D-17, se presentan los resultados obtenidos de desplazamientos máximos δ_{tmax} y desplazamientos diferenciales δ_{dmax} , por cada escenario, asumiendo las restricciones de desplazamientos totales dadas por la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010) utilizadas para cimentaciones, que es de 15 cm ($\delta_{tmax}/D = 15 \text{ cm} / 80 \text{ cm} = 18.8 \%$), y desplazamientos diferenciales máximos son $S/300$ para estructuras en concreto ($\delta_{dmax}/D = \frac{S/2}{300}$).

Figura D-16: Variación de Desplazamientos máximos $\delta_{\text{máx}}$ para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-17: Variación de Desplazamientos diferenciales δ_{dmax} para el con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

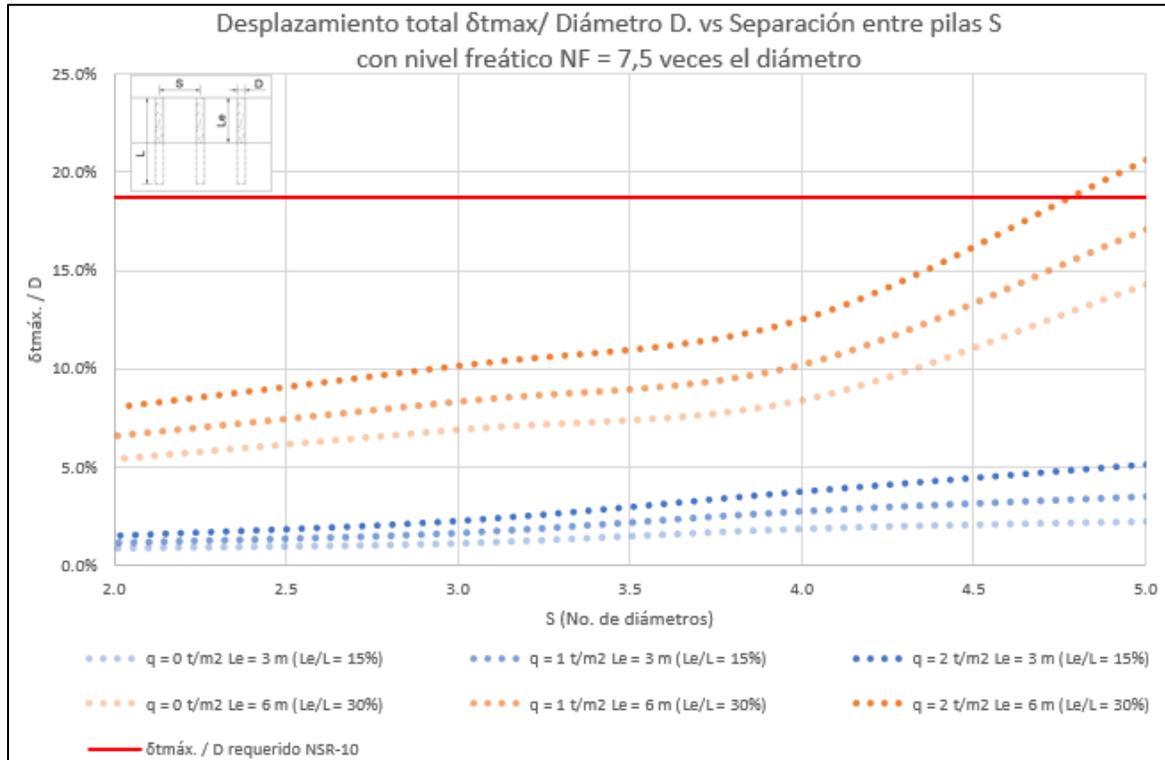


Fuente: Elaboración propia.

D.2.2 Escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

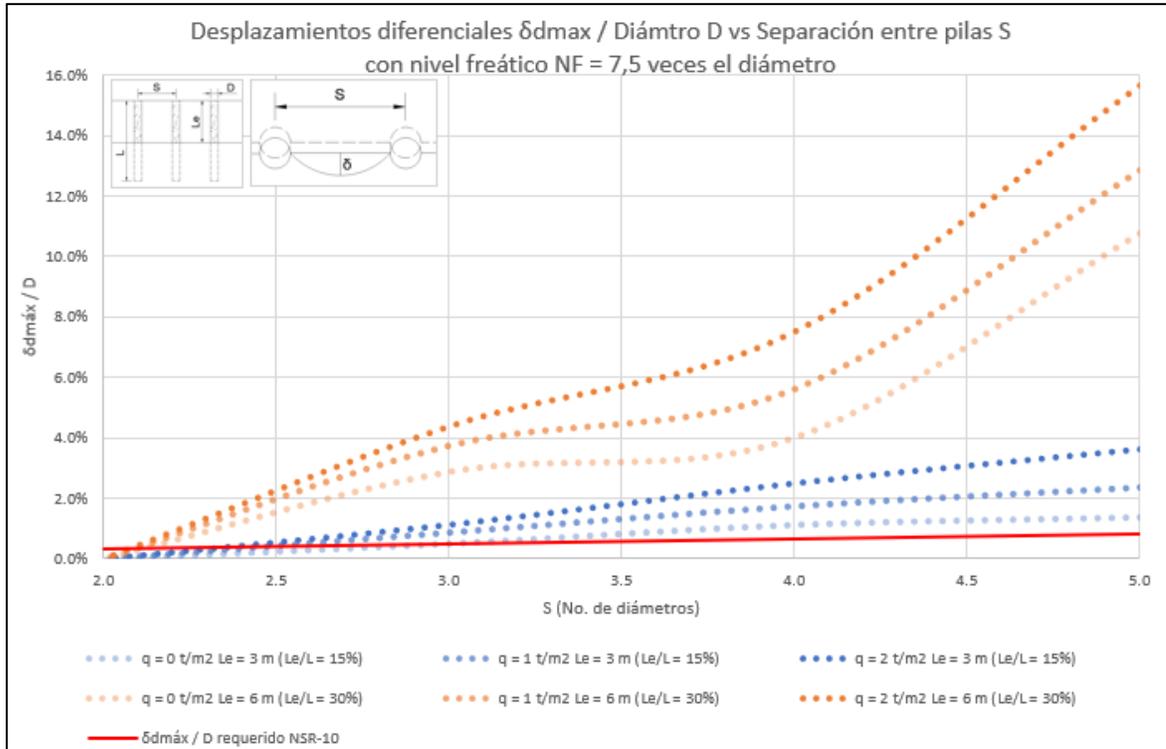
En la Figura D-18 y Figura D-19, se presentan los resultados obtenidos de desplazamientos máximos δ_{tmax} y desplazamientos diferenciales δ_{dmax} , por cada escenario, asumiendo las restricciones de desplazamientos totales dadas por la norma NSR-10 (Minvivienda, 2010) utilizadas para cimentaciones, que es de 15 cm ($\delta_{tmax}/D = 15 \text{ cm} / 80 \text{ cm} = 18.8 \%$), y desplazamientos diferenciales máximos son $S/300$ para estructuras en concreto ($\delta_{dmax}/D = \frac{S/2}{300}$).

Figura D-18: Variación de Desplazamientos máximos $\delta_{\text{máx}}$ respecto a la separación entre pilas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-19: Variación de Desplazamientos diferenciales $\delta_{dm\acute{a}x}$ para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).



Fuente: Elaboración propia.

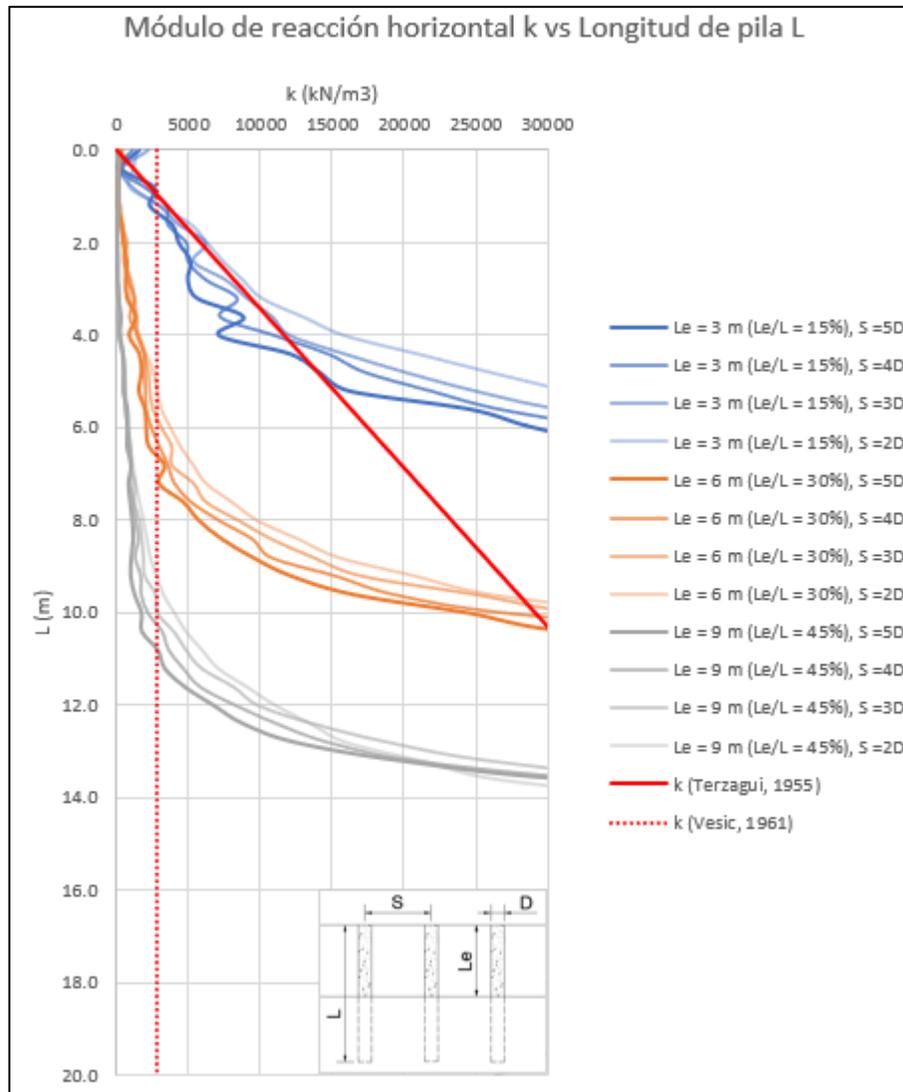
D.3 Interacción suelo estructura

D.3.1 Estimación de módulos de reacción horizontal

- **Escenario sin nivel freático**

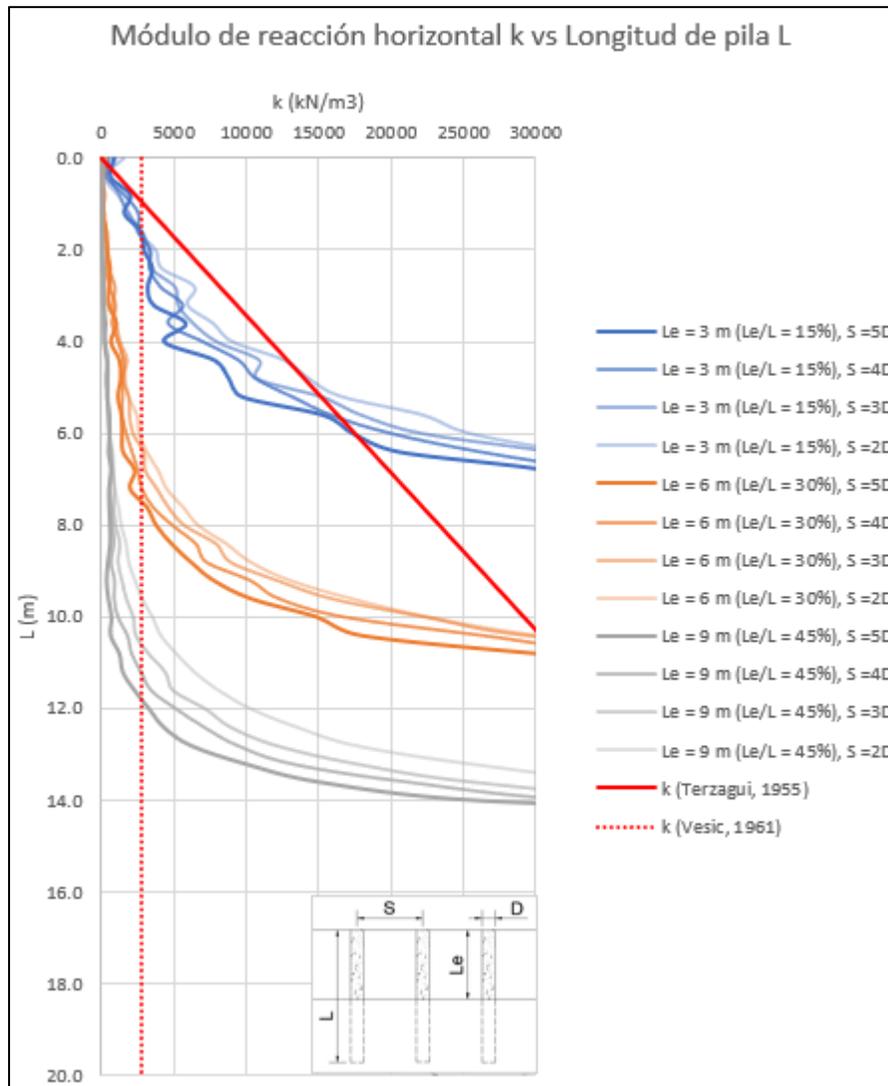
De la Figura D-20 a la Figura D-21, se presentan las curvas de interacción suelo estructura, traducidos en módulos de reacción de la subrasante horizontal k para las pilas.

Figura D-20: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-21: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y con sobrecarga de 2.0 t/m².

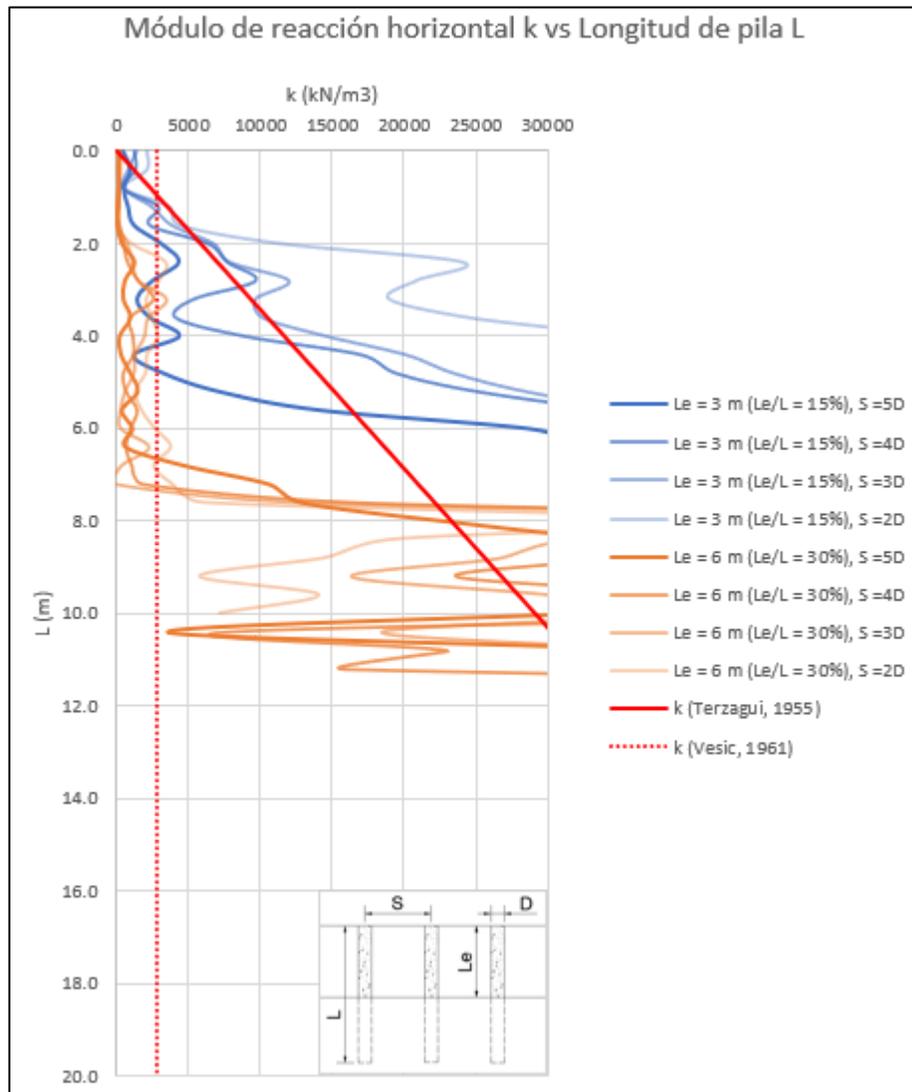


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m)**

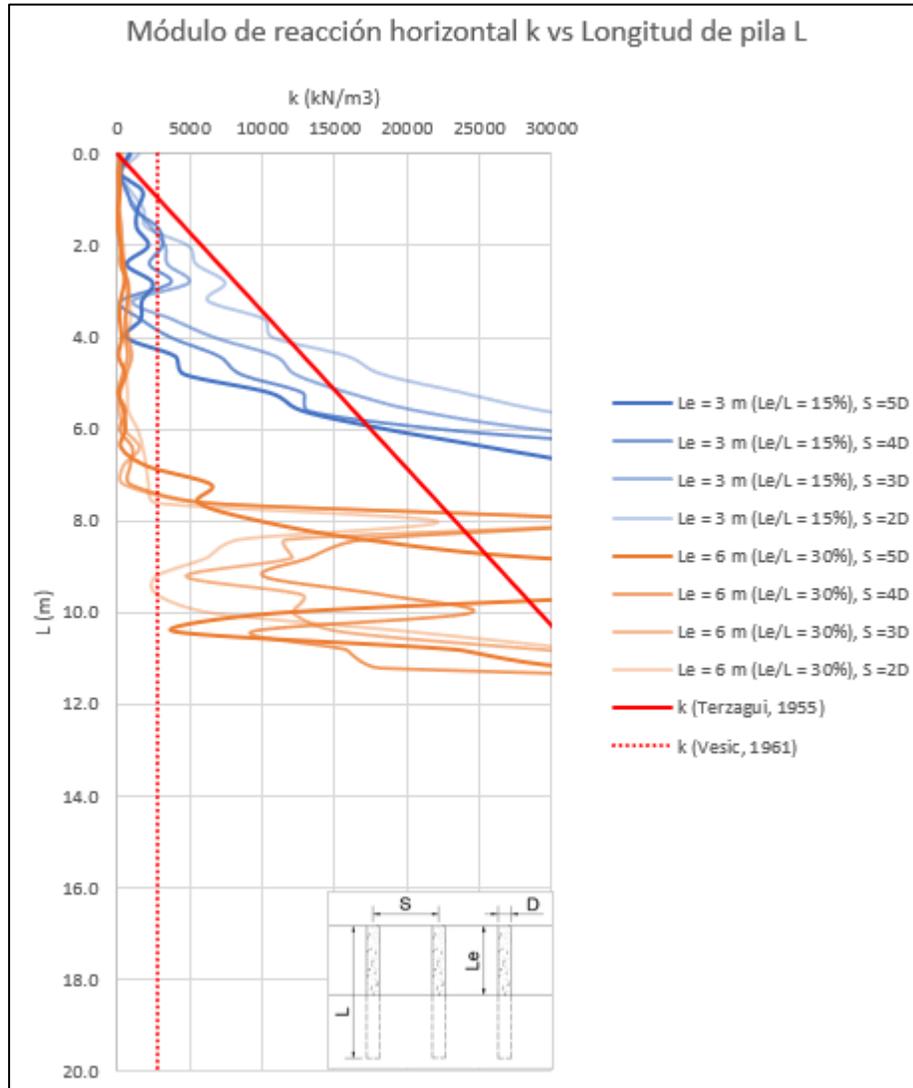
De la Figura D-22 a la Figura D-23, se presentan las curvas de interacción suelo estructura, traducidos en módulos de reacción de la subrasante horizontal k para las pilas.

Figura D-22: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro ($NF = 4$ m) y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-23: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro ($NF = 4$ m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².

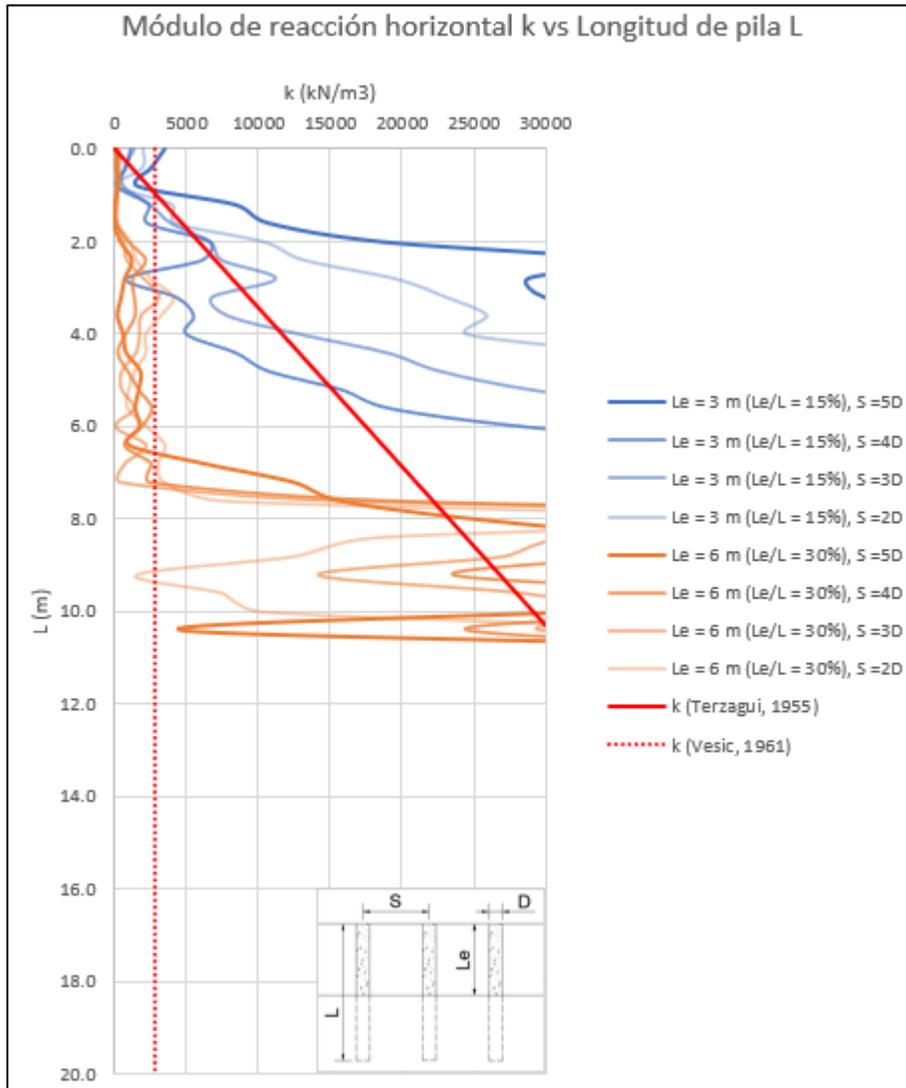


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 4$ m)**

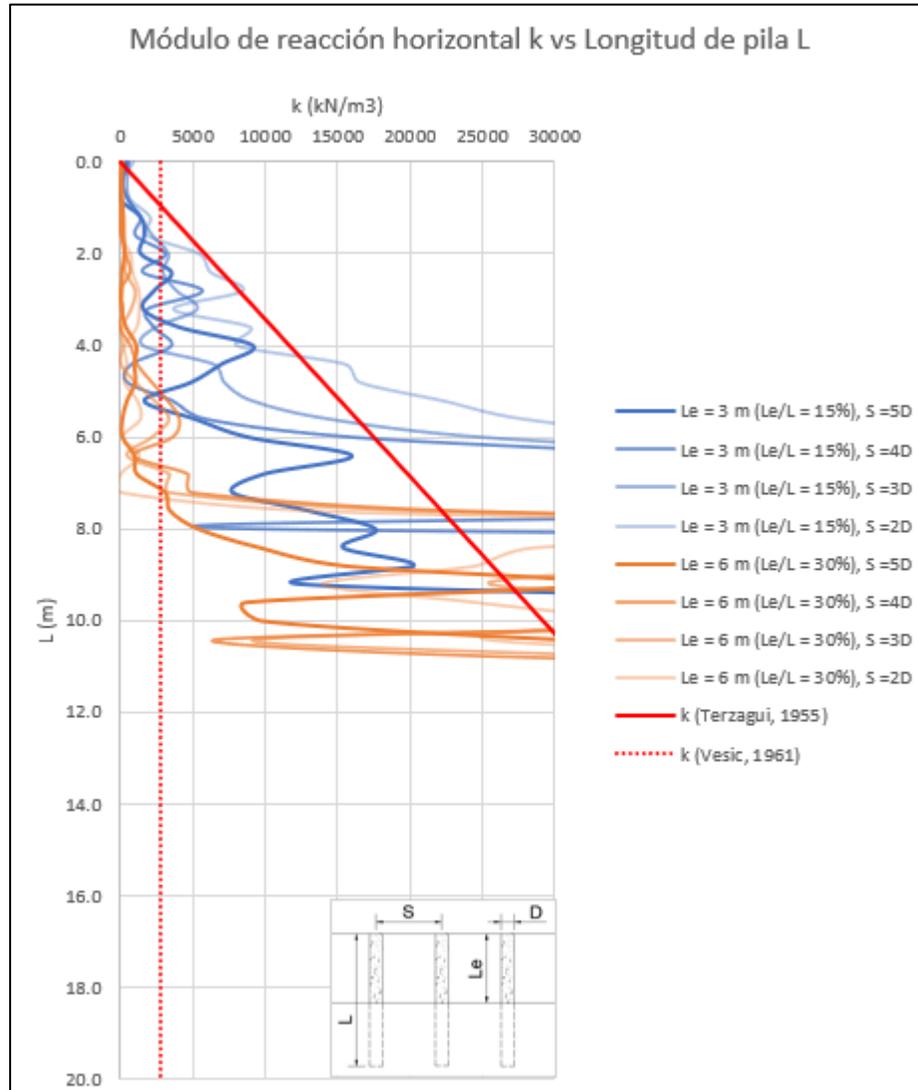
De la Figura D-24 a la Figura D-25, se presentan las curvas de interacción suelo estructura, traducidos en módulos de reacción de la subrasante horizontal k para las pilas.

Figura D-24: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m) y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-25: Variación de módulo de reacción horizontal k respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².



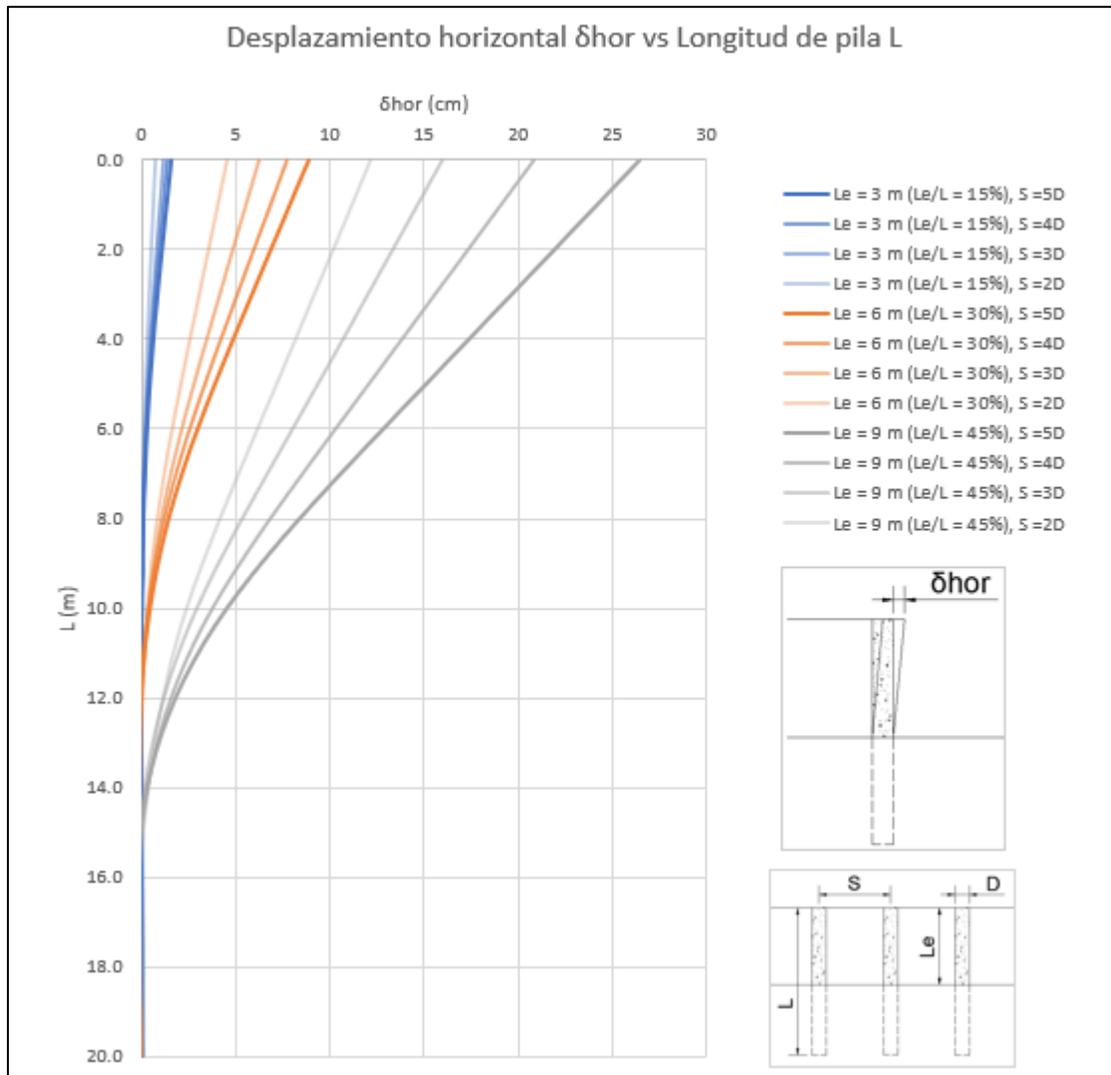
Fuente: Elaboración propia.

D.3.2 Curvas de deflexión horizontal de pilas

- **Escenario sin nivel freático**

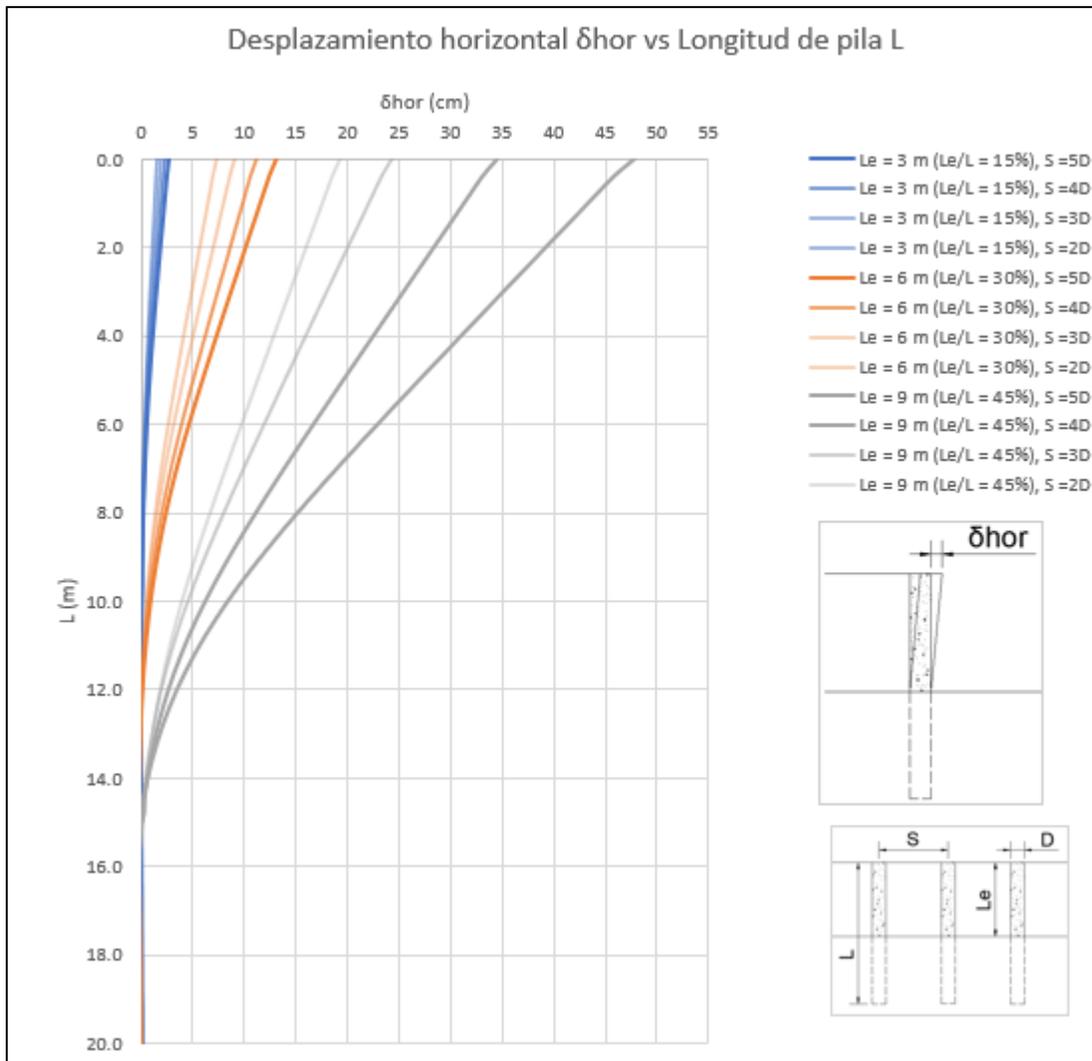
De la Figura D-26 a la Figura D-27, se presentan las curvas de deflexión horizontal respecto a la longitud de la pila, para el escenario sin nivel freático.

Figura D-26: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-27: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y con sobrecarga de 2.0 t/m2.

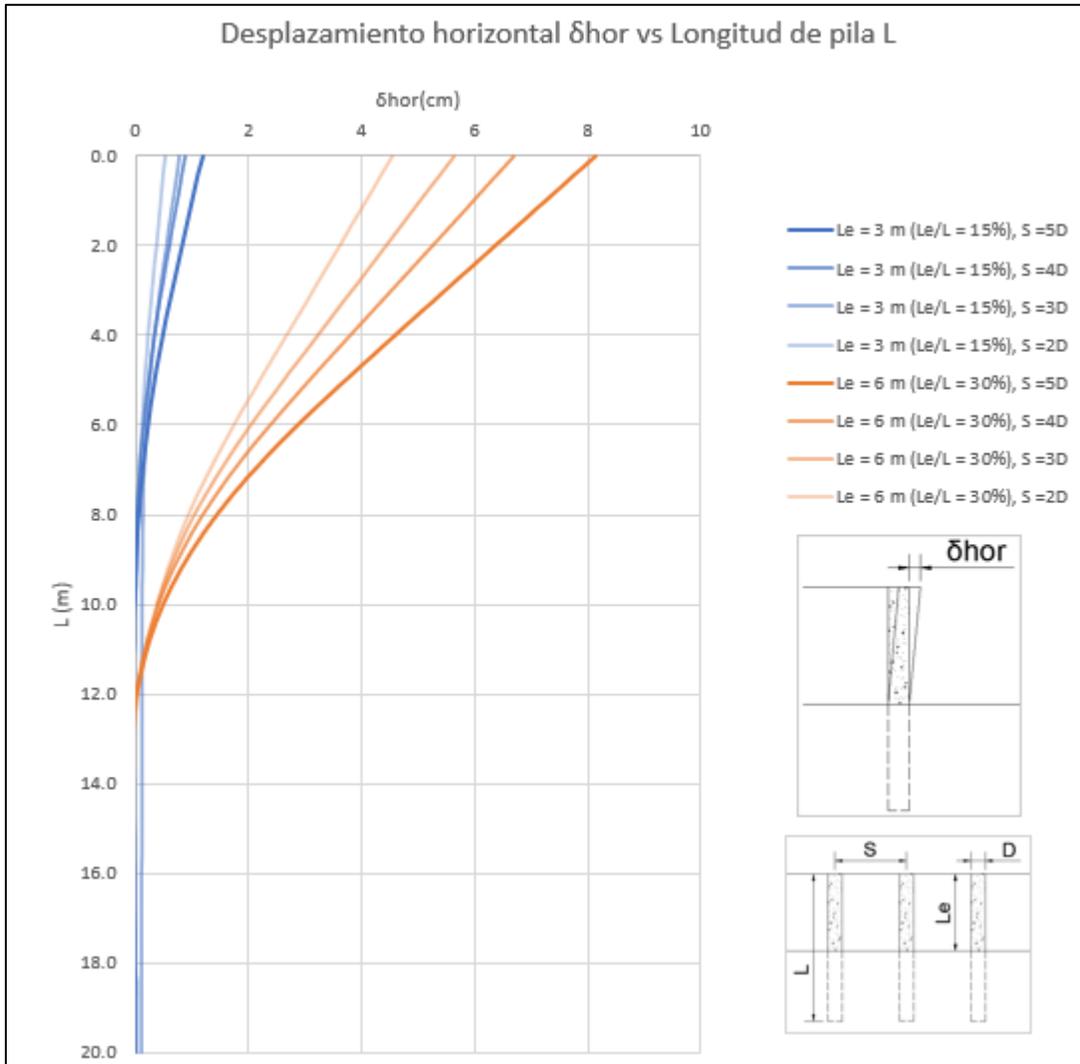


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m)**

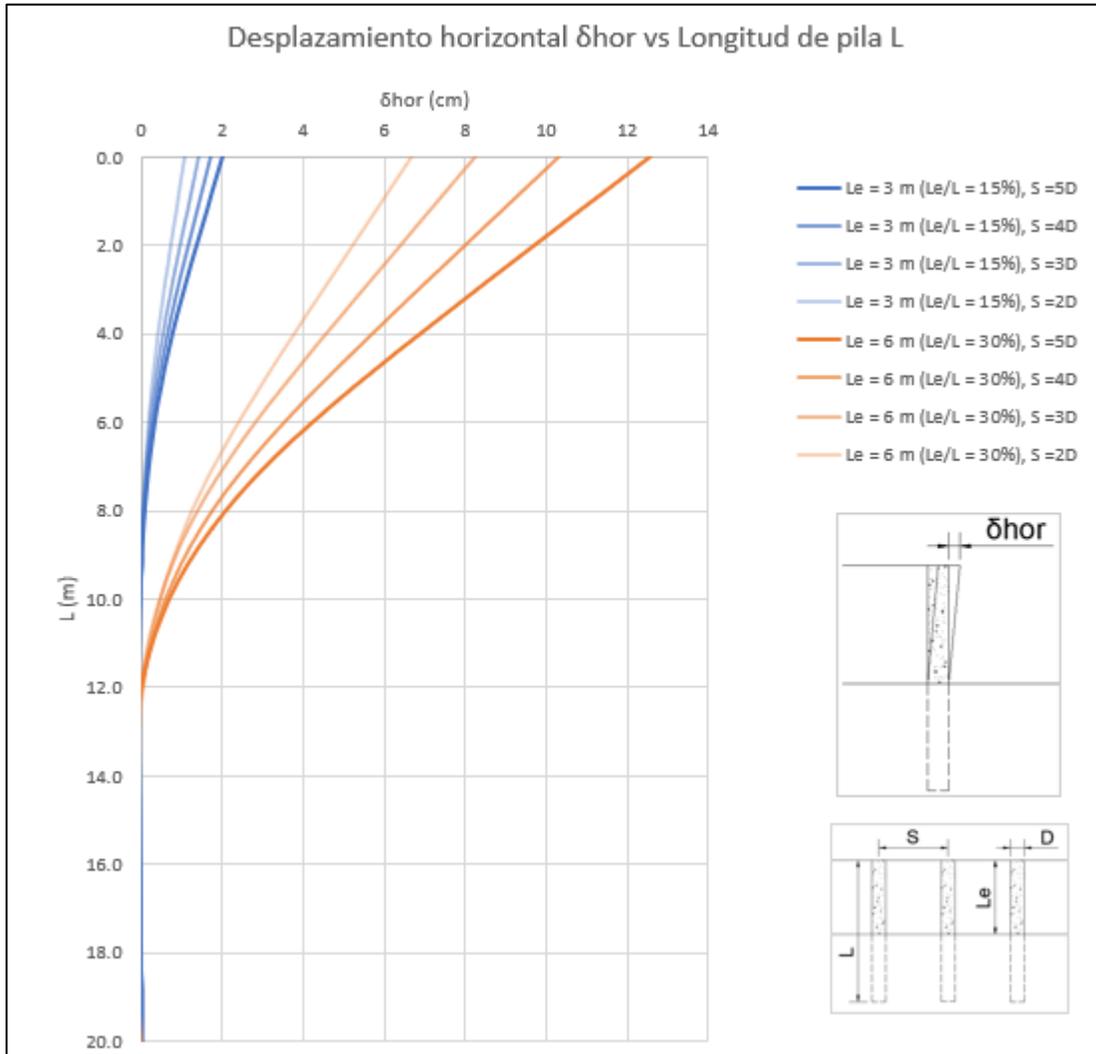
De la Figura D-28 a la Figura D-29, se presentan las curvas de deflexión horizontal respecto a la longitud de la pila, para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

Figura D-28: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-29: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².

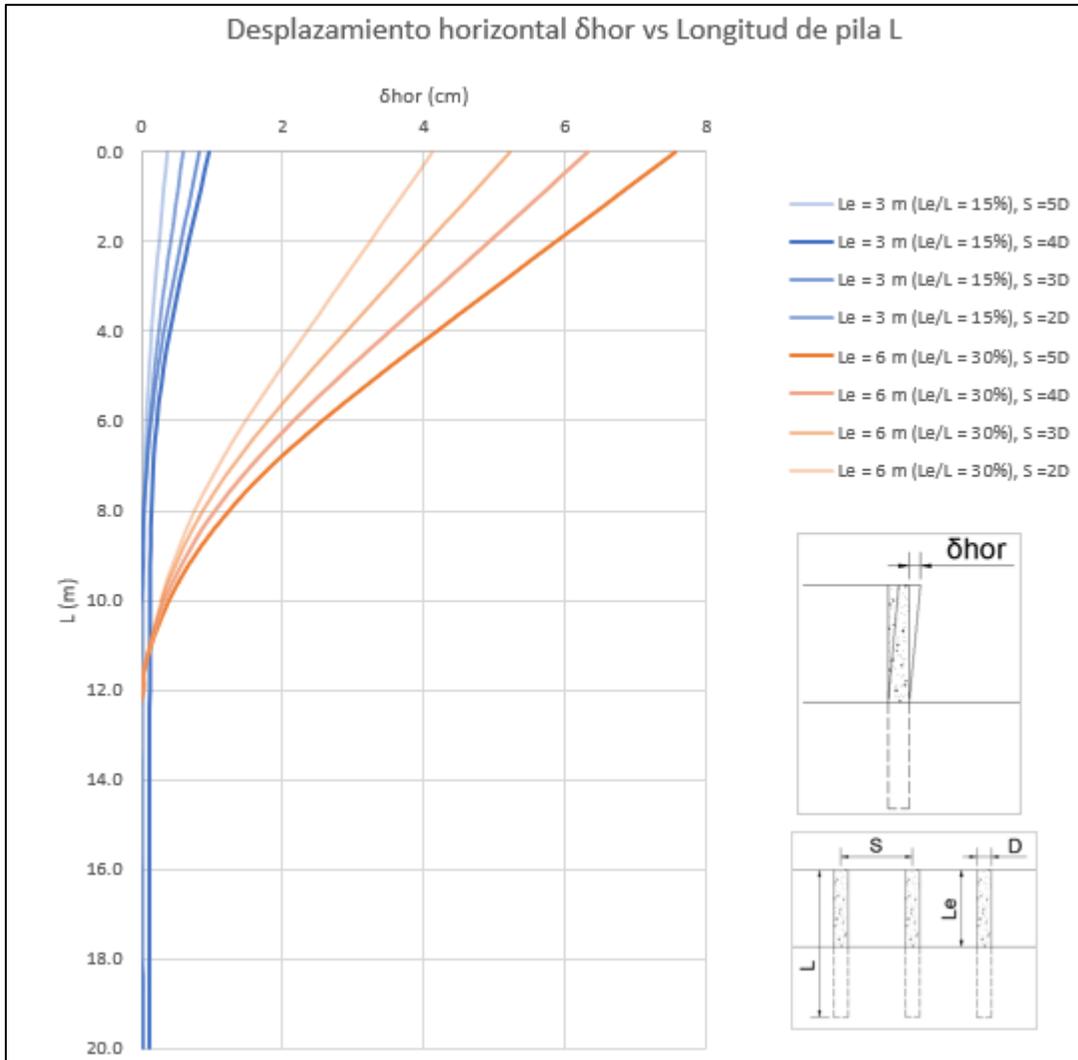


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 4 m)**

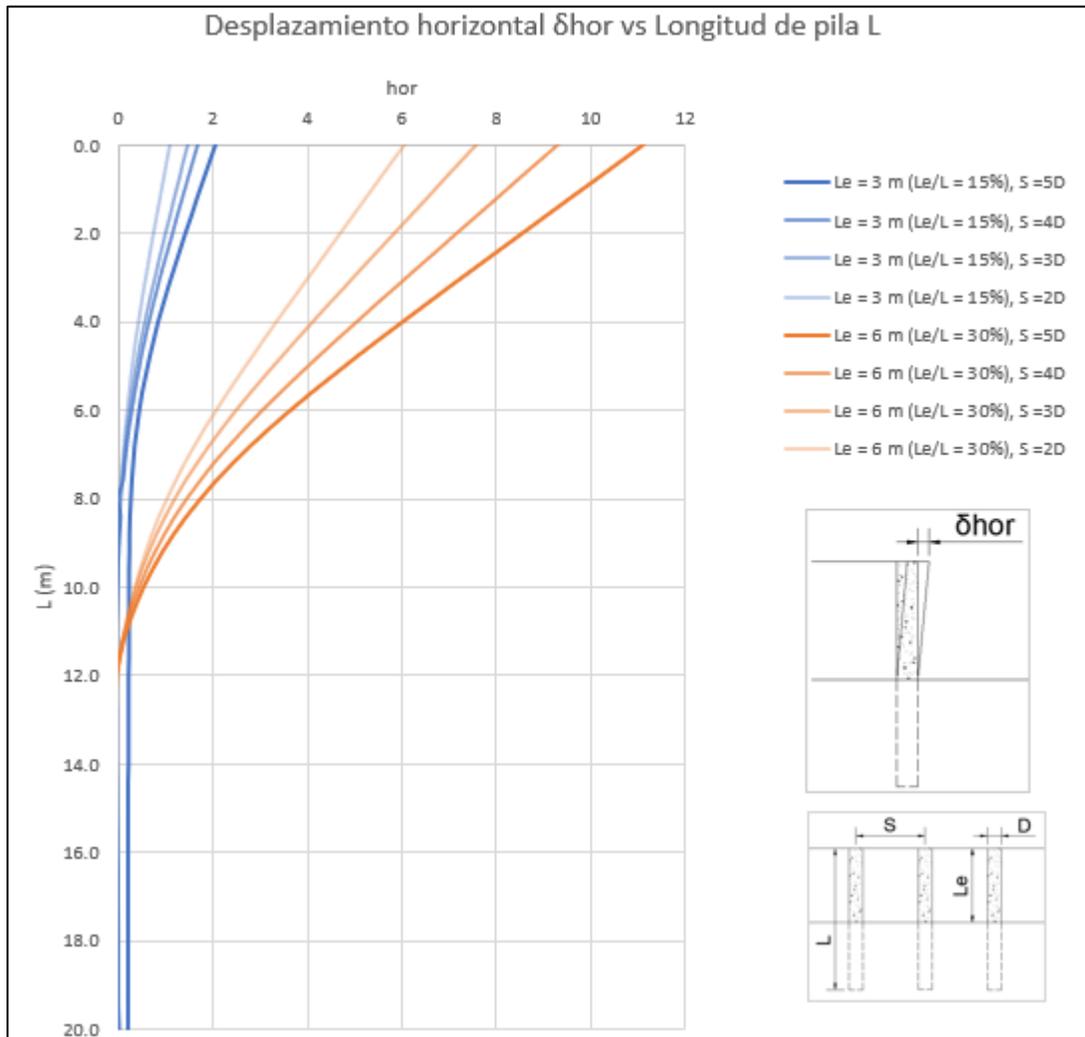
De la Figura D-30 a la Figura D-31, se presentan las curvas de deflexión horizontal respecto a la longitud de la pila, para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).

Figura D-30: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-31: Variación de deflexión horizontal respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².



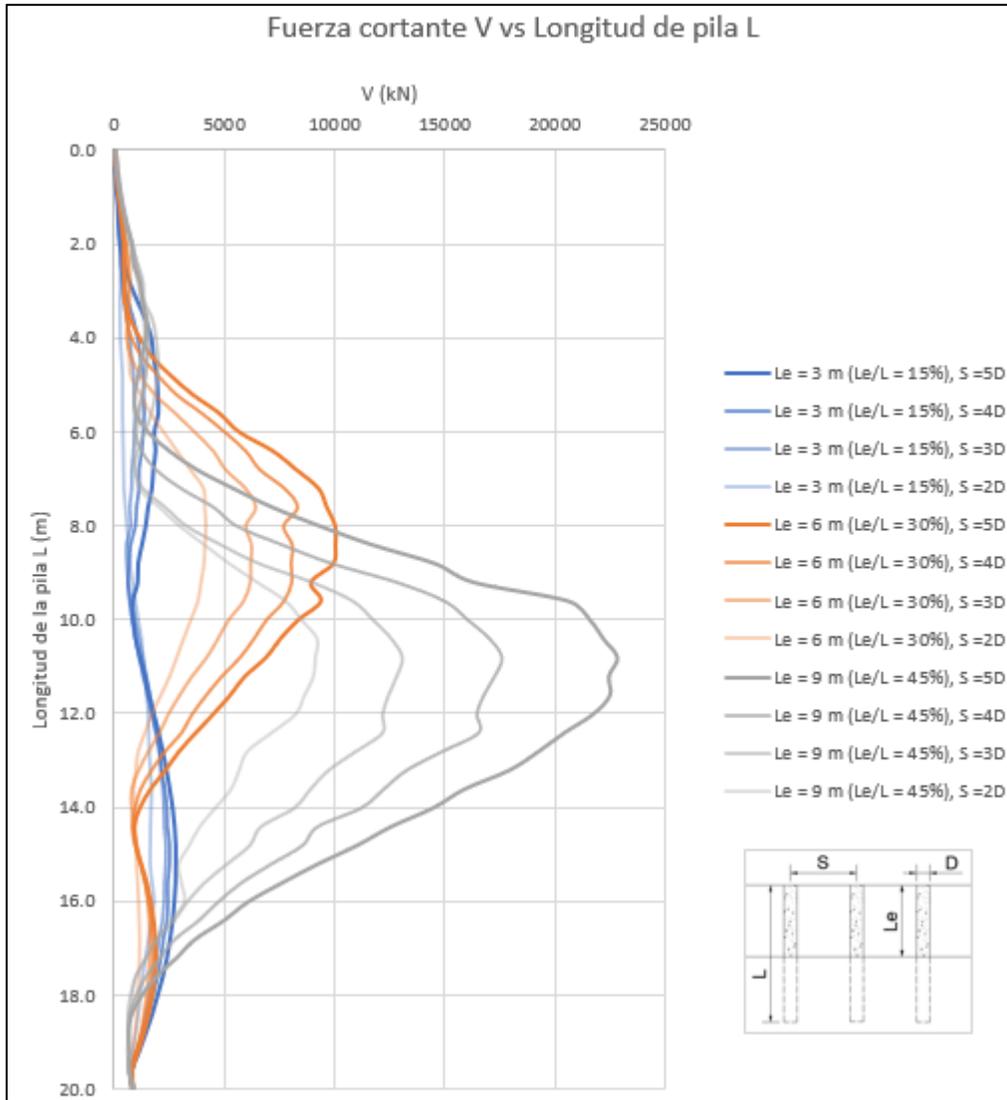
Fuente: Elaboración propia.

D.3.3 Curvas de fuerza cortante de pilas

- **Escenario sin nivel freático**

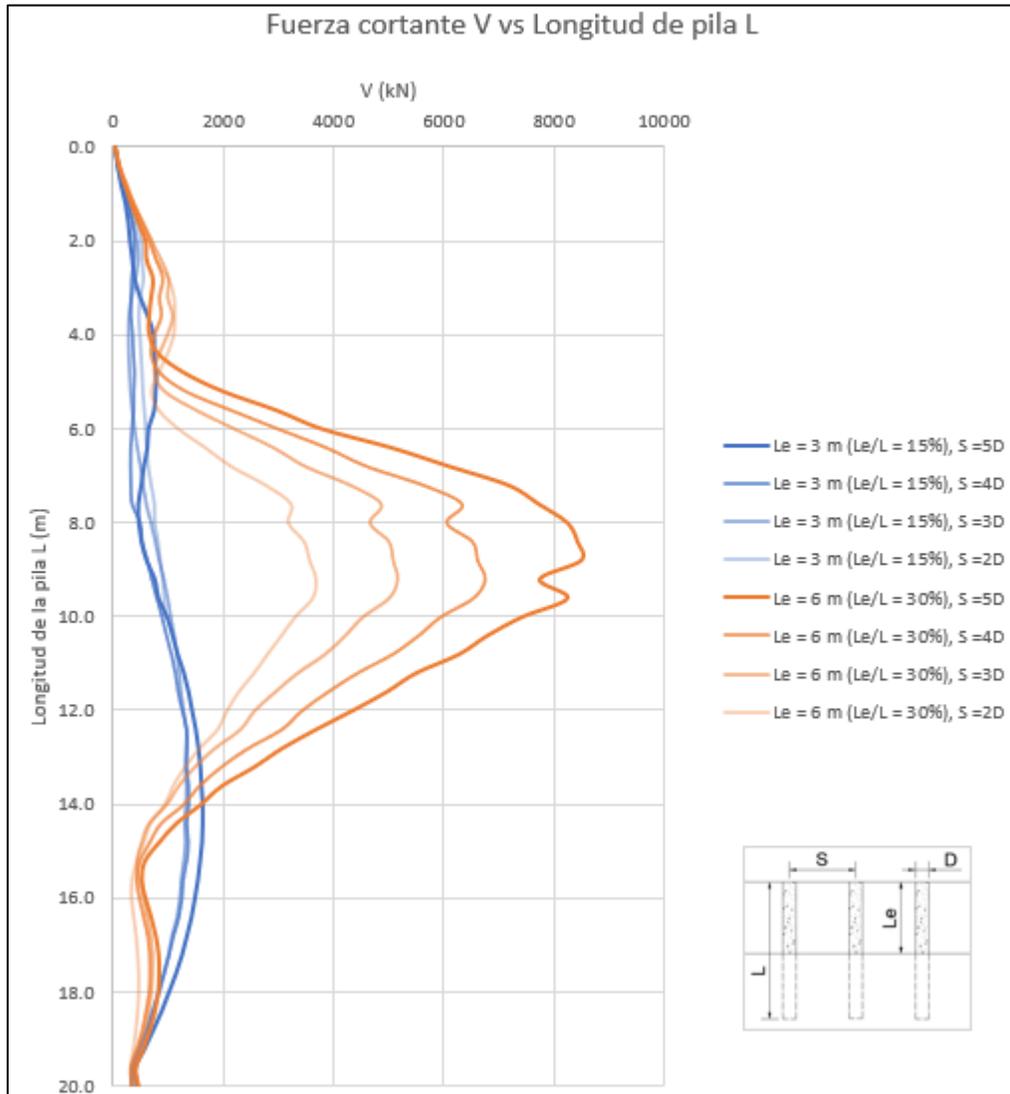
De la Figura D-32 a la Figura D-33, se presentan las curvas del valor absoluto de la fuerza cortante respecto a la longitud de la pila para el escenario sin nivel freático.

Figura D-32: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



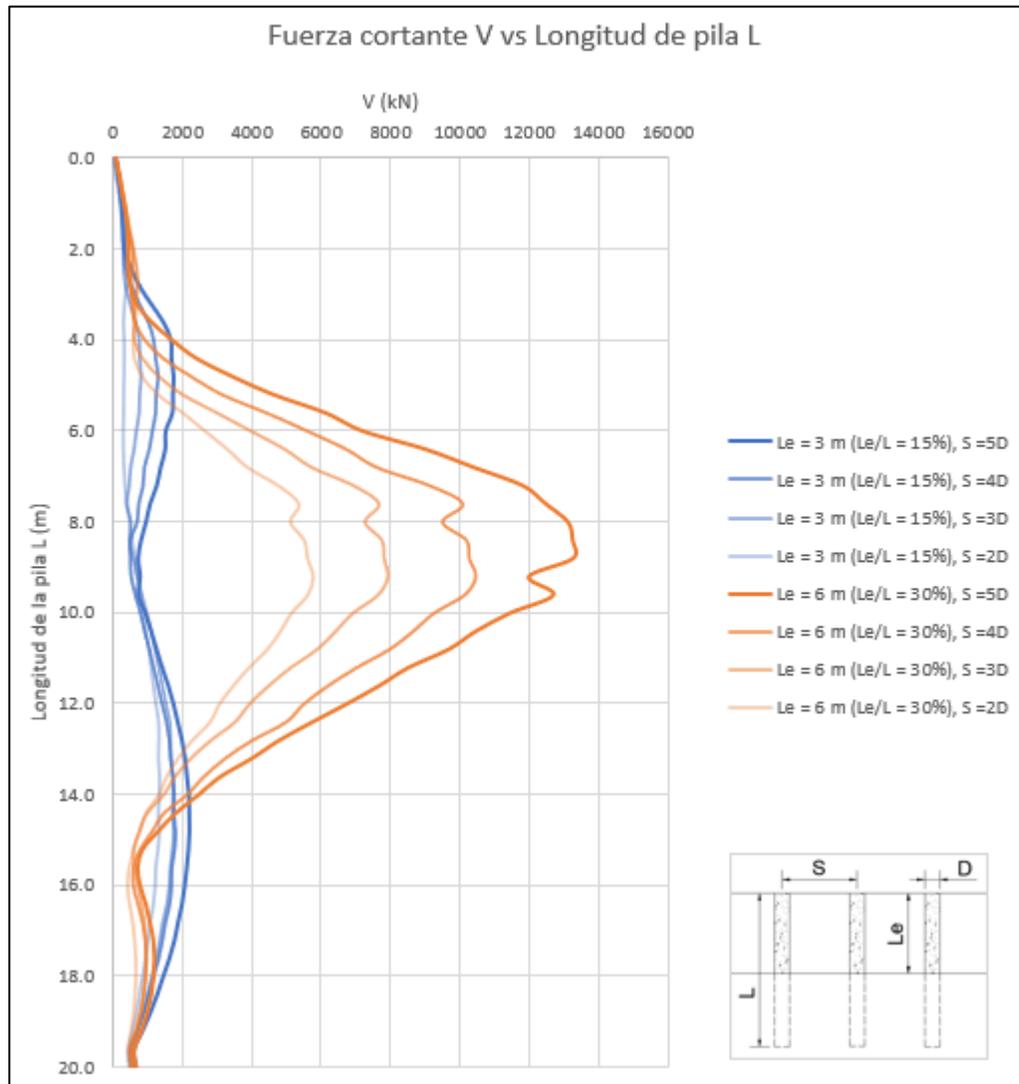
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-34: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-35: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro ($NF = 4$ m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².

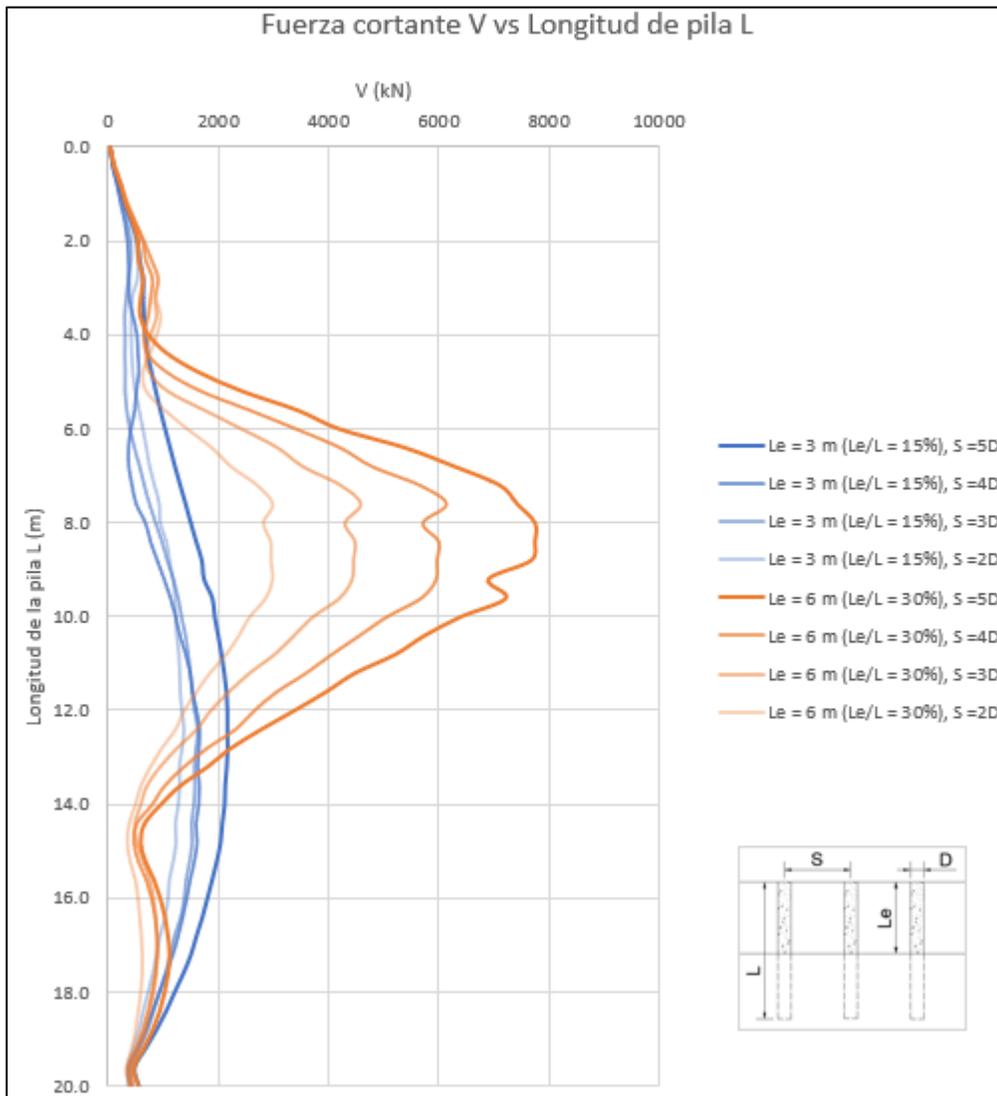


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m)**

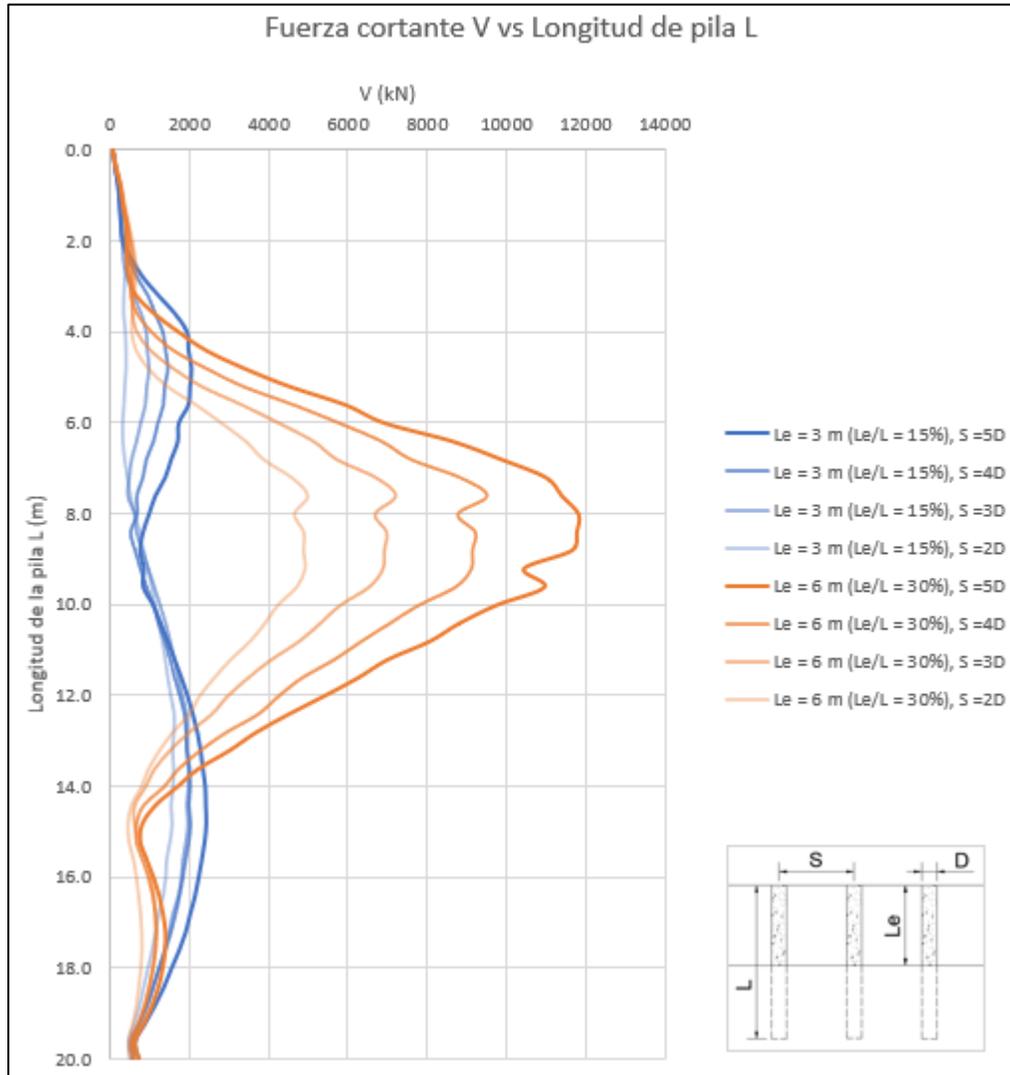
De la Figura D-36 a la Figura D-37, se presentan las curvas del valor absoluto de la fuerza cortante respecto a la longitud de la pila para el escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m).

Figura D-36: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m) y sin sobrecarga



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-37: Variación del valor absoluto de la fuerza cortante respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².



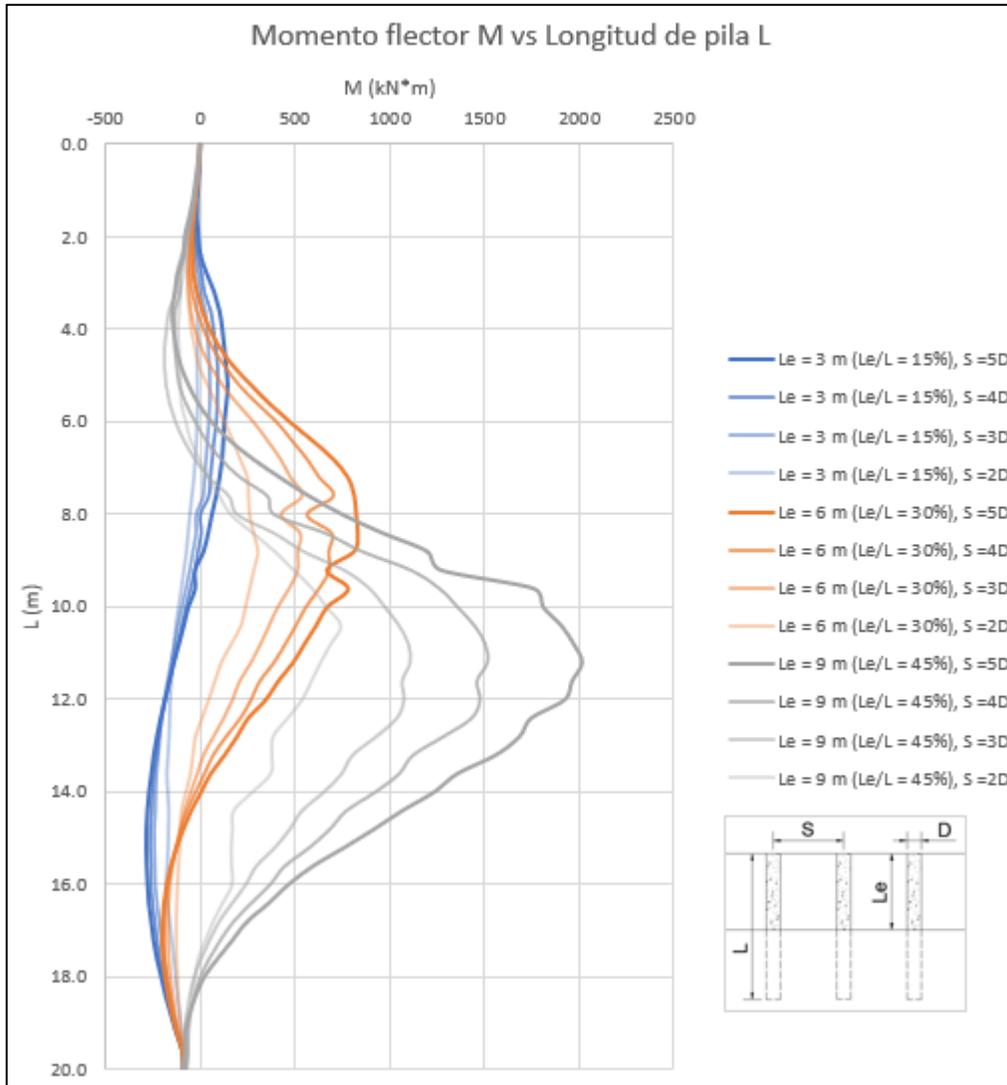
Fuente: Elaboración propia.

D.3.4 Curvas de momento flector de pilas

- **Escenario sin nivel freático**

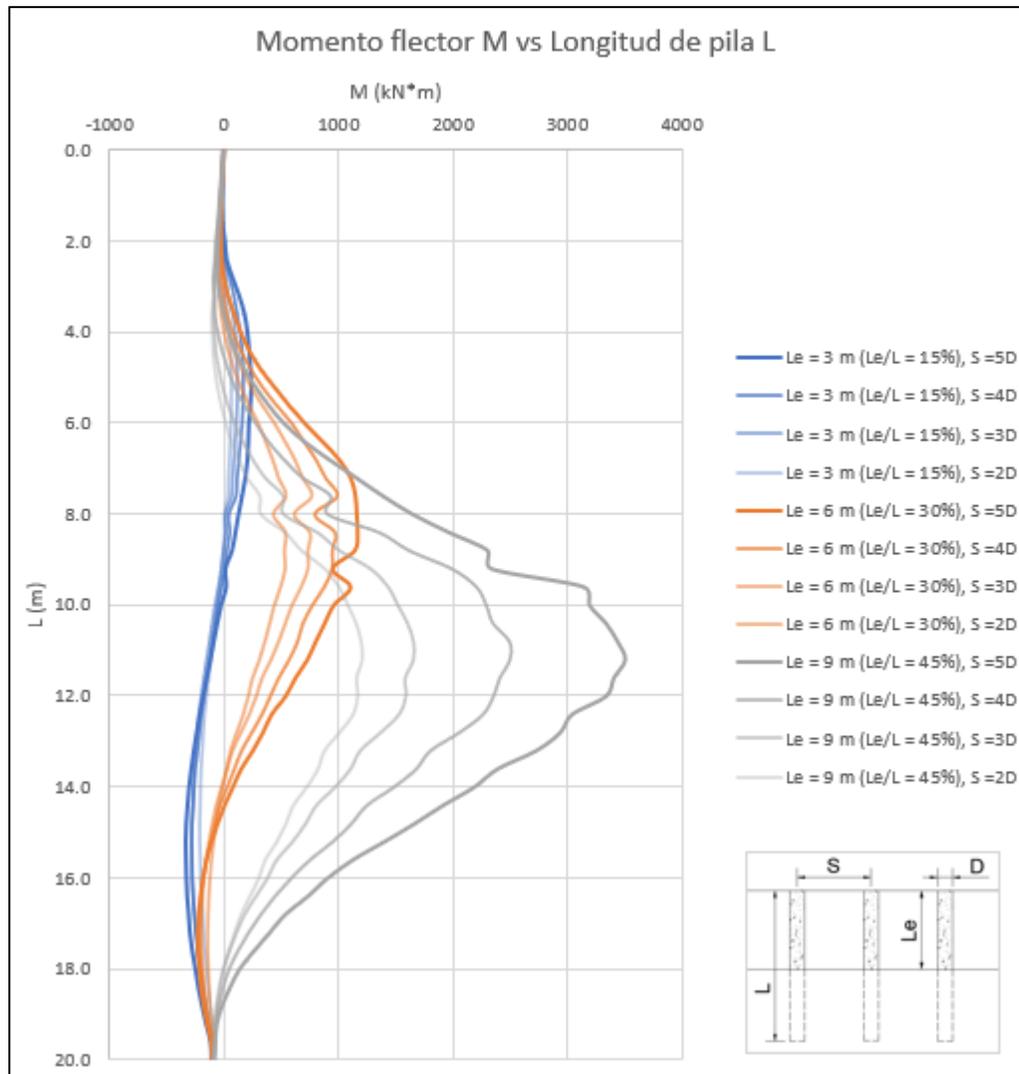
De la Figura D-38 a la Figura D-39 se presentan las curvas del momento flector de las pilas respecto de la longitud de la pila para el escenario sin nivel freático.

Figura D-38: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-39: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario sin nivel freático y con sobrecarga de 2.0 t/m².

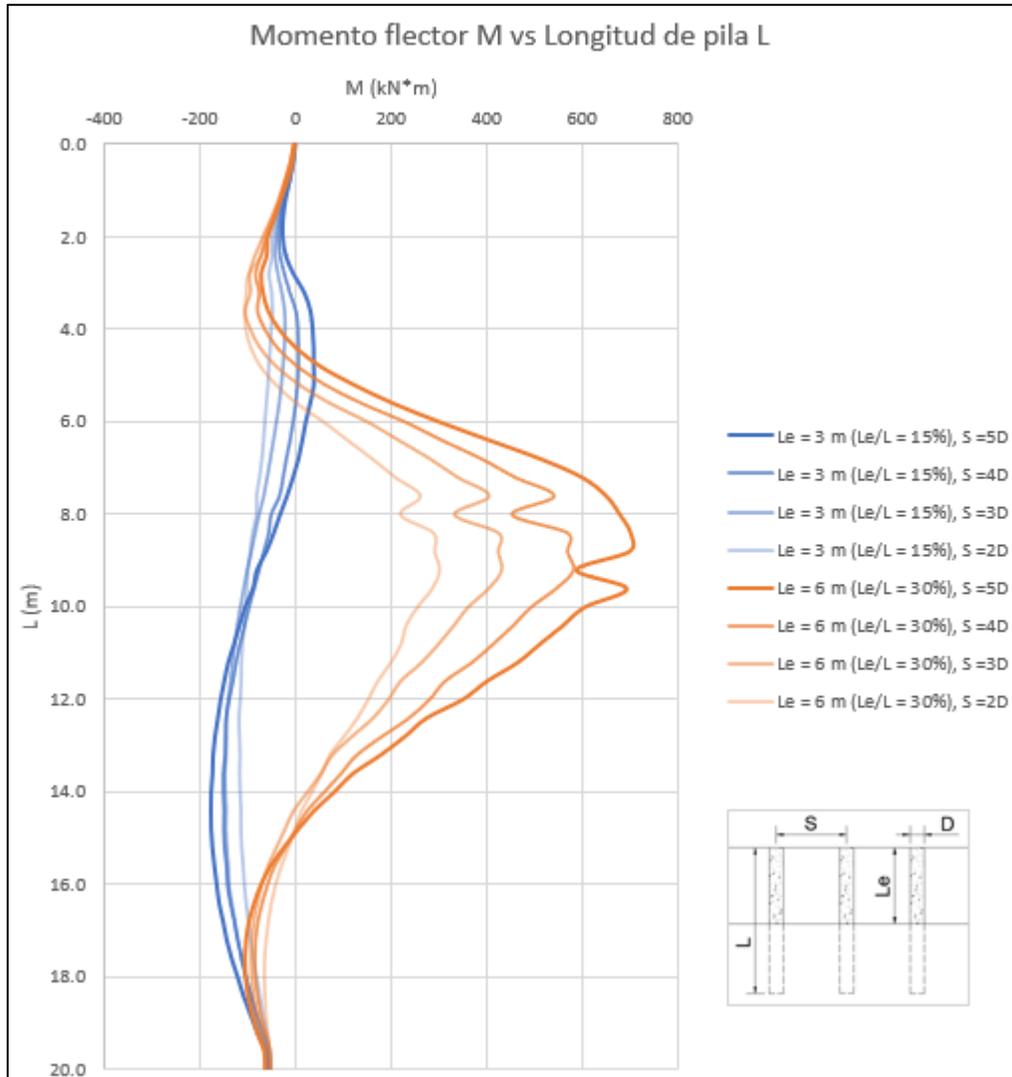


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m)**

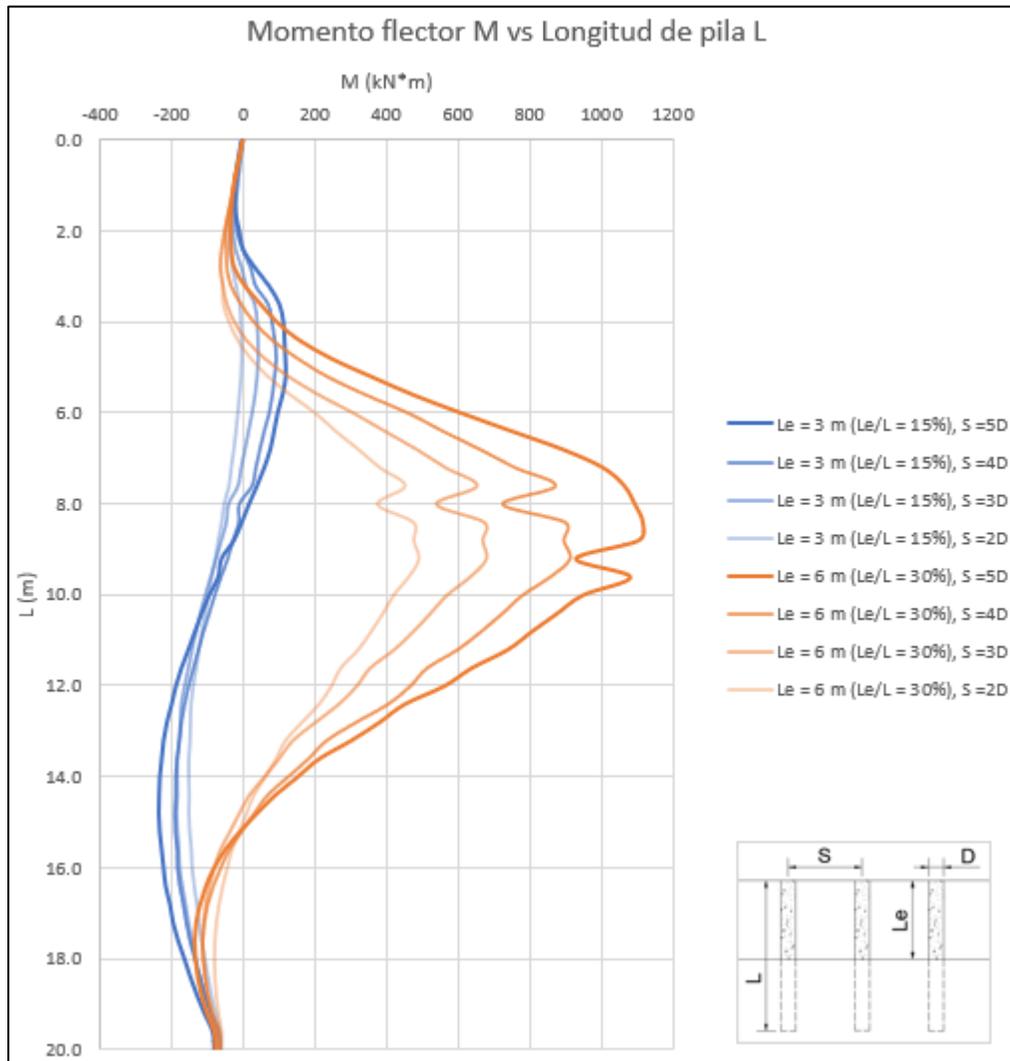
De la Figura D-40 a la Figura D-41 se presentan las curvas del momento flector de las pilas respecto de la longitud de la pila para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

Figura D-40: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) y sin sobrecarga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-41: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro ($NF = 4$ m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².

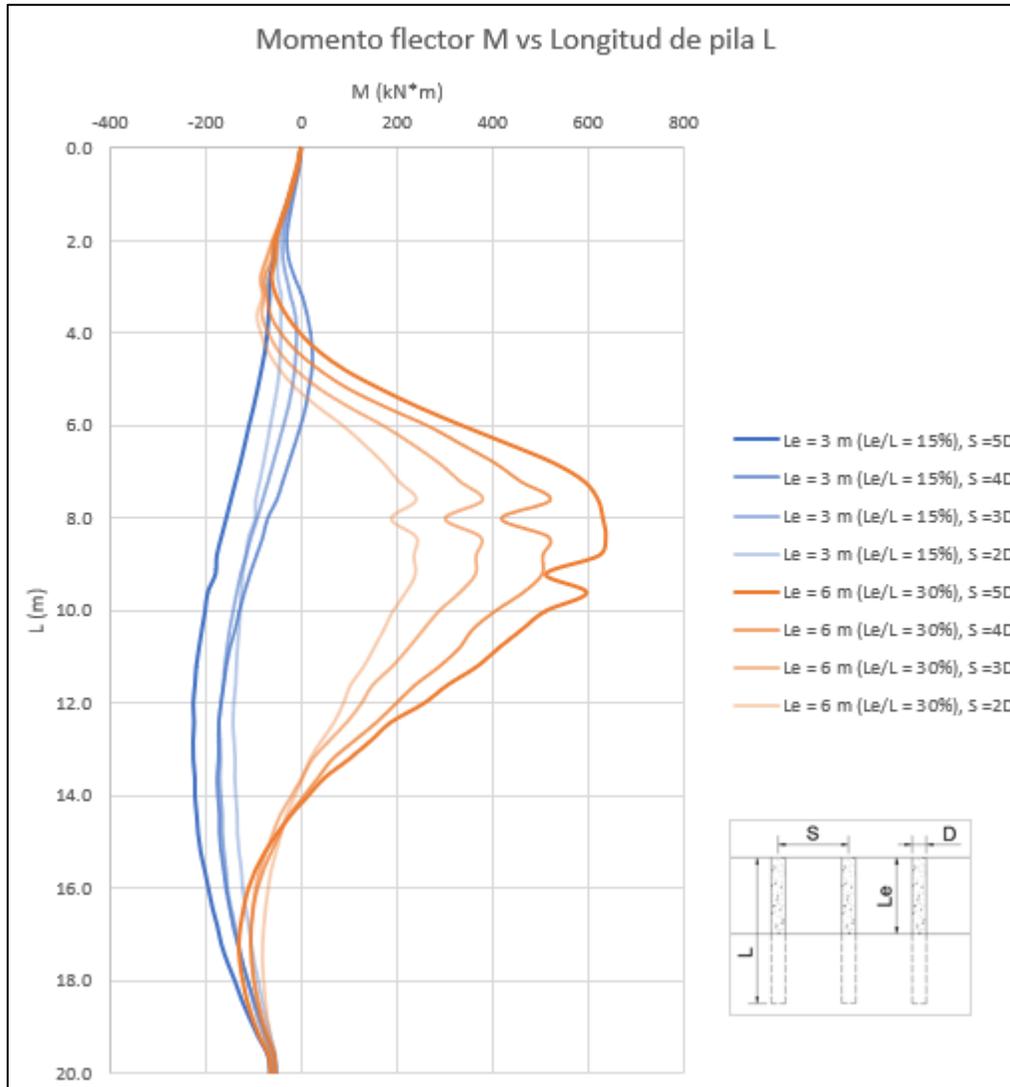


Fuente: Elaboración propia.

- **Escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 4$ m)**

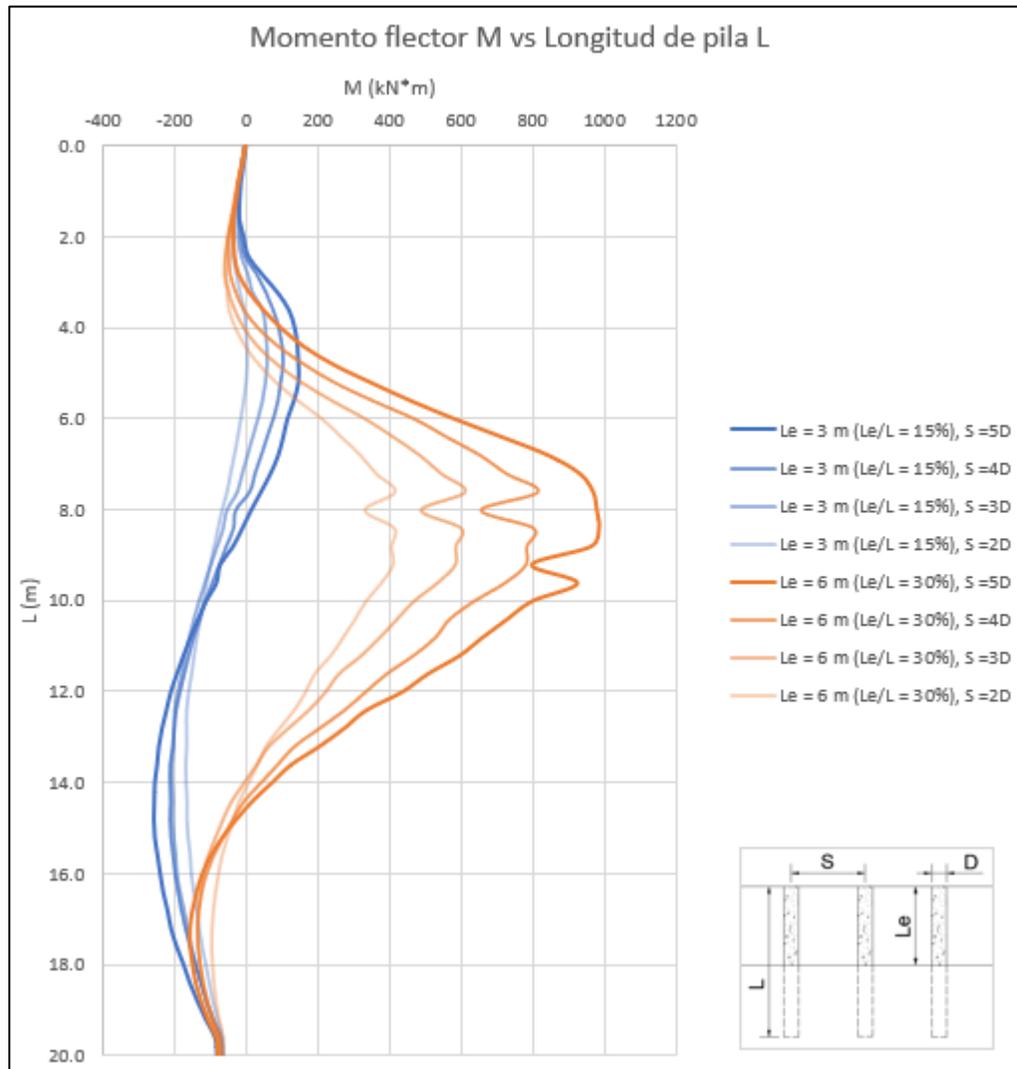
De la Figura D-42 a la Figura D-43 se presentan las curvas del momento flector de las pilas respecto de la longitud de la pila para el escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m).

Figura D-42: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) y sin sobrecarga



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-43: Variación del momento flector respecto de la longitud de la pila para un escenario con nivel freático $NF = 7.5$ veces el diámetro ($NF = 6$ m) y con sobrecarga de 2.0 t/m².



Fuente: Elaboración propia.

D.4 Análisis con los requisitos propuestos

D.4.1 Escenario con nivel freático $NF = 5.0$ veces el diámetro ($NF = 4$ m).

En la Tabla D-1 se presentan los requerimientos para el diseño de la estructura basadas en pilas y de la Figura D-44 a la Figura D-47, se presenta la comparación de los resultados

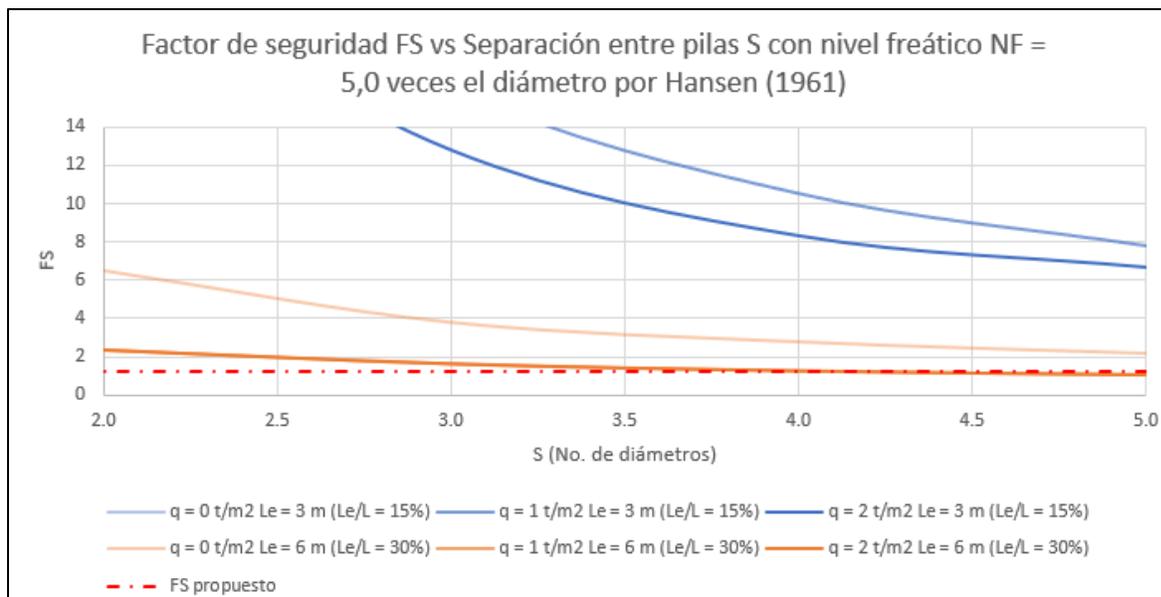
obtenidos de factores de seguridad y desplazamientos máximos totales y diferenciales con respecto a los requisitos propuestos para el escenario sin nivel freático.

Tabla D-1: Requerimientos normativos propuestas para la evaluación del criterio de estabilidad y deformabilidad.

Factor de seguridad mínimo FS	Deformación total $\delta t_{max}/D$ (%)	Deformación diferencial $\delta d_{max}/d$ (%)
1.2	10	$(\frac{S}{d})/50$

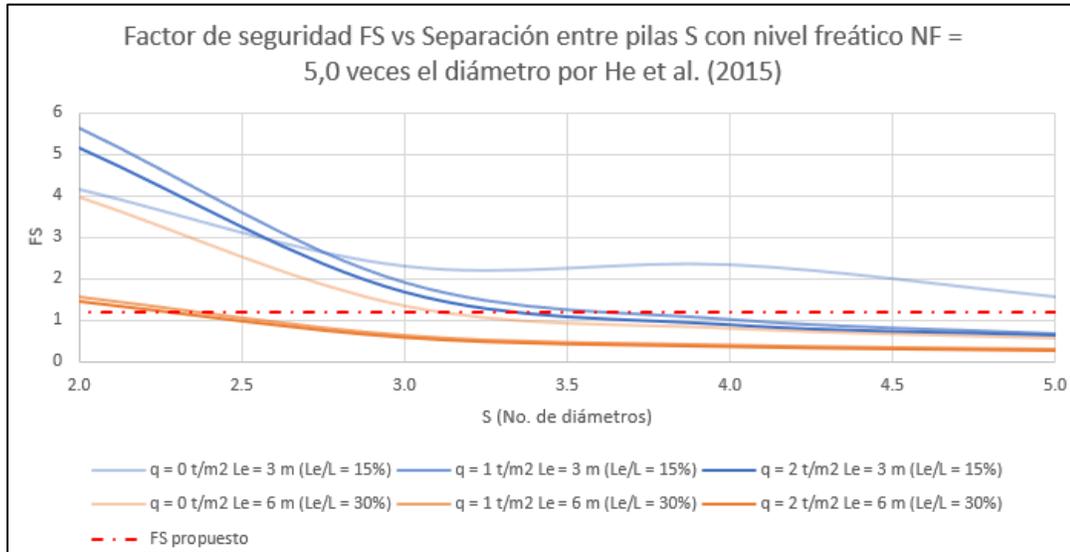
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-44: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) con la metodología de Hansen (1961)



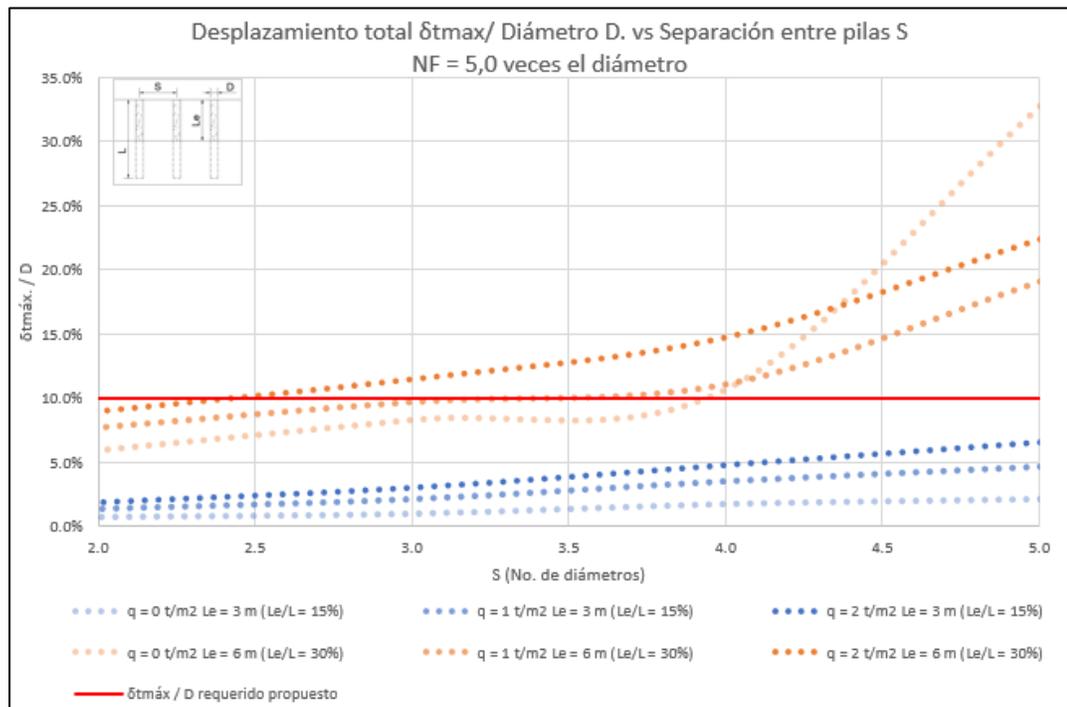
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-45: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de He et al. (2015) con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



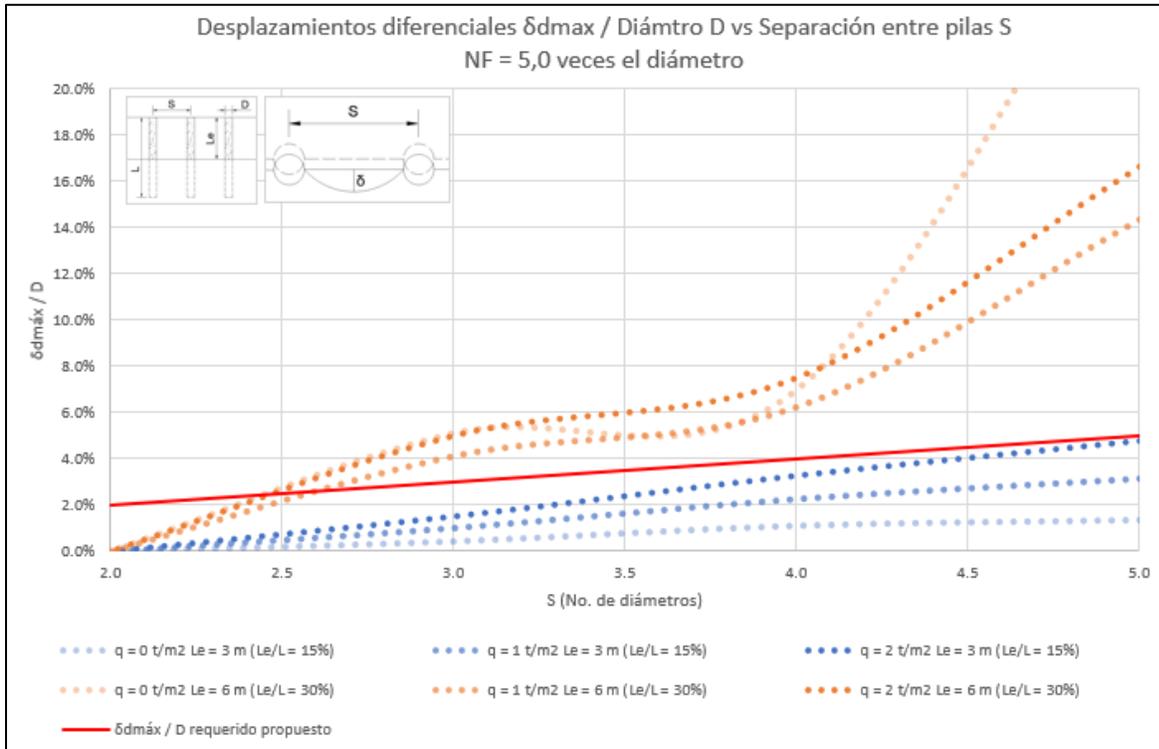
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-46: Variación del desplazamiento total con respecto a la separación entre las pilas con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-47: Variación del desplazamiento diferencial con respecto a la separación entre las pilas con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).



Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla D-2, se presentan los escenarios donde se cumplen los requisitos propuestos.

Tabla D-2 Escenarios que cumplen con los requisitos propuestos para una condición con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m).

Relación entre Longitud libre Le y Longitud total L (%)	Sobrecarga q (t/m^2)	Separaciones que cumplen con los criterios propuestos	Criterio que gobierna el diseño
15 ($Le = 3 \text{ m}$)	0	Menores de 5.0 veces el diámetro	Estabilidad por separación entre pilas
	1	Menores de 3.6 veces el diámetro	
	2	Menores de 3.3 veces el diámetro	
30 ($Le = 6 \text{ m}$)	0	Menores de 2.6 veces el diámetro	Funcionalidad por desplazamientos totales y diferenciales
	1	Menores de 2.4 veces el diámetro	
	2	Menores de 2.3 veces el diámetro	

Fuente: Elaboración propia.

D.4.2 Escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).

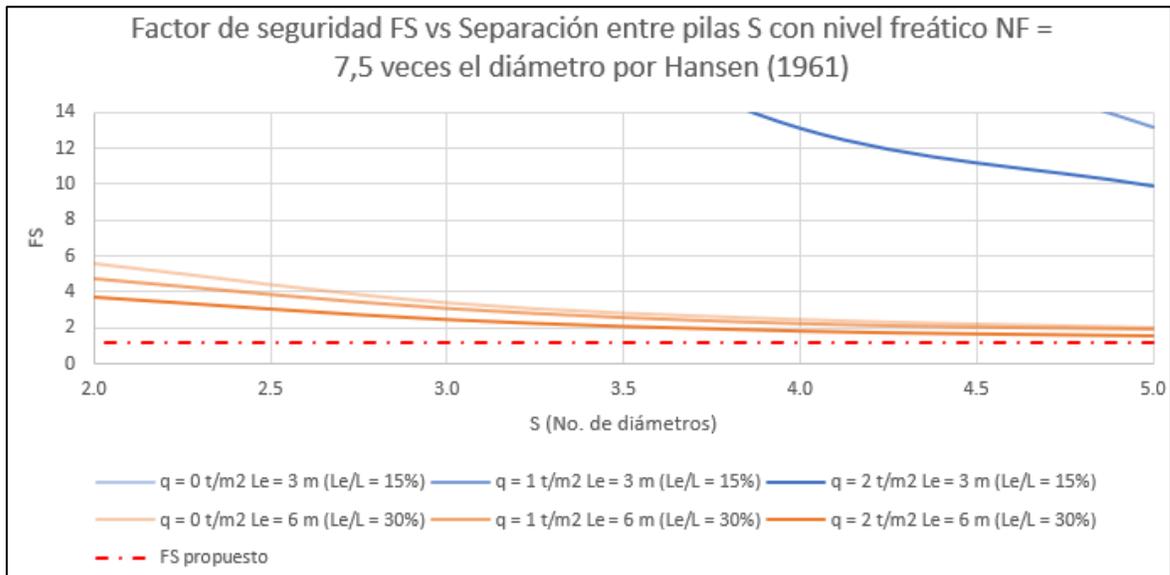
En la Tabla D-3, se presentan los requerimientos para el diseño de las estructuras basadas en pilas y de la Figura D-48 a la Figura D-51, se presenta la comparación de los resultados obtenidos de factores de seguridad y desplazamientos máximos totales y diferenciales con respecto a los requisitos propuestos para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).

Tabla D-3: Requerimientos normativos propuestas para la evaluación del criterio de estabilidad y deformabilidad.

Factor de seguridad mínimo FS	Deformación total δ_{tmax}/D (%)	Deformación diferencial δ_{dmax}/d (%)
1.2	10	$(\frac{S}{D})/50$

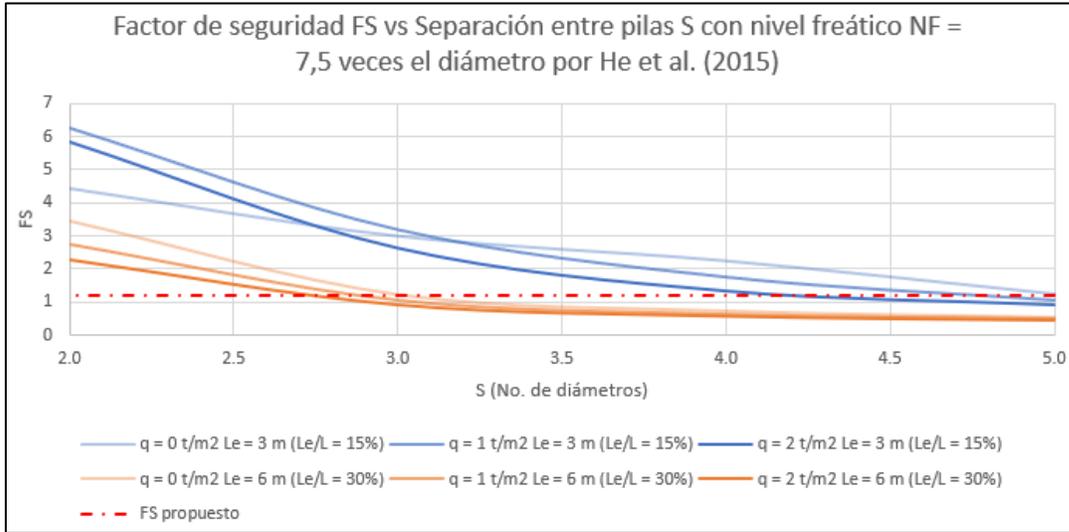
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-48: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de Hansen (1961) con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).



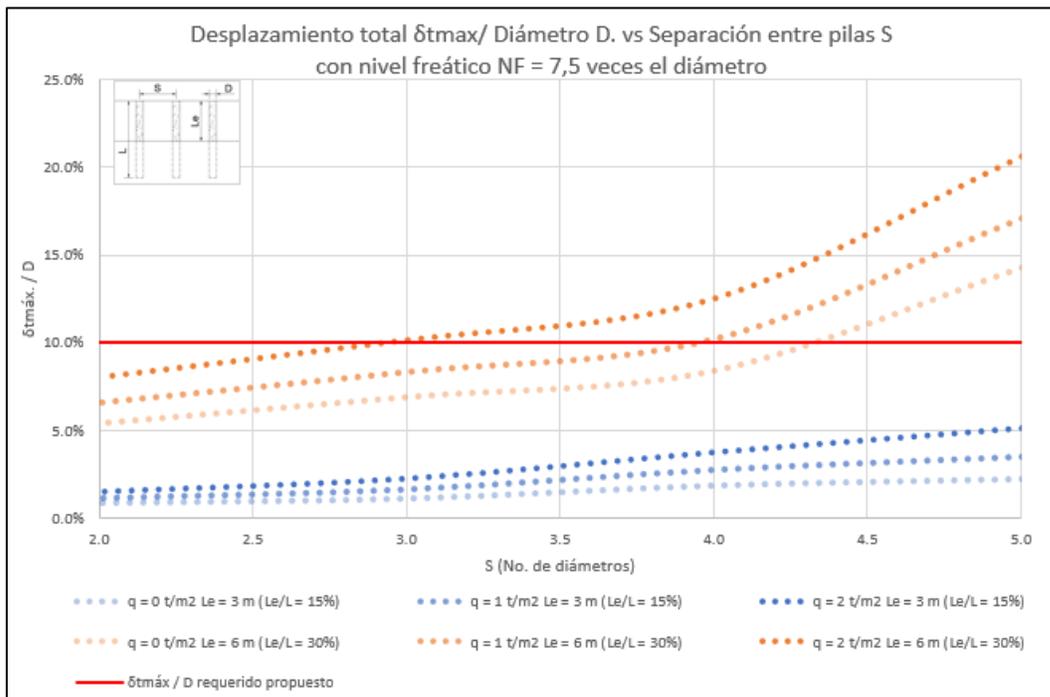
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-49: Variación del factor de seguridad con respecto a la separación entre las pilas con la metodología de He et al. (2015) con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).



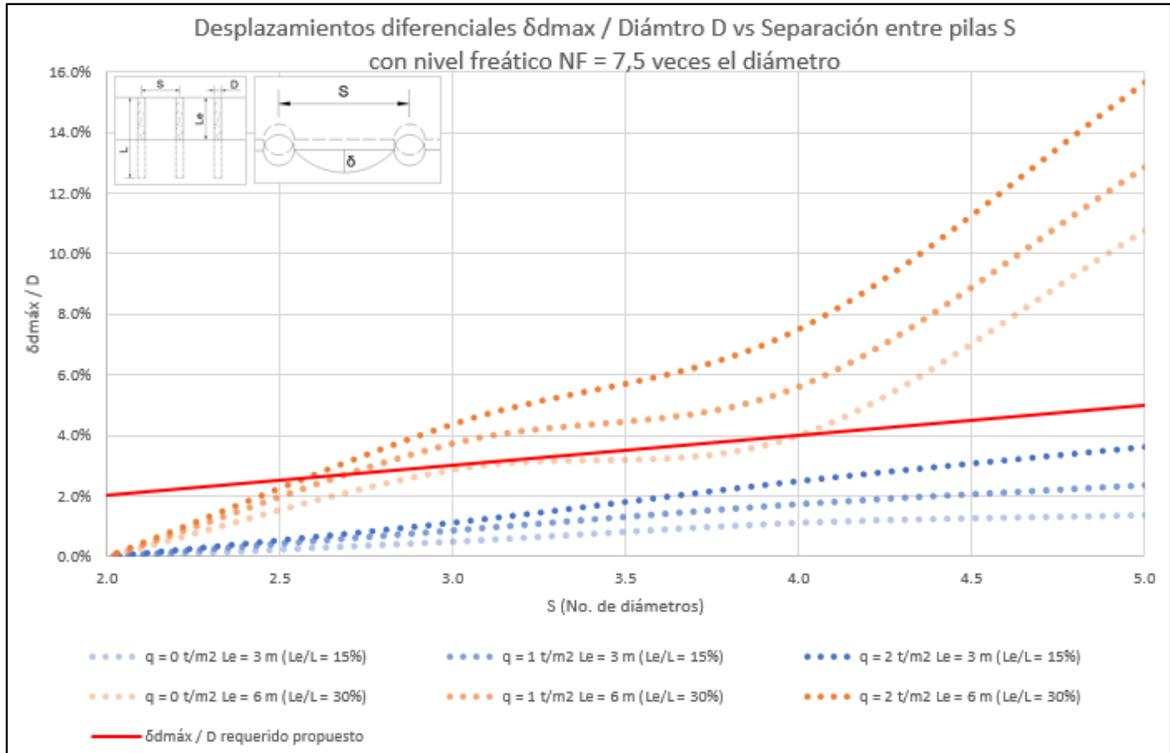
Fuente: Elaboración propia.

Figura D-50: Variación del desplazamiento total con respecto a la separación entre las pilas con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m).



Fuente: Elaboración propia.

Figura D-51: Variación del desplazamiento diferencial con respecto a la separación entre las pilas con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).



Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla D-4, se presentan los escenarios donde se cumplen los requisitos propuestos.

Tabla D-4: Escenarios que cumplen con los requisitos propuestos para una condición con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 5 m).

Relación entre Longitud libre Le y Longitud total L (%)	Sobrecarga q (t/m^2)	Separaciones que cumplen con los criterios propuestos	Criterio que gobierna el diseño
15 ($Le = 3 \text{ m}$)	0	Menores de 5.0 veces el diámetro	Estabilidad por separación entre pilas
	1	Menores de 4.7 veces el diámetro	
	2	Menores de 4.2 veces el diámetro	
30 ($Le = 6 \text{ m}$)	0	Menores de 3.4 veces el diámetro	Funcionalidad por desplazamientos diferenciales
	1	Menores de 2.7 veces el diámetro	
	2	Menores de 2.6 veces el diámetro	

Fuente: Elaboración propia.

E. Anexo E: Tablas de resultados obtenidos

E.1 Fuerzas actuantes

De la Tabla E-1 a la Tabla E-6, se presentan los resultados obtenidos de fuerza actuante Q para cada uno de los escenarios evaluados en la modelación numérica.

Tabla E-1: Estimación de fuerza actuante sobre la pila sin nivel freático con sobrecarga $q = 0 \text{ t/m}^2$.

S (No. diámetros)	Tmax (kPa)			V = Q (t)		
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	339.0	2340.4	6686.0	17.0	117.6	336.1
4	272.4	1918.4	4787.0	13.7	96.4	240.6
3	215.6	1404.5	3589.6	10.8	70.6	180.4
2	203.6	959.6	2861.4	10.2	48.2	143.8

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-2: Estimación de fuerza actuante sobre la pila sin nivel freático con sobrecarga $q = 2 \text{ t/m}^2$.

S (No. diámetros)	Tmax (kPa)			V = Q (t)		
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	862.5	5131.3	14831.0	43.4	257.9	745.5
4	692.0	4283.5	11331.1	34.8	215.3	569.6
3	449.9	3291.9	7400.3	22.6	165.5	372.0
2	251.3	2277.8	5222.3	12.6	114.5	262.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-3: Estimación de fuerza actuante sobre la pila con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) con sobrecarga $q = 0 \text{ t/m}^2$.

S (No. diámetros)	Tmax (kPa)		V = Q (t)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	247.8	1924.7	12.5	96.7
4	185.1	1508.8	9.3	75.8
3	232.2	1105.0	11.7	55.5
2	225.9	645.3	11.4	32.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-4: Estimación de fuerza actuante sobre la pila con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) con sobrecarga $q = 2 \text{ t/m}^2$.

S (No. diámetros)	Tmax (kPa)		V = Q (t)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	862.5	5131.3	43.4	257.9
4	692.0	4283.5	34.8	215.3
3	449.9	3291.9	22.6	165.5
2	251.3	2277.8	12.6	114.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-5: Estimación de fuerza actuante sobre la pila con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) con sobrecarga $q = 0 \text{ t/m}^2$.

S (No. diámetros)	Tmax (kPa)		V = Q (t)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	305.1	2111.3	15.3	106.1
4	190.9	1722.4	9.6	86.6
3	177.3	1238.7	8.9	62.3
2	211.0	747.1	10.6	37.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-6: Estimación de fuerza actuante sobre la pila con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) con sobrecarga $q = 2 \text{ t/m}^2$.

S (No. diámetros)	Tmax (kPa)		V = Q (t)	
	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	633.2	3476.6	31.8	174.8
4	477.6	2968.4	24.0	149.2
3	291.1	2192.2	14.6	110.2
2	222.1	1452.7	11.2	73.0

Fuente: Elaboración propia.

E.2 Tablas de resultados de fuerzas resistentes, actuantes y factores de seguridad

A continuación, se presentan las tablas de resultados obtenidos de fuerzas actuantes, resistentes y factores de seguridad

E.2.1 Metodología de Broms (1964).

De la Tabla E-7 a la Tabla E-18, se presenta lo asociados a las fuerzas resistentes y actuantes estimadas anteriormente y su comparación con los factores de seguridad mínimos de la normativa vigente, para esta metodología.

Tabla E-7: Fuerzas resistentes Q_{ult} y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de Broms (1964).

S (No. diámetros)	Q _{ult} (t)			Q(t)		
	Q _{ult} . Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Q _{ult} . Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Q _{ult} . Le = 9 m (Le/L = 45%) Broms (1964)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	315.3	198.1	109.8	17.0	117.6	336.1
4	315.3	198.1	109.8	13.7	96.4	240.6
3	315.3	198.1	109.8	10.8	70.6	180.4
2	315.3	198.1	109.8	10.2	48.2	143.8

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-8: Fuerzas resistentes Q_{ult} y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Broms (1964).

S (No. diámetros)	Q _{ult} (t)			Q(t)		
	Q _{ult} . Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Q _{ult} . Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Q _{ult} . Le = 9 m (Le/L = 45%) Broms (1964)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	315.3	198.1	109.8	43.4	257.9	745.5
4	315.3	198.1	109.8	34.8	215.3	569.6
3	315.3	198.1	109.8	22.6	165.5	372.0
2	315.3	198.1	109.8	12.6	114.5	262.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-9: Factores de seguridad FS para el escenario con sin nivel freático y sobrecarga sin sobrecarga, con la metodología de Broms (1964).

S (No. diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Le = 9 m (Le/L = 45%) Broms (1964)			
5	18.5	1.7	0.3	1.50	1.25	1.00
4	23.0	2.1	0.5	1.50	1.25	1.00
3	29.1	2.8	0.6	1.50	1.25	1.00
2	30.8	4.1	0.8	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-10: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático y con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Broms (1964).

S (No. diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Le = 9 m (Le/L = 45%) Broms (1964)			
5	7.3	0.8	0.1	1.50	1.25	1.00
4	9.1	0.9	0.2	1.50	1.25	1.00
3	13.9	1.2	0.3	1.50	1.25	1.00
2	25.0	1.7	0.4	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-11: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	152.7	95.9	12.5	96.7
4	152.7	95.9	9.3	75.8
3	152.7	95.9	11.7	55.5
2	152.7	95.9	11.4	32.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-12: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	152.7	95.9	43.4	257.9
4	152.7	95.9	34.8	215.3
3	152.7	95.9	22.6	165.5
2	152.7	95.9	12.6	114.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-13: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)			
5	12.3	1.0	1.50	1.25	1.00
4	16.4	1.3	1.50	1.25	1.00
3	13.1	1.7	1.50	1.25	1.00
2	13.4	3.0	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-14: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)			
5	3.5	0.4	1.50	1.25	1.00
4	4.4	0.4	1.50	1.25	1.00
3	6.8	0.6	1.50	1.25	1.00
2	12.1	0.8	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-15: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	152.7	95.9	15.3	106.1
4	152.7	95.9	9.6	86.6
3	152.7	95.9	8.9	62.3
2	152.7	95.9	10.6	37.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-16: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	152.7	95.9	31.8	174.8
4	152.7	95.9	24.0	149.2
3	152.7	95.9	14.6	110.2
2	152.7	95.9	11.2	73.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-17: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)			
5	10.0	0.9	1.50	1.25	1.00
4	15.9	1.1	1.50	1.25	1.00
3	17.1	1.5	1.50	1.25	1.00
2	14.4	2.6	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-18: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Broms (1964).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Broms (1964)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Broms (1964)			
5	4.8	0.5	1.50	1.25	1.00
4	6.4	0.6	1.50	1.25	1.00
3	10.4	0.9	1.50	1.25	1.00
2	13.7	1.3	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

E.2.2 Metodología de Hansen (1961).

De la Tabla E-19 a la Tabla E-29, se presentan los resultados asociados a las fuerzas resistentes y actuantes estimadas anteriormente, para esta metodología.

Tabla E-19: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	Qult (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) Hansen (1961)	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	332.4	291.0	243.2	19.5	2.5	0.7
4	332.4	291.0	243.2	24.3	3.0	1.0
3	332.4	291.0	243.2	30.7	4.1	1.3
2	332.4	291.0	243.2	32.5	6.0	1.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-20: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	Qult (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) Hansen (1961)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	365.7	314.1	259.9	8.4	1.2	0.3
4	365.7	314.1	259.9	10.5	1.5	0.5
3	365.7	314.1	259.9	16.2	1.9	0.7
2	365.7	314.1	259.9	29.0	2.7	1.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-21: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Le = 9 m (Le/L = 45%) Hansen (1961)			
5	19.5	2.5	0.7	1.50	1.25	1.00
4	24.3	3.0	1.0	1.50	1.25	1.00
3	30.7	4.1	1.3	1.50	1.25	1.00
2	32.5	6.0	1.7	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D-33: Factores de seguridad FS para el escenario con sin nivel freático y sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Le = 9 m (Le/L = 45%) Hansen (1961)			
5	8.4	1.2	0.3	1.50	1.25	1.00
4	10.5	1.5	0.5	1.50	1.25	1.00
3	16.2	1.9	0.7	1.50	1.25	1.00
2	29.0	2.7	1.0	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-22: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	256.8	210.9	12.5	96.7
4	256.8	210.9	9.3	75.8
3	256.8	210.9	11.7	55.5
2	256.8	210.9	11.4	32.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-23: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	289.2	268.8	6.7	1.0
4	289.2	268.8	8.3	1.2
3	289.2	268.8	12.8	1.6
2	289.2	268.8	22.9	2.3

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-24: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)			
5	20.6	2.2	1.50	1.25	1.00
4	27.6	2.8	1.50	1.25	1.00
3	22.0	3.8	1.50	1.25	1.00
2	22.6	6.5	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-25: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)			
5	6.7	1.0	1.50	1.25	1.00
4	8.3	1.2	1.50	1.25	1.00
3	12.8	1.6	1.50	1.25	1.00
2	22.9	2.3	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-26: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	298.2	257.0	22.6	135.0
4	298.2	257.0	15.2	116.1
3	298.2	257.0	10.2	83.8
2	298.2	257.0	9.0	54.3

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-27: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	Qult (t)		Q(t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	314.4	268.8	9.9	1.5
4	314.4	268.8	13.1	1.8
3	314.4	268.8	21.5	2.4
2	314.4	268.8	28.2	3.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-28: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)			
5	18.2	2.3	1.50	1.25	1.00
4	29.1	2.8	1.50	1.25	1.00
3	31.3	3.9	1.50	1.25	1.00
2	26.3	6.5	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-29: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Hansen (1961).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Hansen (1961)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Hansen (1961)			
5	9.9	1.5	1.50	1.25	1.00
4	13.1	1.8	1.50	1.25	1.00
3	21.5	2.4	1.50	1.25	1.00
2	28.2	3.7	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

E.2.3 Metodología de Ito y Matsui (1975).

De la Tabla E-30 a la Tabla E-41, se presentan los resultados asociados a las fuerzas resistentes y actuantes estimadas anteriormente, para esta metodología.

Tabla E-30: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	Qult (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) Ito y Matsui (1975)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	18.4	62.3	131.7	17.0	117.6	336.1
4	20.6	68.8	144.8	13.7	96.4	240.6
3	25.3	83.2	173.6	10.8	70.6	180.4
2	44.0	139.4	286.3	10.2	48.2	143.8

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-31: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	Qult (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) Ito y Matsui (1975)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	18.4	62.3	131.7	43.4	257.9	745.5
4	20.6	68.8	144.8	34.8	215.3	569.6
3	25.3	83.2	173.6	22.6	165.5	372.0
2	44.0	139.4	286.3	12.6	114.5	262.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-32: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. Diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Le = 9 m (Le/L = 45%) Ito y Matsui (1975)			
5	1.1	0.5	0.4	1.50	1.25	1.00
4	1.5	0.7	0.6	1.50	1.25	1.00
3	2.3	1.2	1.0	1.50	1.25	1.00
2	4.3	2.9	1.2	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-33: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Le = 9 m (Le/L = 45%) Ito y Matsui (1975)			
5	0.4	0.24	0.18	1.50	1.25	1.00
4	0.6	0.32	0.25	1.50	1.25	1.00
3	1.1	0.50	0.47	1.50	1.25	1.00
2	3.5	1.22	1.20	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-34: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	Qult (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) Ito y Matsui (1975)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	18.4	50.7	0.0	12.5	96.7	0.0
4	20.6	56.1	0.0	9.3	75.8	0.0
3	25.3	68.3	0.0	11.7	55.5	0.0
2	44.0	115.8	0.0	11.4	32.4	0.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-35: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	Qult (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	18.4	50.7	43.4	257.9
4	20.6	56.1	34.8	215.3
3	25.3	68.3	22.6	165.5
2	44.0	115.8	12.6	114.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-36: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)			
5	1.5	0.5	1.50	1.25	1.00
4	2.2	0.7	1.50	1.25	1.00
3	2.2	1.2	1.50	1.25	1.00
2	3.9	3.6	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-37: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)			
5	0.4	0.20	1.50	1.25	1.00
4	0.6	0.26	1.50	1.25	1.00
3	1.1	0.41	1.50	1.25	1.00
2	3.5	1.00	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-38: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	Qult (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	18.4	50.7	15.3	106.1
4	20.6	56.1	9.6	86.6
3	25.3	68.3	8.9	62.3
2	44.0	115.8	10.6	37.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-39: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	Qult (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	18.4	50.7	31.8	174.8
4	20.6	56.1	24.0	149.2
3	25.3	68.3	14.6	110.2
2	44.0	115.8	11.2	73.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-40: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)			
5	1.2	0.5	1.50	1.25	1.00
4	2.1	0.6	1.50	1.25	1.00
3	2.8	1.1	1.50	1.25	1.00
2	4.1	3.1	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-41: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de Ito y Matsui (1975).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) Ito y Matsui (1975)	Le = 6 m (Le/L = 30%) Ito y Matsui (1975)			
5	0.6	0.29	1.50	1.25	1.00
4	0.9	0.38	1.50	1.25	1.00
3	1.7	0.62	1.50	1.25	1.00
2	3.9	1.59	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

E.2.4 Metodología de De Beer y Carpentier (1977).

De la Tabla E-42 a la Tabla E-53, se presentan los resultados asociados a las fuerzas resistentes y actuantes estimadas anteriormente, para esta metodología.

Tabla E-42: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. Diámetros)	Qult. (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) De Beer y Carpentier (1977)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	13.4	47.1	101.1	17.0	117.6	336.1
4	14.2	49.5	106.1	13.7	96.4	240.6
3	15.9	54.6	116.2	10.8	70.6	180.4
2	21.2	70.8	148.7	10.2	48.2	143.8

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-43: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. De diámetros)	Qult (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) De Beer y Carpentier (1977)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	13.4	47.1	101.1	43.4	257.9	745.5
4	14.2	49.5	106.1	34.8	215.3	569.6
3	15.9	54.6	116.2	22.6	165.5	372.0
2	21.2	70.8	148.7	12.6	114.5	262.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-44: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. Diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 9 m (Le/L = 45%) De Beer y Carpentier (1977)			
5	0.8	0.4	0.3	1.50	1.25	1.00
4	1.0	0.5	0.4	1.50	1.25	1.00
3	1.5	0.8	0.6	1.50	1.25	1.00
2	2.1	1.5	1.2	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-45: Factores de seguridad FS para el escenario con sin nivel freático, sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. De diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 9 m (Le/L = 45%) De Beer y Carpentier (1977)			
5	0.3	0.18	0.14	1.50	1.25	1.00
4	0.4	0.23	0.19	1.50	1.25	1.00
3	0.7	0.33	0.31	1.50	1.25	1.00
2	1.7	0.62	1.20	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-46: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. Diámetros)	Qult. (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	13.4	37.8	12.5	96.7
4	14.2	39.8	9.3	75.8
3	15.9	44.1	11.7	55.5
2	21.2	57.8	11.4	32.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-47: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. De diámetros)	Qult (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	13.4	37.8	43.4	257.9
4	14.2	39.8	34.8	215.3
3	15.9	44.1	22.6	165.5
2	21.2	57.8	12.6	114.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-48: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)			
5	1.1	0.4	1.50	1.25	1.00
4	1.5	0.5	1.50	1.25	1.00
3	1.7	0.8	1.50	1.25	1.00
2	1.9	1.8	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-49: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)			
5	0.3	0.15	1.50	1.25	1.00
4	0.4	0.19	1.50	1.25	1.00
3	0.7	0.27	1.50	1.25	1.00
2	1.7	0.50	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-50: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. Diámetros)	Qult. (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	13.4	37.8	15.3	106.1
4	14.2	39.8	9.6	86.6
3	15.9	44.1	8.9	62.3
2	21.2	57.8	10.6	37.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-51: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga q = 2.0 t/m², con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. De diámetros)	Qult (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	13.4	37.8	31.8	174.8
4	14.2	39.8	24.0	149.2
3	15.9	44.1	14.6	110.2
2	21.2	57.8	11.2	73.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-52: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. Diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)			
5	0.9	0.4	1.50	1.25	1.00
4	1.5	0.5	1.50	1.25	1.00
3	1.8	0.7	1.50	1.25	1.00
2	2.0	1.5	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-53: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de De Beer y Carpentier (1977).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) De Beer y Carpentier (1977)	Le = 6 m (Le/L = 30%) De Beer y Carpentier (1977)			
5	0.4	0.22	1.50	1.25	1.00
4	0.6	0.27	1.50	1.25	1.00
3	1.1	0.40	1.50	1.25	1.00
2	1.9	0.79	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

E.2.5 Metodología de He et al. (2015).

De la Tabla E-54 a la Tabla E-65, se presentan los resultados asociados a las fuerzas resistentes y actuantes estimadas anteriormente, para esta metodología.

Tabla E-54: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	Qult. (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) He et al. (2015)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	13.7	41.6	83.6	17.0	117.6	336.1
4	15.5	46.5	92.8	13.7	96.4	240.6
3	19.5	57.4	113.2	10.8	70.6	180.4
2	35.5	100.6	194.1	10.2	48.2	143.8

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-55: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	Qult. (t)			Q (t)		
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Qult. Le = 9 m (Le/L = 45%) He et al. (2015)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)	Q Le = 9 m (Le/L = 45%)
5	22.7	60.1	111.4	43.4	257.9	745.5
4	25.3	66.5	122.9	34.8	215.3	569.6
3	31.0	80.9	148.7	22.6	165.5	372.0
2	53.8	137.9	250.2	12.6	114.5	262.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-56: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Le = 9 m (Le/L = 45%) He et al. (2015)			
5	0.8	0.4	0.2	1.50	1.25	1.00
4	1.1	0.5	0.4	1.50	1.25	1.00
3	1.8	0.8	0.6	1.50	1.25	1.00
2	3.5	2.1	1.3	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-57: Factores de seguridad FS para el escenario sin nivel freático, con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	FS			FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Le = 9 m (Le/L = 45%) He et al. (2015)			
5	0.5	0.2	0.1	1.50	1.25	1.00
4	0.7	0.3	0.2	1.50	1.25	1.00
3	1.4	0.5	0.4	1.50	1.25	1.00
2	4.3	1.2	1.0	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-58: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	Qult. (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	19.4	55.8	12.5	96.7
4	21.7	61.9	9.3	75.8
3	26.8	75.5	11.7	55.5
2	47.1	129.2	11.4	32.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-59: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	Qult. (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	28.4	74.2	43.4	257.9
4	31.5	81.9	34.8	215.3
3	38.3	99.0	22.6	165.5
2	65.3	166.5	12.6	114.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-60: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), sin sobrecarga, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)			
5	1.6	0.6	1.50	1.25	1.00
4	2.3	0.8	1.50	1.25	1.00
3	2.3	1.4	1.50	1.25	1.00
2	4.1	4.0	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-61: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)			
5	0.7	0.3	1.50	1.25	1.00
4	0.9	0.4	1.50	1.25	1.00
3	1.7	0.6	1.50	1.25	1.00
2	5.2	1.5	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-62: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	Qult. (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	19.4	55.8	15.3	106.1
4	21.7	61.9	9.6	86.6
3	26.8	75.5	8.9	62.3
2	47.1	129.2	10.6	37.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-63: Fuerzas resistentes Qult. y actuantes Q estimadas para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	Qult. (t)		Q (t)	
	Qult. Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Qult. Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)	Q Le = 3 m (Le/L = 15%)	Q Le = 6 m (Le/L = 30%)
5	28.4	74.2	31.8	174.8
4	31.5	81.9	24.0	149.2
3	38.3	99.0	14.6	110.2
2	65.3	166.5	11.2	73.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-64: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), sin sobrecarga, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)			
5	1.3	0.5	1.50	1.25	1.00
4	2.3	0.7	1.50	1.25	1.00
3	3.0	1.2	1.50	1.25	1.00
2	4.4	3.4	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-65: Factores de seguridad FS para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m), con sobrecarga $q = 2.0 \text{ t/m}^2$, con la metodología de He et al. (2015).

S (No. De diámetros)	FS		FS (NRS-10) para diseño	FS (NRS-10) para construcción	C.R (CCP-14)
	Le = 3 m (Le/L = 15%) He et al. (2015)	Le = 6 m (Le/L = 30%) He et al. (2015)			
5	0.9	0.4	1.50	1.25	1.00
4	1.3	0.5	1.50	1.25	1.00
3	2.6	0.9	1.50	1.25	1.00
2	5.9	2.3	1.50	1.25	1.00

Fuente: Elaboración propia.

E.3 Tablas de análisis de desplazamientos.

De la Tabla E-66 a la Tabla E-71, se presentan los resultados asociados a los desplazamientos totales y diferenciales.

Tabla E-66: Desplazamientos máximos δ_{max} y diferenciales δ para el escenario sin nivel freático y sin sobrecarga.

S (No. Diámetros)	Desplazamiento máximo δ_{max} (cm)			Desplazamiento diferencial δ (cm)			Desplazamiento total requerido NSR-10 (cm)	Desplazamiento diferencial Permisible NSR-10 (cm)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)		L=S/2	L/160
5	2.6	11.2	34.5	1.70	9.3	27.0	15.0	200.0	1.3
4	2.0	8.1	21.7	1.30	3.9	8.2	15.0	160.0	1.0
3	1.2	6.6	17.6	0.50	2.8	5.5	15.0	120.0	0.8
2	0.9	5.2	14.0	0.20	0.3	0.5	15.0	80.0	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-67: Desplazamientos máximos δ_{max} y diferenciales δ para el escenario sin nivel freático y $q = 2.0 \text{ t/m}^2$.

S (No. Diámetros)	Desplazamiento máximo (cm)			Desplazamiento diferencial δ (cm)			Desplazamiento total requerido NSR-10 (cm)	Desplazamiento diferencial Permisible NSR-10 (cm)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 9 m (Le/L = 45%)		L=S/2	L/160
5	5.2	17.9	51.8	3.8	13.3	40.2	15.0	200.0	1.3
4	3.8	11.8	34.9	2.6	6.0	13.8	15.0	160.0	1.0
3	2.4	9.2	25.4	1.2	4.0	6.0	15.0	120.0	0.8
2	1.5	7.2	19.3	0.20	0.3	0.5	15.0	80.0	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-68: Desplazamientos máximos δ_{max} y diferenciales δ para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) y sin sobrecarga.

S (No. Diámetros)	Desplazamiento máximo (cm)		Desplazamiento relativo suelo pilote (cm)		Desplazamiento total requerido NSR-10 (cm)	Desplazamiento diferencial (cm)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)		L=S/2	L/160
5	1.7	26.2	1.10	23.0	15.0	200.0	1.3
4	1.4	8.5	0.90	5.6	15.0	160.0	1.0
3	0.8	6.6	0.35	4.1	15.0	120.0	0.8
2	0.6	4.7	0.00	0.0	15.0	80.0	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-69: Desplazamientos máximos δ_{max} y diferenciales δ para el escenario con nivel freático NF = 5.0 veces el diámetro (NF = 4 m) y $q = 2.0 \text{ t/m}^2$.

S (No. Diámetros)	Desplazamiento máximo (cm)		Desplazamiento diferencial δ (cm)		Desplazamiento total requerido NSR-10 (cm)	Desplazamiento diferencial (cm)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)		L=S/2	L/160
5	5.2	17.9	3.8	13.3	15.0	200.0	1.3
4	3.8	11.8	2.6	6.0	15.0	160.0	1.0
3	2.4	9.2	1.2	4.0	15.0	120.0	0.8
2	1.5	7.2	0.0	0.0	15.0	80.0	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-70: Desplazamientos máximos δ_{max} y diferenciales δ para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) y sin sobrecarga.

S (No. Diámetros)	Desplazamiento máximo (cm)		Desplazamiento relativo suelo pilote (cm)		Desplazamiento total requerido NSR-10 (cm)	Desplazamiento diferencial (cm)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)		L=S/2	L/160
5	1.8	11.4	1.10	8.6	15.0	200.0	1.3
4	1.5	6.7	0.90	3.2	15.0	160.0	1.0
3	0.9	5.5	0.40	2.3	15.0	120.0	0.8
2	0.7	4.3	0.00	0.0	15.0	80.0	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-71: Desplazamientos máximos δ_{max} y diferenciales δ para el escenario con nivel freático NF = 7.5 veces el diámetro (NF = 6 m) y $q = 2.0 \text{ t/m}^2$.

S (No. Diámetros)	Desplazamiento máximo (cm)		Desplazamiento diferencial δ (cm)		Desplazamiento total requerido NSR-10 (cm)	Desplazamiento diferencial (cm)	
	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)	Le = 3 m (Le/L = 15%)	Le = 6 m (Le/L = 30%)		L=S/2	L/160
5	4.1	16.5	2.9	12.5	15.0	200.0	1.3
4	3.0	10.0	2.0	6.0	15.0	160.0	1.0
3	1.8	8.1	0.9	3.5	15.0	120.0	0.8
2	1.2	6.4	0.0	0.0	15.0	80.0	0.5

Fuente: Elaboración propia.

E.4 Muestra de tablas de interacción suelo estructura

De la Tabla E-72 a la Tabla E-74, se presenta una muestra de tablas generadas para el análisis de interacción suelo estructura, para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga y con separación de 5.0 veces el diámetro.

Tabla E-72: Cantidades asociadas a interacción suelo estructura para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, longitud libre $L_e = 3$ m y de separación S de 5.0 veces el diámetro.

Profundidad (m)	σ_{xx} (kPa)	δx (cm)	k (kN/m ³)	σ_{zz} (kPa)	τ_{max} (kPa)	M (kN*m)	V (kN)
0.0	23.4	1.6	1470	-26.0	19.0	-2.61	37.76
0.4	-3.9	1.5	260	-56.2	33.7	-5.65	66.98
0.8	-35.3	1.4	2540	-113.5	57.0	-11.41	113.32
1.2	-28.5	1.3	2225	-174.2	97.8	-17.51	194.60
1.6	-44.5	1.2	3775	-185.1	111.8	-18.61	222.34
2.0	-45.9	1.1	4250	-117.5	143.7	-11.81	285.94
2.4	-49.8	1.0	5080	-4.2	243.1	-0.42	483.59
2.8	-42.9	0.9	4876	328.9	361.9	33.07	719.88
3.2	-43.8	0.8	5543	724.4	533.1	72.82	1060.54
3.6	-60.5	0.7	8763	997.1	715.2	100.24	1422.80
4.0	-43.0	0.6	7046	1147.8	854.9	115.39	1700.67
4.4	-63.6	0.5	12002	1256.2	896.8	126.29	1784.10
4.8	-63.3	0.5	14059	1344.9	973.2	135.20	1936.21
5.2	-61.2	0.4	16104	1433.8	998.0	144.14	1985.39
5.6	-78.7	0.3	24590	1359.9	1007.6	136.72	2004.56
6.0	-75.6	0.3	29088	1254.4	919.8	126.11	1829.84
6.4	-75.6	0.2	36004	1202.3	946.1	120.87	1882.26
6.8	-88.7	0.2	52194	1136.5	894.6	114.26	1779.65
7.2	-79.1	0.1	60842	1002.4	864.3	100.77	1719.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-72: (continuación) Cantidades asociadas a interacción suelo estructura para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, longitud libre $L_e = 3$ m y de separación S de 5.0 veces el diámetro.

Profundidad (m)	σ_{xx} (kPa)	δx (cm)	k (kN/m ³)	σ_{zz} (kPa)	τ_{max} (kPa)	M (kN*m)	$ V $ (kN)
7.6	-91.7	0.1	101845	817.7	778.1	82.20	1548.00
8.0	-94.8	0.1	158010	595.2	724.7	59.83	1441.69
8.4	-97.8	0.0	244602	398.5	640.5	40.06	1274.30
8.8	-101.2	0.0	506119	152.5	554.8	15.34	1103.69
9.2	-101.3	0.0	506741	-292.9	544.3	-29.44	1082.77
9.6	-106.2	0.0	530995	-292.6	437.9	-29.41	871.25
10.0	-113.6	0.0	378806	-651.1	449.5	-65.45	894.29
10.4	-108.2	0.0	270402	-890.9	502.7	-89.56	1000.03
10.8	-119.9	0.0	299627	-1147.4	602.5	-115.35	1198.73
11.2	-124.6	-0.1	249223	-1414.8	713.3	-142.23	1419.04
11.6	-125.9	-0.1	251892	-1654.9	804.6	-166.37	1600.61
12.0	-134.3	-0.1	268644	-1884.1	906.0	-189.41	1802.48
12.4	-136.9	-0.1	273706	-2117.3	1016.6	-212.85	2022.42
12.8	-138.8	-0.1	277658	-2313.4	1108.0	-232.57	2204.25
13.2	-148.7	-0.1	297337	-2480.5	1193.0	-249.37	2373.48
13.6	-151.4	0.0	378616	-2605.1	1264.5	-261.90	2515.58
14.0	-155.0	0.0	387541	-2731.0	1329.5	-274.55	2644.87
14.4	-158.7	0.0	396729	-2816.6	1372.6	-283.16	2730.62
14.8	-166.6	0.0	416420	-2871.3	1399.4	-288.65	2783.99
15.2	-168.5	0.0	561792	-2880.6	1401.1	-289.59	2787.34
15.6	-172.4	0.0	574627	-2853.4	1393.8	-286.85	2772.90
16.0	-172.2	0.0	573962	-2805.0	1366.4	-281.99	2718.27
16.4	-179.3	0.0	896672	-2743.6	1330.3	-275.82	2646.45
16.8	-179.9	0.0	899324	-2614.0	1269.4	-262.79	2525.37
17.2	-178.1	0.0	890392	-2492.4	1200.9	-250.56	2389.09
17.6	-184.4	0.0	1844071	-2313.6	1106.6	-232.59	2201.50
18.0	-183.8	0.0	1838056	-2080.6	989.5	-209.16	1968.55
18.4	-184.8	0.0	1847552	-1858.8	869.6	-186.87	1729.94
18.8	-180.1	0.0	1800848	-1581.4	725.2	-158.98	1442.70
19.2	-178.3	0.0	1782966	-1294.8	572.9	-130.17	1139.71
19.6	-167.2	0.0	1672474	-975.1	416.2	-98.03	828.01
20.0	-179.3	0.0	1792812	-929.7	447.9	-93.46	891.12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-73: Cantidades asociadas a interacción suelo estructura para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, longitud libre $L_e = 6$ m y de separación S de 5.0 veces el diámetro.

Profundidad (m)	σ_{xx} (kPa)	δx (cm)	k (kN/m ³)	σ_{zz} (kPa)	τ_{max} (kPa)	M (kN*m)	$ V $ (kN)
0.0	25.0547	8.9	282	-24.0	20.1	-2.42	40.02
0.4	7.3683	8.5	87	-79.8	50.9	-8.02	101.29
0.8	-13.3317	8.1	165	-169.8	93.6	-17.07	186.21
1.2	-5.6894	7.7	74	-270.2	143.7	-27.16	285.85
1.6	-28.7989	7.3	395	-371.2	189.8	-37.31	377.68
2.0	-33.6036	6.9	488	-450.9	231.7	-45.33	460.85
2.4	-47.0571	6.5	726	-423.0	228.1	-42.52	453.88
2.8	-38.8651	6.1	639	-398.5	250.6	-40.07	498.51
3.2	-42.145	5.7	742	-196.2	255.6	-19.72	508.40
3.6	-70.5961	5.3	1337	80.5	387.8	8.09	771.54
4.0	-43.1651	4.9	885	469.8	599.9	47.23	1193.54
4.4	-71.8458	4.5	1600	1000.7	883.0	100.60	1756.69
4.8	-71.3043	4.1	1739	1717.2	1305.0	172.63	2596.30
5.2	-57.8737	3.7	1556	2643.4	1798.4	265.75	3577.71
5.6	-66.6491	3.4	1990	3601.9	2404.5	362.11	4783.64
6.0	-62.0318	3.0	2075	4682.9	2856.3	470.77	5682.39
6.4	-59.518	2.6	2254	5864.3	3613.2	589.54	7188.21
6.8	-77.3201	2.3	3333	6960.0	4146.6	699.69	8249.36
7.2	-59.6172	2.0	2966	7735.2	4651.8	777.63	9254.55
7.6	-80.1089	1.7	4657	8071.9	4836.9	811.48	9622.78
8.0	-83.2239	1.5	5740	8171.2	5027.9	821.45	10002.66
8.4	-88.8692	1.2	7345	8251.4	5033.3	829.52	10013.50
8.8	-94.1449	1.0	9510	8062.9	4984.4	810.57	9916.13
9.2	-96.1833	0.8	12175	6629.3	4478.9	666.45	8910.42
9.6	-102.3567	0.6	16509	7750.2	4704.4	779.13	9359.08
10.0	-113.0777	0.5	24582	6650.8	4185.1	668.61	8326.07
10.4	-104.4017	0.3	31637	6063.5	3784.5	609.57	7528.99
10.8	-121.7338	0.2	57968	5447.6	3457.6	547.66	6878.70
11.2	-124.8161	0.1	104013	4853.7	2980.8	487.94	5930.02
11.6	-127.2249	0.0	424083	4072.1	2647.9	409.37	5267.84
12.0	-137.8713	0.0	459571	3420.5	2267.2	343.86	4510.48
12.4	-140.2132	-0.1	155792	2494.3	1869.0	250.75	3718.30
12.8	-142.2016	-0.1	109386	1903.0	1485.9	191.31	2956.09
13.2	-153.3512	-0.2	95845	1244.0	1178.9	125.06	2345.43
13.6	-156.6085	-0.2	87005	518.4	842.1	52.11	1675.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-73: (continuación) Cantidades asociadas a interacción suelo estructura para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, longitud libre $L_e = 6$ m y de separación S de 5.0 veces el diámetro.

Profundidad (m)	σ_{xx} (kPa)	δx (cm)	k (kN/m ³)	σ_{zz} (kPa)	τ_{max} (kPa)	M (kN*m)	$ V $ (kN)
14.0	-160.6473	-0.2	80324	5.2	601.5	0.52	1196.57
14.4	-164.5489	-0.2	78357	-510.4	469.5	-51.31	933.98
14.8	-173.0371	-0.2	82399	-925.1	510.2	-93.00	1015.02
15.2	-174.9147	-0.2	83293	-1284.4	633.0	-129.12	1259.33
15.6	-178.525	-0.2	89263	-1591.6	761.7	-160.00	1515.28
16.0	-177.6004	-0.2	93474	-1803.9	851.4	-181.35	1693.83
16.4	-184.6715	-0.2	102595	-1945.0	915.9	-195.54	1822.17
16.8	-184.6257	-0.2	108603	-2021.5	954.6	-203.23	1899.20
17.2	-182.0623	-0.2	121375	-2041.2	965.0	-205.21	1919.73
17.6	-188.3049	-0.1	134504	-1996.4	939.1	-200.70	1868.35
18.0	-187.3646	-0.1	156137	-1879.1	883.0	-188.90	1756.71
18.4	-187.7395	-0.1	170672	-1733.2	803.0	-174.24	1597.48
18.8	-182.4386	-0.1	202710	-1516.1	691.5	-152.42	1375.69
19.2	-180.3638	-0.1	257663	-1270.7	562.5	-127.74	1119.05
19.6	-168.6844	-0.1	281141	-973.7	417.9	-97.89	831.38
20.0	-180.3798	0.0	450950	-937.3	454.9	-94.23	905.01

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-74: Cantidades asociadas a interacción suelo estructura para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, longitud libre $L_e = 9$ m y de separación S de 5.0 veces el diámetro.

Profundidad (m)	σ_{xx} (kPa)	δx (cm)	k (kN/m ³)	σ_{zz} (kPa)	τ_{max} (kPa)	M (kN*m)	$ V $ (kN)
0.0	25.3413	26.44	96	-20.9	23.3	-2.10	46.33
0.4	14.144	25.54	55	-83.9	70.0	-8.44	139.21
0.8	13.5116	24.63	55	-217.1	137.4	-21.82	273.29
1.2	23.5916	23.72	99	-356.3	206.8	-35.82	411.48
1.6	4.6968	22.81	21	-560.0	307.0	-56.30	610.68
2.0	7.7115	21.91	35	-785.0	427.3	-78.92	850.03
2.4	-14.9307	21.00	71	-852.2	454.4	-85.67	904.04
2.8	-7.9644	20.09	40	-1153.5	601.0	-115.97	1195.68
3.2	-19.0914	19.18	100	-1304.7	672.2	-131.16	1337.23
3.6	-54.8161	18.27	300	-1432.4	746.6	-144.00	1485.22
4.0	-30.3097	17.36	175	-1377.0	737.4	-138.43	1467.03
4.4	-71.5697	16.45	435	-1224.5	653.8	-123.10	1300.65
4.8	-77.2598	15.54	497	-973.5	570.0	-97.87	1133.95

Fuente: Elaboración propia.

Tabla E-74: (continuación) Cantidades asociadas a interacción suelo estructura para el escenario sin nivel freático, sin sobrecarga, longitud libre $L_e = 9$ m y de separación S de 5.0 veces el diámetro.

Profundidad (m)	σ_{xx} (kPa)	δx (cm)	k (kN/m ³)	σ_{zz} (kPa)	τ_{max} (kPa)	M (kN*m)	$ V $ (kN)
5.6	-100.6271	13.71	734	-68.8	519.4	-6.91	1033.34
6.0	-96.8719	12.81	756	630.0	793.6	63.33	1578.85
6.4	-83.5536	11.90	702	1576.2	1274.5	158.45	2535.53
6.8	-109.6292	11.00	997	2789.6	1901.7	280.44	3783.25
7.2	-81.9267	10.11	810	4209.4	2731.3	423.18	5433.73
7.6	-85.7625	9.23	929	5723.8	3617.3	575.42	7196.48
8.0	-89.683	8.37	1071	7475.0	4697.0	751.47	9344.29
8.4	-85.5904	7.53	1137	9570.6	5890.5	962.14	11718.87
8.8	-67.2369	6.72	1001	11919.6	7317.4	1198.29	14557.46
9.2	-57.4665	5.94	967	12618.2	8201.2	1268.52	16315.82
9.6	-64.2557	5.20	1236	17483.1	10350.7	1757.59	20592.13
10.0	-77.4698	4.50	1722	17979.1	10839.5	1807.46	21564.49
10.4	-67.0913	3.85	1743	18932.3	11143.1	1903.28	22168.56
10.8	-92.7242	3.25	2853	19578.9	11461.8	1968.28	22802.50
11.2	-90.644	2.71	3345	20016.3	11267.7	2012.26	22416.40
11.6	-105.0076	2.21	4751	19489.9	11295.6	1959.34	22471.94
12.0	-119.9047	1.77	6774	19107.1	10918.3	1920.86	21721.34
12.4	-122.2639	1.38	8860	17358.3	10260.0	1745.05	20411.55
12.8	-128.9737	1.03	12522	16740.2	9669.0	1682.91	19235.81
13.2	-146.1628	0.73	20022	15488.1	9004.7	1557.03	17914.32
13.6	-150.7465	0.47	32074	13486.1	7988.6	1355.77	15892.86
14.0	-158.2328	0.25	63293	12264.5	7276.3	1232.96	14475.67
14.4	-164.5265	0.07	235038	10602.6	6317.8	1065.89	12568.94
14.8	-176.6785	-0.08	220848	9127.3	5542.7	917.57	11026.87
15.2	-181.9088	-0.20	90954	7561.1	4643.2	760.12	9237.30
15.6	-188.8681	-0.30	62956	5920.6	3831.3	595.20	7622.13
16.0	-189.8835	-0.38	49969	4633.2	3067.3	465.78	6102.20
16.4	-199.0501	-0.44	45239	3615.1	2511.3	363.43	4995.99
16.8	-199.6447	-0.48	41593	2477.9	1859.2	249.10	3698.85
17.2	-196.639	-0.52	37815	1713.3	1433.0	172.24	2850.83
17.6	-204.4939	-0.54	37869	934.6	970.2	93.96	1930.08
18.0	-204.5332	-0.56	36524	227.0	646.4	22.82	1286.03
18.4	-205.3437	-0.57	36025	-208.6	413.8	-20.97	823.31
18.8	-200.9435	-0.57	35253	-546.7	350.1	-54.96	696.43
19.2	-200.7082	-0.58	34605	-756.0	367.2	-76.00	730.52
19.6	-190.2163	-0.58	32796	-770.3	364.6	-77.44	725.43
20.0	-198.4706	-0.58	34219	-860.3	455.8	-86.48	906.73

Fuente: Elaboración propia.