

**ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA FALLA DE FONDO EN
EXCAVACIONES URBANAS EN LOS SUELOS BLANDOS DE
BOGOTÁ D.C., Y SUS IMPLICACIONES EN LA AMENAZA POR
DESPLAZAMIENTOS EN ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA
VIAL URBANA**

**ING. PASTOR BRAULIO PÁEZ CUESTA
ING. JULY AYDEN MARTÍNEZ SÁENZ**

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE POSTGRADOS
MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL
BOGOTÁ
2019**

**ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA FALLA DE FONDO EN
EXCAVACIONES URBANAS EN LOS SUELOS BLANDOS DE
BOGOTÁ D.C., Y SUS IMPLICACIONES EN LA AMENAZA POR
DESPLAZAMIENTOS EN ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA
VIAL URBANA**

**ING. PASTOR BRAULIO PÁEZ CUESTA
ING. JULY AYDEN MARTÍNEZ SÁENZ**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
MAGISTER EN INFRAESTRUCTURA VÍAL

Asesor Disciplinar
JORGE ARTURO PINEDA JAIMES
Magíster en Ingeniería Civil
Doctor en Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VÍAL
BOGOTÁ
2019**

Nota de Aceptación:

Firma del presidente del Jurado

Firma del Jurado

Bogotá, octubre de 2019

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso, mi padre y mi hermana quienes guían y protegen mi camino y mi vida desde la eternidad, a mi madre María Nelly Cuesta, por su amor incondicional y paciencia, a mi esposa Alejandra Bermúdez y mis hijas-sobrinas Laura, Jade y Gabriela, por confiar y creer siempre en mí, a mis amigos quienes aportaron a la construcción de este proyecto, siendo todos ellos la razón de mi existir y el motor primordial de este sueño.

BRAULIO PÁEZ CUESTA

A mi familia, por confiar y apoyarme para lograr mis metas académicas y profesionales.

JULY MARTÍNEZ SÁENZ

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por permitir la oportunidad de crecer académica y profesionalmente.

Gracias a nuestras familias, por ser nuestro principal apoyo.

Gracias al Ingeniero Jorge Pineda por sus aportes, explicaciones e interés en el proyecto y que siempre realizáramos las cosas de la mejor manera.

RESUMEN

El documento presenta una aproximación probabilística al estudio del fenómeno de la falla de fondo en excavaciones urbanas y sus implicaciones en la amenaza relativa, asociada a desplazamientos superficiales en elementos de la infraestructura vial urbana en la sabana de Bogotá, con énfasis en el análisis de la respuesta de arcillas lacustres de la ciudad de Bogotá. Lo anterior, motivado por casos de falla de fondo recientes ocurridos en Bogotá durante la última década, los cuales han comprometido la estabilidad de elementos de la infraestructura vial urbana por períodos prolongados de tiempo (ejemplo, caso de la Calle 98 con Carrera 11 y Avenida Boyacá con Calle 145), entre otros que se han presentado en la ciudad durante el transcurso de las tres últimas décadas.

Se realizó un estudio paramétrico fundamentado en el análisis de la información recopilada, la cual se obtendrá de fuentes confiables como son las entidades distritales (Instituto de Desarrollo Urbano – IDU, Empresa de acueducto y alcantarillado de Bogotá – EAAB, Instituto Distrital de gestión de riesgo y cambio climático – IDIGER, entre otros). Luego, se recopiló la información en una base de datos proveniente de aproximadamente 70 proyectos realizados en la sabana de Bogotá, con la cual posteriormente se determinó un perfil promedio y a partir de este, se realizó un análisis de estabilidad para excavaciones típicas en la ciudad, un análisis probabilístico con el fin de establecer la probabilidad de falla y la predicción de desplazamientos verticales a través de modelaciones por medio de elementos finitos. Finalmente, con todos los parámetros establecidos y la geometría de las excavaciones, se propone una matriz de probabilidad de ocurrencia de falla expresada en la determinación de amenaza.

A partir de la base de datos y aplicando medidas estadísticas como desviación estándar y percentiles, se determinó un perfil promedio el cual arroja como resultado arcillas blandas en los estratos superiores y arcillas con presencia de arenas en los estratos inferiores, con un nivel freático promedio a los 3.50 m de profundidad. Con los materiales y parámetros establecidos se procedió a realizar los modelos y posteriores análisis.

En cuanto a las modelaciones, se introdujo la información obtenida previamente (base de datos) al *software Slide* de la casa *Rocscience*, el cual trabaja bajo la metodología de equilibrio límite y haciendo uso del módulo “análisis probabilístico” se realizó un análisis de resistencia. Se continuó con la simulación de escenarios para la predicción de desplazamientos verticales del entorno físico con la ayuda del *software Phase2*, también de la casa *Rocscience*, el cual trabaja bajo la metodología de elementos finitos. Después se definió una relación entre la geometría y el desplazamiento vertical, denominado distorsión angular, que permitió correlacionar la base y altura de las excavaciones dentro de la matriz de amenaza sugerida.

En cuanto a la matriz de amenaza, como resultado y principal aporte del presente documento, se plantean tres niveles: bajo, moderado y alto, en los cuales a través de todo el proceso se encontró que para excavaciones menores a 3.0 m de profundidad la amenaza resulta entre baja y media y, para excavaciones entre 6.0 m y 12.0m, la amenaza resulta siendo alta, aumentando a medida que se incrementan las cargas.

Palabras clave: *Excavaciones, Falla de fondo, Factor de seguridad, Probabilidad de falla, Amenaza.*

CONTENIDO

Pág.

INTRODUCCION	16
1. DESCRIPCION GENERAL DEL PROBLEMA.....	18
1.1.1 <i>Arcillas del depósito lacustre de la sabana de Bogotá</i>	20
1.2 JUSTIFICACION	23
1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE	25
1.3.1 <i>Objetivo general</i>	25
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i>	25
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES DEL TRABAJO	26
1.4.1 <i>Alcance</i>	26
1.4.2 <i>Limitaciones</i>	26
2. ANTECEDENTES TEMÁTICOS	27
3. REVISIÓN BILIOGRÁFICA.....	39
3.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	39
3.2 FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES.....	39
3.2.1 <i>Permeabilidad en suelos</i>	40
3.2.2 <i>Líneas de flujo.....</i>	41
3.3 COMPRESIBILIDAD	42
3.3.1 <i>Ensayo edométrico.....</i>	42
3.4 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	43
3.4.1 <i>Teoría de ruptura Mohr-Coulomb</i>	43
3.4.2 <i>Compresibilidad y resistencia al corte de arcillas.....</i>	44
3.4.3 <i>Determinación de esfuerzo cortante en arcillas</i>	45
3.5 ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS.....	46
3.5.1 <i>Esfuerzo efectivo.....</i>	46
3.5.2 <i>Esfuerzo total.</i>	46
3.5.3 <i>Tipos de deformaciones</i>	47
3.6 FACTORES DE SEGURIDAD DETERMINÍSTICOS, PROBABILIDAD DE FALLA Y CONFIABILIDAD.....	48
3.6.1 <i>Factor de seguridad</i>	48

3.6.2	<i>Evolución o proceso de falla</i>	50
3.6.3	<i>Fallas en excavaciones</i>	50
3.6.4	<i>Métodos determinísticos para el cálculo de factor de seguridad</i>	52
3.6.5	<i>Métodos probabilísticos</i>	54
3.6.6	<i>Método de los elementos finitos</i>	56
3.6.7	<i>Teoría de la probabilidad y análisis de probabilidad de falla</i>	56
3.6.8	<i>Confiabilidad</i>	59
3.7	ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA	59
3.7.1	<i>El Riesgo</i>	60
3.7.2	<i>Vulnerabilidad</i>	60
3.7.3	<i>Amenazas o peligros</i>	61
3.7.4	<i>Determinación de la amenaza</i>	61
3.7.5	<i>Metodología para la determinación de la amenaza</i>	62
3.8	PRE DISEÑO DE MURO PANTALLA	65
3.8.1	<i>Procedimientos constructivos para excavaciones profundas a través de pantallas pre excavadas</i>	65
3.8.2	<i>Presión lateral de tierras</i>	71
3.8.3	<i>Tablestacas en voladizo</i>	71
4.	MODELOS PLANTEADOS PARA EL ANÁLISIS DE LA FALLA DE FONDO ...	77
4.1	METODOLOGÍA	77
4.2	ELABORACIÓN DE BASE DE DATOS	78
4.2.1	<i>Recolección de la información</i>	78
4.2.2	<i>Perfil estratigráfico promedio</i>	84
4.3	DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LAS EXCAVACIONES PARA EL ANÁLISIS PARAMÉTRICO	85
4.3.1	<i>Pre diseño del muro</i>	86
5.	ANÁLISIS DETERMINISTICOS Y PROBABILISTICOS DE LA FALLA DE FONDO	87
5.1	ANÁLISIS DE LÍNEAS DE FLUJO	92
5.2	FACTOR DE SEGURIDAD	95
5.3	TEORÍA DE LA PROBABILIDAD	99
6.	ANÁLISIS PROBABILISTICO Y DESPLAZAMIENTOS ESPERADOS EN SUPERFICIE	104

6.1	MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS	104
7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA.....	111
7.1	ANÁLISIS DETERMINISTICO DE LA FALLA DE FONDO.....	111
7.2	PROBABILIDAD DE FALLA	114
7.3	CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS.....	120
7.4	DETERMINACIÓN DE AMENAZA	124
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	129
9.	Bibliografía.....	134

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Propiedades típicas de las arcillas Bogotá	20
Tabla 2. Expresiones del factor de seguridad contra la falla de fondo para excavaciones profundas para suelos blandos	53
Tabla 3. Clasificación de la amenaza según la probabilidad de ocurrencia	61
Tabla 4. Datos estadísticos de peso unitario, cohesión no drenada y ángulo de fricción.	82
Tabla 5. Perfil promedio arcillas de la sabana de Bogotá	84
Tabla 6. Pre diseño de muros pantalla	86
Tabla 7. Valores típicos de coeficiente de variación.....	89
Tabla 8. Valores calculados de desviación estándar.....	90
Tabla 9. Cabeza de presión y total según redes de flujo.....	95
Tabla 10. Comparación de datos incluyendo carga sísmica	96
Tabla 11. Resultados para el factor de seguridad y probabilidad de falla	97
Tabla 12. Desplazamientos Verticales calculados con software Phase 2 teniendo en cuenta las cargas de 10 kN/m ² y 20 kN/m ²	109
Tabla 13. Resultados valores promedio de factor de seguridad.....	113
Tabla 14. Factores de seguridad indirectos mínimos	114
Tabla 15. Resultados valores promedio de probabilidad de falla	116
Tabla 16. Resultados para el índice de confiabilidad	118
Tabla 17. Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento	125
Tabla 18. Criterio para la clasificación de la amenaza en función de la probabilidad anual de falla.....	125
Tabla 19. Matriz de amenaza propuesta	126
Tabla 20. Clasificación de los datos a partir de la matriz de amenaza planteada	127
Tabla 21. Perfil promedio establecido	130
Tabla 22. Resultados valores promedio de factor de seguridad.....	131
Tabla 23. Resultados valores promedio de probabilidad de falla	131
Tabla 24. Matriz de amenaza propuesta	133

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. Mapa actualizado de zonificación geotécnica	19
Ilustración 2. Mapa actualizado de zonas de respuesta sísmica.....	19
Ilustración 3. Esquema de ocurrencia de la falla de fondo	21
Ilustración 4. Visualización falla en suelo vecino del edificio Green Office Calle 98 carrera 11	22
Ilustración 5. Visualización falla en el corredor vial Calle 98 carrera 11.....	24
Ilustración 6. Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes propuesto por Terzaghi.	29
Ilustración 7. Esquema falla de fondo por expansión	29
Ilustración 8. Esquema falla de fondo causa por presión hidrostática.....	29
Ilustración 9. Deformaciones debidas a excavaciones en arcillas blandas, (Clough y O'Rourke, 1990).....	30
Ilustración 10. Descripción Estratigráfica del Suelo.....	31
Ilustración 11. Clasificación de riesgos.	32
Ilustración 12. Gráfica factor de seguridad contra falla de fondo Vs. Profundidad. Método de Terzaghi, sin sobrecarga en superficie.....	33
Ilustración 13. Geometría de la Excavación	34
Ilustración 14. Superficies de falla bajo el fondo de corte	35
Ilustración 15. Flowchart of the proposed robust geotechnical design of braced excavations.	36
Ilustración 16. Illustration of a Pareto Front in a bi-objective space.....	37
Ilustración 17. Geometry of slip circle method for basal-heave stability analysis.	38
Ilustración 18. Sistema Unificado de Clasificación, suelos limosos y arcillosos	39
Ilustración 19. Valores de k en cm/seg.....	40
Ilustración 20. Líneas de flujo.....	41
Ilustración 21. Curva de deformación.....	48
Ilustración 22. Geometrías del factor de seguridad contra la falla de fondo en excavaciones profundas para suelos blandos.....	54
Ilustración 23. Relación peligro o amenaza, vulnerabilidad y riesgos	60
Ilustración 24. Zonificación de amenaza a los deslizamientos	62
Ilustración 25. Esquema metodológico para la elaboración de estudios básicos de amenaza.....	63
Ilustración 26. Esquema metodológico para la elaboración de estudios detallados de amenaza, vulnerabilidad y riesgo.	64
Ilustración 27. Proceso constructivo pantallas pre excavadas.	65
Ilustración 28. Localización y replanteo in - situ	66
Ilustración 29. Vigas guía para excavación	67
Ilustración 30. Excavación de zanja con Almeja.....	68
Ilustración 31. Colocación de armado de refuerzo	68

Ilustración 32. Colocación de Juntas.....	69
Ilustración 33. Vaciado de concreto	70
Ilustración 34. Excavación del recinto interior.	70
Ilustración 35. Zonificación de amenaza a los deslizamientos	72
Ilustración 36. Empujes y deformada de una pantalla articulada.	74
Ilustración 37. Ley de empuje simplificada.....	75
Ilustración 38. Esquema de la metodología de trabajo empleada.	77
Ilustración 39. Humedad natural e índice de plasticidad vs Profundidad	79
Ilustración 40. Pesos unitarios vs Profundidad.....	79
Ilustración 41. Gravedad específica y Resistencia a la compresión simple vs Profundidad	80
Ilustración 42. Ángulo de resistencia vs profundidad	80
Ilustración 43. Cohesión no drenada y Cohesión efectiva vs Profundidad	81
Ilustración 44. Índice de compresión y expansión vs profundidad.....	81
Ilustración 45. Análisis gráfico de los datos de Cohesión no drenada (Cu).....	83
Ilustración 46. Sistema estructural definido para el estudio	86
Ilustración 47. Características de métodos utilizados (equilibrio límite)	87
Ilustración 48. Métodos de cálculo para el análisis de estabilidad	88
Ilustración 49. Configuración para análisis de líneas de flujo	88
Ilustración 50. Configuración para análisis probabilístico	89
Ilustración 51. Ejemplo modelos en <i>Slide</i> ® <i>Rocscience</i>	91
Ilustración 52. Propiedades de los materiales	92
Ilustración 53. Propiedades hidráulicas de los materiales	92
Ilustración 54. Cabezas de presión	93
Ilustración 55. Cabezas totales	94
Ilustración 56. Resultados Factor de seguridad sin sismo	96
Ilustración 57. Resultados de factor de seguridad “método <i>Bishop Simplified</i> ”	100
Ilustración 58. Resultados de Probabilidad de falla “método <i>Bishop Simplified</i> ”	100
Ilustración 59. Resultados de factor de seguridad “método <i>Janbú Simplified</i> ”	101
Ilustración 60. Resultados de Probabilidad de falla “método <i>Janbú Simplified</i> ”	101
Ilustración 61. Resultados de factor de seguridad “método <i>Spencer</i> ”	102
Ilustración 62. Resultados de Probabilidad de falla “método <i>Spencer</i> ”	102
Ilustración 63. Resultados de factor de seguridad “método <i>GLE/Morgenstern-Price</i> ”	103
Ilustración 64. Resultados de Probabilidad de falla “método <i>GLE/Morgenstern-Price</i> ”	103
Ilustración 65. Respuesta experimental del suelo en ensayos de compresión triaxial.	105
Ilustración 66. Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr – Coulomb)	105
Ilustración 67. Interpretación del modelo para desplazamiento vertical.	106
Ilustración 68. Interpretación de nodos y malla para desplazamiento vertical.....	106
Ilustración 69. Estimación de desplazamientos verticales por el método de elementos finitos con el software <i>Phase 2</i>	107
Ilustración 70. Importe de modelo <i>Slide</i> a <i>Phase 2</i>	107
Ilustración 71. Configuración de parámetros para el análisis del modelo.....	108
Ilustración 72. Procedimiento de cálculo realizado por el programa <i>Phase 2</i>	108

Ilustración 73. Interpretación de resultados del software Phase 2	109
Ilustración 74. Gráfica de análisis de Profundidad Vs. Asentamiento	110
Ilustración 75. Gráfica valores de factor de seguridad vs profundidad para cargas de 10 kN/m ² , de acuerdo al ancho	112
Ilustración 76. Gráfica valores de factor de seguridad vs profundidad para cargas de 20 kN/m ² , de acuerdo al ancho	112
Ilustración 77. Gráfica valores promedio de factor de seguridad vs profundidad	113
Ilustración 78. Gráfico de convergencia	114
Ilustración 79. Gráfica valores de probabilidad de falla vs profundidad para cargas de 10 kN/m ² , de acuerdo al ancho	115
Ilustración 80. Gráfica valores de probabilidad de falla vs profundidad para cargas de 20 kN/m ² , de acuerdo al ancho	116
Ilustración 81. Gráfica valores promedio de probabilidad de falla vs profundidad.....	117
Ilustración 82. Grafica variación de asentamiento vs profundidad de excavación	120
Ilustración 83. Gráfica variación de asentamiento vs ancho de excavación.....	121
Ilustración 84. Gráfica variación de Asentamiento Vs Ancho de la excavación para una profundidad de 9 m.	122
Ilustración 85. Predicción del asentamiento para excavación de 5 m de ancho x 9 m de profundidad y Q=20 kN/m ²	122
Ilustración 86. Gráfica de variación de asentamiento vs ancho de la excavación a diferentes profundidades con carga Q=10 kN/m ²	123
Ilustración 87. Gráfica de variación de asentamiento vs ancho de la excavación a diferentes profundidades con carga Q=20 kN/m ²	123
Ilustración 88. Gráfica distorsión angular vs relación B/H	128

LISTA DE ANEXOS

2019julymartinezbrauliopaez1 – Base de datos

2019julymartinezbrauliopaez2 - Modelos gráficos *Slide* ® *Rocscience*

2019julymartinezbrauliopaez3 – Análisis gráficos *Slide* ® *Rocscience*

2019julymartinezbrauliopaez4 – Informes *Slide* ® *Rocscience*

2019julymartinezbrauliopaez5 - Modelos *Phase* ® *Rocscience*

INTRODUCCION

Los suelos arcillosos poseen características especiales para su tratamiento en la construcción, como baja resistencia, alta compresibilidad y baja rigidez, lo cual, en ocasiones, los hace complicados o difíciles de manejar. En Bogotá el subsuelo está conformado por depósitos arcillosos lacustres profundos en la zona plana, debido a que gran parte de la ciudad está sobre una formación geológica de tipo “depósitos Fluvio – Lacustre (Terraza Alta, Qta): denominada también Formación Sabana por Hubach (1957) y Helmens (1990)”. Este depósito está constituido por arcillas plásticas con lentes de arena suelta e intercalaciones de cenizas volcánicas. En algunos sectores se presentan varios niveles de turbas hasta de 1.0 m de espesor. Esta unidad constituye el relleno más importante de la Sabana ya que aflora en toda la zona plana de la ciudad, siendo la de mayor aferencia.

Debido a lo anterior, se observa la necesidad de realizar estudios concluyentes sobre este tipo de materiales, con el fin de establecer tendencias de comportamiento en sistemas geotécnicos como las excavaciones. Dichos análisis aportan a la hora de realizar diseños y controlar su desempeño en entornos urbanos y la respuesta de elementos físicos, como aquellos asociados a la infraestructura vial urbana.

En el presente documento, se muestra una propuesta para realizar un análisis probabilístico de la ocurrencia de la falla de fondo, teniendo en cuenta que este es uno de los fenómenos con más ocurrencia en suelos arcillosos; sin embargo, poco analizado desde el punto de vista de la confiabilidad. Para esto, inicialmente se genera una base de datos con la mayor cantidad de estudios encontrados y realizados en la ciudad de Bogotá, sobre suelos blandos (arcillas) y con dichos parámetros definir un perfil estratigráfico promedio, a partir del cual se realiza un análisis estadístico de variables con el fin de evaluar la estabilidad para encontrar la probabilidad de falla y los desplazamientos verticales y con estos datos, determinar la amenaza que se presenta frente a la infraestructura vial adyacente a las excavaciones profundas.

La propuesta se fundamenta en la necesidad de generar información sobre el tema, ya que Bogotá es una ciudad en constante crecimiento actualmente, por tanto, continuamente se encuentran labores que requieren de excavaciones, ya sea para realizar grandes edificaciones o instalaciones de redes de servicios públicos, y en ocasiones dichos trabajos han afectado la infraestructura vial aledaña, tal vez por falta de estudiar el material sobre el que se está realizando el trabajo.

En el presente documento se pretende simular procesos de excavación reales y que usualmente se realizan en la ciudad de Bogotá, para lo cual en las excavaciones sujetas

a los procesos de modelación en los *software Slide* y *Phase 2* de ®Rocscience se emplearon diferentes geometrías, desde 5.0 m hasta 40.0 m de ancho y desde 3.0 m hasta 12.0 m de profundidad con cargas de 10.0 kN/m² y 20.0 kN/m² en las superficies adyacentes de la parte superior de la excavación, simulando las cargas de la infraestructura existente.

El presente estudio se desarrolla en 4 fases: inicialmente, se determina un perfil estratigráfico promedio que caracteriza las arcillas de Bogotá. En la segunda etapa, con los parámetros definidos previamente se realiza un estudio de estabilidad por falla de fondo a partir de análisis determinísticos y probabilísticos determinando el factor de seguridad en las excavaciones, empleando el *software Slide*. En la tercera fase se realiza la predicción de desplazamientos verticales (*asentamientos*) empleando el *software Phase 2 (Elementos finitos)*, teniendo en cuenta los parámetros establecidos previamente en la primera y segunda etapa. En la cuarta y última etapa se realiza la determinación de amenaza en función de la geometría de la excavación, los desplazamientos verticales y la probabilidad de falla.

1. DESCRIPCION GENERAL DEL PROBLEMA

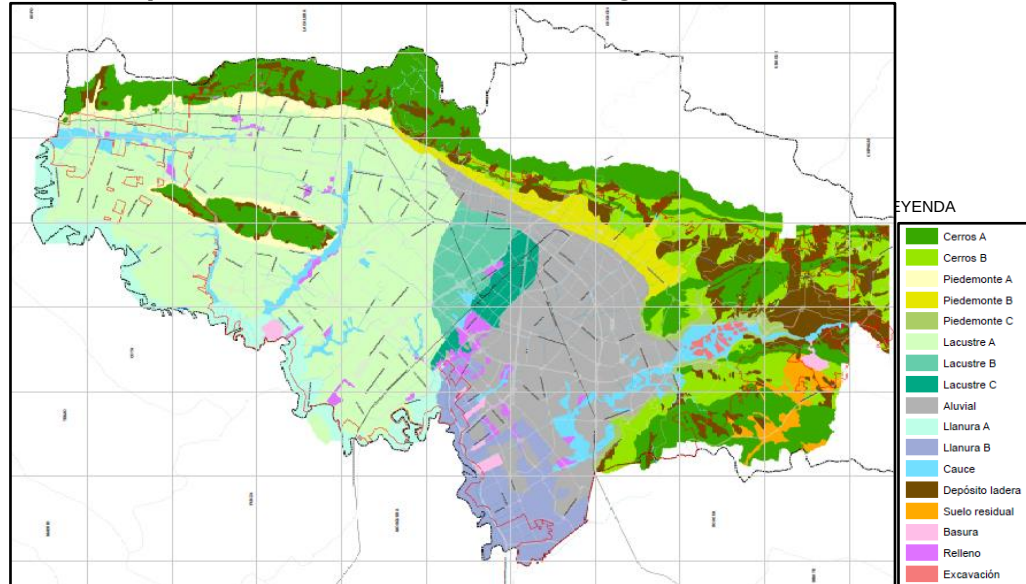
La ciudad de Bogotá es actualmente un área de gran potencial para la construcción, teniendo en cuenta que en los últimos años ha presentado un incremento en la población, al igual que se ha impulsado la generación de áreas industriales y empresariales; sin embargo, dicho aumento en la infraestructura también conlleva al desarrollo de fenómenos geotécnicos producidos por las cargas impuestas, el tipo de suelo y el nivel freático presente en la zona; ya que en una gran parte del territorio se han encontrado suelos blandos catalogados como arcillas del depósito lacustre de la sabana de Bogotá conocidas como *Arcilla Bogotá* de la Formación Sábana, los cuales presentan un reto importante ya que generalmente poseen consistencias y resistencias bajas al corte.

Bogotá se encuentra localizada en la sabana homónima, sobre el altiplano cundiboyacense, en una llanura a 2600 metros sobre el nivel del mar (msnm) sobre una zona de actividad sísmica media y sobre un depósito lacustre de arcilla que se formó hace 3.5 millones de años en la transición del periodo terciario al cuaternario de la era cenozoica.

De acuerdo con el modelo geológico – geotécnico establecido en el documento de “*Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones – 2010*” (Bogotá A. m., 2010), la ciudad se encuentra bordeada en el extremo oriental por los cerros orientales con altura superior a los 3400 msnm, al costado sur se encuentra en los cerros del sur con alturas entre 3100 y 3200 msnm, y por el lado norte y occidental limita con el río Bogotá. La zona de planicie posee alturas entre 2600 y 2550 msnm que descienden en sentido oriente – occidente y sobre esta se desarrolla la gran parte de la ciudad. En la zona norte, en medio de la planicie, aflora el cerro de Suba con una altura aproximada de 2700 msnm. En cuanto a las pendientes, se encuentran valores más altos en los cerros orientales y en los cerros del sur, con valores entre 15 y 30% aproximadamente. En las zonas de piedemonte las pendientes son medianas, variando entre 5 y 15% y, en la planicie inferiores al 5%.

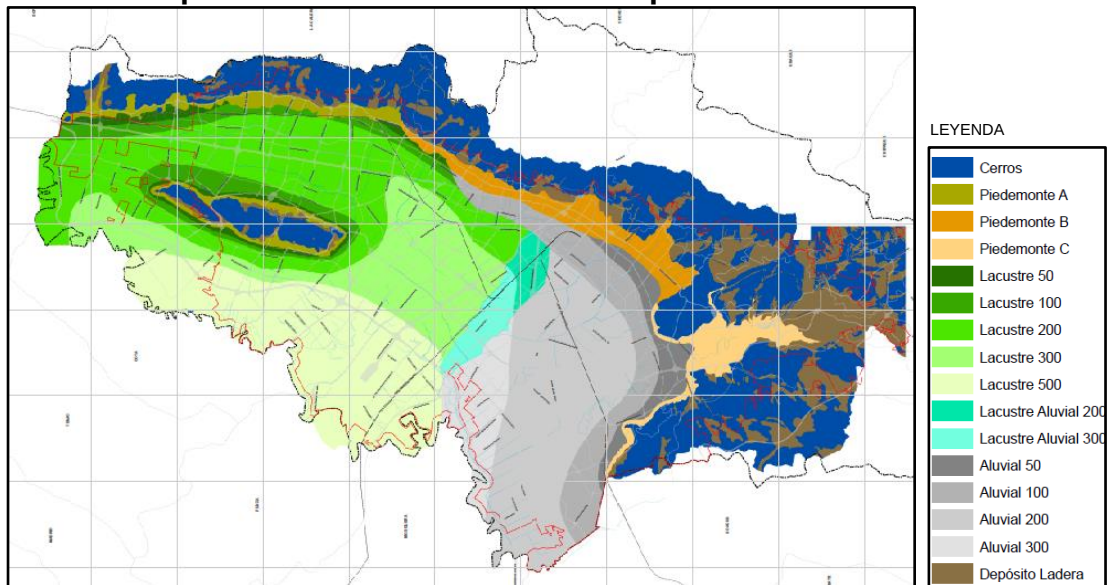
En la Ilustración 1. Mapa actualizado de zonificación geotécnica se identifican cinco grandes zonas: cerros, piedemonte, lacustre, lacustre aluvial y aluvial, y se interpretó desde el punto de vista geotécnico la Formación Sabana como arcilla de origen lacustre de consistencia blanda a muy blanda y la formación Subachoque como arcillas arenosas de origen aluvial de consistencia firme a rígida.

Ilustración 1. Mapa actualizado de zonificación geotécnica



Fuente. (Bogotá A. m., 2010). Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmo resistente de edificaciones.

Ilustración 2. Mapa actualizado de zonas de respuesta sísmica



Fuente. (Bogotá A. m., 2010). Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmo resistente de edificaciones.

De acuerdo con (Mendoza & Lizcano, 2009), “en algunos lugares dicho depósito de arcilla puede alcanzar espesores mayores de 60 m. En una gran zona los primeros 5 m de la arcilla está sobre consolidada. Entre los 5 m y hasta profundidades mayores a 30 m, esta arcilla presenta una consistencia blanda a muy blanda ($I_c < 0,5$). Las humedades pueden alcanzar valores superiores a $\omega = 160\%$ y relaciones de vacíos de $e=5$. A pesar de las

características especiales y de la gran cantidad de estudios realizados sobre esta arcilla con fines de geotecnia práctica, se requieren estudios que traten el comportamiento mecánico fundamental de este tipo de suelo”.

En la Ilustración 2. Mapa actualizado de zonas de respuesta sísmica, se puede observar la variación de profundidad del depósito, dado que el espesor del sedimento modifica la respuesta dinámica cuando éste varía considerablemente, como es el caso de la Sabana de Bogotá.

1.1.1 Arcillas del depósito lacustre de la sabana de Bogotá

Según (Orozco, 2006), “la arcilla Bogotá de la formación sabana corresponde al tipo de suelos de alta plasticidad (Ver Tabla 1. Propiedades típicas de las arcillas Bogotá), con una consistencia o resistencia al corte baja, entre 0.2 y 0.4 kg/cm² y espesores típicos de más de 250m. Adicionalmente el depósito es relativamente joven, el cual se formó durante el último millón de años y las capas más superficiales como los primeros 20 m, se formaron durante los últimos 100.000 años”.

Tabla 1. Propiedades típicas de las arcillas Bogotá

NIVEL DE AGUA A -3.0 METROS
$50\% < W_n < 200\%$
$50\% < LL < 200\%$
CLASIFICACIÓN CH - MH
$4\% < M.O. < 20\%$
$\gamma \sim 1,4 \text{ T/m}^3$
$0,2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ qu} < 0,5 \text{ Kg/cm}^2$
$C_r/1+e_0 \sim 0,06 \text{ a } 0,08$
$C_c/1+e_0 \sim 0,3 \text{ a } 0,4$
R.S.C. $\sim 1,1 \text{ a } 1,3$

Fuente. (Orozco, 2006). Asentamientos de fundaciones en la arcilla Bogotá.

El nivel freático de las arcillas blandas está a diferentes profundidades en las diferentes zonas y es usual encontrarlo a 1 o 2 m de profundidad en zonas como El Lago, Toberín, San José de Bavaria, entre otras y, a profundidades entre 3 y 4 m en las zonas construidas y desarrolladas hace más de 20 o 30 años, como Niza, Normandía, Nicolás de Federmann, entre otras. En algunas zonas se encuentra aún a mayor profundidad, como Siberia y Funza; sin embargo, no es fácil detectar la verdadera posición de la tabla de agua o nivel de aguas libres, pues la arcilla es de muy baja permeabilidad y lo que usualmente se detecta son niveles colgados que varían estacionalmente en los suelos más superficiales.

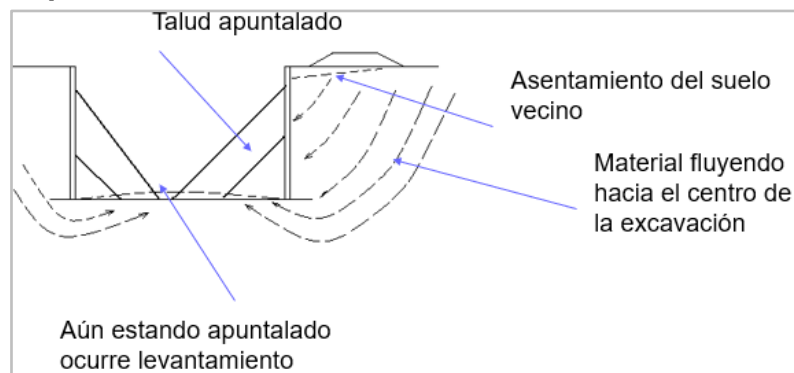
Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente y con la breve reseña del tipo de suelo encontrado en la sabana de Bogotá, es claro que para la ingeniería, trabajar este tipo de materiales es todo un reto y no ha sido impedimento para la construcción; sin embargo, es claro que con el paso del tiempo y el desarrollo de la ciudad, cada día el suelo debe soportar más cargas y además se encuentra expuesto a mayor cantidad y profundas excavaciones, que en algunos casos pueden llegar a afectar la infraestructura adyacente, sobre todo la que corresponde con el tipo vial.

Para el caso de las excavaciones en arcillas (Chavez, 2014) expone que “cuando se efectúan excavaciones en arcilla blanda, el peso del suelo vecino actúa como sobrecarga sobre el suelo situado al nivel del fondo de las mismas y se desarrollan fuerzas laterales en el subsuelo. Si la profundidad de la excavación llega a ser mayor a la capacidad de carga del suelo correspondiente al fondo, son inevitables grandes movimientos, sin que importe el cuidado con el que se hayan apuntalado los frentes del corte. Si los costados permanecen sin apoyo, aún por corto tiempo, también pueden producirse movimientos laterales. Estos movimientos son conocidos como falla de fondo y pueden producir asentamientos apreciables en la infraestructura aledaña”. Por tanto, conociendo que el suelo de Bogotá responde al tipo arcilloso, es inevitable pensar que existe la probabilidad de experimentar este tipo de fallas y que con la construcción de un edificio o solo con realizar una excavación sencilla se puede llegar a afectar un tramo de vía, que a futuro puede desencadenar accidentes o el detrimento del patrimonio de la ciudad.

La falla de fondo en arcillas blandas y saturadas se produce con un levantamiento brusco y generalmente rápido del fondo, conjuntamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno vecino, produciendo que dicho material fluya hacia el centro de la excavación como lo muestra la Ilustración 3, donde se observa que aun estando apuntalado ocurre el fenómeno y finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral.

Esta anomalía constituye una de las causas de falla más frecuentes y peligrosas en excavaciones abiertas en suelos arcillosos.

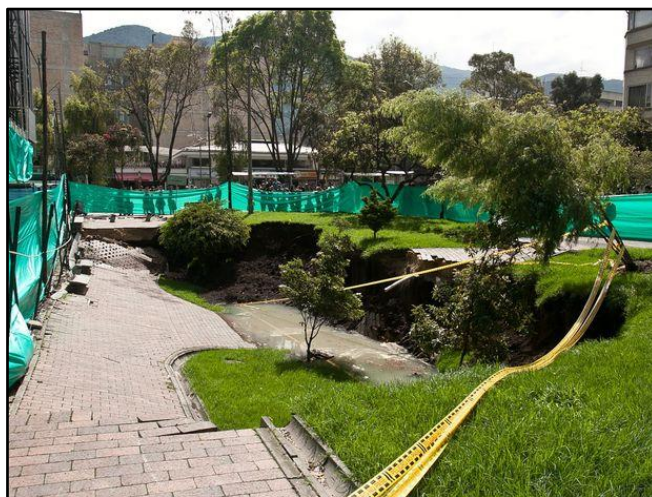
Ilustración 3. Esquema de ocurrencia de la falla de fondo



Fuente. (Juárez & Rico, 2005). *Mecánica de suelos. Libro*.

En la Ilustración 4, en la ciudad de Bogotá, la Universidad Nacional determinó que el factor detonante principal de los hundimientos de las calles 98, 99 y de la carrera 11, fue la excavación insuficientemente controlada de los sótanos del edificio Green Office.

Ilustración 4. Visualización falla en suelo vecino del edificio Green Office Calle 98 carrera 11



Fuente. (La República, 2012). El hundimiento de la Calle 98 con Carrera 11 fue ocasionado por edificio de Pijao: Unal. Recuperado de <https://www.larepublica.co/economia/el-hundimiento-de-la-calle-98-con-carrera-11-fue-ocasionado-por-edificio-de-pijao-unal-2007288>.

De acuerdo con el periódico la Republica (La República, 2012) “los expertos de la Universidad Nacional sostienen que la insuficiencia en el control de la excavación provino de: procesos constructivos acelerados que se apartaron del protocolo inicial de construcción establecido por la misma constructora. Además, se presentaron falencias en el monitoreo del proceso de excavación que no permitió tomar medidas adecuadas para realizar actividades de mitigación cuando se empezaron a notar deformaciones excesivas en los sótanos. Según el mismo informe, es claro que los daños en la carrera 11 y los reportes de filtraciones de agua se iniciaron con posterioridad al inicio de la excavación de los sótanos 2 y 3 del edificio Green Office”.

Teniendo en cuenta el caso expuesto anteriormente, es clara la importancia de determinar la amenaza ocasionada por la ocurrencia de la falla de fondo y los desplazamientos generados en superficie a medida que la excavación aumenta en profundidad, ya que los fenómenos se encuentran latentes y por lo tanto, es indispensable realizar un estudio que simule las excavaciones y el resultado frente a la ocurrencia de la falla de fondo y que afectaciones puede tener con sus vecinos, entendiendo como

amenaza la probabilidad de ocurrencia de un evento, que al efectuarse pone en riesgo la vida de uno mismo o de terceros; también considerada como la materialización del riesgo.

Establecer la amenaza es útil para prevenir o presentar la posibilidad de que una situación se desarrolle ante algunas circunstancias señaladas y en este caso en particular, se considera de gran importancia debido a que el documento a presentar puede servir de fundamento para algunas entidades que frecuentemente deben realizar excavaciones en cercanías a la infraestructura vial y quizá han llegado a deteriorarla sin prestar la atención necesaria o realizar los estudios requeridos, debido al alto costo que esto conlleva.

1.2 JUSTIFICACION

Los análisis probabilísticos y de confiabilidad se han convertido recientemente en una herramienta fundamental para la planeación y ejecución de las obras de infraestructura en la fase de diseño, al permitir la predicción de escenarios de amenaza y aprobar la generación de planes de contingencia tendientes a minimizar eventos indeseados que afectan la integridad física del personal, el medio ambiente, la infraestructura, el entorno físico donde se desarrolle y los costos del proyecto.

Realizar un análisis que permita definir la falla de fondo en términos de probabilidad sería muy útil para la toma de decisiones en el momento de realizar procesos constructivos, principalmente excavaciones profundas para edificaciones, ya que esta probabilidad de falla puede convertirse en una amenaza sobre los elementos de la infraestructura vial urbana existente.

Revisando la bibliografía sobre investigaciones y tesis referentes al tema en la ciudad de Bogotá y la región, se evidencia que son pocos los estudios donde a profundidad se ha realizado un análisis probabilístico de la falla de fondo, sabiendo que la construcción de toda edificación requiere de excavaciones, las cuales son un factor determinante en la estabilidad de la infraestructura existente aledaña. En la actualidad ya se han conocido eventos donde se presenta este tipo de falla en la ciudad de Bogotá y las problemáticas que se han desarrollado, como el caso de la falla presentada sobre el tramo de vía de la calle 98 con carrera 11, debido a la excavación realizada por el edificio Green Office en el año 2011 o los desplazamientos generados en la Avenida Boyacá con calle 147, producto de la construcción del centro comercial Parque de la Colina entre el año 2016 y 2017.

En el primer caso, según el Estudio para determinar las posibles causas que afectaron las redes de Acueducto y Alcantarillado en el Sector comprendido entre las calles 97 y 100 y las carreras 11 y 11 A, realizado por la (Universidad Nacional de Colombia, 2012), “el factor detonante principal de los hundimientos de las calles 98 y 99 y de la carrera 11, que suscitaron el cierre de esta última fue la excavación insuficientemente controlada de

los sótanos del edificio GREEN OFFICE”, debido a que se generó una depresión en el terreno circundante de la calle 98 donde se emplaza la zona verde del parque público y el hundimiento y deformación de los corredores viales y peatonales aledaños al predio, el factor desencadenante fue la excavación que se hizo para los sótanos de la edificación, lo que provocó que el terreno circundante se moviera hacia el agujero.

De acuerdo con el artículo publicado por (El Tiempo, 2012) “en otras palabras, el terreno que bordeaba la 'pantalla' o el muro de la excavación se deslizó hacia el hueco dejado por la extracción de tierra y produjo el desplazamiento de los suelos vecinos, influyendo en el hundimiento registrado en la carrera 11 con 98, y en el sendero del parque contiguo a la obra”. No obstante, entre las conclusiones del informe de la Universidad Nacional se señala que, si bien es cierto que los constructores tomaron medidas para hacer las excavaciones, estas no fueron suficientes para prevenir el daño presentado.

El ingeniero geotécnico Vicente Amórtegui, consultado sobre el tema, explicó que los terrenos en sectores como la carrera 11 con 98 se caracterizan por ser blandos, *"Su resistencia es baja y su deformabilidad alta, por lo que en las excavaciones se necesita que se construyan 'pantallas' con mucha profundidad. Si no tiene la profundidad requerida, se corre el riesgo de que la 'pantalla' se mueva y, como efecto, el suelo que rodea la excavación se deslice y genere hundimientos"*, dijo. (El Tiempo, 2012)

De la Ilustración 5. Visualización falla en el corredor vial Calle 98 carrera 11, se puede inferir que se está tratando con una falla de fondo que afectó los elementos vecinos a la construcción, principalmente al corredor vial aledaño, ocasionando pérdidas tanto en la estructura como en las redes húmedas que se encontraban enterradas en la zona, como se puede observar en la siguiente ilustración.

Ilustración 5. Visualización falla en el corredor vial Calle 98 carrera 11



Fuente. (El Tiempo, 2012). *Obra de un edificio, la causa del hundimiento en carrera 11 con 98. Recuperado de <https://www.eltiempo.com/archivo/documento/CMS-11547323>.*

Según conclusiones del estudio mencionado en el Volumen Pavimentos, la afectación al tramo de la vía fue tal que era necesario realizar actividades de rehabilitación a la

infraestructura vial en la carrera 11 entre calles 99 y 97ª, las cuales tenían un valor cercano a los \$11.000 millones.

El segundo caso es muy parecido y corresponde a las fallas ocasionadas por la construcción del Centro Comercial Parque la Colina, lo cual aún se encuentra en investigación y estudios.

Como se pudo observar las consecuencias de desencadenar una falla de fondo son catastróficas y afectan a la infraestructura vecina de tal manera que es necesario el reemplazo o la rehabilitación, generando altos costos para las empresas constructoras y el distrito; por tal razón, el presente documento expone un análisis de dicha probabilidad de falla y la implicación que tiene con la infraestructura vial vecina, teniendo en cuenta que dicha probabilidad corresponde con la amenaza por la ocurrencia de eventos como el desplazamiento de los elementos, provocados por la ejecución de una excavación urbana.

1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE

1.3.1 Objetivo general

Analizar la probabilidad de ocurrencia de la falla de fondo en excavaciones urbanas en los suelos blandos (arcillas) de la ciudad de Bogotá y las implicaciones en la amenaza por desplazamientos en la infraestructura vial urbana.

1.3.2 Objetivos específicos

- Recopilar y clasificar la información necesaria para conformar una base de datos con los estudios realizados y previamente consultados sobre suelos blandos (arcillas) en la ciudad de Bogotá.
- Realizar análisis determinístico y probabilístico de estabilidad por falla de fondo en secciones típicas de excavaciones de suelos blandos en Bogotá empleando el método del equilibrio límite.
- Simular escenarios para la predicción de desplazamientos del entorno físico, mediante la aplicación de la técnica de elementos finitos.
- Determinar la matriz de amenaza ocasionada debido a la probabilidad de ocurrencia de la falla de fondo en excavaciones urbanas en los suelos blandos (arcillas) de la ciudad de Bogotá.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES DEL TRABAJO

1.4.1 Alcance

El alcance del estudio corresponde a la determinación de la amenaza de desplazamiento del entorno físico por medio de análisis de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno denominado falla de fondo sobre los suelos blandos (arcillas) encontradas en la ciudad de Bogotá.

Se realizó un estudio de los suelos blandos de Bogotá, a partir de información obtenida en proyectos que ya se han ejecutado y que se encuentran en las bibliotecas de las entidades distritales.

1.4.2 Limitaciones

Técnicas. El estudio planteado tiene limitación técnica, teniendo en cuenta que cada proyecto en su concepción, diseño, ejecución y supervisión es único y se pueden presentar casos donde la información no se encuentre completa; sin embargo, se pretende realizar los procedimientos dentro de los parámetros normales y avalados, que presenten características y situaciones similares, con el fin de obtener los datos de la manera más fiable posible.

Geográficas. El presente proyecto se encuentra enmarcado para la ejecución de excavaciones urbanas en los suelos blandos de la ciudad de Bogotá, por lo tanto, la información recopilada y analizada en cuanto a características del suelo corresponderá únicamente a esta ciudad y se recopilará información del distrito únicamente de la zona catalogada “suelo arcilloso blandos”, en el Decreto No 523 del 16 de diciembre de 2010 “Por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.”, en el cual se fijan y determinan las zonas geotécnicas y de respuesta Sísmica de la Ciudad de Bogotá D.C.

Tecnológicas. Se utilizarán únicamente un *software* especializado para realizar los modelos de simulación para determinar la falla de fondo y un *software* especializado para realizar el análisis probabilístico, en dado caso que todos los procedimientos se puedan generar con el mismo software, solo se utilizara uno para el estudio planteado. En este caso, se emplearán los programas *SLIDE* y *PHASE2* de la casa *Rocscience* para el acoplamiento del problema, los cuales se encuentran licenciados en la Universidad.

2. ANTECEDENTES TEMÁTICOS

A continuación, se relaciona el resultado de la investigación documental realizada para el desarrollo del tema planteado, con el fin de revisar que se ha adelantado respecto al tema de estudio durante los últimos años, tanto en el país como a nivel internacional y evitar redundancia en la exploración.

- **Documento (Universidad José María Vargas – Estadísticas y Probabilidades)**

Título: *Modelos Determinísticos y Probabilísticos*.

Autor: Daniel Alejandro Barrera Silvera

Lugar y año: Caracas, Venezuela – 2016.

El análisis de estabilidad para un talud se basa en métodos con planteamientos físico-matemáticos en el que intervienen fuerzas resistentes y fuerzas actuantes, estos métodos los cuales determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad se pueden agrupar, según Gonzales de Vallejo, en: métodos determinísticos y métodos probabilísticos.

- **Métodos determinísticos.**
Modelo matemático donde las mismas entradas o condiciones iniciales producirán invariablemente las mismas salidas o resultados, no contemplándose la existencia de azar, o incertidumbre durante el proceso (Barrera, 2016). El presente trabajo, consiste en analizar la estabilidad del talud a través de un factor de seguridad (FS); teniendo que, a mayor factor de seguridad, mayor será la estabilidad del talud. Para determinar el factor de seguridad existen diferentes métodos determinísticos como Fellenius, Bishop, Janbú Spencer, Talud Infinito, entre otros.
- **Métodos probabilísticos.**
Un modelo es estocástico cuando por lo menos una variable es tomada como un dato al azar y las relaciones entre variables se toman por medio de funciones probabilísticas. Matemáticamente probabilidad es el coeficiente numérico que expresa la proporción en que un determinado acontecimiento puede ocurrir, en relación al número de veces en que el experimento o fenómeno se realiza.

Este documento describe claramente la diferencia entre métodos determinísticos y probabilísticos, lo cual es fundamental para el desarrollo de la investigación, ya que se realizará un análisis probabilístico el cual será muy útil para la gestión de riesgos, teniendo en cuenta que la información y los recursos no son los más aceptables.

Durante una excavación se analiza la estabilidad por fallas en las paredes o cortes verticales y por falla de fondo, la cual constituye la causa de falla más frecuente y peligrosa durante las excavaciones abiertas, pues ocasiona el colapso general.

Es importante resaltar que la falla de fondo es independiente de la falla del talud y no es causada por el sistema de contención que se defina y aplique durante el proceso constructivo.

Este tipo de falla ocurre cuando se presenta un asentamiento del terreno adyacente, acompañado por el levantamiento generalmente súbito del fondo de la excavación, que, aun estando apuntalado, el material vecino fluye hacia el centro de la excavación ocasionando el fenómeno.

- **Documento (Universidad de Guayaquil - Escuela De Ingeniería)**

Título: *Excavaciones Profundas.*

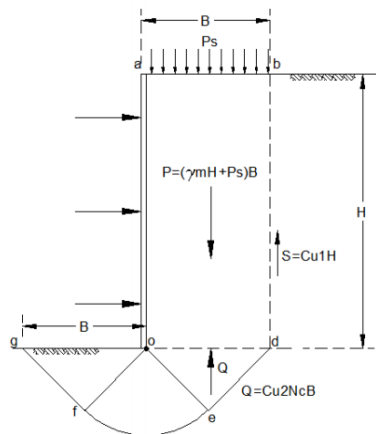
Autor: Manuel Arturo Guevara Anzules

Lugar y año: Guayaquil, Ecuador – 2009.

A continuación, se describen las tres formas en que se presenta la falla de fondo en las excavaciones:

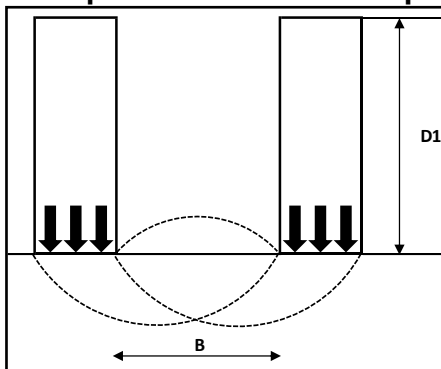
- Por esfuerzos cortantes: se presenta en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo provocado por el desalojo del material simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno alrededor a la excavación, como lo muestra la Ilustración 6. Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes propuesto por Terzaghi.
- Por expansión (bujamiento): se presenta en todo tipo de suelos, pasando inadvertida en los suelos no plásticos. Presenta dos componentes, expansión inmediata que ocurre cuando decrece la presión vertical total al retirar la tierra excavada y expansión lenta la cual se desarrolla gradualmente en el tiempo, acompañada del aumento del volumen de arcilla y de la absorción del agua como lo muestra la Ilustración 7. Esquema falla de fondo por expansión
- Por subpresión: causada por la presión hidrostática que podría producir levantamiento del fondo de la excavación, y perder empuje pasivo en el anclaje de las estructuras de retención (Guevara, 2009). Como lo muestra la Ilustración 8.

Ilustración 6. Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes propuesto por Terzaghi.



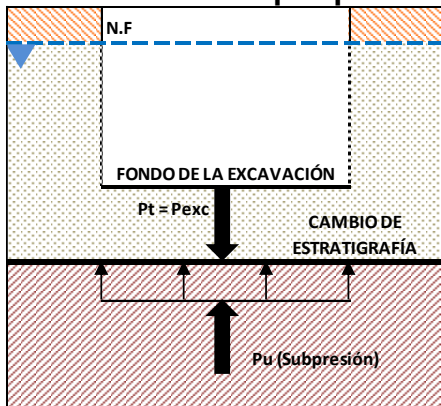
Fuente. (Guevara, 2009). Curso de Cimentaciones.

Ilustración 7. Esquema falla de fondo por expansión



Fuente. (Guevara, 2009). Curso de Cimentaciones.

Ilustración 8. Esquema falla de fondo causa por presión hidrostática



Fuente. (Guevara, 2009). Curso de Cimentaciones.

Esta descripción permite identificar la falla de fondo presentada en nuestra investigación de acuerdo a la zonificación geotécnica para lograr realizar un análisis adecuado dependiendo la causa de la falla de fondo.

- **Tesis Doctoral (Departamento de Estructuras - Politécnica de Catalunya)**

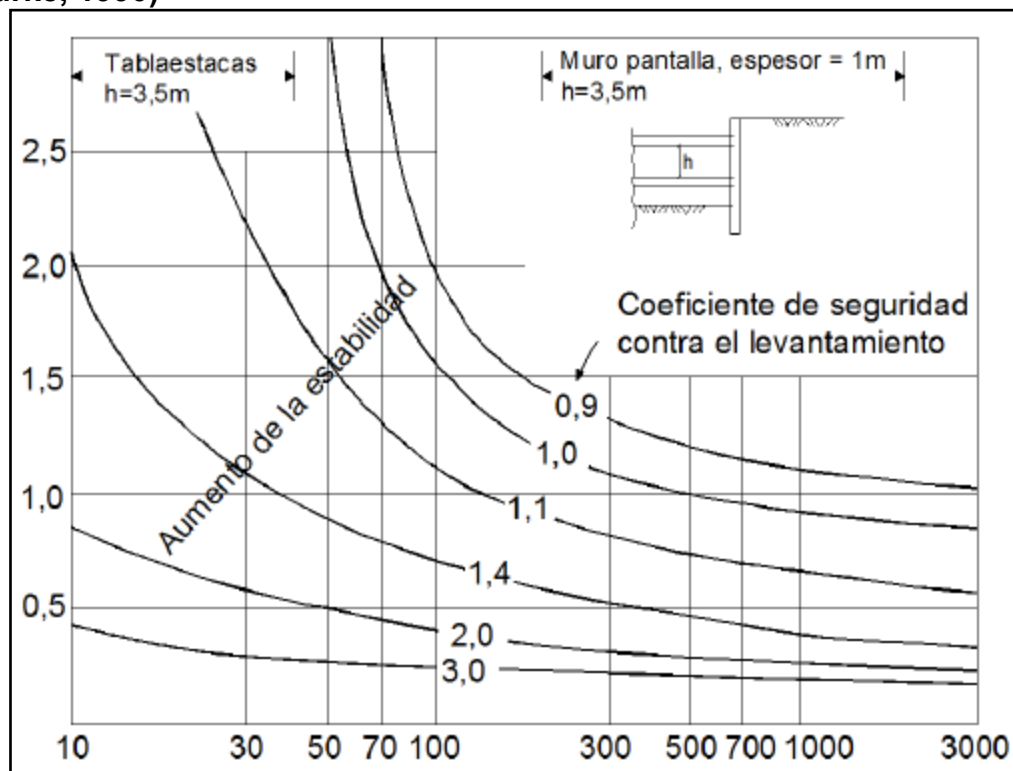
Título: La Excavación Urbana y los Edificios Vecinos

Autor: David García Carrera

Lugar y año: Barcelona – España, 2015.

Esta tesis evidencia la relación entre el comportamiento de las excavaciones y el análisis de los sistemas de contención que se construyen para soportarlas, de igual manera analiza paramétricamente la sensibilidad a los movimientos de la propia cimentación de diferentes tipologías edificatorias, en diferentes tipos de terreno y distintas profundidades, buscando precisar los gradientes de las categorías de daño asociados actualmente vigentes. Ver Ilustración 9. Deformaciones debidas a excavaciones en arcillas blandas, (Clough y O'Rourke, 1990).

Ilustración 9. Deformaciones debidas a excavaciones en arcillas blandas, (Clough y O'Rourke, 1990)



Fuente. (García D. , 2015). *Excavación Urbana y Los Edificios Vecinos. Tesis Doctoral.*

- **Tesis Pregrado (Ingeniería Civil – Universidad Católica)**

Título: Análisis Probabilístico del Comportamiento del Suelo en la Calle 127 entre Av. Boyacá y Av. Suba para la Cimentación de una Tubería de Alcantarillado

Autor: Iván Camilo Arévalo Suárez

Lugar y año: Bogotá – Colombia, 2016.

Documento orientado a identificar las necesidades y problemáticas en el área de geotecnia que se puedan presentar en el proceso de cambio de una línea de la red de alcantarillado para una determinada zona de Bogotá. Identificando los estratos del subsuelo a través del software SISGEO Sistema de Información Geotecnia de la Empresa de Acueducto Agua, Alcantarillado y Aseo de Bogotá (EAAB) como lo muestra la Ilustración 10. Descripción Estratigráfica del Suelo, se realizó el análisis de los factores de seguridad tanto en las cargas vivas, cargas muertas y en los anchos de excavación para determinar el tipo de cimentación para una tubería flexible PVC.

Emplea software para el procesamiento de la información recopilada en campo a través de las perforaciones, ensayos de laboratorio, estratos de subsuelos entre otros, dicha información es de gran importancia y confiabilidad para la zonificación geotécnica a realizar en el presente trabajo.

Ilustración 10. Descripción Estratigráfica del Suelo

 ESTUDIO GEOTECNICO Descripción Estratigráfica Proyecto Barrio Niza Norte 												
Estratos												
Volver a Sondeo Eliminar Fila Norma : NS-010 Formato : FT-02												
Sondeo	Profundidad inicial (m)	Profundidad final (m)	Revestimiento (S/N)	Sistema de avance	DESCRIPCIÓN						USC	Observaciones
					Material (Tamaño de grano)	Color	Humedad	Plasticidad	Consistencia	Compacidad		
1	0,40	1,00		BARRENO	Limo Orgánico	Negro	83	30				
1	1,00	1,50		BARRENO	Limo Orgánico	Habano	79	41				
1	1,50	2,00		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro Amarillo	51	49	MEDIA			
1	2,00	2,50		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro Amarillo	52	58	MEDIA			
1	2,50	3,00		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Oscuro	86	82	MEDIA			
2	1,00	1,50		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro Amarillo	55	47				
2	1,50	2,00		BARRENO	Limo Arcilloso	Gris Claro Amarillo	53	42	MEDIA			
2	2,00	2,50		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris A Habano	78	41	DURA			
2	2,50	3,00		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Habano	51	52	DURA			
3	1,10	1,80		BARRENO	Arcilla Limo Arenosa	Gris Oscuro Punto Amarillo	41	78				
3	1,80	2,10		BARRENO	Limo Arcilloso	Gris Oscuro	40	22	DURA			
3	2,10	2,80		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Oscuro Punto Amarillo	46	46				
3	2,80	3,10		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro Amarillo	57	70	DURA			
4	1,00	1,00		BARRENO	Releno Areto Limoso	Gris Oscuro	35	24	DURA			
4	1,00	2,00		BARRENO	Releno Arcilloso	Gris Oscuro	45	18	DURA			
4	2,00	2,50		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro Amarillo	59	45	MEDIA			
4	2,50	3,00		BARRENO	Limo Orgánico	Gris Oscuro	77	50	MEDIA			
4	3,00	3,50		BARRENO	Limo Arcilloso Orgánico	Negro	72	49	MEDIA			
4	3,50	4,00		BARRENO	Limo Arcilloso Orgánico	Negro	52	37	MEDIA			
4	4,00	4,50		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro Amarillo	59	57	MEDIA			
4	4,50	5,00		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro	102	80	MEDIA			
4	5,00	5,50		BARRENO	Arcilla Limosa	Gris Claro	99	88	BLANDA			
4	5,50	7,00		BARRENO	Limo Arcilloso	Gris Claro	122	28	MEDIA			

Fuente. (Arévalo, 2016). Análisis Probabilístico del Comportamiento del Suelo en la Calle 127 entre Av. Boyacá y Av. Suba para la Cimentación de una Tubería de Alcantarillado. Tesis Pregrado Ingeniería Civil.

- **Tesis Especialista (Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional autónoma de México)**

Título: Fallas Presentadas en Algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones.

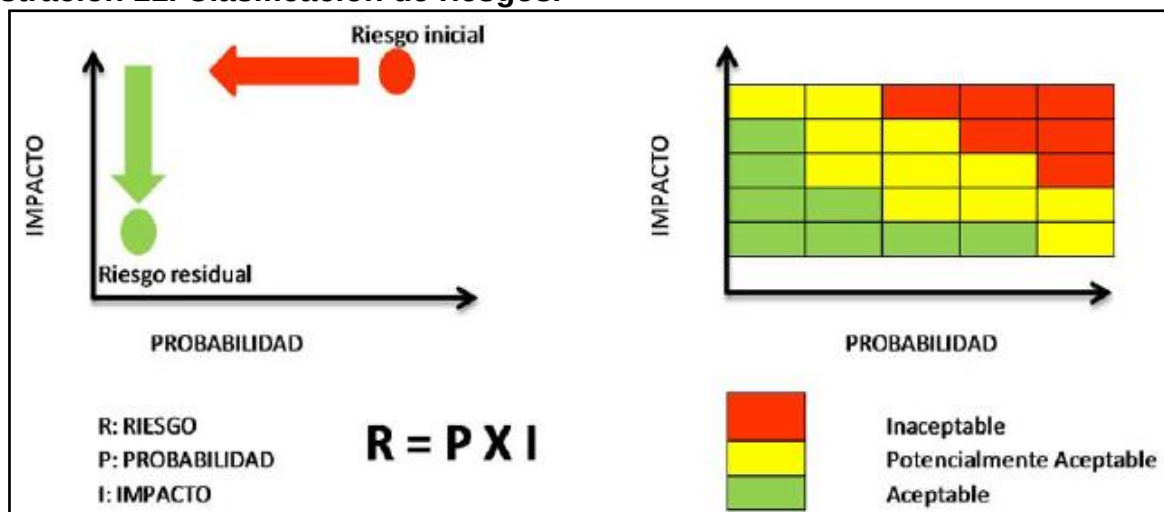
Autor: Adriana Chávez Gandarilla

Lugar y año: México D.F, 2014.

Las estadísticas indican que son las patologías ligadas a las cimentaciones las de mayor repercusión social por lo tanto las hace más notorias ya que suponen una fuerte alteración y hasta interrupción del uso del inmueble e involucrar colindantes.

Este documento recopila las principales causas de las fallas en obras subterráneas y cimentaciones, identifica los daños, alcance de estos y posibles mitigaciones, enfatiza la importancia del manejo de un análisis de riesgos y según su clasificación de acuerdo a una matriz establecida como en la Ilustración 11, definir las acciones a realizar para minimizar la probabilidad de ocurrencia.

Ilustración 11. Clasificación de riesgos.



Fuente. (Chavez, 2014). *Fallas Presentadas en Algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones. Tesis especialización.*

- **Artículo**

Título: *Análisis simplificado de la ocurrencia de la falla de fondo en la ejecución de excavaciones para sótanos en los suelos blandos de Bogotá D.C.*

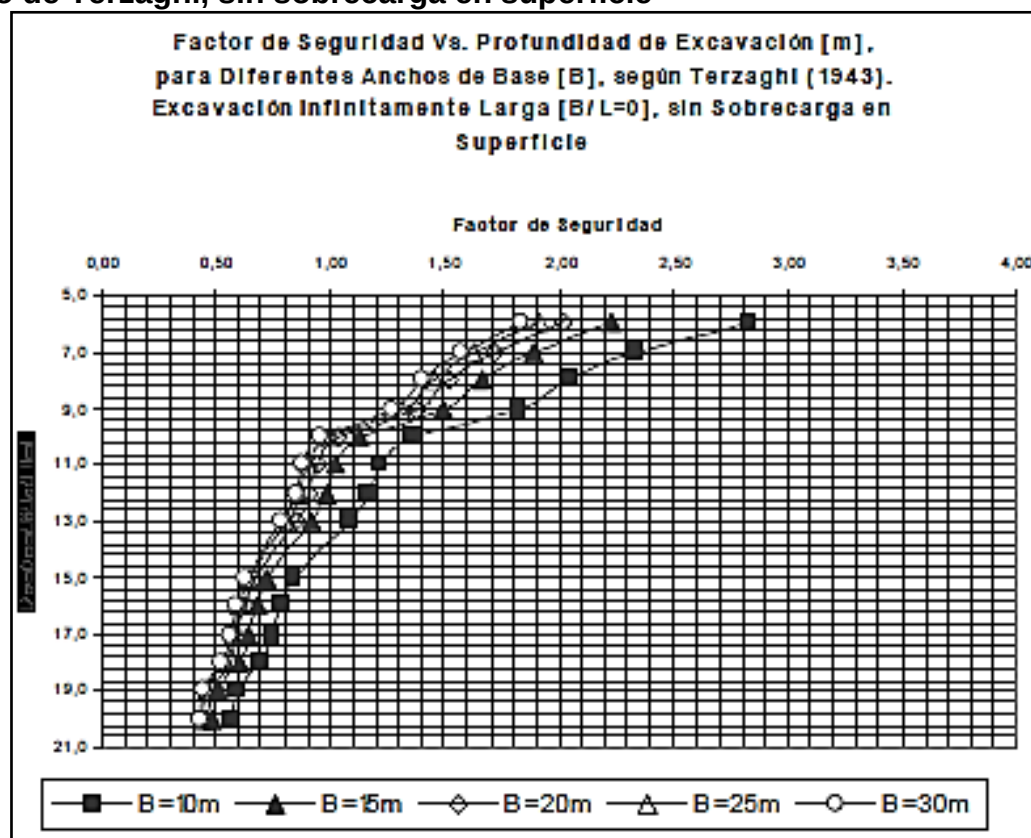
Autor: Jorge A. Pineda Jaimes y Sherly C. Larrañaga Rubio.

Lugar y año: Bogotá- Colombia, 2003.

Este documento presenta un análisis general de la ocurrencia de la falla de fondo en los suelos blandos de Bogotá D.C. como factor determinante en la seguridad en las excavaciones para sótanos resaltando la importancia de realizar una evaluación lo más acertado posible de las condiciones de estabilidad y deformabilidad en las excavaciones para construcción de cimentaciones en edificios que involucren multisótanos (tres o más) y que se encuentren cerca de edificaciones existentes, especialmente en entornos urbanos.

Aquí se mencionan diferentes autores como Terzaghi, Bjerrum y O'Rourke, entre otros, que han realizado investigaciones referentes al tema de la falla de fondo como lo indica la Ilustración 12, donde los principales escenarios son las condiciones bajo las cuales se efectúa la excavación, teniendo en cuenta la geometría como parámetro fundamental en la estabilidad de la falla de fondo, al igual que los parámetros geomecánicos del material y el respectivo factor de seguridad. Información de alta importancia para nuestra investigación ya que se realizó en la ciudad de Bogotá dándonos el punto de inicio para determinar el nivel de amenaza en la infraestructura vial urbana.

Ilustración 12. Gráfica factor de seguridad contra falla de fondo Vs. Profundidad. Método de Terzaghi, sin sobrecarga en superficie



Fuente. (Larrañaga & Pineda, 2003). *Análisis de la Ocurrencia de la Falla de Fondo en los Suelos Blandos de Bogotá D.C.* Artículo.

- Documento (Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional Autónoma de México)

Título: *Revisión de la Seguridad por Falla de Fondo de una Excavación Profunda en Suelos Blandos*

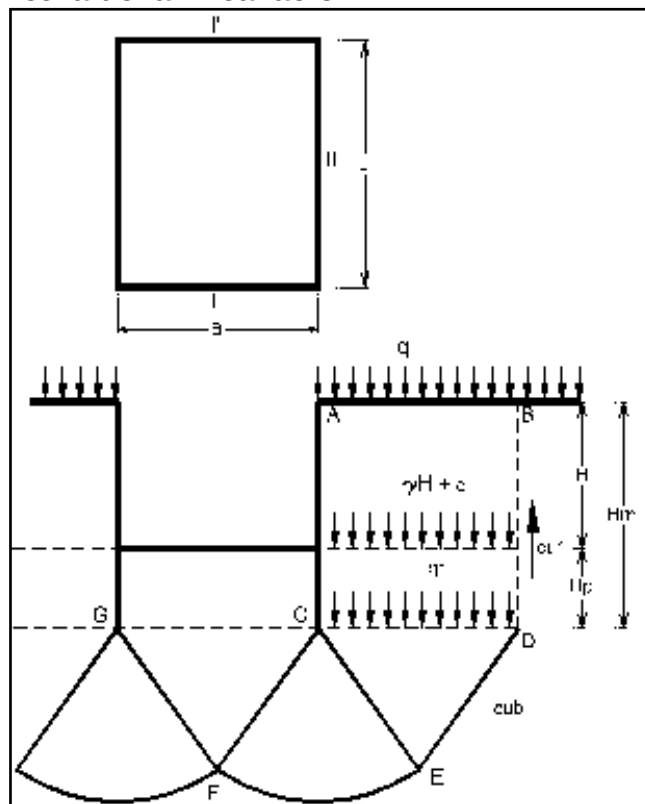
Autor: Agustín Demeneghi y Margarita Puebla

Lugar y año: Puerto Vallarta, Jalisco – México, 2014.

Propone un procedimiento simplificado para el cálculo del factor de seguridad en el análisis de la falla de fondo en un suelo cohesivo, teniendo en cuenta la geometría de la excavación, las propiedades del suelo, el efecto de sobrecargas a los lados de la excavación y la contribución de las caras laterales del bloque de falla. En la Ilustración 13 e Ilustración 14 se representa gráficamente la geometría de las excavaciones y las superficies de falla bajo el fondo de corte respectivamente.

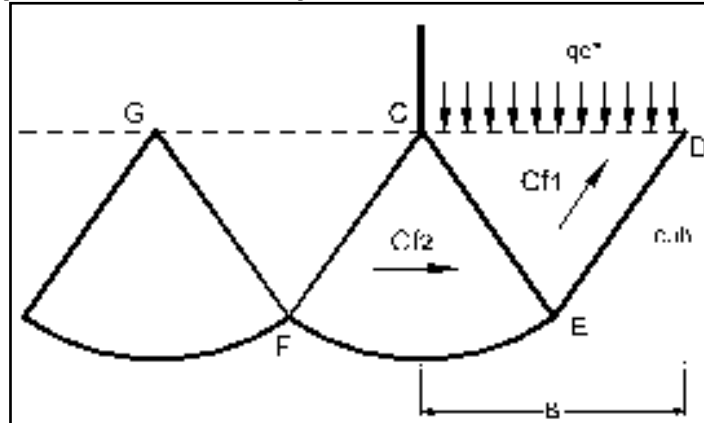
Adicionalmente realiza la comparación con diferentes criterios para el cálculo del factor de seguridad obteniendo resultados similares a los hallados con otros métodos que también toman en cuenta los mismos parámetros.

Ilustración 13. Geometría de la Excavación



Fuente. (Demeneghi & Puebla, 2014). *Revisión de la seguridad por falla de fondo de una excavación profunda en suelos blandos. Documento.*

Ilustración 14. Superficies de falla bajo el fondo de corte



Fuente. (Demeneghi & Puebla, 2014). Revisión de la seguridad por falla de fondo de una excavación profunda en suelos blandos. Documento.

- **Artículo**

Title: Robust geotechnical desing of braced excavations in clays.

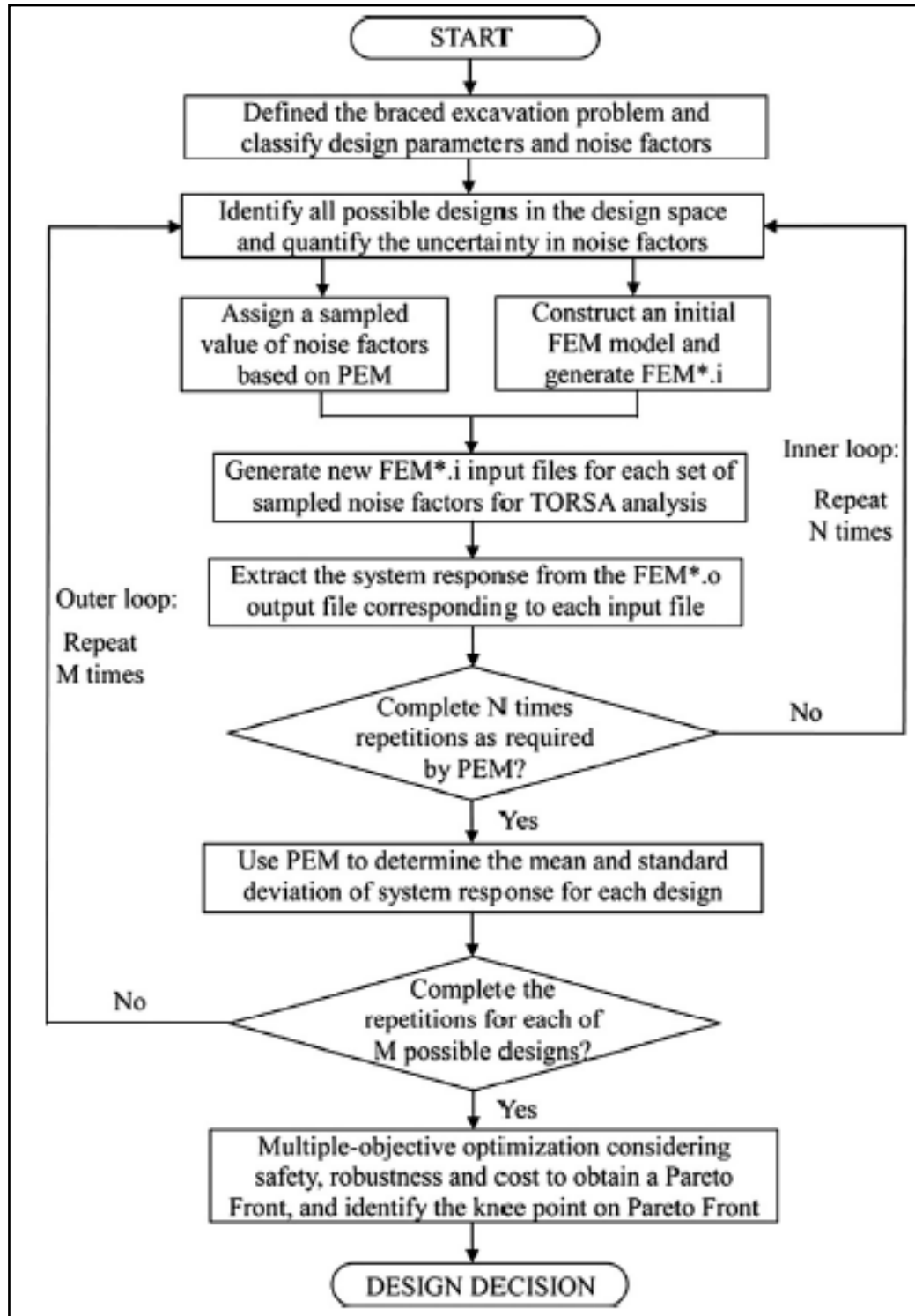
Diseño geotécnico robusto de excavaciones arriostradas en arcillas.

Autor: C. Hseing Juang, Lei Wang, Hsii-Sheng Hsieh, Sez Atamturktur.

Año: 2014.

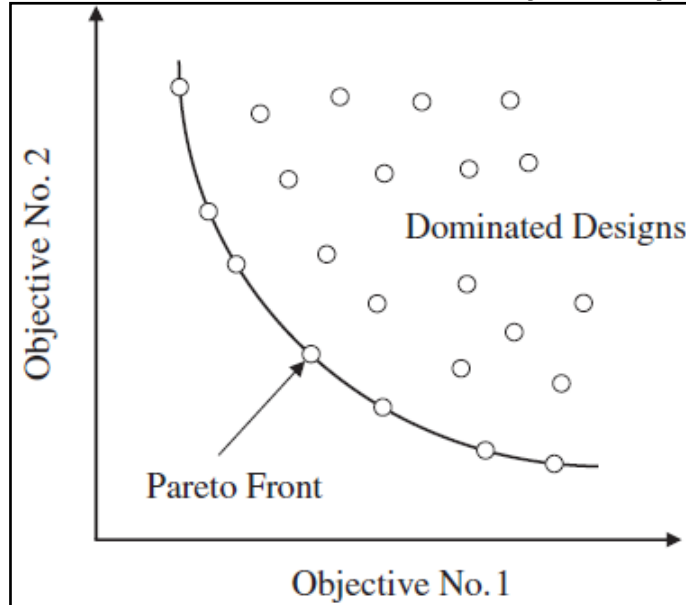
In this paper, the authors described a robust geotechnical design methodology for addressing the design uncertainties inherent in braced excavations (particularly the uncertainties of geotechnical parameters and surcharges). In the robust design system, the purpose is to minimize the effects of these uncertainties through the careful adjustment of the design parameter. Within the robust geotechnical design framework, a multi-objective optimization procedure is used to select designs that are optimal in terms of both cost and robustness, while satisfying all requisite safety requirements. These safety requirements can either be enforced deterministically or probabilistically. As a result, a set of optimal, non-dominated designs, collectively known as Pareto Front, can be obtained. Together with use of a knee point concept, a single most preferred design may be obtained. The established Pareto Front, along with its corresponding knee point, has proven as an effective tool for robust design of braced excavations.

Ilustración 15. Flowchart of the proposed robust geotechnical design of braced excavations.



Fuente. (Hseing, Lei, Hsieh, & Atamturktur, 2014). *Robust geotechnical design of braced excavations in clays. Artículo.*

Ilustración 16. Illustration of a Pareto Front in a bi-objective space



Fuente. (Hseing, Lei, Hsieh, & Atamturktur, 2014). *Robust geotechnical design of braced excavations in clays*. Artículo.

- **Artículo**

Title: Simplified Approach for Reliability - Based Design against Basal-Heave Failure in Braced Excavations Considering Spatial Effect.

Autor: Zhe Luo; Sez Atamturktur; Yuanqiang Cai; C. Hsein Juang,

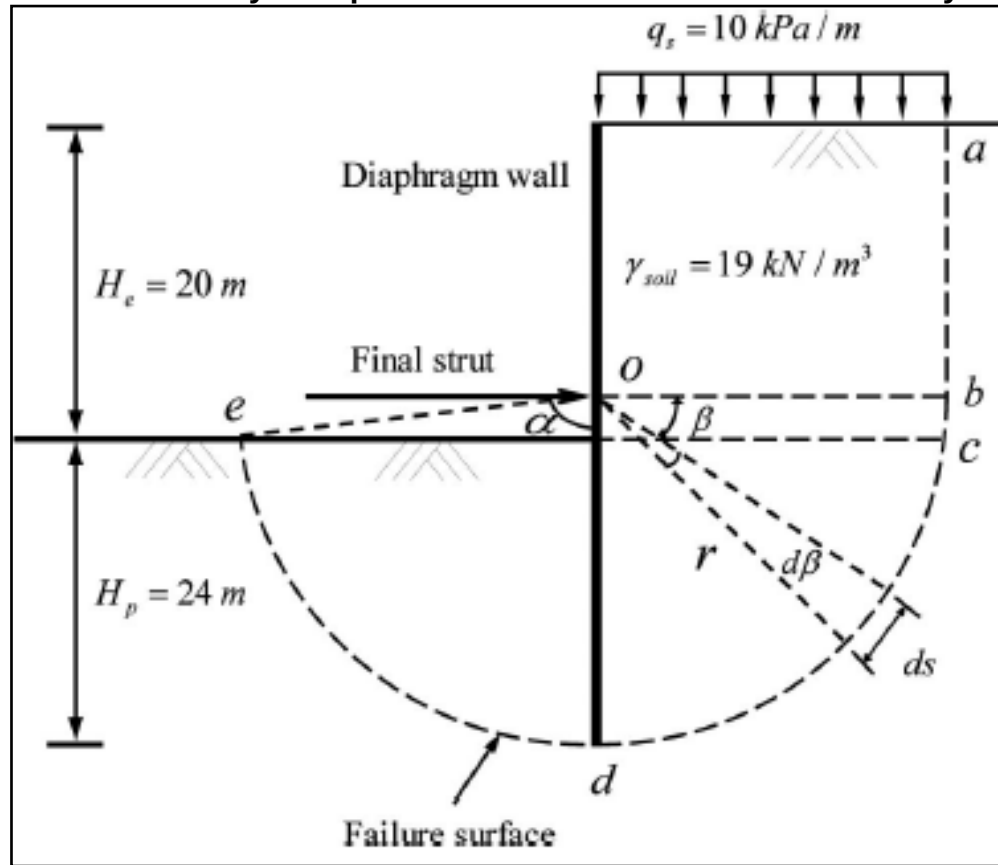
Año: 2012.

This paper presents a simplified approach for reliability analysis of basal heave in a braced excavation considering the spatial variability of soil parameters.

The proposed approach requires much less computational effort, is easy to use, and has potential as a practical tool for reliability-based design that has to deal with spatial variability of soils.

For the analysis of basal-heave stability, the proposed simplified approach with variance reduction technique is shown to be able to produce almost identical results to those obtained using the MCS-based RFM approach, provided that an appropriate characteristic length (and the reduction factor) can be determined.

Ilustración 17. Geometry of slip circle method for basal-heave stability analysis.



Fuente. (Zhe, Sez, Yuanqiang, & C. Hsein, 2012). *Simplified Approach for Reliability - Based Design against Basal-Heave Failure in Braced Excavations Considering Spatial Effect*. Artículo.

3. REVISIÓN BILIOGRÁFICA

3.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

De acuerdo con propiedades ingenieriles similares los suelos se clasifican en grupos y subgrupos, para esto existen sistemas de clasificación que proveen un lenguaje común, en el desarrollo de este estudio se adoptaron el sistema de AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, cabe resaltar que estos dos sistemas utilizan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos.

Ilustración 18. Sistema Unificado de Clasificación, suelos limosos y arcillosos

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL > 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL > 50$; PI se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Fuente. (Braja M, 2012). *Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica. Libro.*

3.2 FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES

Existen varios fenómenos que tienen relación directa con la permeabilidad de los suelos; ya que la permeabilidad es un valor altamente alterable que depende de la naturaleza del suelo, de sus características mecánicas y de las fuerzas de la superficie cuando el tamaño de partículas principal es el correspondiente a finos.

El flujo de agua a través de medios porosos, corresponde a una ley descubierta en 1865 por *Henry Darcy* quien investigó las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos lo cual es particularmente afortunado para la aplicación de los resultados de la investigación a la mecánica de suelos.

Las fuerzas básicas responsables de la retención y movimiento del agua en el suelo, se definen como cohesión y adhesión. La fuerza de cohesión es la atracción entre moléculas de agua, mientras la adhesión es la atracción de las moléculas con la superficie sólidas.

La fuerza de adhesión hace que algunas moléculas de agua estén rígidamente unidas a las partículas de suelo y se llama agua absorbida; en cambio las moléculas unidas por fuerzas de cohesión sobre superficie de los granos de suelo pueden ser fácilmente removidas. Las fuerzas de cohesión y adhesión juntas regulan el movimiento de agua.

En suelos arcillosos la adhesión y cohesión ejercen sus fuerzas sobre sus propiedades de plasticidad.

3.2.1 Permeabilidad en suelos

Es la facilidad o dificultad que tiene un suelo de permitir que lo atraviere el agua a través de sus vacíos. Esto permite clasificar los suelos en: suelos permeables y suelos impermeables, la permeabilidad está influenciada por el tamaño de las partículas, espacio de los vanos y la estructura del suelo.

Ilustración 19. Valores de k en cm/seg

	100	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno							Pobre		Prácticamente impermeable		
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava				Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición		
						Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición. ^d						
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.		
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.							Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia				

Fuente. (Angelone, Garibay, & Cahuape, 2016). *Geología y Geotecnia, Permeabilidad en suelos. Documento.*

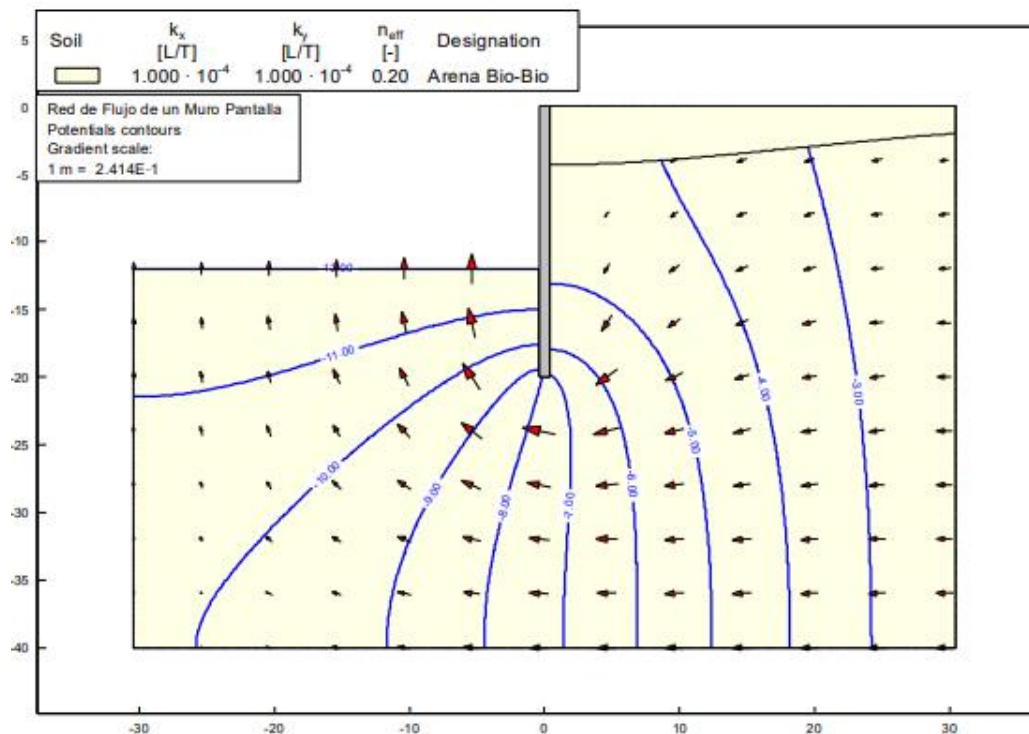
El coeficiente de permeabilidad (k) se formula como una función de la constante de permeabilidad del material, viscosidad y el peso específico del fluido circulante (partiendo de la ecuación de Darcy), por lo cual se puede considerar como la velocidad del agua a través de un suelo cuando está sujeta a un gradiente unitario y se expresa en unidades de cm/seg. La Ilustración 19 se muestra los valores de coeficientes de permeabilidad en distintos suelos

3.2.2 Líneas de flujo

Son las líneas a lo largo de la cual se mueve una partícula de agua a través de un medio de suelo permeable, algunas de las propiedades de las líneas de flujo son:

- Las líneas de flujo no pueden cruzarse dentro de la región de flujo.
- La cantidad de agua que pasa entre dos líneas de flujo es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas.

Ilustración 20. Líneas de flujo



Fuente. (Mozó, Oróstegui, & Villalobos, 2010). Proyecto de muros pantalla para el edificio centro plaza. Artículo.

3.3 COMPRESIBILIDAD

Corresponde con el grado de disminución del volumen de una masa bajo el efecto de una carga, para el caso de las arcillas, si se comprime una masa húmeda, la humedad y el aire pueden ser expelidos, ocasionando una reducción significativa de volumen que permanece aun cuando se elimina la carga. El estudio de compresibilidad se realiza para suelos arcillosos en estado de saturación, ya que la expulsión de agua por los poros de la arcilla produce la compresión del suelo.

Los suelos de grano fino (50% de limo y arcilla) pueden clasificarse de la siguiente manera, teniendo como base su límite líquido:

- Compresibilidad baja: LL inferior a 30.
- Compresibilidad media: LL de 30 a 50.
- Compresibilidad alta: LL superior a 50.

En general, la compresibilidad puede ser proporcional al índice de plasticidad, ya que mientras mayor es el IP, mayor es la compresibilidad del suelo.

3.3.1 Ensayo edométrico

Consiste en un aparato para el estudio de la compresibilidad en arcillas, en el cual a una muestra confinada de suelo dispuesta en un anillo con placas porosas encima y debajo una muestra inalterada, se le van aplicando unas cargas verticales que aumentan progresivamente cada 24 h doblando su valor hasta llegar a presiones de 20 kg/cm², midiendo con los comparadores las deformaciones para cada escalón de carga a tiempos diferentes.

Como resultado de este ensayo se obtienen las curvas edométricas y de ellas los índices de compresibilidad.

- Índices de compresibilidad.
- *Módulo edométrico* E_m o E'_v : corresponde al módulo de deformación del suelo confinado.

Valores típicos en arcillas $E_m = 1 \text{ kg/cm}^2$

$$E = E_m \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) \quad (\text{Ecuación 1})$$

- *Coeficiente de compresibilidad av*: relación entre la disminución de índice de huecos y el incremento de la presión que lo ha propiciado.
- *Coeficiente de compresibilidad volumétrica mv*: variación del volumen unitario producido por un aumento de esfuerzo efectivo.
- *Índice de compresión Cc*: tangente del Angulo de inclinación de la recta K. Coeficiente adimensional que se mantiene constante en un gran intervalo de presiones.
- *Índice de compresión de arcillas amasadas C’c*: tangente del Angulo de inclinación de la recta K.
- *Índice de hinchamiento o entumecimiento Cs o Cr (recompresion)*: la pendiente o tangente de la curva de descarga.

Valores típicos del índice de compresión:

$C_c \leq 0,05$: para arcillas poco compresibles.

$0,05 < C_c < 0,25$: para arcillas de compresibilidad media.

$C_c \geq 0,25$: para arcillas de compresibilidad alta

3.4 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia de un suelo al esfuerzo cortante indica la resistencia relativa de éste a los corrimientos de tierra bajo carga o la resistencia máxima que el suelo puede soportar. Según (Garcia, y otros, 2017) “específicamente se ha interpretado como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por área unitaria para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano (conocido como plano de falla) dentro de él”, determinando factores como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención.

3.4.1 Teoría de ruptura Mohr-Coulomb

La teoría de falla es el resultado de la combinación de dos teorías clásicas; la primera planteada por Coulomb en 1773, en la cual menciona que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor representado por la siguiente expresión:

$$T_f = c + \delta \tan \theta \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde

c = Cohesión

θ = Angulo de fricción interna del suelo

δ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla o esfuerzo actuante.

La otra teoría corresponde a la propuesta por Mohr, la cual establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular, en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal alcance un cierto valor máximo, el cual está en función de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas.

$$T_f = \delta \tan \theta \text{ (Ecuación 3)}$$

Mohr estableció su teoría para suelos granulares, mientras que Coulomb la propuso como criterio de falla para suelos cohesivos, tomando a los suelos granulares como casos particulares, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; por tanto, la diferencia entre ambas teorías radica en que para el primero el valor del Angulo de fricción interna n debe ser necesariamente constante.

3.4.2 Compresibilidad y resistencia al corte de arcillas

La formación sabana de Bogotá presenta características especiales de los suelos subyacentes a diferentes profundidades, en cuanto a resistencia y compresibilidad. Dichos suelos se han catalogado como problemáticos en cuanto a su uso en cimentaciones, excavaciones o rellenos, generalmente por presentar poca estabilidad, baja resistencia y alto grado de compresibilidad.

Según (Sanabria, 2013), “en la mayoría de los estudios realizados en la ciudad de Bogotá, generalmente la caracterización de los materiales es escasa, con el fin de establecer propiedades confiables, que posteriormente permitan estimar el comportamiento de las cimentaciones en cuanto a deformaciones del suelo manifestadas por medio de los asentamientos elásticos, por consolidación primaria y secundaria.”

Uno de los parámetros mecánicos relevantes del suelo, se evalúa mediante la teoría de consolidación, que representa en un suelo cohesivo el resultado de la disipación del exceso de presión de poros, generada en él, durante la aplicación de una carga externa (Terzaghi, 1925).

3.4.2.1 Resistencia al corte drenado

Según (Suárez, 1998), “la resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un periodo suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado.”

3.4.2.2 Resistencia al corte no drenado

Según (Suárez, 1998), “la resistencia no drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla, se aplican sobre la masa del suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo.”

Este caso se presenta frecuentemente en los depósitos de arcillas saturadas cuando los ciclos de carga y descarga son relativamente rápidos, en comparación con la rata de drenaje y/o consolidación.

Una condición no drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida en que el agua evacue.

3.4.3 Determinación de esfuerzo cortante en arcillas

Para la determinación del esfuerzo cortante existen diferentes métodos y procedimientos, entre los más comunes se encuentran:

- Prueba de corte directo: En esta prueba se valoran de manera directa los esfuerzos normales y de corte en el plano de falla; cortando un prisma rectangular de una muestra de suelo que posteriormente se introduce con precisión en una caja metálica dividida en dos mitades horizontales, se coloca en forma de emparedado entre dos placas metálicas acanaladas y dos piedras porosas. Colocando en la parte superior una almohadilla de presión y una caja externa. Después se aplica una carga vertical sobre el suelo, haciendo uso de un suspensor estático de pesas. Finalmente, se somete a la acción del corte mediante una fuerza horizontal a una velocidad de deformación constante. El procedimiento anterior se repite al menos en cuatro o cinco especímenes tomados de la misma muestra. Se calculan y se grafican los valores de los esfuerzos antes mencionados.
- Prueba triaxial: Esta prueba es aplicable en arcillas y arenas. Consiste en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara de apariencia transparente. A la cual se le aplica una presión de confinamiento (σ_3) alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara. Un esfuerzo adicional puede aplicarse a la muestra en la dirección axial para provocar la falla ($\Delta\sigma=\Delta\sigma_f$). Así también de acuerdo con el drenaje del espécimen puede ser permitido o detenido, la cual depende sumamente de las condiciones de la prueba. En el caso particular de las arcillas existen tres tipos de pruebas que son posibles determinar con este método. Prueba consolidada drenada (prueba CD), Prueba consolidada no drenada (Prueba CU) y Prueba no consolidada no drenada (Prueba UU).
- Prueba de compresión simple: La realización de este ensayo, el cual también es conocido como ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual tiene relación con la

resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga que puede utilizarse y en proyectos que no requieran de un valor más preciso, aunque si bien es cierto se obtiene un resultado bastante conservador.

- Prueba de veleta: Prueba realizada en el sitio, donde se tiene que tomar en consideración que las arcillas y los limos blandos, y de manera especial los de alta sensibilidad, pueden verse afectados de manera considerable por efecto de alteraciones durante el muestreo del mismo, haciendo con ello poco confiable la resistencia al corte medida en el laboratorio. En esta prueba se utiliza un aparato conocido como veleta, la cual es utilizada para determinar la resistencia al corte en el sitio, evitando con ello el obtener muestras inalteradas. Esta prueba es adecuada para la determinación de la resistencia al corte en suelos sin drenar de suelos arcillosos que se encuentren saturados las cuales se encuentren sin fisuras y limos saturados. Sin embargo, no es tan confiable para suelos que presenten fisuras o secuencia de micro estratos.

Como puede observarse, para la determinación de este parámetro existen diferentes métodos, sin embargo, para los suelos de tipo arcilloso pueden ser determinados con más facilidad aún. Lo anterior, se debe a que pueden determinarse mediante las dos últimas pruebas antes mencionadas, que no son tan complejas de realizar, tales como lo son la prueba de compresión axial no confinada o bien la prueba de la veleta.

3.5 ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS.

3.5.1 Esfuerzo efectivo.

De acuerdo con (Suárez, 1998), cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de la partícula y por la presión del agua. Los esfuerzos efectivos son aquellos ejercidos exclusivamente por el esqueleto y los esfuerzos ejercidos por el agua (hidrostáticos) se conocen como “presión de poros”. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales.

3.5.2 Esfuerzo total.

Según (Suárez, 1998), es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos.

Para los problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas, para analizar la estabilidad largo plazo.

Si se carga súbitamente el terreno, toda la masa de suelo se afecta. El agua recibirá nuevas fuerzas, empezará a fluir, los esfuerzos pasaran poco a poco al esqueleto mineral, y cuando drene el suelo, disminuirá la presión de poros y aumentado el esfuerzo efectivo.

3.5.3 Tipos de deformaciones

Respecto a su recuperación en descarga

- Deformaciones recuperables o elásticas: al descargar se recuperan las deformaciones.
- Deformaciones irrecuperables o inelásticas: al descargar no se recuperan las deformaciones. Corresponde a un reordenamiento de partículas del suelo.

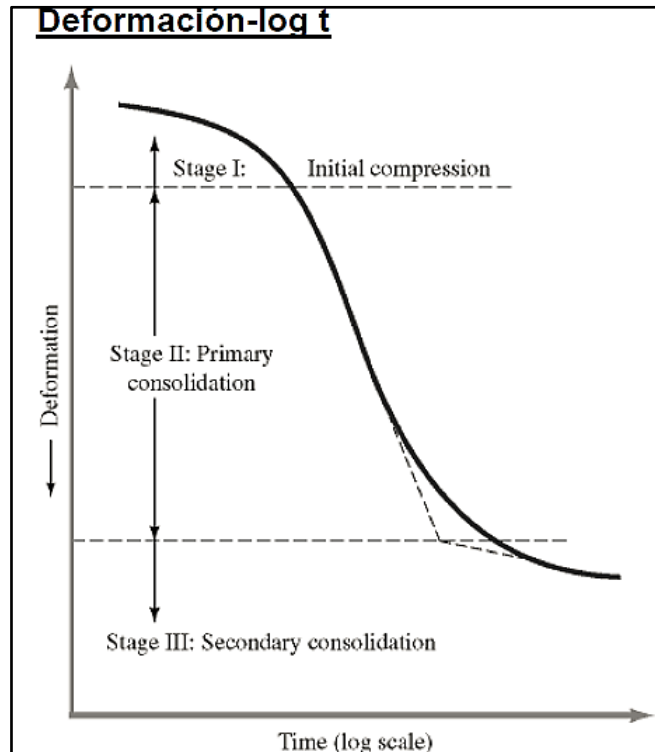
Respecto a su evolución en el tiempo

- Deformaciones instantáneas en el tiempo: se producen de manera inmediata tras la carga correspondiente, la mayor parte de ellas es recuperable.
- Deformaciones diferidas en el tiempo: se extienden en el tiempo tras la aplicación de la carga correspondiente. Generalmente, las deformaciones irrecuperables son mayores que las recuperables y están en función de la permeabilidad.

Respecto a su evolución con los esfuerzos efectivos δ'

- Deformaciones instantáneas (por variaciones en δ'): corresponden a la consolidación primaria y cumplen con el principio de las tensiones efectivas de Terzaghi. So en mayor proporción recuperables.
- Deformaciones diferidas en el tiempo y al cambio de δ' : corresponden a la consolidación secundaria y no cumplen con el principio de Terzaghi. La mayor parte de las deformaciones son irrecuperables y puede ser significativa en suelos arcillosos muy finos a plásticos.

Ilustración 21. Curva de deformación



Fuente. (Latha G, 2005). *Frontier in Geotechnical Engineering*. Libro.

Stage I - Compresión inicial: Deformación instantánea con la aplicación de la carga a volumen constante (condiciones no drenadas).

Stage II: Consolidación primaria: deformación diferida en el tiempo. Se expulsa agua por lo que varía el volumen.

Stage III: Consolidación secundaria: por esfuerzos cortantes. Existen dos tipos de deformación, una con cambio de volumen y otra por fenómenos de deformación tipo viscoso (reptación o flujo plástico).

3.6 FACTORES DE SEGURIDAD DETERMINÍSTICOS, PROBABILIDAD DE FALLA Y CONFIABILIDAD

3.6.1 Factor de seguridad

Es el valor adicional que se define para los diseños con el objetivo de asegurarnos de que este va a funcionar, con este factor se pretende evitar la falla estructural; por lo tanto, las cargas que está dispuesta a soportar la estructura deben ser mayores a las cargas

que se le van a aplicar, lo cual permite identificar cual será el esfuerzo máximo que la estructura puede soportar.

Según (Rodríguez, 2017), se conoce como el valor utilizado para determinar el componente con el cual el talud falla, tomando como referencia las condiciones más desfavorables de comportamiento para las cuales se realiza el diseño.

Se determina a partir de técnicas de equilibrio límite, asumiendo que, si se presenta una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, equivalentes a un factor de seguridad igual a 1.0. Luego de calcular las fuerzas y/o momentos resistentes, estos se comparan con los que se encuentran disponibles dependiendo de las características del suelo, hallando así el factor de seguridad.

De acuerdo con (Escobar & Duque, 2017), una definición del factor de seguridad contra la falla de un talud es la del valor resultante de dividir la resistencia al corte disponible del suelo, a lo largo de una superficie crítica de deslizamiento, por la resistencia al corte requerido para mantener el equilibrio (Bishop, 1955) y se define como:

$$FS_S = \frac{T_f}{T_d} \text{ (Ecuación 4)}$$

Donde

FS_S = Factor de seguridad respecto a la resistecia

T_f = Resistencia cortante promedio del suelo

T_d = Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes: la cohesión y la fricción, y se expresa como:

$$T_f = c + \delta' x \tan \theta \text{ (Ecuación 5)}$$

Donde

c = Cohesión

θ = Angulo de fricción

δ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

De manera similar

$$T_d = c_d + \delta' x \tan \theta_d \text{ (Ecuación 6)}$$

Donde

c_d = Cohesión efectiva

θ_d = Angulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla

δ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

Sustituyendo (7-7) y (7-8) en la ecuación (7-6), se obtiene

$$FS_S = \frac{c + \delta' x \tan \theta}{c_d + \delta' x \tan \theta_d} \text{ (Ecuación 7)}$$

Se pueden introducir otros aspectos, como el factor de seguridad respecto a la cohesión FS_c y el factor de seguridad respecto a la fricción FS_θ y se define así:

$$FS_c = \frac{c}{c_d} \text{ (6.5) y } FS_\theta = \frac{\tan \theta}{\tan \theta_d} \text{ (Ecuación 8)}$$

Por tanto, se puede expresar

$$FS_S = FS_c + FS_\theta \text{ (Ecuación 9)}$$

Cuando FS es igual a 1, el talud está en un estado de falla incipiente. Generalmente un valor de 1.4 como factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable.

3.6.2 Evolución o proceso de falla

Según (Suárez, 1998), “la ocurrencia de una falla obedece a un proceso evolutivo, el cual comprende algunos factores”:

- *Condiciones originales del talud*: las características topográficas, geológicas, las características de los materiales y perfiles, condiciones ambientales entre otros, determinan una susceptibilidad al deterioro o factores detonantes al fallamiento.
- *Factores de deterioro*: corresponde a la modificación lenta de las condiciones originales (disminución en la resistencia al cortante del material) y pueden producir movimientos en el talud.
- *Factores detonantes*: aumento en los esfuerzos del cortante a lo largo de la superficie de falla, hasta que ocurre el movimiento.

Fallamiento: corresponde al proceso físico en el cual se evidencia la falla, producida por la actuación de esfuerzos que generan a su vez disminución en la resistencia.

3.6.3 Fallas en excavaciones

En la estabilidad de una excavación se analizan las fallas en las paredes o cortes verticales y las fallas de fondo de la excavación.

Las fallas de fondo en una excavación se pueden presentar de tres maneras: i) por capacidad de carga o corte en el fondo de excavación, ii) por expansión debido a la liberación de esfuerzos del suelo y iii) por supresión teniendo la presencia de agua en el fondo de la excavación.

Se conoce como falla de fondo al proceso que se presenta en excavaciones bajo el nivel freático en suelo impermeables (arcillas) situados sobre suelos muy permeables (gravas), y en cuyo contacto actúa una presión intersticial que es superior a la tensión total provocando rotura.

Según (Larrañaga & Pineda, 2003), “la falla de fondo sucede cuando se tiene una excavación retenida por un sistema de contención y esta se encuentra localizada sobre estratos de arcillas blandas; es posible que la arcilla que se encuentre bajo la excavación y detrás de la pared fluya, produciendo un levantamiento intolerable en la excavación”.

La geometría de la excavación es definitiva en la estabilidad por falla de fondo y la estabilidad a su vez se encuentra directamente ligada a la secuencia constructiva, al grado de conocimiento de los parámetros geomecánicos del material y al factor de seguridad correspondiente.

- Falla de fondo por esfuerzos cortantes. Se presenta en arcillas blandas y saturadas y, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno alrededor a la excavación y finalmente el colapso de la estructura de soporte lateral.
- Falla de fondo por expansión (bufamiento). Se puede presentar en todo tipo de suelos, pasando inadvertida en los suelos no plásticos.

Este tipo de falla presenta dos componentes: i) expansión inmediata que ocurre simultáneamente con la disminución de la presión vertical total, sobre el plano de fondo a retirar la tierra excavada, lo que ocasiona en el suelo cambios de volumen, comportándose como un material elástico confinado, y ii) expansión lenta que se desarrolla gradualmente en el tiempo, acompañada del aumento del volumen de la arcilla y de la absorción del agua, causados por un decremento de presión vertical intergranular en la masa del suelo bajo el fondo de la excavación.

Se conoce como bufamiento al efecto de recuperación que posee un terreno que se advierte por la expansión del mismo, al ser modificada la condición de carga o de humedad a la que originalmente se encontraba sujeto.

- Falla de fondo por excavación (Supresión). Causada por la presión hidrostática que podría producir levantamiento del fondo de la excavación y perder empuje pasivo en el empotramiento de los sistemas de retención.

Para descartar este tipo de falla es indispensable el abatimiento del nivel freático controlando la diferencia de presiones. Es importante también realizar una observación de la presión hidráulica en el caso de la presencia de estratos permeables

y semipermeables cercanos a la capa del fondo de excavación, dando paso a una mayor seguridad al fondo de la excavación ante la falla de supresión.

3.6.4 Métodos determinísticos para el cálculo de factor de seguridad

El análisis determinístico consiste en analizar cuan estable es un talud mediante el hallazgo de un factor de seguridad, teniendo que, a mayor factor de seguridad mayor será la estabilidad del talud.

Los métodos determinísticos más conocidos para obtener un factor de seguridad son:

- Morgenstern y Price: asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer, con la diferencia que la inclinación del resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria.
- Bishop (simplificado o modificado): analiza taludes con superficie de falla circular, considerando cero las fuerzas verticales y toma en cuenta el efecto de las fuerzas en las dovelas. Determina un factor de seguridad bastante acertado mediante el proceso de iteración.
- Equilibrio límite: establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de falla. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto a la masa inferior, produciéndose, así, la falla del terreno. En el momento de producirse la rotura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento esta movilizada y el terreno se encuentra, en su totalidad, en equilibrio estático.
- Tablas o números de estabilidad: para taludes simples homogéneas se han desarrollado tablas que permiten realizar cálculos rápidos del factor de seguridad. A manera de ejemplo se mencionan las tablas desarrolladas por Taylor en 1937 y 1948, las cuales son aplicables solamente para análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poro.
- Janbú: asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobre determinada ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos; sin embargo, utiliza un factor de seguridad de corrección F_0 , para tener en cuenta el posible error.
- Bloque deslizante: Puede utilizarse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independiente, utilizando las fuerzas entre bloques. No considera la deformación entre

los bloques y es útil cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

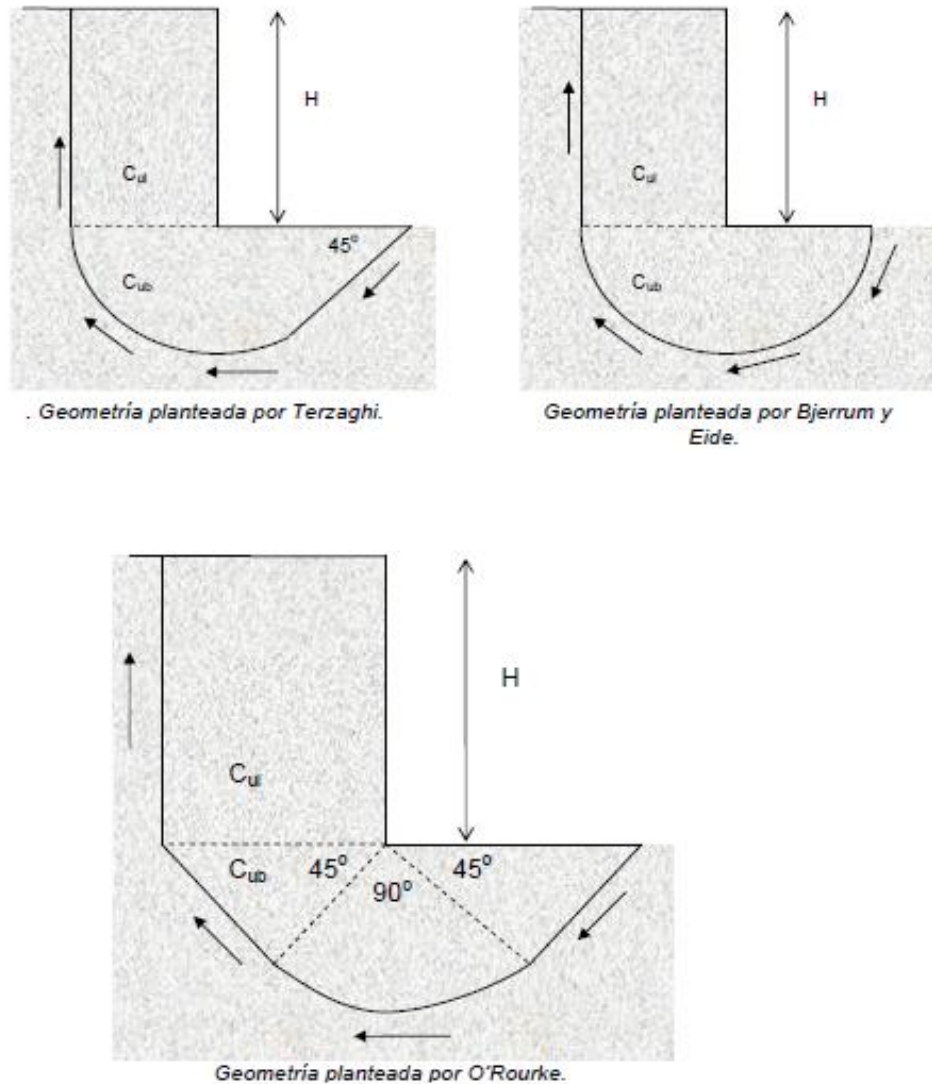
- Spencer: Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada dovela. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante, pero desconocida.
- Talud Infinito: se analiza un bloque superficial con un determinado espesor y una altura de nivel freático y se supone una falla paralela a la superficie del terreno. Además, este método supone un suelo isotrópico y homogéneo, así como un talud infinitamente largo.
- Fellenius: este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para las dovelas individuales; sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros, por lo que proporciona factores de seguridad bajos.

Tabla 2. Expresiones del factor de seguridad contra la falla de fondo para excavaciones profundas para suelos blandos

EXPRESION.	VARIABLES
$F.S. = \frac{5.7C_u}{\gamma H - \sqrt{2}C_u \frac{H}{B}}$ <i>Terzaghi (1943)</i>	C_u : Resistencia al corte no drenada. [KN/m ²] γ : Peso unitario del suelo encima del nivel de corte. [KN/m ³] H : Profundidad de la excavación. [m.] B : Ancho de la excavación. [m.]
$F.S. = \frac{N_c C_{ub}}{\gamma H + q - C_{ul} \frac{H}{B}}$ <i>Bjerrum y Eide (1956)</i>	N_c : Factor de capacidad portante. [adimensional] H : Profundidad de la excavación. [m.] B : Ancho de la excavación. [m.] γ : Peso unitario del suelo encima del nivel de corte. [KN/m ³] q : Sobrecarga en superficie. [KN/m ²] C_{ub} : Resistencia al corte no drenada por debajo del nivel de la excavación. [KN/m ²] C_{ul} : Resistencia al corte en la cara posterior del suelo que falla por encima del nivel de excavación. [KN/m ²] B/L : Relación entre ancho y largo de la excavación [adimensional]
$F.S. = \frac{N_{OR} C_{ub}}{\gamma H + q}$ $N_{OR} = N_c + \frac{0.125 M_y \pi}{D L C_{ub}}$ <i>O'Rourke (1992)</i>	C_{ub} : Resistencia al corte no drenada por debajo del nivel de la excavación. [KN/m ²] H : Profundidad de la excavación. [m.] q : Sobrecarga en superficie. [KN/m ²] γ : Peso unitario del suelo encima del nivel de corte. [KN/m ³] N_{OR} : Factor de capacidad de O'Rourke. [adimensional] N_c : Factor de capacidad portante. [adimensional] M_y : Momento de fluencia de la pantalla. [KNm] D : Longitud de empotramiento de la pantalla por debajo del fondo de la excavación. [m] L : Longitud de empotramiento más altura de excavación al puntal más inferior. [m]

Fuente. (Larrañaga & Pineda, 2003). *Análisis de la ocurrencia de la falla de fondo en los suelos blandos de Bogotá D.C. Artículo.*

Ilustración 22. Geometrías del factor de seguridad contra la falla de fondo en excavaciones profundas para suelos blandos



Fuente. (Larrañaga & Pineda, 2003). Análisis de la ocurrencia de la falla de fondo en los suelos blandos de Bogotá D.C. Artículo.

3.6.5 Métodos probabilísticos

Los métodos probabilísticos son empleados para el análisis de estabilidad de taludes varían en suposiciones, limitaciones, capacidad de manejar problemas complejos y complejidad matemática. Además, son necesarios debido a que ésta rama de la ingeniería no es una ciencia exacta y estos permiten evaluar las incertidumbres que se incluyen en un problema geotécnico. La mayoría de ellos pertenecen a dos categorías:

- i. Métodos aproximados (Primer Orden Segundo Momento, Estimativos Puntuales, Hasofer-Lind).
- ii. Simulación de Monte Carlo.

Según (Angelone, Garibay, & Cahuape, 2016), los métodos aproximados hacen suposiciones simplificadoras que generalmente restringen su aplicación a tipos de problemas concretos. Por lo general, se ignoran la variabilidad espacial de las propiedades del suelo. Los métodos aproximados permiten estimar la media y la varianza del factor de seguridad, aunque no proveen la forma de la función de densidad de probabilidad, así que la probabilidad de falla solo puede ser obtenida asumiendo una distribución probabilística paramétrica del factor de seguridad.

3.6.5.1 Muestreo por Hipercubo Latino

Corresponde a un esquema estratificado de muestreo diseñado para asegurar la correcta representación de los extremos inferior y superior de una distribución dada. Este método resulta más eficiente que el tradicional Monte Carlo, debido a la menor cantidad de iteraciones necesarias para conseguir el mismo nivel de precisión. El método está basado en la selección de los parámetros y variables a muestrear, la asignación de distribuciones de probabilidad a cada una (que pueden estar basados en estudios teóricos o mediciones experimentales), la división de cada distribución en un número fijado a priori de intervalos equiprobables, la generación de una muestra aleatoria dentro de cada intervalo y para cada variable, y el apareamiento aleatorio de muestras entre variables, de modo de obtener vectores de valores de entrada, uno por cada intervalo.

De acuerdo con (Avella Cubides, 2019), el modelo numérico es ejecutado solamente una vez con cada vector de valores de entrada. Por lo tanto, el método debe correr el modelo tantas veces como intervalos se hayan supuesto en la división de distribuciones de probabilidad, independientemente del número de variables muestreadas. Regularmente esta técnica permite reducir en uno o más órdenes de magnitud la cantidad de corridas necesarias para obtener una determinada representatividad, en comparación con un Montecarlo clásico.

3.6.5.2 Método de simulación de Montecarlo (MCS)

Se asumen variables aleatorias generadas de forma consistente con la función de densidad de probabilidad correspondiente. Luego el factor de seguridad se calcula con cada una de las combinaciones. El proceso se repite muchas veces, típicamente miles de veces para obtener una distribución aceptable de la función de comportamiento. Por lo tanto, el método consiste en resolver un problema determinístico muchas veces para construir una distribución estadística, de donde se calculan la media y la desviación estándar de la función de comportamiento. Este método se acerca a la respuesta real de

la función de comportamiento, por lo que se usa como referencia de comparación con otros métodos probabilísticos (Russelli, 2008).

3.6.6 Método de los elementos finitos

El método de elementos finitos (MEF) corresponde a un método matemático en el que un medio continuo se subdivide en elementos que mantienen las propiedades del originador. Estos elementos se representan mediante ecuaciones diferenciales y se resuelven con modelos matemáticos para obtener los resultados deseados.

En este caso, el método parte de la caracterización de las propiedades mecánicas de suelo, ya que se emplean como datos de entrada o parámetros requeridos por los modelos constitutivos para los cálculos posteriores. Los modelos constitutivos que se han desarrollado hasta el momento describen el comportamiento del suelo en la interfase suelo-suelo y suelo-herramienta de labranza, jugando los mismos un papel fundamental en el proceso general de modelación y en estos casos las propiedades del suelo que se han consideran como principales son la fricción interna, la cohesión, la resistencia a los esfuerzos cortantes, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson (Herrera, Iglesias, González, López, & Sánchez, 2008).

La complejidad de las ecuaciones empleadas varían de acuerdo a la dimensionalidad del estudio, debido a que una de las variables principales para el análisis de las deformaciones son los desplazamientos, los cuales se denotan con la letra u , por ende, el análisis matricial es mucho más sencillo para estudios unidimensionales que sólo conllevan movimientos unidireccionales (eje X), mientras que para estudios bidimensionales y tridimensionales las ecuaciones se complican al considerar desplazamientos en u_x y u_y o u_x , u_y y u_z respectivamente.

3.6.7 Teoría de la probabilidad y análisis de probabilidad de falla

De acuerdo con (Rojas, 2013), “la aplicación de conceptos de confiabilidad y probabilidad de falla al análisis de estabilidad de taludes conlleva directamente a la necesidad de revisar otros conceptos, que, siendo básicos, generan el marco teórico inicial y las herramientas de cálculo al momento de hacer modelaciones, ya sea con base en modelos de Estimativos Puntuales, Monte Carlo o Series de Taylor, tales como”:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (\text{Ecuación 10})$$

Media muestral

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} (\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2) \quad (\text{Ecuación 11})$$

Varianza muestral

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2)} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Desviación estandar muestral

En cuanto a los métodos probabilísticos que frecuentemente se emplean para realizar los diseños geotécnicos por confiabilidad se tienen los siguientes¹, dichos métodos se aplican para obtener valores aproximados del índice de confiabilidad y la probabilidad de falla.

- *Métodos de los estimativos puntuales (MEP)*: es capaz de estimar los momentos estadísticos a partir de varias variables aleatorias. La idea básica de este método consiste en sustituir las distribuciones probabilísticas de las variables aleatorias continuas por distribuciones discretas equivalentes, las cuales tendrán los mismos tres primeros momentos centrales. Luego se calcula la media, desviación estándar y asimetría de la función de comportamiento.

Las ventajas más importantes del Método de Estimativos Puntuales al compararse con otros métodos son:

- Este método no requiere el conocimiento de la forma de la función de densidad de probabilidad de las variables aleatorias.
- Provee, además de la media y la desviación estándar, el coeficiente de asimetría con poco esfuerzo computacional.
- El método analiza mejor el comportamiento de funciones no lineales.
- Para calcular los valores estadísticos no es necesario calcular las derivadas parciales.
- Como es un proceso no iterativo, el problema converge directamente.
- Los valores de la media y desviación estándar obtenidos concuerdan muy bien con los resultados de las simulaciones de Monte Carlo, con la ventaja de un menor esfuerzo computacional.

Las limitaciones del Método de Estimativos Puntuales son:

- Se requiere evaluar la función de comportamiento en 2 puntos. Entre más variables aleatorias mayor esfuerzo computacional.

¹ CRUZ, Leonardo. Análisis probabilístico de fallas superficiales en taludes debido a procesos de infiltración. Trabajo de grado maestría en Ingeniería civil. Bogotá: Pontifica Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería. 2012. p. 23.

- No se obtiene información acerca de la forma de la función de densidad de probabilidad de la función de comportamiento.
- La implementación del método en códigos de elementos finitos requiere software adicional.
- Se sugiere que no debe aplicarse para evaluar momentos mayores a la varianza para funciones no lineales.
- Adicionalmente entre más grande sea el coeficiente de variación, será mayor el error de la estimación.
- *Método de primer orden segundo momento (FOSM)*: Este método utiliza los primeros términos de la expansión de la serie de Taylor de la función de comportamiento o de falla analizada, con el fin de determinar los valores de los dos primeros momentos centrales (la media y la varianza) (Baecher & Christian, 2003). El procedimiento consiste en una linealización alrededor del valor medio de las variables aleatorias de un problema probabilístico. Si existe un número N de variables aleatorias, este método requiere evaluar N derivadas parciales de la función de comportamiento o calcular una aproximación numérica utilizando $2N+1$ puntos.

Entre sus ventajas se encuentra que el método es exacto para funciones de comportamiento lineal y presenta un error de la estimación entre el 5% y el 15%, al ser comparado con métodos más robustos como las simulaciones de Monte Carlo.

En cuanto a sus limitaciones se tiene que:

- Debido al truncamiento de la serie de Taylor después del término de primer orden, la precisión del método se deteriora si las segundas y demás derivadas de la función de comportamiento son significativas. Es así como la precisión del método disminuye a medida que la no linealidad de la función incrementa.
- La asimetría de la función de la densidad probabilística no se puede estimar.
- A medida que el nivel de incertidumbre de las variables aleatorias incrementa y sus funciones de densidad de probabilidad son más asimétricas, la precisión del método disminuye.
- La forma de la función de densidad de probabilidad de las variables aleatorias no es tomada en cuenta al momento de realizar los cálculos. Las variables aleatorias son descritas utilizando solamente sus medias y desviaciones estándar. De esta manera no se obtiene la forma de la función de densidad de probabilidad de la función de comportamiento, por lo que debe asumirse. Esta suposición introduce imprecisiones.

3.6.8 Confiabilidad

De acuerdo con (Hidalgo & Pacheco, 2011) “la confiabilidad es la probabilidad que tiene un sistema para desempeñar las funciones para las que fue concebido, por tanto, los análisis de confiabilidad tratan la relación entre las cargas que un sistema puede sufrir y la capacidad que este tiene para soportarlas”. En estadística, la confiabilidad como:

$$\alpha = 1 - P(r) \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde: α es la confiabilidad y $P(r)$ es la probabilidad de que se produzca la falla.

Es común expresar la confiabilidad en forma de índice, que se relaciona con una probabilidad de falla; por tanto, se puede entender que la falla incluye, además de las fallas catastróficas, cualquier comportamiento inaceptable al esperado.

El índice de confiabilidad β , del coeficiente o factor de seguridad (FS) crítico igual a 1.0 es definido por:

$$\beta = \frac{E(FS)-1}{\sigma(FS)} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde: $E(FS)$ es el valor esperado del factor de seguridad o el factor de seguridad calculado con los parámetros medios de las variables independientes y $\sigma(FS)$ es la desviación estándar del factor de seguridad.

El método relaciona el índice de confiabilidad con la probabilidad de falla, permitiendo una evaluación consistente de la estabilidad.

La probabilidad de falla está dada por la porción del área bajo la curva unitaria de distribución de frecuencia (función densidad de probabilidad) del FS correspondientes a los valores de FS inferiores a 1.0. Esta se puede determinar de cualquier tabla de función de distribución de probabilidades normal con media 0 y desviación estándar 1 o utilizando herramientas computacionales.

$$Pf = p(FS \leq 1.0) \quad (\text{Ecuación 15})$$

3.7 ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA

Ante la ocurrencia de desastres, en los últimos años la gestión de riesgos ha adquirido mayor importancia en la planeación y por ende para las entidades gubernamentales y de acuerdo con (Rodríguez, 2017), “se denomina el proceso de identificar, analizar y valorar las probabilidades de ocurrencia de pérdidas y efectos secundarios que se ocasionan de

los desastres, así como de las acciones preventivas, correctivas y reductivas que deben aplicarse.

3.7.1 El Riesgo

El riesgo, daño, destrucción o pérdida esperada, se obtiene de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales peligros; matemáticamente es expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas y sociales en un cierto sitio y período de tiempo (Spence, 1990). El riesgo se ubica en el futuro, pero no siempre se llega a reconocer que su génesis está en el pasado y el presente, de esto se deduce la necesidad y posibilidad de utilizar la interpretación de los resultados en función de reducir las causas que generan un desastre (Rodríguez, 2017). Para evaluar el riesgo deben seguirse los tres (3) pasos que se muestran en la Ilustración 23.

- La evaluación de la amenaza o peligro.
- El análisis de la vulnerabilidad.
- La estimación del riesgo como resultado de relacionar los dos parámetros anteriores. Cambios en uno o más de estos parámetros modifican el riesgo en sí mismo.

Ilustración 23. Relación peligro o amenaza, vulnerabilidad y riesgos



Fuente. (Milanes, Galban, & Olaya, 2017). *Amenazas, Riesgos y desastres. Libro.*

3.7.2 Vulnerabilidad

La vulnerabilidad puede definirse como un estado de elevada exposición a determinados riesgos e incertidumbres, combinado con una capacidad disminuida para protegerse o defenderse de ellos y hacer frente a sus consecuencias negativas. La vulnerabilidad es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total, (Rodríguez, 2017).

La vulnerabilidad es un proceso dinámico y sus manifestaciones varían de una comunidad a otra, o de un año a otro. Sin embargo, la mayor vulnerabilidad está en la falta de recursos y el desconocimiento de los riesgos a que una ciudad está sometida, tanto a nivel de las poblaciones, las empresas, como de los tomadores de decisiones. Por esto es importante estudiar y conocer las fuentes de la vulnerabilidad para actuar sistemáticamente sobre ellas y reducir sus efectos negativos.

3.7.3 Amenazas o peligros

El término de amenaza es comúnmente empleado como sinónimo de peligro en muchas naciones latinoamericanas; sin embargo, (Milanes, Galban, & Olaya, 2017) mencionan numerosos autores (Cardona, 2003; Lavell, 2009; Defensa Civil, 2012) coinciden en definir al peligro o amenaza como la probabilidad de ocurrencia de un proceso o fenómeno de origen natural o tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, generando efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente. Matemáticamente es expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad o severidad en un cierto sitio y en un período de tiempo dado.

- Identificación de amenazas. A través de un análisis retrospectivo, se realiza la identificación de eventos y la probabilidad de que ocurran en un tiempo y área específica; para una mayor concientización e internalización de la cultura de prevención, es necesario que este levantamiento de información se realice de forma participativa con las municipalidades, los líderes comunales y la población en general.

Para clasificar la amenaza, se debe considerar la probabilidad de ocurrencia con la que se presenta y categorizarla según la Tabla 3.

Tabla 3. Clasificación de la amenaza según la probabilidad de ocurrencia

Probabilidad de ocurrencia	Definición	Categoría
Frecuente	Significativa probabilidad de ocurrencia	A
Moderado	Mediana probabilidad de ocurrencia	B
Remota	Baja probabilidad de ocurrencia	C
Extremadamente remota	Difícil que ocurra	D

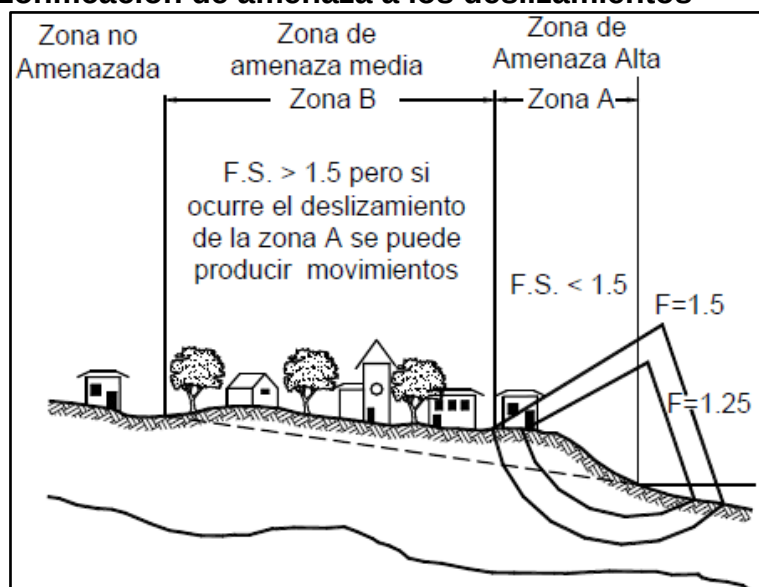
Fuente. (Rodríguez, 2017). Metodología para la evaluación y mitigación del riesgo en excavaciones profundas en suelos arenoso de la ciudad de Bogotá D.C, 2017. Tesis Pregrado Ingeniería Civil.

3.7.4 Determinación de la amenaza

Una evaluación de amenaza a los deslizamientos incluye un estudio previo de la susceptibilidad y de la posibilidad de que ocurra un evento detonante. Para que se presente la amenaza, se requiere que se presenten conjuntamente la susceptibilidad y el

evento detonante. Ver Ilustración 23. Relación peligro o amenaza, vulnerabilidad y riesgos.

Ilustración 24. Zonificación de amenaza a los deslizamientos



Fuente. (Suárez, 1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Libro.

- Probabilidad de ocurrencia. De acuerdo con (Suárez, 1998), es la posibilidad de un resultado específico, medido como el cociente de dicho resultado, entre el número total posible de resultados. Se expresa como un número entre 0 y 1, correspondiendo el cero a la imposibilidad de ocurrencia y el uno a la certeza.

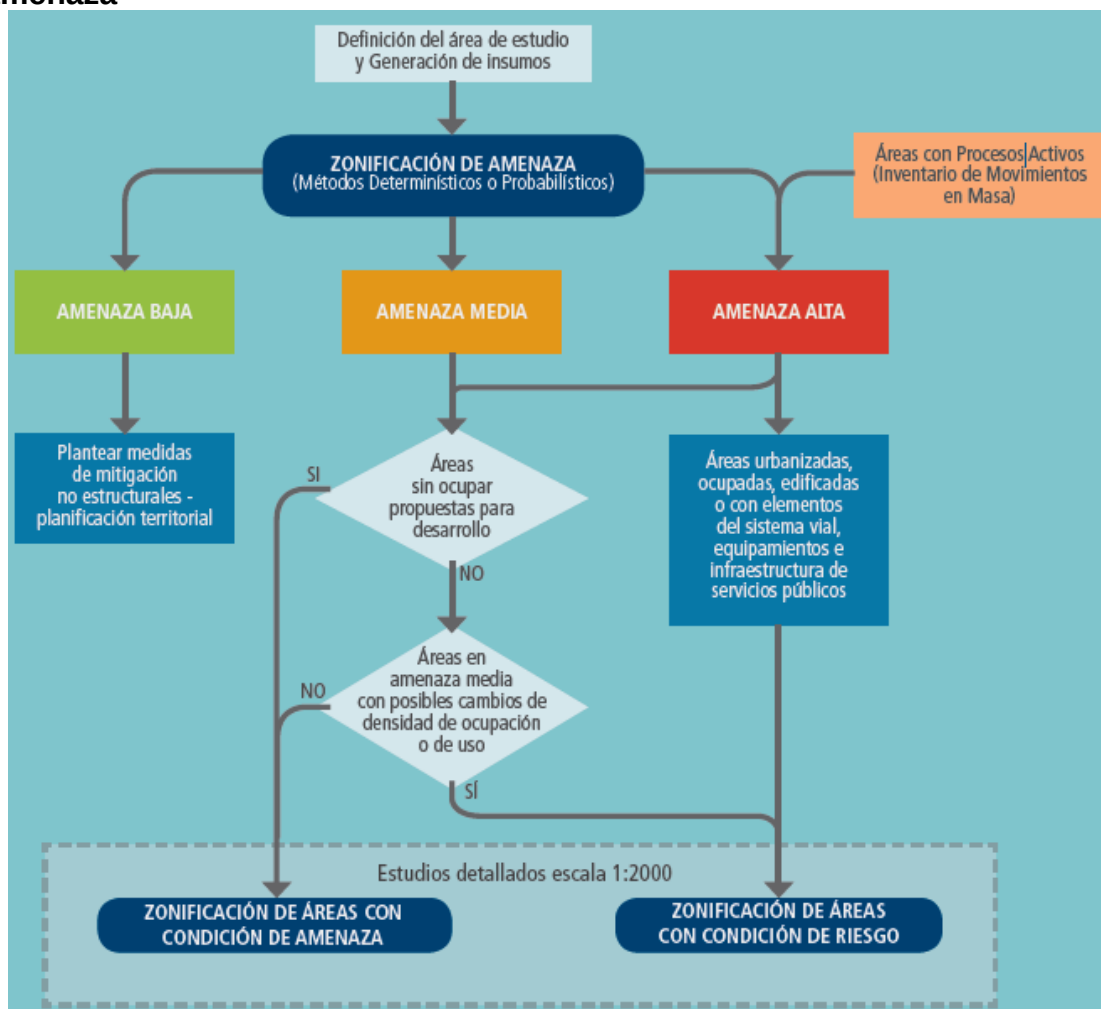
3.7.5 Metodología para la determinación de la amenaza

Como guía para la determinación de amenaza y a modo de contextualizar el presente estudio se emplearon ciertos elementos semejantes presentes en el decreto 1807 de 2014 el cual incorpora la gestión del riesgo en los planes de ordenamiento territorial, indicando la necesidad de realizar estudios básicos y detallados dependiendo de las clases de suelo establecidas en la ley 388 de 1997 artículo 30.

De acuerdo con lo anterior, la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa del servicio geológico colombiano, propone la metodología para la elaboración de estudios básicos que permiten la definición de zonas con condición de amenaza. Ver Ilustración 25.

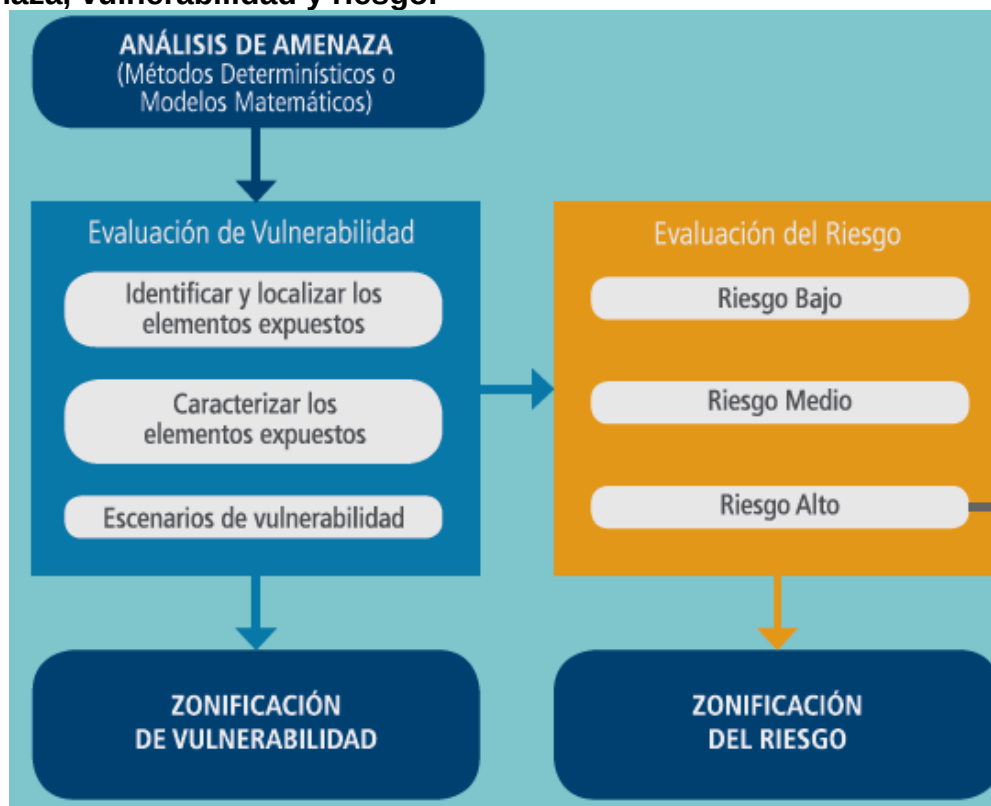
La elaboración de estudios detallados comprende las etapas que se presentan en la Ilustración 26 y se puede apreciar que finalmente, el análisis de amenaza es uno de los primeros pasos para la zonificación del riesgo.

Ilustración 25. Esquema metodológico para la elaboración de estudios básicos de amenaza



Fuente. (SGC, 2016). *Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

Ilustración 26. Esquema metodológico para la elaboración de estudios detallados de amenaza, vulnerabilidad y riesgo.



(SGC, 2016). *Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

De acuerdo con lo expuesto, se puede inferir que algunos de los factores condicionantes comprenden la caracterización geotécnica y la geometría de la excavación.

Para el desarrollo del presente análisis, se realizan las modelaciones para determinar la probabilidad de falla y los desplazamientos verticales mediante métodos de equilibrio límite y elementos finitos, variables explícitas para la determinación y el cálculo de la amenaza. Finalmente se obtienen los resultados y con ellos se determina el nivel de amenaza.

La probabilidad de falla corresponde con la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que 1.0 y la probabilidad total de falla se encuentra combinando los diferentes escenarios definidos para el análisis

La organización Mundial de la Salud OMS, en su análisis de amenazas y vulnerabilidades (2018) manifiesta que “el grado de riesgo a que está expuesto un grupo de la población cuando sobrevive a eventos siniestros depende de la combinación de dos factores: la

amenaza y la vulnerabilidad. Por lo tanto, para definir el riesgo, se requiere diagnosticar las amenazas, así como la vulnerabilidad de los elementos expuestos.

La vulnerabilidad de una comunidad, en su infraestructura, en su población y en sus recursos, se caracteriza por la predisposición a ser dañada por una amenaza específica o un conjunto de amenazas y se mide en función de la probabilidad, tipo y extensión de los daños sociales, económicos, físicos, ambientales, ecológicos, entre otros.”

3.8 PRE DISEÑO DE MURO PANTALLA

3.8.1 Procedimientos constructivos para excavaciones profundas a través de pantallas pre excavadas.

Sistema de cimentación profunda o de contención, de geometría vertical, su forma de trabajo estructural es fundamentalmente a flexión, ya que recibe los empujes del terreno a gran profundidad y parte del mismo se encuentra empotrado en su parte inferior, se emplea en determinadas circunstancias como la presencia de suelo poco estable, es conveniente utilizarlos cuando hay 2 o más plantas por debajo de la rasante (sótanos), en zonas urbanas donde exista edificaciones colindantes, nivel freático alto, entre otras.

El proceso constructivo de los elementos estructurales se realiza *in situ*, cada elemento que conforma la pantalla trabaja independientemente y entre ellas se construyen juntas que tienen como función evitar el paso de agua a través de las mismas.

Ilustración 27. Proceso constructivo pantallas pre excavadas.



Fuente: (Terratest, 2019). Pilotes Terratest, Recuperado de <https://www.terratest.cl/soluciones-de-estructuras-de-contencion-de-suelos.html>.

3.8.1.1 Proceso constructivo

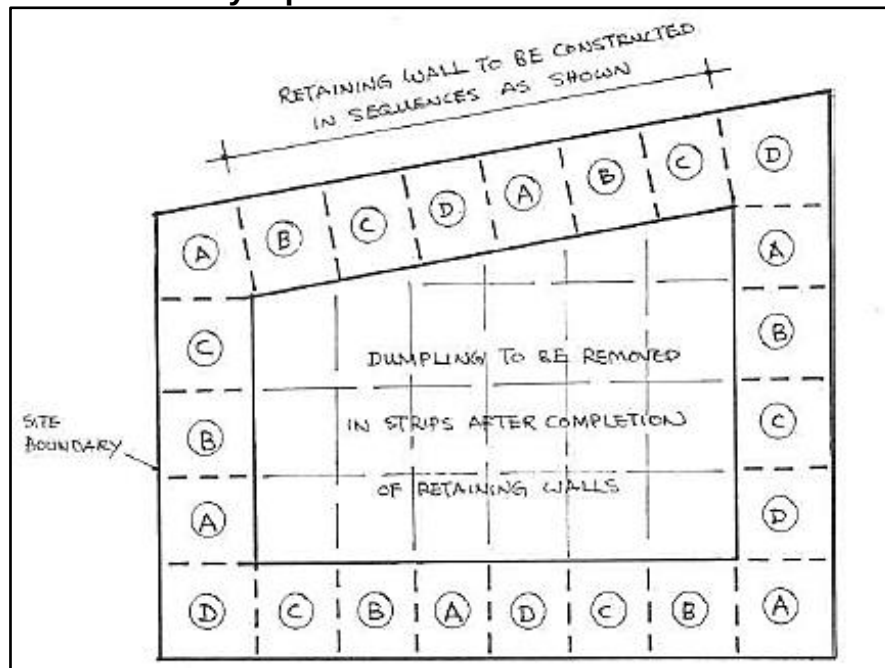
Generalmente las pantallas suelen construirse por módulos de forma continua, para evitar que los empujes de las tierras o de las edificaciones colindantes acaben por colapsar la excavación. Se debe excavar únicamente el espesor del muro con un equipo tipo almeja de ese espesor, el cual va profundizándose a plomo hasta alcanzar la profundidad necesaria para el vaciado, más una parte de anclaje en el terreno.

Una vez finalizada la pantalla se pasa a otra, generalmente en otra zona del perímetro de la obra para que la recién construida pueda adquirir la resistencia suficiente antes de excavar a su lado.

3.8.1.2 Localización y replanteo en obra

Previo al inicio de las actividades se debe tener los estudios y diseños (planos) con la configuración definida de los módulos que conformarán la pantalla, los cuales serán trasladados al terreno natural mediante el replanteo topográfico.

Ilustración 28. Localización y replanteo in - situ



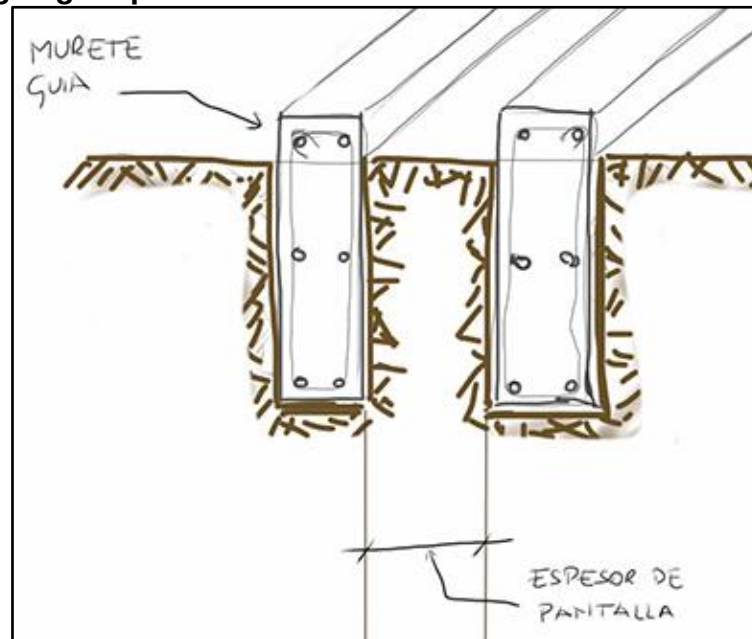
Fuente: (Suárez, 2013). *Excavaciones para sótanos. Documento.*

3.8.1.3 Construcción de muros o vigas guía

Los muros o vigas guías se deben realizar en todo el perímetro del predio donde se construirá la pantalla, sus funciones son: guiar el equipo de excavación (almeja) en su recorrido durante la excavación (plomo), evitar la caída del terreno de la parte superior de la excavación por ser una zona descomprimida o por efecto de acciones mecánicas, facilitar que el lodo bentonítico se mantenga aproximadamente al nivel de la superficie de

trabajo, haciendo que la presión del lodo sea superior que la del posible nivel freático, y permitiendo, que el lodo actúe correctamente sobre las paredes de la excavación, servir de soporte a la armadura, ya que la armadura de refuerzo se colgara de allí.

Ilustración 29. Vigas guía para excavación



Fuente: (Catalá, 2017). Ejecución de muros pantalla. Recuperado de <https://enriquealario.com/ejecucion-muros-pantalla-paso-a-paso>.

3.8.1.4 Excavación de la zanja con almeja

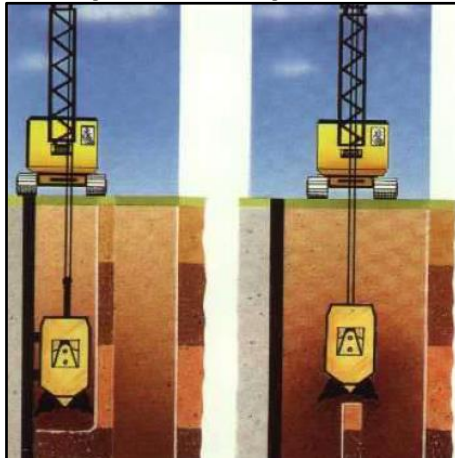
Las longitudes de los paneles a excavar generalmente son entre 1,5 m y 6 m. Es muy importante tener bien definido el orden de la excavación, de tal forma que no se ejecuten dos pantallas adyacentes al mismo tiempo o cuando una de ellas está recién fundida.

Para tipos de suelos blandos como los de la sabana de Bogotá se puede realizar la excavación con equipo tipo almeja, dependiendo del fabricante, pueden llegarse a excavar terrenos que tengan una resistencia a la compresión alrededor de los 60 kg/cm²

Otro elemento a tener muy en cuenta en este tipo de excavaciones son los lodos bentoníticos, mezcla de bentonita y agua, que forma un líquido tixotrópico que mantiene su viscosidad y sirve para estabilizar las paredes de la excavación a medida que se va avanzando en profundidad, evitando que las paredes de la excavación caigan dentro de la pantalla.

Teniendo todo preparado y con los elementos de control definidos se da inicio al proceso de excavación hasta la profundidad que se haya proyectado.

Ilustración 30. Excavación de zanja con Almeja



Fuente: (Suárez, 2013). Excavaciones para sótanos. Documento.

3.8.1.5 Colocación del armado de refuerzo

Posterior al proceso de excavación se procederá a instalar la armadura de refuerzo, esta ha de estar previamente montada y se recomienda que esté soldada, dependiendo la profundidad de la pantalla se dificulta este proceso, en ocasiones se deben hacer empalmes para poder alcanzar la profundidad necesaria. Para su colocación se eleva con una grúa y se introduce en la excavación, la armadura por ningún motivo puede apoyarse en el fondo de la zanja, dado que flectaría, y al entrar en contacto con las paredes de la excavación perdería el recubrimiento del concreto, para evitar esto, generalmente se cuelga de los muros o vigas guías a través de un elemento metálico como se mencionó anteriormente y se instalan separadores laterales para evitar el contacto con el terreno.

Ilustración 31. Colocación de armado de refuerzo



Fuente: (Catalá, 2017). Ejecución de muros pantalla. <https://enriquealario.com/ejecucion-muros-pantalla-paso-a-paso>.

Recuperado de

3.8.1.6 Colocación de juntas o encofrados laterales

Antes de iniciar el proceso de vaciado de concreto se deben colocar los encofrados laterales entre panel excavado y panel que se excavara más adelante.

Estas juntas sirven para trabar las pantallas continuas, además en caso de tener problemas con el nivel freático, sirven también para colocar barreras que impidan el paso del agua a través de la unión de ambas pantallas. Generalmente son tubos metálicos circulares que crean una superficie limpia y ayuda al guiado de la almeja.

Ilustración 32. Colocación de Juntas

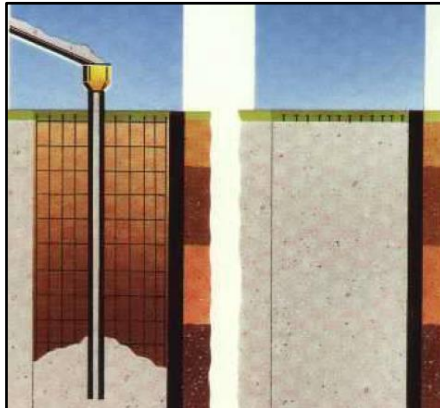


Fuente: (Catalá, 2017). Ejecución de muros pantalla. Recuperado de <https://enriquealario.com/ejecucion-muros-pantalla-paso-a-paso>.

3.8.1.7 Vaciado de concreto

Al realizar el vaciado del concreto hay que tener en cuenta que la excavación se encuentra llena de lodo bentonítico. Para evitar que el concreto se contamine, se debe iniciar el proceso de vaciado de abajo hacia arriba, para esto se debe utilizar un tubo llamado “*tremie pipe*” el cual sirve para el concreto no sufra disgregación, ya que permite el llenado por fluido inverso. Este tubo se debe colocar en casi toda la profundidad de la excavación, a medida que se va realizando el vaciado del concreto este se debe ir levantando, pues si se deja en la excavación, llegará el momento en el que la presión del concreto de llenado, es mayor que la que ejerce el hormigón que desciende por el tubo y por lo tanto no puede salir de él. Una vez finalizado el vaciado del concreto, la parte superior de este, está contaminada con lodos, por lo tanto, se deberá continuar vaciando concreto hasta que rebose.

Ilustración 33. Vaciado de concreto



Fuente: (Suárez, 2013). Excavaciones para sótanos. Documento.

3.8.1.8 Construcción de la viga de coronación

Finalizada la construcción de todos los paneles y verificando que no presenten ningún tipo de contaminación, se debe hacer la viga de coronación, la cual une todos los paneles en la parte superior logrando que todos trabajen conjuntamente.

3.8.1.9 Excavación del recinto interior

Desarrolladas todas las actividades previas, se procede a ejecutar la excavación interna del recinto (sótanos). Si el diseño incluye elementos de soporte como anclajes, se deben ir colocando a medida que se realiza la excavación. Para los muros pantalla que quedan a la vista se les debe realizar un tratamiento superficial que se denomina “fresado” y consiste en retirar la capa contaminada por acciones del propio terreno, los lodos bentoníticos y bultos producidos por los desprendimientos, logrando así un mejor aspecto y permitiendo aplicar sistemas de impermeabilización.

Ilustración 34. Excavación del recinto interior.



Fuente: (Catalá, 2017). Ejecución de muros pantalla. <https://enriquealario.com/ejecucion-muros-pantalla-paso-a-paso>.

Recuperado de

3.8.2 Presión lateral de tierras

Corresponden a los empujes laterales a los cuales está sometido un pilote dentro de una masa en deslizamiento (acciones laterales exteriores), lo cual es considerado un problema de interacción suelo-estructura, en el cual las reacciones del terreno se distribuyen horizontalmente a lo largo del fuste del pilote.

Por lo tanto, al utilizar la inclusión en los mismos de una serie de elementos puntuales estructurales de inercia determinada (elegida según la rigidez y contención que se necesite) que atravesando verticalmente o con un cierto ángulo la masa deslizante y la superficie de deslizamiento se empotran en el terreno firme subyacente, dándole estabilidad al terreno y de esta forma se realiza la corrección de deslizamientos activos o para la prevención de superficies potenciales de rotura.

El fundamento del funcionamiento de estos pasadores estructurales se basa en la movilización progresiva de empujes sobre dichos elementos debido al movimiento de la masa deslizante, siempre que los pasadores se encuentren suficientemente empotrados dentro del estrato estable (Rodríguez, 2010).

Es una estructura cimentada profunda que tiene por función principal contener los empujes horizontales del terreno en excavaciones verticales además de impermeabilizar en obras que estén influenciadas por el nivel freático. Estas estructuras resistiendo los empujes del terreno y la estabilidad provienen de la profundidad de empotramiento en el terreno que se encuentra bajo el fondo de excavación.

Los elementos de apoyo pueden llegar a ser necesarios para disminuir los movimientos horizontales y/o verticales del terreno del trasdós, tales como: anclajes, puntales y losas, entre otros (Sanhueza, 2009).

3.8.3 Tablestacas en voladizo

Ocasionalmente, las tablestacas en voladizo se deben hincar en un estrato de arcilla con una cohesión no drenada $c(\phi) = 0$. En la ilustración 29 se muestra un muro de tablestacas en voladizo hincado en arcilla con un relleno de suelo granular arriba del nivel de la línea de dragado. El nivel freático se encuentra a una profundidad L_1 debajo de la parte superior del muro. σ_1' y σ_2' dan la intensidad de las presiones netas y se puede trazar el diagrama para la distribución de la presión arriba del nivel de la línea de dragado, (Braja M, 2012).

Sea el ángulo de fricción efectivo de la arena ϕ' . La intensidad de la presión activa a una profundidad $Z = L_1$ es

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a \text{ (Ecuación 16)}$$

Donde

K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'/2)$

γ = Peso específico del suelo arriba del nivel freático

De manera similar, la presión activa a una profundidad

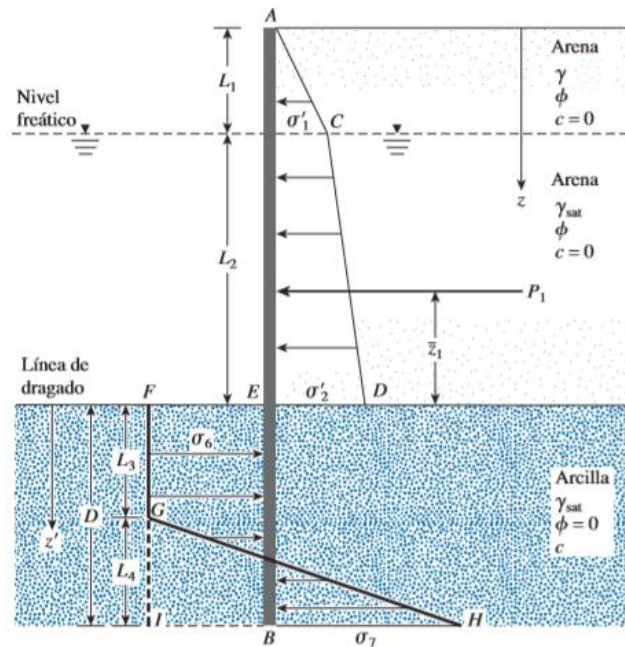
$$Z = L_1 + L_2 \text{ (Ecuación 17)}$$

(Es decir, al nivel de la línea de dragado) es

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \text{ (Ecuación 18)}$$

Ahora se puede determinar el diagrama para la distribución de la presión neta debajo de la línea de dragado como sigue.

Ilustración 35. Zonificación de amenaza a los deslizamientos



Fuente. (Braja M, 2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Libro.

A cualquier profundidad mayor que $L_1 + L_2$, para $c(\phi) = 0$ el coeficiente de presión activa de tierra de Rankine $K_a = 1$. De manera similar, para $c(\phi) = 0$, el coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine $K_p = 1$. Por consiguiente, arriba del punto de rotación, la presión activa, de derecha a izquierda es

$$\sigma_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] - 2c \text{ (Ecuación 19)}$$

De manera similar, la presión pasiva de izquierda a derecha se puede expresar como

$$\sigma_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) + 2c \text{ (Ecuación 20)}$$

Por lo tanto, la presión neta es

$$\sigma_6 = \sigma_p - \sigma_a = [\gamma'(z - L_1 - L_2) + 2c] \text{ (Ecuación 21)}$$

$$-[\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] + 2c$$

$$= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \text{ (Ecuación 7-22)}$$

En el fondo de la tablestaca, la presión pasiva de derecha a izquierda es

$$\sigma_a = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) + 2c \text{ (Ecuación 23)}$$

De igual forma, la presión activa de izquierda a derecha es

$$\sigma_a = \gamma_{sat} D - 2c \text{ (Ecuación 24)}$$

De aquí, la presión neta es

$$\sigma_7 = \sigma_p - \sigma_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \text{ (Ecuación 25)}$$

Para el análisis de equilibrio, $\sum F_H = 0$; es decir, el área del diagrama de presión ACDE menos el área de EFIB más el área de GIH = 0, o

$$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]D + \frac{1}{2}L_4[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0$$

(Ecuación 26)

Donde P_1 = área del diagrama de presión ACDE.

Al simplificar la ecuación anterior se obtiene

$$L_4 = \frac{D [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \text{ (Ecuación 27)}$$

Ahora, tomando el momento respecto al punto B $\sum M_B = 0$ se obtiene

$$P_1(D + \hat{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\frac{D^2}{2} + \frac{1}{2}L_4(8c)\left(\frac{L_4}{3}\right) = 0 \text{ (Ecuación 28)}$$

Donde $\hat{z}_1$ = distancia del centro de presión del diagrama de presión ACDE, medida desde el nivel de la línea de dragado.

Al combinar las dos ecuaciones anteriores se obtiene

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\hat{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \text{ (Ecuación 29)}$$

La ecuación anterior se puede despejar para obtener D, la profundidad de penetración teórica del estrato de arcilla por la tablestaca

$$D_{real} = 1.4 \text{ a } 1.6(D_{teorica}) \text{ (Ecuación 30)}$$

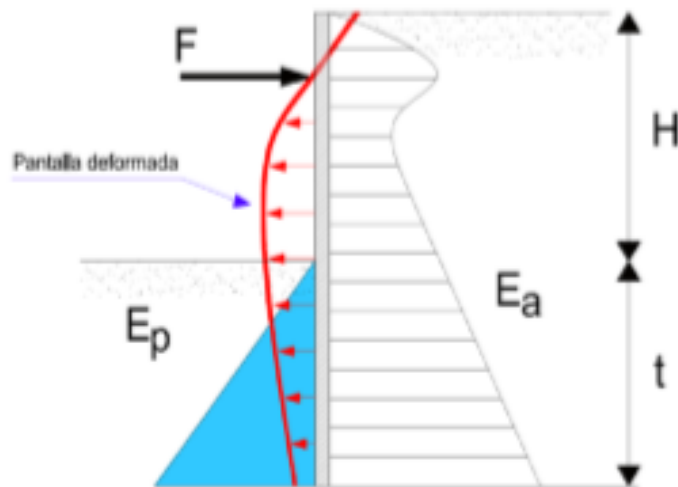
3.8.3.1 Pantalla articulada o de base libre

Según (Quezada, 2014), este método, también conocido como método americano, se emplea cuando la profundidad de empotramiento es pequeña o la rigidez de la pantalla es grande. En este caso se asume que la pantalla es desplazada de una manera rígida bajo el efecto de la presión activa de tierras y moviliza tanto la presión pasiva de tierras a lo largo de su parte empotrada, como la tensión del apoyo ubicado en su parte más alta. De este modo, el desplazamiento de la pantalla en la parte empotrada se asume que tiene el mismo sentido y dirección hacia el lado de la excavación.

Por otra parte, se considera que no existe ninguna reacción en la base y que los mayores desplazamientos se producen en el fondo de la excavación.

En la Ilustración 36 se puede observar la deformada de la pantalla y los empujes del terreno sobre ella:

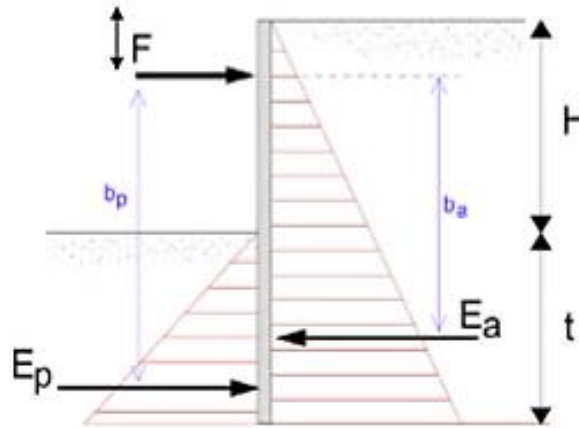
Ilustración 36. Empujes y deformada de una pantalla articulada.



Fuente. (Braja M, 2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Libro.

Para estudiar la profundidad de empotramiento, el valor de la fuerza F, el máximo momento flector y los esfuerzos de corte, se puede simplificar la ley de empujes a una como se indica en la Ilustración 37:

Ilustración 37. Ley de empuje simplificada.



Fuente. (Braja M, 2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Libro.

Suponiendo el terreno homogéneo, el roce entre el terreno y la pantalla nulo, y los empujes calculados por la teoría de Rankine, se pueden establecer las ecuaciones de equilibrio, dada la condición de problema isostático:

- Longitud de empotramiento mínima, t:

Condición: $\sum M_Y = 0$

$$E_a * b_a - E_p * b_p = 0 \text{ (Ecuación 31)}$$

Donde:

$$b_a = \frac{2}{3} * (H + t) - h \text{ (Ecuación 32)}$$

$$b_p = \frac{2}{3} * (H + t) - h \text{ (Ecuación 33)}$$

Luego:

$$\frac{1}{2} * \gamma(H + t)^2 * K_a \left[\frac{2}{3}(H + t) - h \right] - \frac{1}{3} * \gamma * t^2 * K_p \left[\frac{2}{3}(H + t) - h \right] = 0 \text{ (Ecuación 34)}$$

En la ecuación anterior todos los valores son conocidos, excepto el valor t, el cual se determina al efectuar el reemplazo de dichos datos. Finalmente, la profundidad de empotramiento debe ser aumentada en un 20% con el objeto de asegurar el equilibrio.

- Fuerza del apoyo, F:

Condición: $\sum F_h = 0$

$$E_a = E_p + F \text{ (Ecuación 35)}$$

$$F = \frac{1}{2} * \gamma * (H + t)^2 * K_a - \frac{1}{2} * \gamma * t^2 K_p \text{ (Ecuación 36)}$$

- Profundidad del momento máximo, Z_{max} :

Condición: profundidad en la cual actúa sólo el empuje activo y la fuerza del apoyo

$$F = \frac{1}{2} * \gamma * Z_{max}^2 - \frac{1}{2} * K_a \text{ (Ecuación 37)}$$

Profundidad del momento máximo con respecto a la cabeza de la pantalla es:

$$Z_{max} = \sqrt{\frac{2*F}{K_a*\gamma}} \text{ (Ecuación 38)}$$

- Valor del momento máximo, M_{max} :

Condición: $Q=0$

$$M_{max} = M(F) - M(E_a) \text{ (Ecuación 39)}$$

$$M_{max} = F * (Z_{max} - h) - \frac{1}{2} * \gamma * Z_{max}^2 * K_a * \left(\frac{1}{2} * Z_{max}\right) \text{ (Ecuación 40)}$$

Luego,

$$M_{max} = F * (Z_{max} - h) - \frac{1}{6} * \gamma * Z_{max}^3 * K_a \text{ (Ecuación 41)}$$

Esfuerzo de corte máximo, Q_{max} :

$$Q_{max1} = \frac{1}{2} * \gamma (H - Z_0)^2 * K_a - \frac{1}{2} * \gamma * Z_0^2 * K_a - F \text{ (Ecuación 42)}$$

Luego,

$$Q_{max2} = F \text{ (Ecuación 43)}$$

Profundidad en la cual se ubica el esfuerzo de corte máximo 1 con respecto al fondo de la excavación es:

$$Z_0 = \frac{H}{(K_p/K_a)-1} \text{ (Ecuación 44)}$$

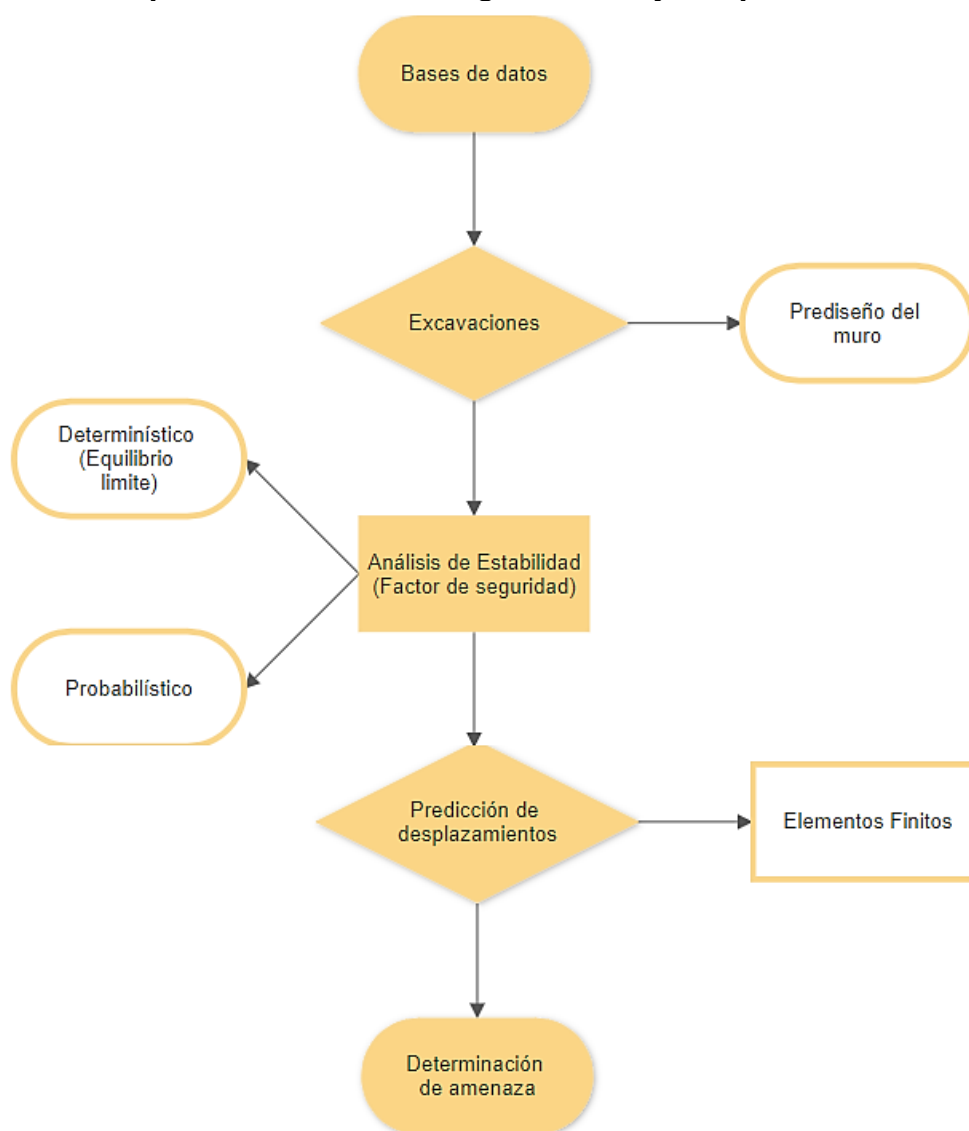
Por otra parte, el valor de Q_{max2} se encuentra ubicado en el punto donde actúa la fuerza del apoyo F.

4. MODELOS PLANTEADOS PARA EL ANÁLISIS DE LA FALLA DE FONDO

4.1 METODOLOGÍA

En la siguiente ilustración se puede observar la metodología llevada a cabo para la elaboración del presente documento y en el desarrollo se describirá el procedimiento llevado en cada paso.

Ilustración 38. Esquema de la metodología de trabajo empleada.



Fuente. Elaboración propia.

4.2 ELABORACIÓN DE BASE DE DATOS

4.2.1 Recolección de la información

Con el fin de realizar el análisis sobre datos precisos y capturados en suelos arcillosos de la ciudad de Bogotá, se realizó una investigación en entidades públicas y privadas, a razón de elaborar una base de datos que permitiera elaborar un perfil estratigráfico promedio con parámetros de las arcillas objeto de estudio.

En cuanto a las fuentes secundarias de orden público, se obtuvieron datos de laboratorios que se encontraban en la biblioteca del Instituto Distrital de Gestión de Riesgos y Cambio climático y, en cuanto a las fuentes privadas, se obtuvieron datos de laboratorios para distintas zonas de Bogotá, entre las que se destacan las localidades de Antonio Nariño, Engativá, Fontibón, Chapinero, Usaquén y Suba. Es importante aclarar que por motivos de confidencialidad dichas fuentes no pueden ser expuestas.

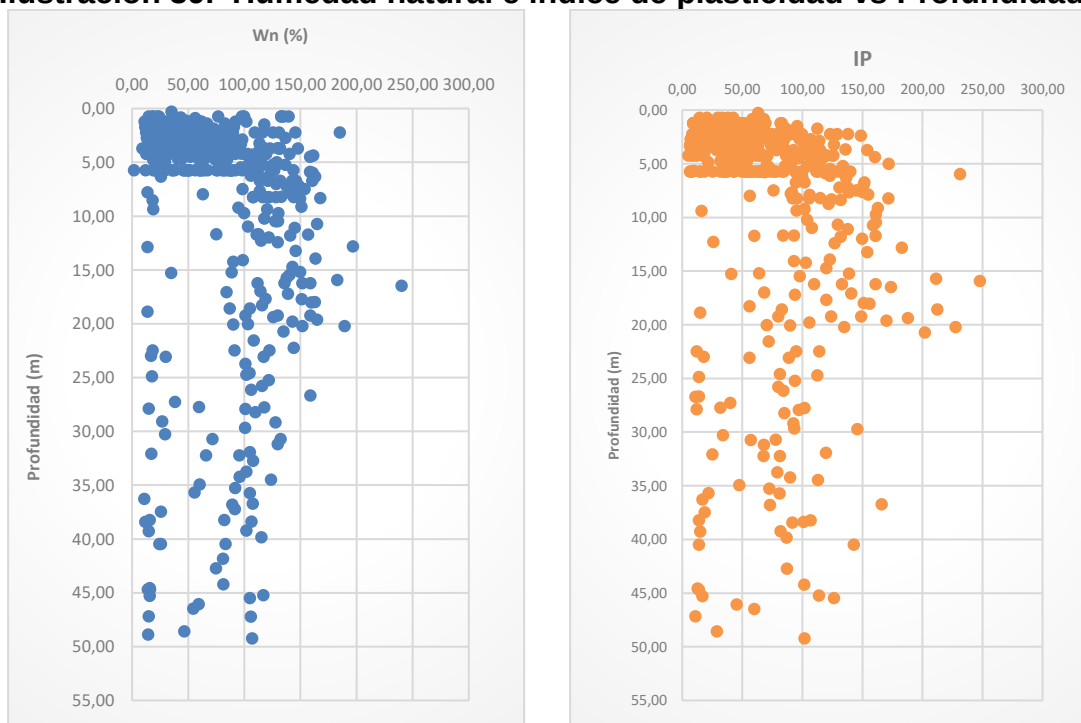
Los datos obtenidos corresponden a laboratorios de humedades, límites de consistencia, granulometrías, Cortes directos, SPT y consolidaciones, generados para 70 sitios de la sábana de Bogotá, con profundidades de hasta 50.0 m. Con dicha información se elaboró una base de datos que recopiló la información y a partir de la cual se estableció un perfil promedio, teniendo en cuenta varios parámetros que se describirán y analizarán en el desarrollo del presente capítulo. En el Anexo-2019julymartinezbrauliopaez1 del presente documento se puede consultar la información colectada.

Los parámetros con los cuales se definió y analizó el perfil promedio corresponden a:

- Humedad natural (W_n %)
- Índice de plasticidad e índice de consistencia ($IP - IC$)
- Pesos unitarios (Seco, total y saturado)
- Gravedad específica (G_s)
- Resistencia a la compresión simple (q_u)
- Cohesión no drenada (C_u)
- Cohesión efectiva (C')
- Angulo de resistencia (Φ°)

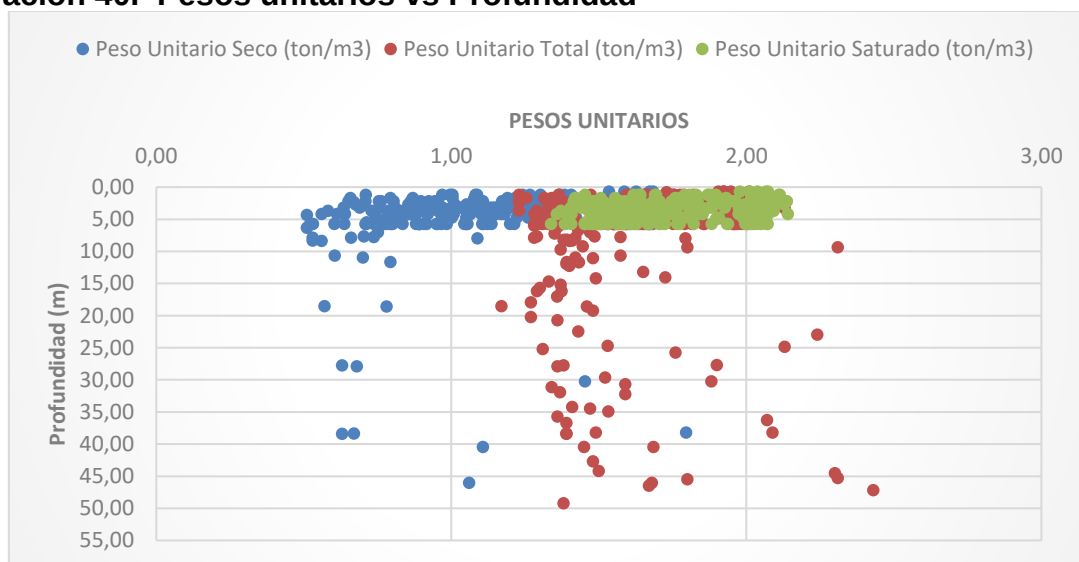
A continuación, se pueden observar las gráficas de los parámetros determinados a partir de la base de datos establecida.

Ilustración 39. Humedad natural e índice de plasticidad vs Profundidad



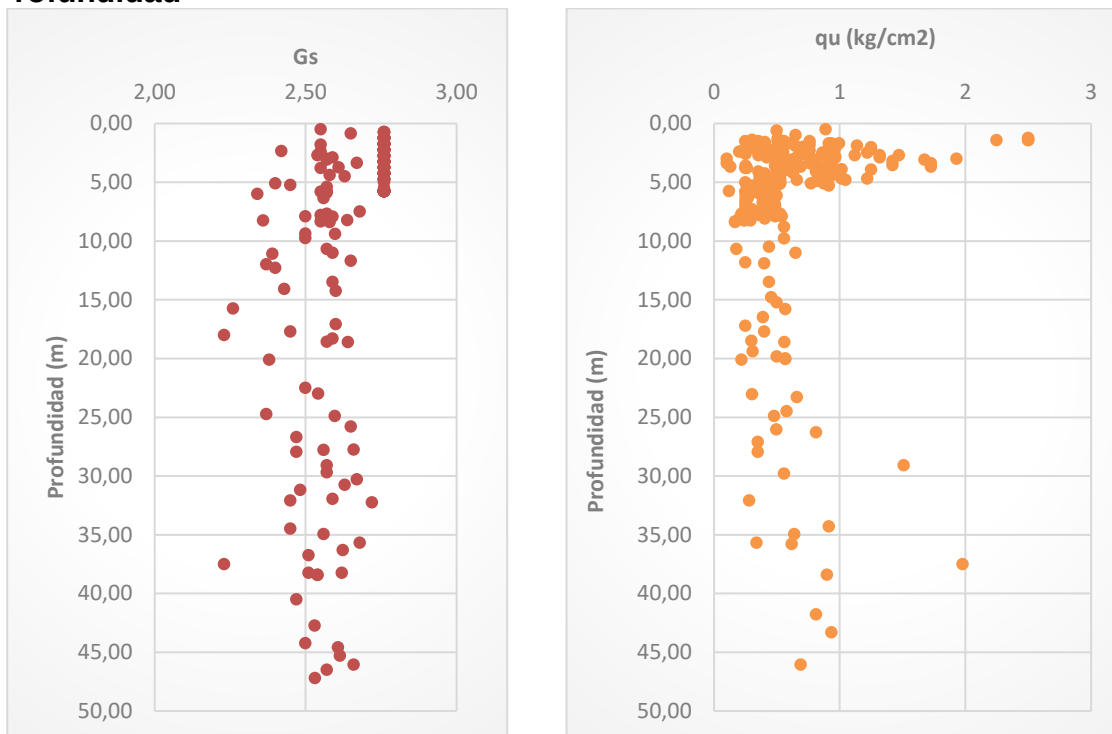
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 40. Pesos unitarios vs Profundidad



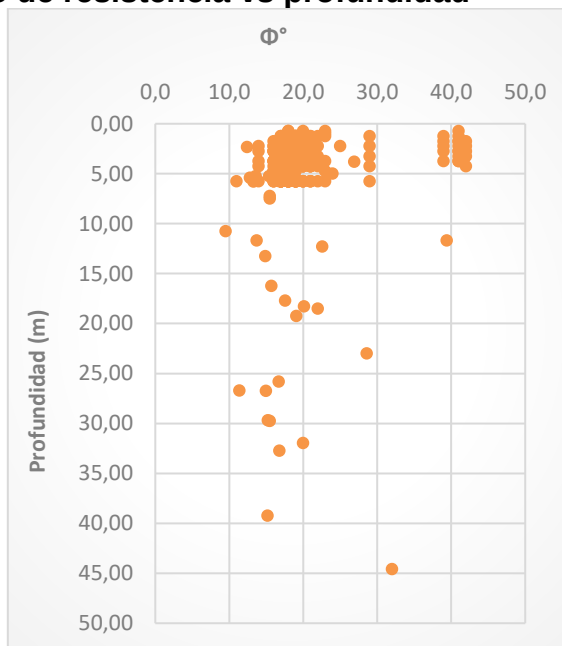
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 41. Gravedad específica y Resistencia a la compresión simple vs Profundidad



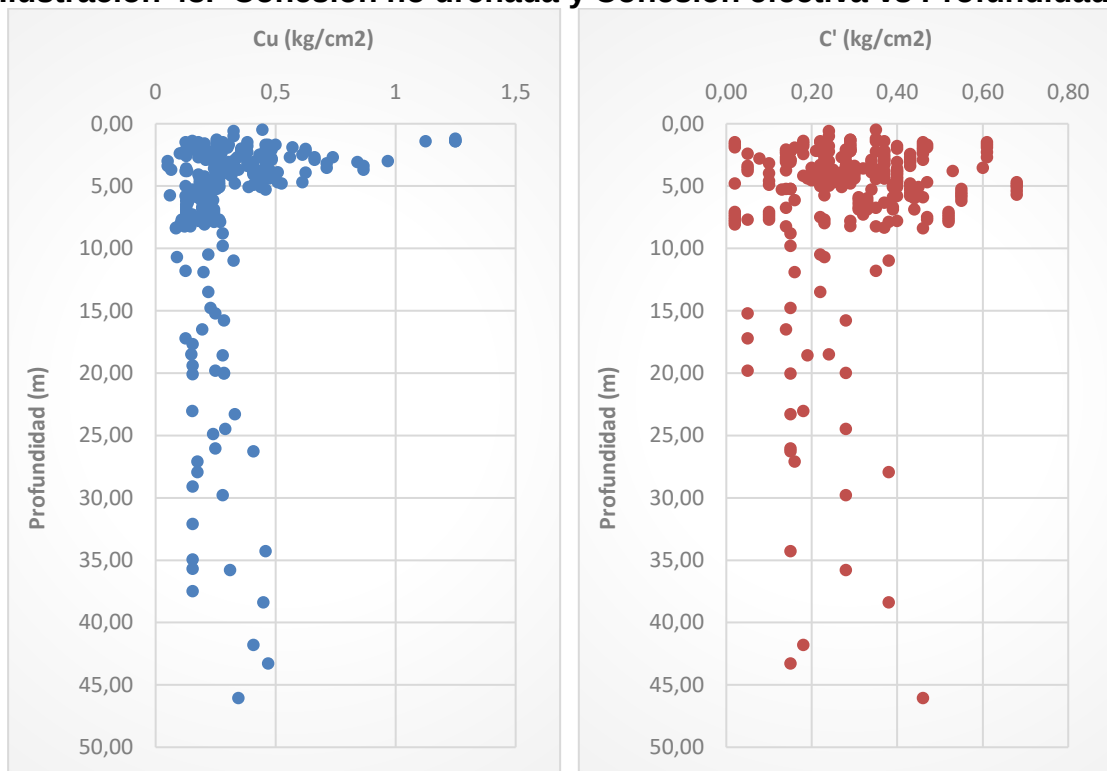
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 42. Ángulo de resistencia vs profundidad



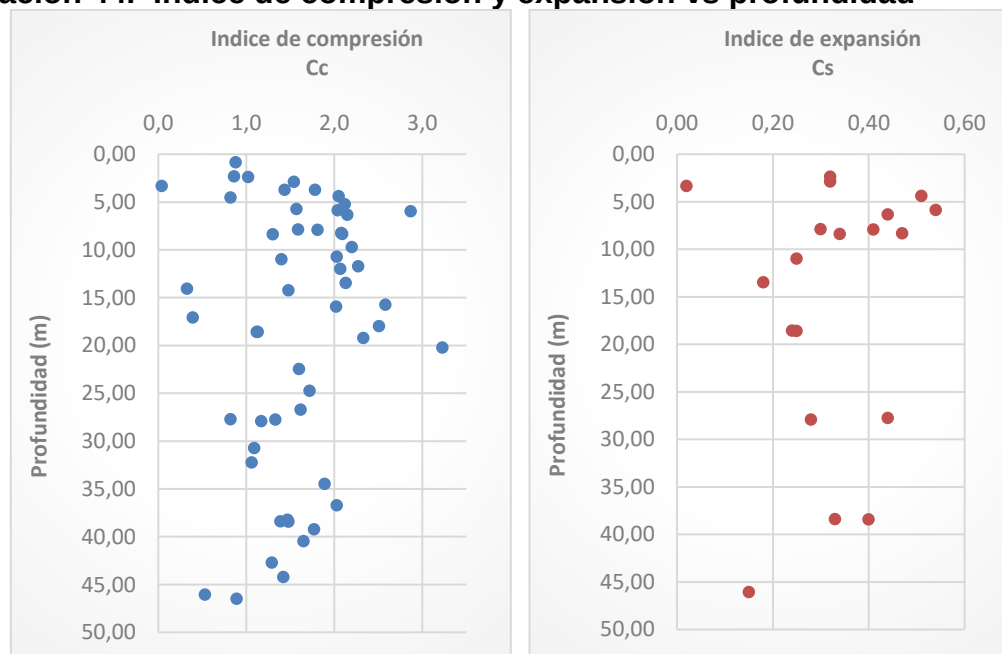
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 43. Cohesión no drenada y Cohesión efectiva vs Profundidad



Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 44. Índice de compresión y expansión vs profundidad



Fuente. Elaboración propia.

Con la información colectada se realizó un análisis para cada parámetro, en el cual se determinaban los datos más cercanos entre sí y se eliminaban aquellos que salían de la media, con el fin de que no afectaran el promedio.

Finalmente, se definió un perfil promedio para la elaboración de los posteriores cálculos y modelaciones objeto de estudio.

En cuanto a los parámetros a utilizar en el presente estudio: peso unitario, cohesión no drenada y ángulo de fricción, se realizó un análisis estadístico más detallado, a partir de la determinación de los datos mínimos, medios, máximos, desviación estándar y percentiles, teniendo en cuenta una estratificación previa.

Los datos mínimos, medios y máximos, sirvieron para establecer los rangos entre los que se pueden encontrar los datos. La desviación estándar proporciona que tan dispersos se encuentran los datos respecto a la media y el percentil compara el conjunto ordenado de datos y suministra el valor de la mayoría de los datos, de acuerdo al porcentaje indicado. En la Tabla 4 se pueden observar los datos obtenidos.

Tabla 4. Datos estadísticos de peso unitario, cohesión no drenada y ángulo de fricción.

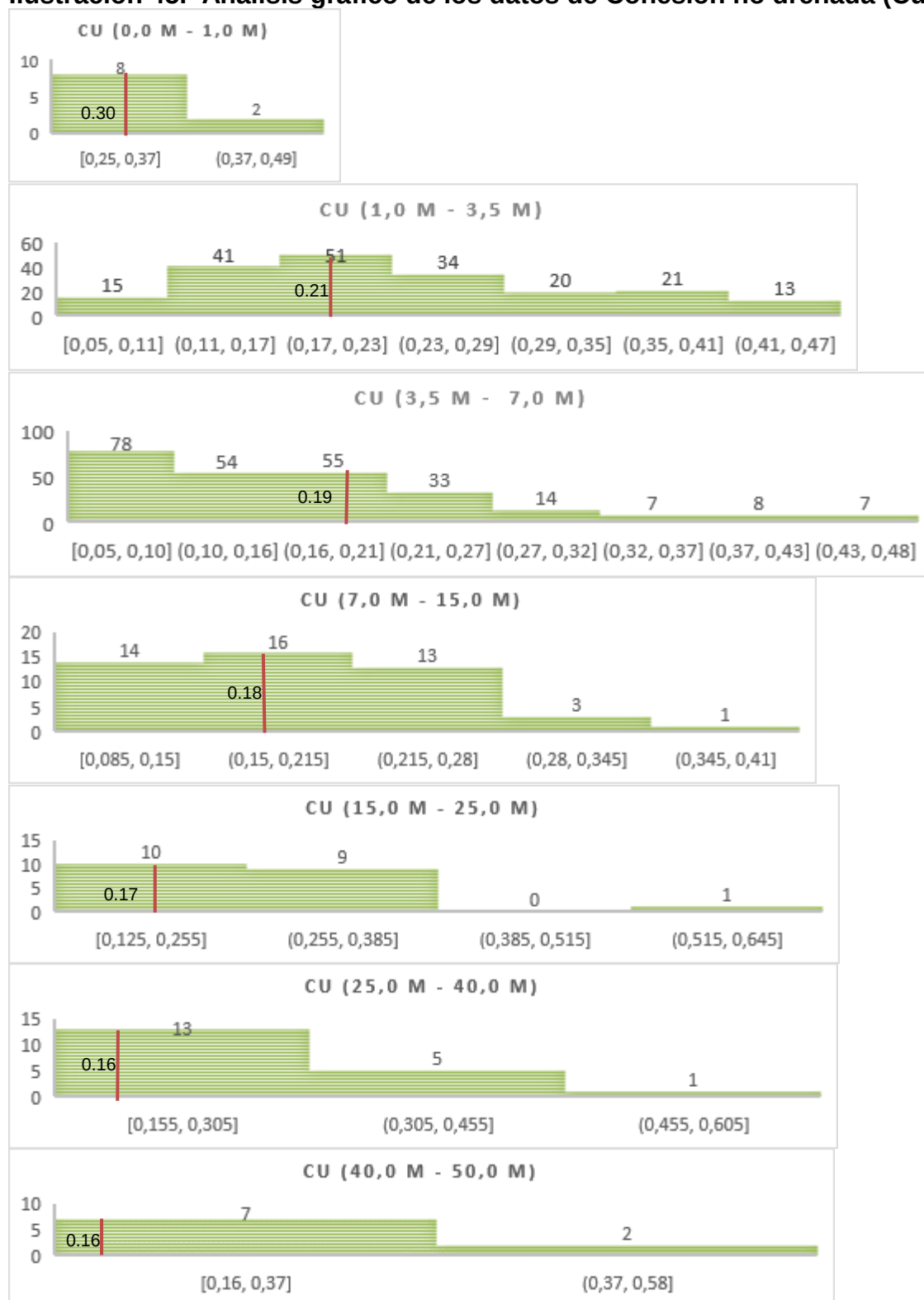
PROFUNDIDAD	Peso Un Total (ton/m3)					CU (kg/cm2)					Φ°				
	Min	Med	Max	Desv	P80	Min	Med	Max	Desv	P50	Min	Med	Max	Desv	P80
0-1	1,80	1,90	1,95	0,05	1,94	0,25	0,33	0,47	0,07	0,30	18	20	23	2,51	23
1-3,5	0,97	1,65	2,13	0,20	1,82	0,05	0,24	0,46	0,10	0,21	12	19	29	2,27	20
3,5-7	1,23	1,59	2,02	0,22	1,80	0,05	0,17	0,44	0,10	0,19	11	18	29	2,75	20
7-15	1,28	1,50	2,31	0,21	1,63	0,09	0,19	0,37	0,07	0,18	10	19	39	9,89	29
15-25	1,17	1,44	2,24	0,28	1,48	0,13	0,24	0,54	0,09	0,17	16	21	29	4,50	26
25-40	1,31	1,55	2,09	0,24	1,89	0,16	0,24	0,46	0,11	0,16	11	16	20	2,39	17
40-50	1,38	1,76	2,43	0,38	1,85	0,16	0,24	0,47	0,13	0,16	30	31	32	1,02	32

Fuente. Elaboración propia.

En cuanto al peso unitario total y el ángulo de fricción, se estableció un percentil de 80, teniendo en cuenta que los datos son bastante uniformes. Para el caso de la cohesión no drenada, siendo el parámetro más importante para el presente estudio fue necesario realizar un análisis más detallado y evaluando los datos mínimos, máximos y medios, se estableció un percentil de 50, dado que los datos varían de forma significativa. Además, conociendo las condiciones de las arcillas de Bogotá, en general dichos valores no pueden ser muy altos.

A continuación, se puede observar un análisis gráfico de los datos de cohesión no drenada (Cu), donde se visualiza gráficamente la determinación de los datos por medio del percentil 50.

Ilustración 45. Análisis gráfico de los datos de Cohesión no drenada (Cu)



Fuente. Elaboración propia.

4.2.2 Perfil estratigráfico promedio

A partir de la colección y análisis de los datos, se logró establecer un perfil promedio para las arcillas encontradas en la sabana de Bogotá. A continuación, se puede observar el perfil definido con los principales parámetros característicos.

Tabla 5. Perfil promedio arcillas de la sabana de Bogotá

MATERIAL	DE	A	ESPEJOR (m)	USCS	Wn (%)	IP	IC	Peso Unitario (γt), KN/m3	Gravedad Específica Gs	Cohesión ND - Cu (Kpa)	Cohesión (c') Kpa	Ángulo de Resistencia (ø)°
Arcilla limosa color gris oscuro, habano y oxidaciones	0,0	1,0	1,00	CL	48,00	40,89	-0,01	19,01	2,71	29,76	32,36	23,80
Arcilla limosa de color habano con oxidaciones, plasticidad alta	1,0	3,5	2,50	CH	53,10	51,68	0,27	17,84	2,75	20,59	29,32	21,16
NIVEL FREÁTICO PROM 3,5m												
Arcilla limosa de color habano y gris con oxidaciones, plasticidad alta	3,5	7,0	3,50	CH	74,62	71,49	0,37	17,64	2,74	18,63	30,11	19,18
Arcilla de color gris clara. Consistencia media a blanda. Contenido de agua alto.	7,0	15,0	8,00	CH	119,33	117,81	0,70	15,97	2,54	17,65	21,28	18,74
Arcilla con indicios de arena café (blanda)	15,0	25,0	10,00	CH	116,84	114,20	0,59	14,50	2,39	16,67	23,05	20,52
Arcilla de alta plasticidad con indicios de arena, café oscura, con presencia de materia orgánica (moderadamente firme)	25,0	40,0	15,00	CH	82,13	69,82	0,64	18,52	2,55	15,69	30,50	15,73
Arcilla con algo de arena amarilla claro (muy firme)	40,0	50,0	10,00	CH	55,75	62,68	0,44	18,13	2,56	15,69	14,71	32,00

Fuente. Elaboración propia.

De acuerdo con los datos recolectados y la clasificación resultante, se definió un perfil con arcillas en general de alta plasticidad, donde la humedad va a aumentando a medida que se adquiere profundidad hasta llegar al estrato 5 (15.0 m – 25.0 m), el cual es el que presenta mayor cantidad de agua, debido a la presencia de arenas.

En el primer estrato se encuentra arcilla limosa con presencia de oxidaciones, posiblemente por la presencia de materia orgánica. A medida que se profundiza y teniendo en cuenta que el nivel freático se encuentra a 3.5 m, se van encontrando estratos de arcilla de alta plasticidad hasta los 15.0 m de profundidad, y en el siguiente, arcilla con indicios de arena y presencia de materia orgánica a los 40,0 m y finalizar con una arcilla con algo de arena amarilla claro muy firme, hasta los 50,0 m.

Se observa que los valores del peso unitario van disminuyendo desde la superficie hasta llegar a 25.0m, desde allí y aumenta en los dos últimos estratos.

En cuanto a la resistencia de los materiales, se puede observar que los estratos superiores y que se encuentran encima del nivel freático ofrecen una resistencia superior a los que se encuentran por debajo de este, hasta llegar a los últimos estratos 6 y 7, los cuales aumentan su firmeza, debido a la presencia de arenas.

En cuanto a la cohesión no drenada, se observa que los estratos más cercanos al nivel freático corresponden con las cohesiones altas; sin embargo, los últimos estratos poseen la magnitud más baja debido a la presencia de materiales granulares como arenas.

Teniendo en cuenta las condiciones no drenadas, la cohesión en arcillas posee características independientes a la cohesión efectiva, esto debido a que no existe con certeza una relación directa. Por tanto, se observa que en condiciones no drenadas los materiales que se encuentran encima del nivel freático poseen cohesiones altas y a medida que los estratos van adquiriendo profundidad dicha cohesión disminuye secuencialmente hasta llegar a los últimos estratos, los cuales han presentado características diferentes debido a la presencia de arenas.

Teniendo en cuenta que en este estudio se contemplan excavaciones a corto plazo, se van a trabajar condiciones no drenadas para todos los materiales definidos.

4.3 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LAS EXCAVACIONES PARA EL ANÁLISIS PARAMÉTRICO

La ciudad de Bogotá se caracteriza por requerir cada día más infraestructura y para ello se diseñan edificaciones que necesitan mayor profundidad; por tanto, es claro que se deben plantear excavaciones para varias dimensiones.

En el presente documento se realizaron modelos y análisis para excavaciones de anchos de 5.0 m, 10.0 m, 15.0 m, 20.0 m, 25.0 m, 30.0 m, 35.0 m y 40.0 m con profundidades de 3.0 m, 6.0 m, 9.0 m y 12.0 m, para cada caso.

También se definió que las excavaciones se realizaran con apoyo de muros pantalla en concreto pre-excavadas, teniendo en cuenta que es un método constructivo para cimentaciones profundas muy usual en edificaciones de gran altura o que pretendan realizar sótanos de varios niveles. Es usual encontrar este tipo de estructuras en áreas urbanas que requieren realizar barreras de contención y manejo de agua subterránea. Ofrecen ventajas frente al desarrollo en grandes extensiones teniendo en cuenta que solo requieren del área efectiva de la construcción.

Es importante aclarar que las pantallas planeadas en el presente estudio no contemplan la inclusión de anclajes, debido a que los materiales sobre los que se realizarían no son los suficientemente fuertes para sostenerlos, razón por la cual en la ciudad de Bogotá no es usual encontrar pantallas ancladas, siendo más comunes las pantallas apuntaladas.

4.3.1 Pre diseño del muro

Teniendo en cuenta las metodologías descritas anteriormente Ver 3.8.3.1 Pantalla articulada o de base libre, se realizó el cálculo para los muros pantalla a utilizar en cada caso. El análisis consiste en determinar la profundidad del empotramiento de las pantallas para garantizar la estabilidad del sistema.

A continuación, se realiza el cálculo por medio de las ecuaciones planteadas, obteniendo los datos ajustados, de acuerdo con las condiciones del terreno, teniendo en cuenta que las excavaciones se realizarán en suelos no drenados y las pantallas contempladas para largo plazo. En la siguiente tabla se pueden observar los datos calculados:

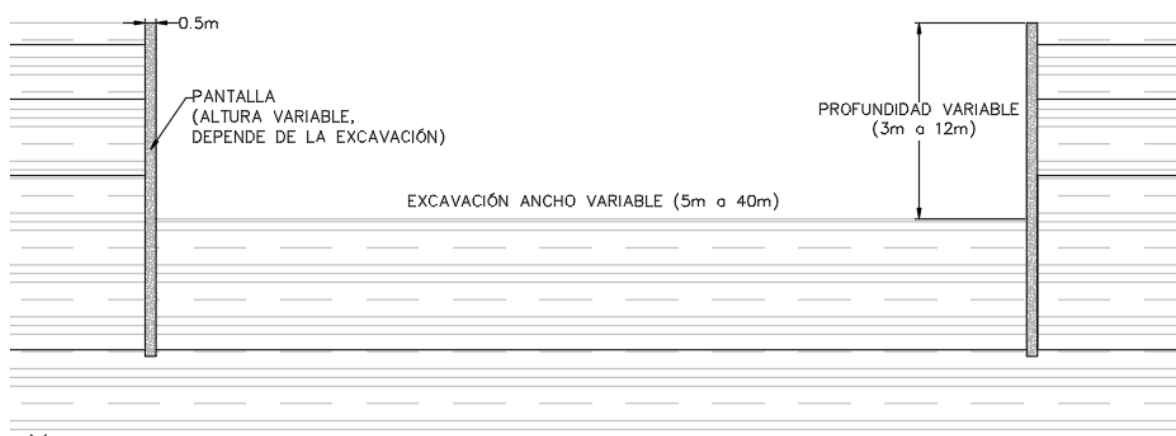
Como se puede observar, las alturas de empotramiento son aproximadamente el 70% de la altura de la excavación prevista en el modelo paramétrico

Tabla 6. Pre diseño de muros pantalla

H (m)	Peso Unitario (γt), KN/m ³	Ángulo de Fricción, (ø)°	Ka	Kp	t (m)	t (m)* 0,2	Ea (Kn)	Ep (Kn)	M max	Z max	Qmax	Z1	H Total (m)
3	17,7	19,3	0,50	1,98	2,09	0,42	115,82	81,94	163,24	3,05	65,86	1,02	5,1
6	17,1	19,3	0,50	1,99	4,18	0,84	446,86	327,30	1256,66	6,08	63,84	2,03	10,2
9	16,2	19,2	0,51	1,98	6,30	1,26	959,77	739,46	4076,13	9,21	60,08	3,09	15,3
12	16,2	19,2	0,51	1,98	8,41	1,68	1706,26	1314,60	9661,93	12,28	60,08	4,12	20,4

Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 46. Sistema estructural definido para el estudio



Fuente. Elaboración propia.

5. ANÁLISIS DETERMINISTICOS Y PROBABILISTICOS DE LA FALLA DE FONDO

En cuanto a las modelaciones, inicialmente se introdujo la información obtenida previamente (base de datos) al software *Slide* ®Rocscience el cual trabaja bajo la metodología de equilibrio límite y haciendo uso del módulo de análisis probabilístico se realizó un análisis de resistencia, teniendo como características principales del modelo las siguientes:

- Estratificación definida del ambiente lacustre de la ciudad de Bogotá.
- Presiones de agua de poros gravitacionales.
- Variables aleatorias: cohesión, ángulo de fricción y peso unitario.
- Tipo de análisis probabilístico: se lleva a cabo sobre la superficie de falla mínima global localizada mediante el análisis regular de estabilidad de taludes (determinista).

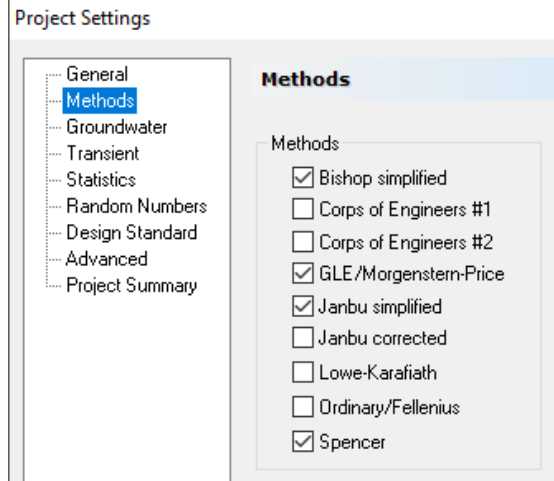
Se realizó el cálculo con los métodos: Bishop simplificado, Janbú simplificado, GLE/Morgenstern-Price y Spencer teniendo en cuenta que los dos primeros consideran el efecto de las fuerzas actuantes verticales y los dos últimos por que contemplan tanto fuerzas como momentos, con el fin de comparar los resultados de cada método y escoger el que mayores probabilidades de falla presente, para realizar el análisis.

Ilustración 47. Características de métodos utilizados (equilibrio límite)

Bishop (simplificado o modificado)	• Analiza taludes con superficie de falla circular, considerando cero las fuerzas verticales y toma en cuenta el efecto de las fuerzas en las dovelas. Determina un factor de seguridad bastante acertado mediante el proceso de iteración.
Janbú	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobre determinada ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos; sin embargo, utiliza un factor de seguridad de corrección F_0 , para tener en cuenta el posible error.
Spencer	• Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada dovela. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante, pero desconocida.
Morgenstern y Price	• asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer, con la diferencia que la inclinación del resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria.

Fuente. (Suárez, 2013). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Libro.

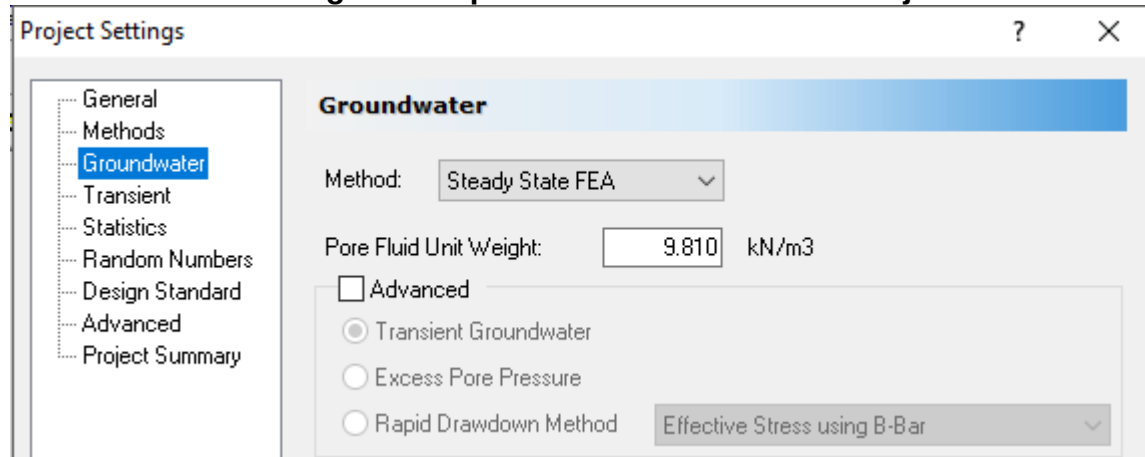
Ilustración 48. Métodos de cálculo para el análisis de estabilidad



Fuente. Elaboración propia.

Luego, se configura para realizar el análisis de las líneas de flujo por medio de la opción “Groundwater”, la cual realiza el modelo por elementos finitos, con los nodos y malla posteriormente proporcionada.

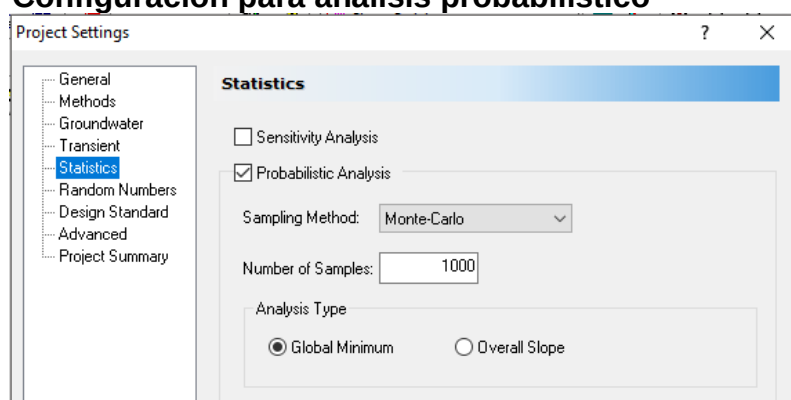
Ilustración 49. Configuración para análisis de líneas de flujo



Fuente. Elaboración propia.

Finalmente, en la opción “statistics” se selecciona el método “probabilistic analysis” y por el método de *monte carlo*, como se puede observar a continuación:

Ilustración 50. Configuración para análisis probabilístico



Fuente. Elaboración propia.

Teniendo en cuenta que el análisis probabilístico requiere la definición de valores estadísticos para cada material y propiedad, se encontró en la bibliografía del tema la tabla de valores típicos de coeficiente de variación y a partir de dichos valores calcular la desviación estándar.

El coeficiente de variación es una medida de dispersión que relaciona la desviación estándar y la media aritmética de un conjunto de datos definiendo la dispersión relativa de la muestra en estudio. Describe la cantidad de variabilidad en relación con la media, proporcionando un dato adimensional.

El coeficiente de variación se expresa:

$$CV = \frac{S}{M} \quad (\text{Ecuación 45})$$

Donde,

CV= coeficiente de variación

S= desviación estándar

M= media aritmética

Tabla 7. Valores típicos de coeficiente de variación

PARAMETRO	COEFICIENTE DE VARIACION	FUENTE
Cohesión	20-80	Hidalgo & Assis
Peso Unitario	4-8	USAGE 1994
Ángulo de fricción	7,5-10,1	USAGE 1994

Fuente. (Hidalgo & Pacheco, 2011). *Herramientas para el análisis por confiabilidad en geotecnia. Artículo.*

De acuerdo con los parámetros de los materiales objeto de estudio, se definió la siguiente tabla, en la que se pueden observar los valores de desviación estándar calculados, los cuales son ingresados posteriormente al programa *Slide* ® Rocscience.

Tabla 8. Valores calculados de desviación estándar

COHESIÓN		ÁNGULO DE FRICCIÓN		PESO UNITARIO	
Coef Var CV	Desvia. Est	Coef Var CV	Desvia. Est	Coef Var CV	Desvia. Est
40%	1,19	9%	2,10	6%	0,12
40%	0,82	9%	1,86	6%	0,11
40%	0,74	9%	1,65	6%	0,11
40%	0,71	9%	1,81	6%	0,10
40%	0,67	9%	1,38	6%	0,09
40%	0,63	9%	2,73	6%	0,11
40%	0,63	9%	2,82	6%	0,11

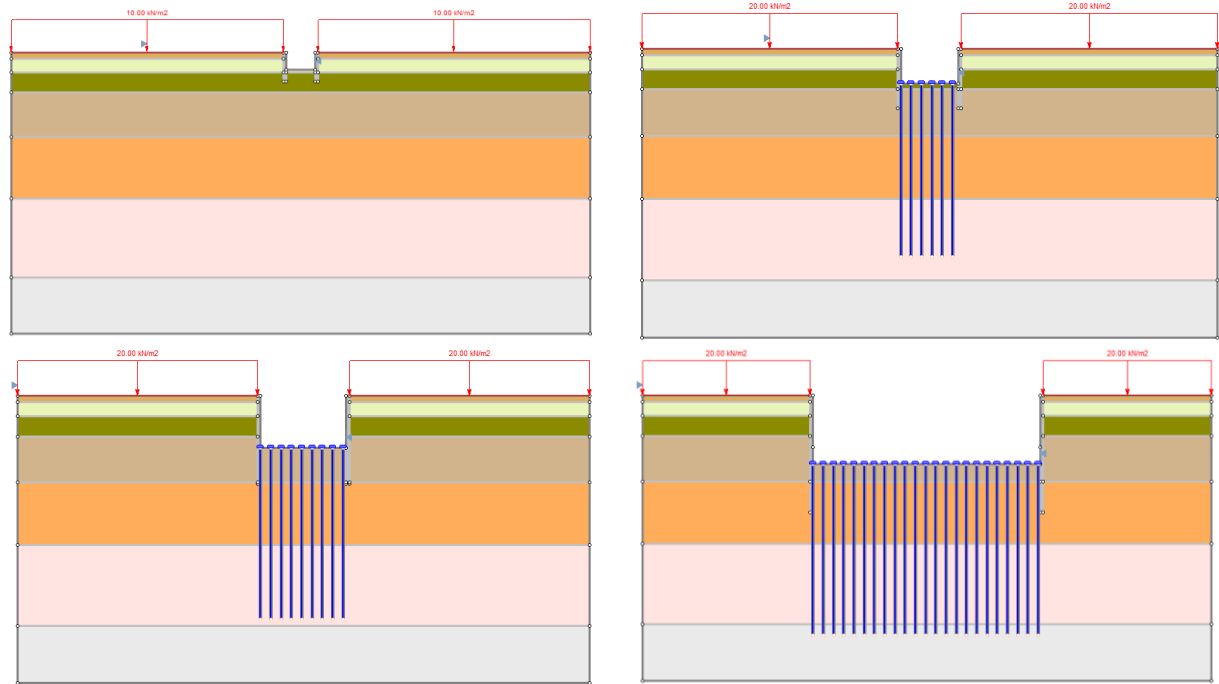
Fuente. Elaboración propia.

Los modelos se configuran de tal manera que se simula el proceso constructivo iniciando con un ancho de 5.0 m y profundidad de 3.0 m, ampliando la excavación en 5.0 m hasta llegar a 40.0 m de ancho y variando la profundidad cada 3.0 m hasta obtener 12.0 m. Adicional se imponían cargas uniformemente distribuidas de 10 kN/m² y 20 kN/m² para cada caso, simulando la cercanía de una vía o elementos adyacentes susceptibles a desplazamientos.

Para sostener las excavaciones se modeló un muro pantalla con ancho de 0.5 m. Se configuraron columnas para anchos mayores de 5.0 m, que a su vez se soportaron sobre una cimentación profunda constituida por pilotes con longitud de 30.0 m y diámetros de 0.6m, con separación entre ejes de 1.8 m.

Se generaron en total 70 modelos los cuales se pueden encontrar en los Anexos del presente documento y con los que posteriormente se realizan los análisis pertinentes.

Ilustración 51. Ejemplo modelos en *Slide* ®Rocscience



Fuente. Elaboración propia.

Teniendo en cuenta para anchos mayores a 5.0 m es necesario contar con estructuras de soporte para las vigas, se optó por incluir pilotes que sustenten dichas estructuras y así completar el modelo.

Es importante aclarar que *Slide* ®Rocscience es un software de análisis de estabilidad de Taludes en 2D (dos dimensiones) que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad; por tanto, las estructuras como columnas, puntales y vigas no se modelan en esta etapa del proyecto. El programa permite ingresar las pantallas y los pilotes, porque son elementos que inciden en el cálculo del factor de seguridad; sin embargo, los demás elementos no son representativos y este no permite modelarlos.

Se continúa ingresando las propiedades de los materiales, de acuerdo con el perfil estratigráfico promedio establecido previamente. Estas propiedades corresponden con parámetros en suelos no drenados con el fin de simular las excavaciones en su estado más real y por ende para lapsos cortos.

Ilustración 52. Propiedades de los materiales

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)
Arcilla limosa		19.01	Undrained	29.76
Arcilla limosa con oxidaciones		17.84	Undrained	20.59
Arcilla café oscura		17.64	Undrained	18.63
Arcilla café claro alta plasticidad		15.97	Undrained	17.65
Arcilla y presencia de materia org		14.5	Undrained	16.67
Arcilla con indicios de arena		18.52	Undrained	15.69
Arcilla limoarenosa gris clara		18.13	Undrained	15.69
Concreto		24	Mohr-Coulomb	200

Fuente. Elaboración propia.

En cuanto a la pantalla, se ingresan las propiedades del concreto, con el fin de simular su comportamiento frente a los demás materiales, realizando posteriormente el análisis de las líneas de flujo.

5.1 ANALISIS DE LÍNEAS DE FLUJO

A continuación, se presenta el análisis realizado teniendo en cuenta las condiciones hidráulicas del suelo. Se tomaron dos condiciones: la excavación de 5.0 m y la excavación de 40.0 m de ancho, con sus respectivas profundidades, con el fin de evaluar el comportamiento tanto en la condición inicial como en la final.

Es importante aclarar que el nivel freático se definió a 3.5m de profundidad y el modelo se constituyó a 50.0 m.

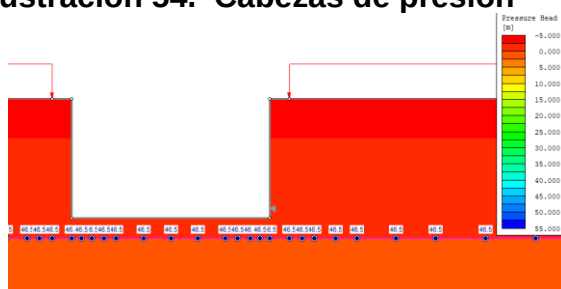
En cuanto a las propiedades hidráulicas de los materiales, se incluyó la permeabilidad saturada para cada uno, con los valores recomendados en la bibliografía existente, teniendo en cuenta que se está trabajando con arcillas.

Ilustración 53. Propiedades hidráulicas de los materiales

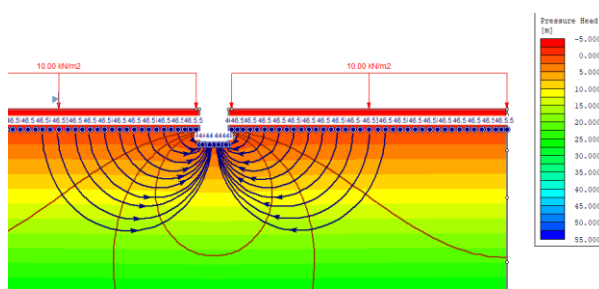
Material Name	Color	Model	KS (m/s)	K2/K1	K1 Angle	Soil Type
Arcilla limosa		Simple	1e-006	1	0	Clay
Arcilla limosa con oxidaciones		Simple	1e-006	1	0	Clay
Arcilla café oscura		Simple	1e-006	1	0	Clay
Arcilla café claro alta plasticidad		Simple	1e-006	1	0	Clay
Arcilla y presencia de materia org		Simple	1e-006	1	0	Clay
Arcilla con indicios de arena		Simple	1e-006	1	0	Clay
Arcilla limoarenosa gris clara		Simple	1e-006	1	0	Clay
Concreto		Simple	1e-020	1	0	General

Fuente. Elaboración propia.

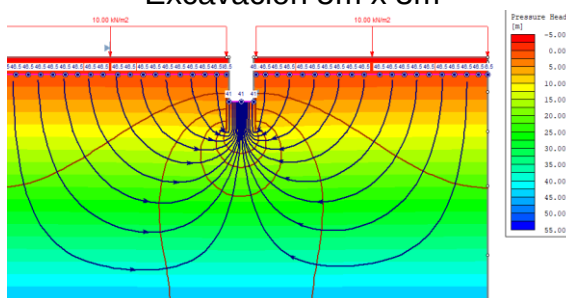
Ilustración 54. Cabezas de presión



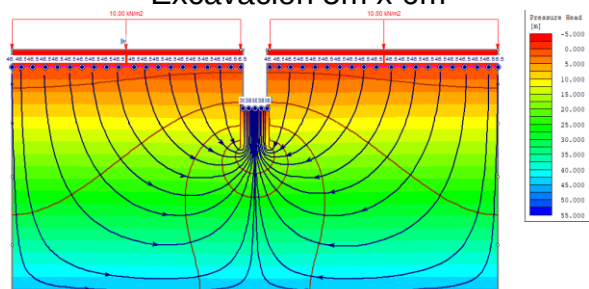
Excavación 5m x 3m



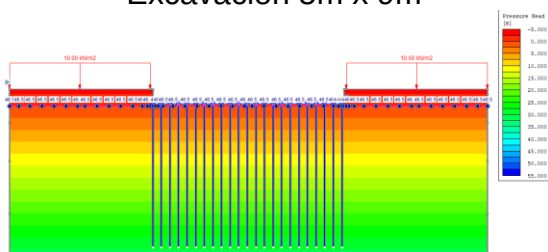
Excavación 5m x 6m



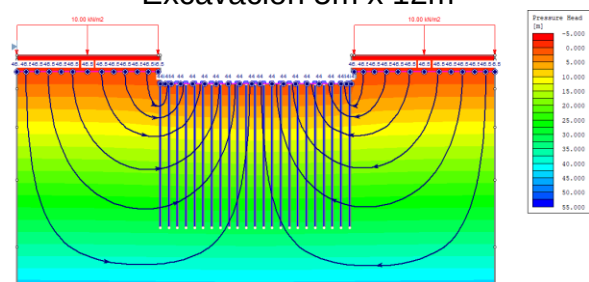
Excavación 5m x 9m



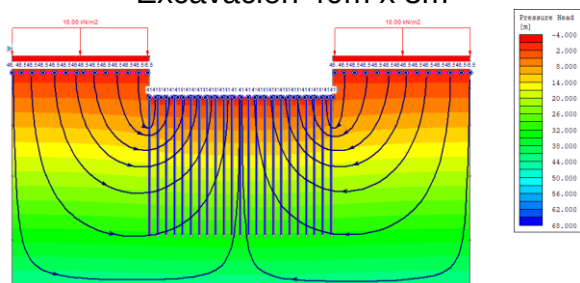
Excavación 5m x 12m



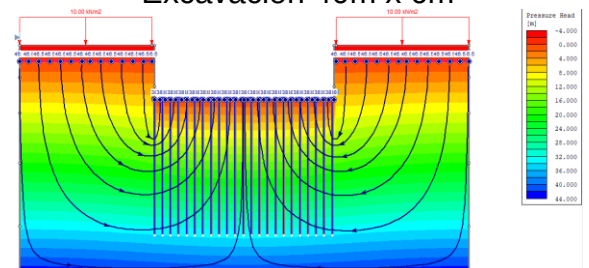
Excavación 40m x 3m



Excavación 40m x 6m



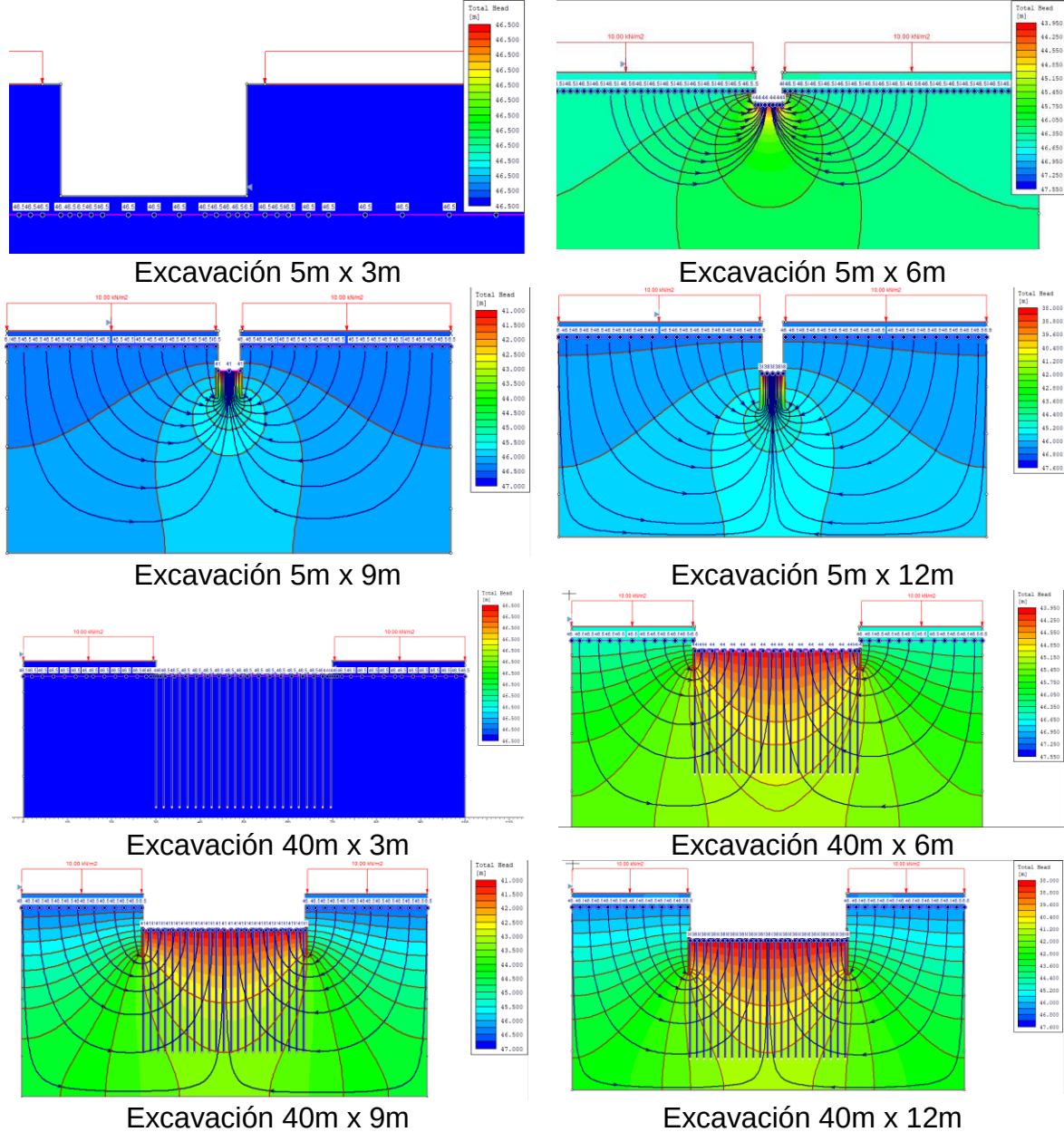
Excavación 40m x 9m



Excavación 40m x 12m

Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 55. Cabezas totales



Fuente. Elaboración propia.

Para realizar el análisis de la cabeza de presión y cabeza total se tomaron los datos en el punto más bajo de la pantalla y los resultados obtenidos para cada caso se presenta en la Tabla 9, donde se puede notar que la cabeza de presión aumenta, como se observa en los modelos y en los datos de la tabla, a medida que se avanza en profundidad la presión aumenta y más aún cuando por el ancho de la excavación es necesario la inclusión de elementos como los pilotes.

Las líneas equipotenciales reflejan que a mayor profundidad y ancho de la excavación la cabeza total va disminuyendo. Las líneas de flujo indican la dirección que el agua toma, rodeando la pantalla y buscando salida hacia la excavación.

De acuerdo con lo mencionado, resulta útil realizar el análisis de redes de flujo para comprender el efecto que tiene el incluir las condiciones hidráulicas al modelo y así considerar opciones en cuanto al manejo del agua en la construcción, ya que es un elemento que aporta esfuerzos a los materiales del suelo y a las estructuras de contención.

Tabla 9. Cabeza de presión y total según redes de flujo

EXCAVACIÓN	X	Y Cabeza de Posición, Z (m)	Cabeza Total, PT (m)	Cabeza de Presión, uw (kN/m ²)
5 x 3	47,00	44,90	46,50	1,60
	47,50	44,90	46,50	1,60
5 x 6	47,00	39,80	45,45	5,65
	47,50	39,80	45,40	5,59
5 x 9	47,00	34,70	45,15	10,45
	47,50	34,70	44,65	10,22
5 x 12	47,00	29,60	44,54	14,94
	47,50	29,60	43,94	14,34
40 x 3	29,50	44,90	46,50	1,60
	30,00	44,90	46,50	0,80
40 x 6	29,50	39,80	45,31	5,51
	30,00	39,80	45,01	5,21
40 x 9	29,50	34,70	43,74	9,04
	29,75	34,70	43,44	8,43
40 x 12	29,50	29,60	42,06	12,46
	30,00	29,60	41,32	11,72

Fuente. Elaboración propia.

5.2 FACTOR DE SEGURIDAD

Con el fin de establecer el factor de seguridad y evaluar la probabilidad de ocurrencia de la falla de fondo se realizaron las simulaciones de tal manera que se obtuvieran los resultados tanto por el método determinístico como probabilístico, como se indicó al inicio el capítulo.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de las modelaciones considerando cargas uniformemente distribuidas de 10.0 kN/m² y 20.0 kN/m², simulando el aporte que proporcionarían las vías y construcciones aledañas a la excavación.

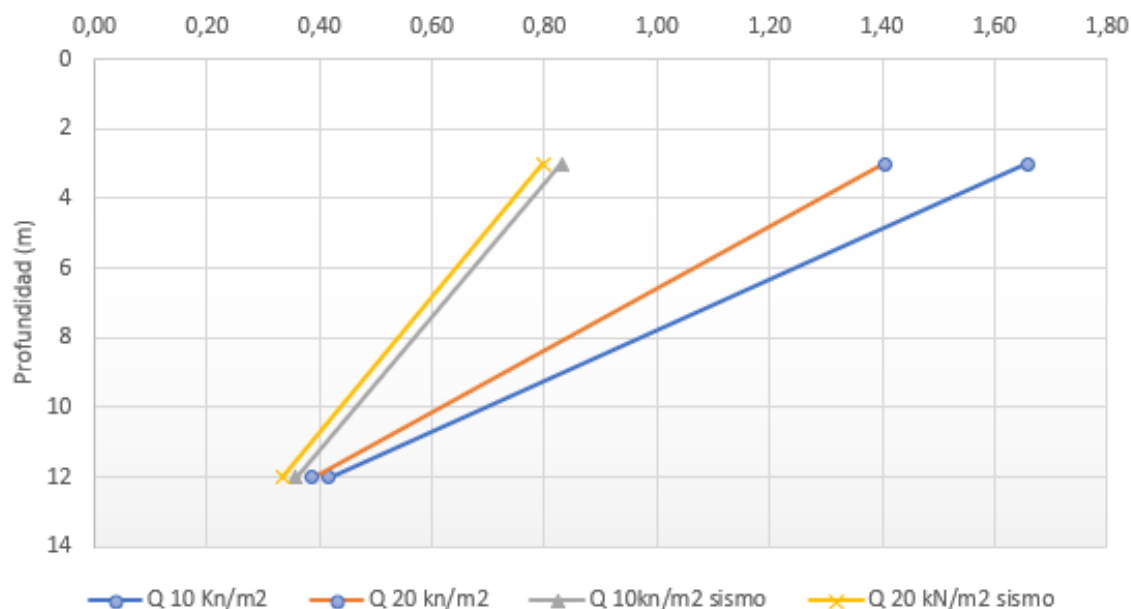
Es importante aclarar que para este estudio solo se tuvieron en cuenta condiciones estáticas; sin embargo, se realizaron simulaciones en condiciones pseudoestáticas para el caso inicial (excavación de 5.0 m y profundidad de 3.0 m) y el caso final (excavación de 40.0 m y profundidad de 12.0 m), verificando que las diferencias son representativas como se puede observar en la fila color rojo de la Tabla 10.

Tabla 10. Comparación de datos incluyendo carga sísmica

B (m)	H (m)	q (kN/m ²)	Bishop Simplificado		Janbú Simplificado		Spencer		Morgenstern-Price	
			FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %
5	3	10	1,66	0,0	1,68	0,0	1,66	0,0	1,66	0,0
5	3	10	0,83	100	0,70	100	0,83	100	0,83	100
40	12	10	0,42	100	0,44	100	0,43	100	0,42	100
40	12	10	0,36	100	0,36	100	0,36	100	0,36	100
5	3	20	1,41	0,0	1,39	0,0	1,40	0,0	1,40	0,0
5	3	20	0,80	100	0,67	100	0,80	100	0,80	100
40	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100
40	12	20	0,33	100	0,34	100	0,33	100	0,33	100

Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 56. Resultados Factor de seguridad sin sismo vs con sismo



Fuente. Elaboración propia.

De acuerdo con lo observado y como era de esperarse, incluyendo carga de sismo los factores de seguridad disminuyen drásticamente. Sin sismo los factores de seguridad para profundidades de 3.0 m se encuentran entre los rangos admisibles, mayores a 1.40, pero con sismo baja a menos de 0.80 y la probabilidad de falla de 100%. En los casos de profundidades 12.0 m, las diferencias no son tan marcadas, como se observa en la Ilustración 56. Resultados Factor de seguridad sin sismo vs con sismo, pero igualmente se observa que los factores de seguridad bajan respecto a los datos donde no se considera sismo. De acuerdo con lo anterior, se hace necesario realizar un estudio complementario al presente, incluyendo las cargas de sismo con el fin de evaluar su incidencia.

En cuanto a los resultados obtenidos en las modelaciones, en la Tabla 11 se observa como disminuyen los factores de seguridad a medida que se profundiza la excavación y también por efecto de las cargas, lo cual es de esperarse debido a los esfuerzos que se generan a medida que se adquiere profundidad y se aumentan las cargas asociadas a los elementos cercanos.

Tabla 11. Resultados para el factor de seguridad y probabilidad de falla

B (m)	H (m)	q (kN/m ²)	Bishop Simplified		Janbú Simplified		Spencer		Morgenstern- Price	
			FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %
5	3	10	1,66	0,0	1,68	0,0	1,66	0,0	1,66	0,0
10	3	10	2,33	0,0	2,26	0,0	2,32	0,0	2,33	0,0
15	3	10	2,34	0,0	2,30	0,0	2,34	0,0	2,34	0,0
20	3	10	2,31	0,0	2,25	0,0	2,31	0,0	2,31	0,0
25	3	10	2,30	0,0	2,25	0,0	2,30	0,0	2,30	0,0
30	3	10	2,30	0,0	2,25	0,0	2,30	0,0	2,30	0,0
35	3	10	2,31	0,0	2,25	0,0	2,31	0,0	2,31	0,0
40	3	10	2,38	0,0	2,36	0,0	2,37	0,0	2,37	0,0
5	6	10	0,96	99,7	0,97	97,1	0,96	99,0	0,96	99,0
10	6	10	0,96	99,0	0,98	95,3	0,98	93,2	0,98	93,4
15	6	10	0,96	99,2	0,97	95,8	0,97	99,1	0,97	98,3
20	6	10	0,96	99,2	0,97	97,0	0,96	99,3	0,97	98,8
25	6	10	0,96	99,2	0,98	97,7	0,98	99,3	0,98	98,9
30	6	10	0,96	99,2	0,97	98,2	0,97	99,5	0,97	98,9
35	6	10	0,97	99,9	0,98	98,3	0,98	99,6	0,98	98,9
40	6	10	0,98	99,9	0,99	99,0	0,99	99,7	0,99	99,2
5	9	10	0,58	100,0	0,60	100,0	0,59	100,0	0,59	100
10	9	10	0,59	100	0,60	100	0,59	100	0,59	100
15	9	10	0,59	100	0,61	100	0,65	100	0,63	100
20	9	10	0,59	100	0,61	100	0,61	100	0,60	100

B (m)	H (m)	q (kN/m ²)	Bishop Simplified		Janbú Simplified		Spencer		Morgenstern- Price	
			FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %
25	9	10	0,59	100	0,60	100	0,59	100	0,59	100
30	9	10	0,59	100	0,60	100	0,59	100	0,61	100
35	9	10	0,58	100	0,60	100	0,59	100	0,59	100
40	9	10	0,59	100	0,60	100	0,59	100	0,59	100
5	12	10	0,42	100	0,43	100	0,42	100	0,42	100
10	12	10	0,42	100	0,43	100	0,42	100	0,41	100
15	12	10	0,42	100	0,44	100	0,43	100	0,42	100
20	12	10	0,42	100	0,43	100	0,42	100	0,41	100
25	12	10	0,42	100	0,44	100	0,43	100	0,42	100
30	12	10	0,42	100	0,44	100	0,43	100	0,42	100
35	12	10	0,42	100	0,44	100	0,43	100	0,42	100
40	12	10	0,42	100	0,44	100	0,43	100	0,42	100
5	3	20	1,41	0,0	1,39	0,0	1,40	0,0	1,40	0,0
10	3	20	1,89	0,0	1,81	0,0	1,89	0,0	1,89	0,0
15	3	20	1,88	0,0	1,84	0,0	1,88	0,0	1,88	0,0
20	3	20	1,88	0,0	1,80	0,0	1,88	0,0	1,87	0,0
25	3	20	1,88	0,0	1,80	0,0	1,88	0,0	1,87	0,0
30	3	20	1,89	0,0	1,81	0,0	1,89	0,0	1,89	0,0
35	3	20	1,87	0,0	1,80	0,0	1,87	0,0	1,87	0,0
40	3	20	1,87	0,0	1,80	0,0	1,87	0,0	1,87	0,0
5	6	20	0,84	100	0,84	100	0,84	100	0,84	100
10	6	20	0,85	100	0,86	100	0,85	100	0,85	100
15	6	20	0,85	100	0,85	100	0,85	100	0,85	100
20	6	20	0,85	100	0,85	100	0,84	100	0,84	100
25	6	20	0,85	100	0,85	100	0,85	100	0,85	100
30	6	20	0,85	100	0,85	100	0,84	100	0,84	100
35	6	20	0,86	100	0,86	100	0,86	100	0,85	100
40	6	20	0,86	100	0,86	100	0,86	100	0,86	100
5	9	20	0,53	100	0,54	100	0,53	100	0,53	100
10	9	20	0,51	100	0,54	100	0,53	100	0,53	100
15	9	20	0,54	100	0,56	100	0,56	100	0,56	100
20	9	20	0,54	100	0,55	100	0,55	100	0,55	100
25	9	20	0,53	100	0,54	100	0,54	100	0,54	100
30	9	20	0,53	100	0,54	100	0,54	100	0,54	100
35	9	20	0,53	100	0,54	100	0,54	100	0,54	100
40	9	20	0,54	100	0,54	100	0,54	100	0,54	100
5	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100

B (m)	H (m)	q (kN/m ²)	Bishop Simplified		Janbú Simplified		Spencer		Morgenstern- Price	
			FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %	FS	PF %
10	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100
15	12	20	0,39	100	0,41	100	0,41	100	0,40	100
20	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100
25	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100
30	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100
35	12	20	0,39	100	0,40	100	0,40	100	0,39	100
40	12	20	0,39	100	0,40	100	0,39	100	0,39	100

Fuente. Elaboración propia.

En el Anexo-2019julymartinezbrauliopaez2, se pueden consultar todos los modelos realizados y posteriormente interpretados

5.3 TEORÍA DE LA PROBABILIDAD

La teoría de la probabilidad es un modelo matemático adecuado, que establece un conjunto de reglas o principios aplicable a la descripción e interpretación de fenómenos aleatorios, es decir, es el conjunto de técnicas que nos permite asignar un número a la posibilidad de que un evento ocurra.

Los fenómenos aleatorios se diferencian de los fenómenos deterministas, los cuales son resultados únicos y/o previsible de experimentos realizados bajo las mismas condiciones explícitas. Los fenómenos aleatorios, son el resultado de experimentos realizados bajo las mismas condiciones explícitas, pero como resultado poseen un conjunto de alternativas.

Un experimento aleatorio es aquel en que no podemos predecir el resultado preciso, pero es posible decidir qué tan probable es un resultado determinado.

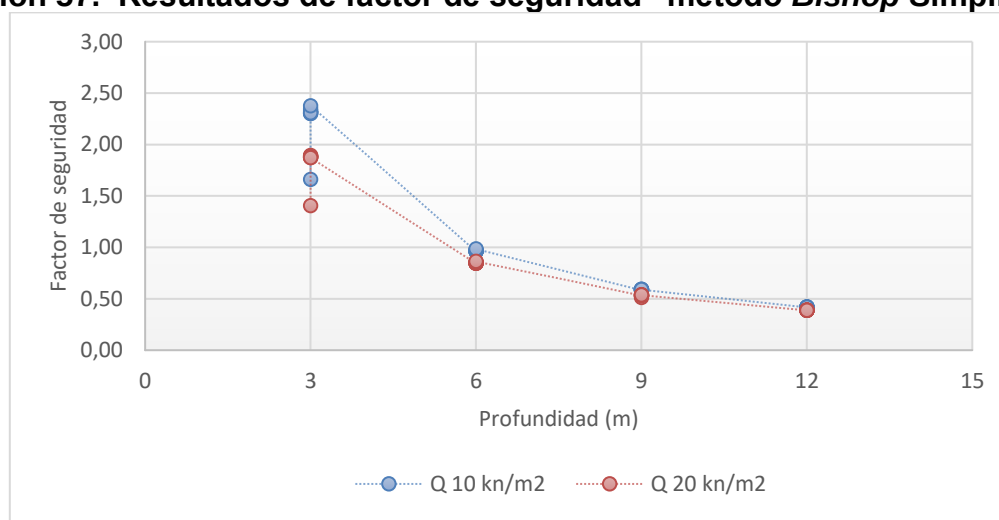
La probabilidad generalmente se expresa en porcentaje (%) entre 0 y 100 lo que nos indica en cuantas ocasiones, de medida, ocurrirá un suceso cada 100 veces.

Teniendo en cuenta lo descrito anteriormente, se concluye que la teoría de la probabilidad se encarga de estudiar qué número debemos asignar entre 0 y 1 a un determinado suceso, con el fin de cuantificar dichos resultados y saber si un suceso es más probable que otro.

Para el presente caso de estudio, se analiza la probabilidad de falla, la cual también aumenta significativamente a medida que se adquiere profundidad, ya que para excavaciones de 5.0 m la probabilidad de falla es 0.0 %, pero en excavaciones de 6.0 m con cargas de 10 kN/m² aumenta a más del 90.0%. Para el caso de 6.0 m de profundidad con carga de 20 kN/m² y profundidades de 9.0 m y 12.0m con ambas cargas, aumenta a 100 %, en todos los casos.

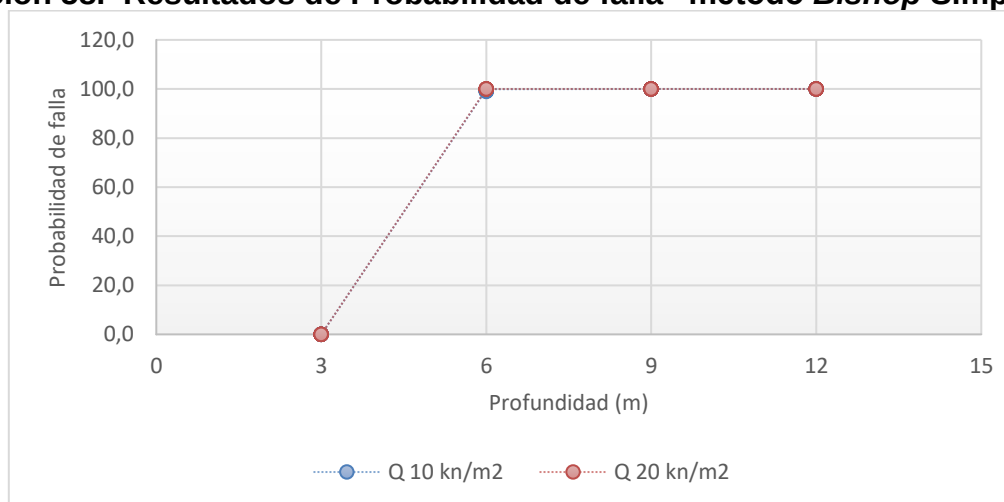
A continuación, se pueden observar las gráficas que representan los resultados de acuerdo con cada modelo.

Ilustración 57. Resultados de factor de seguridad “método *Bishop Simplified*”



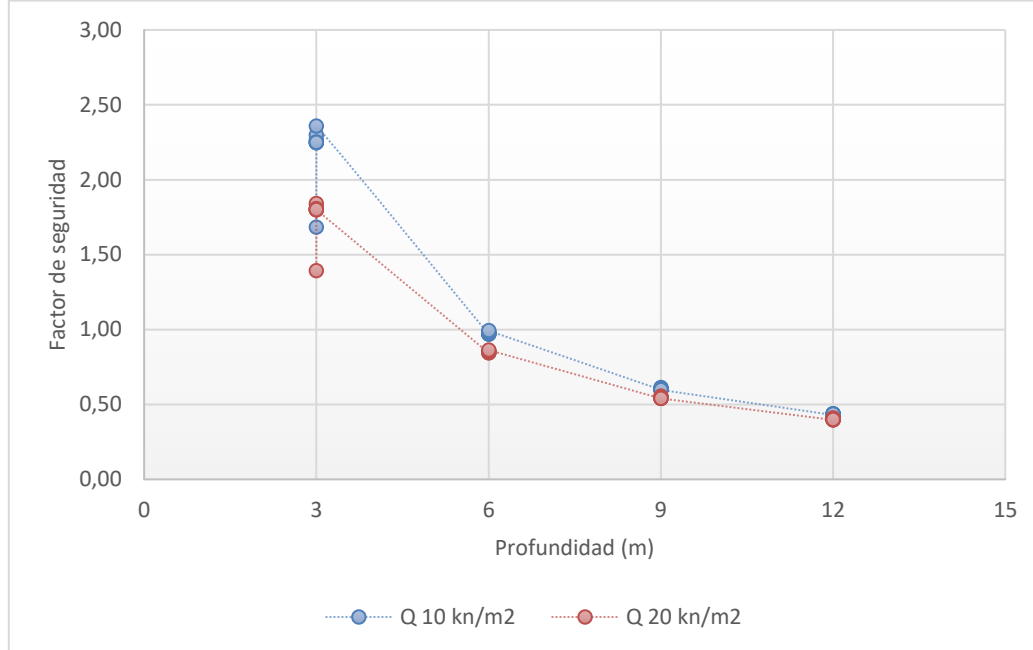
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 58. Resultados de Probabilidad de falla “método *Bishop Simplified*”



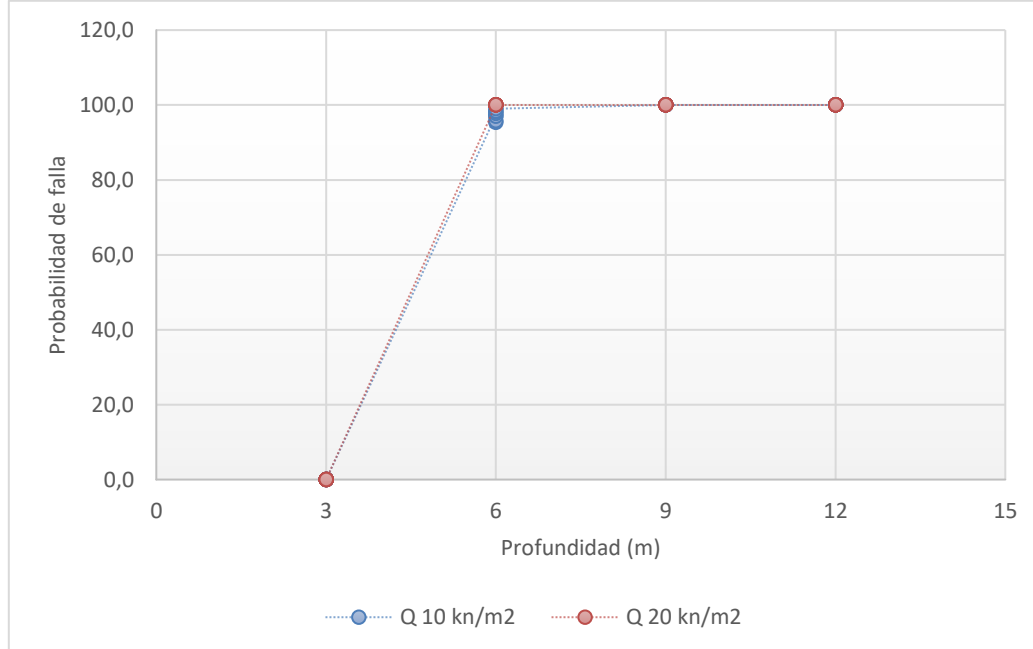
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 59. Resultados de factor de seguridad “método *Janbú Simplified*”



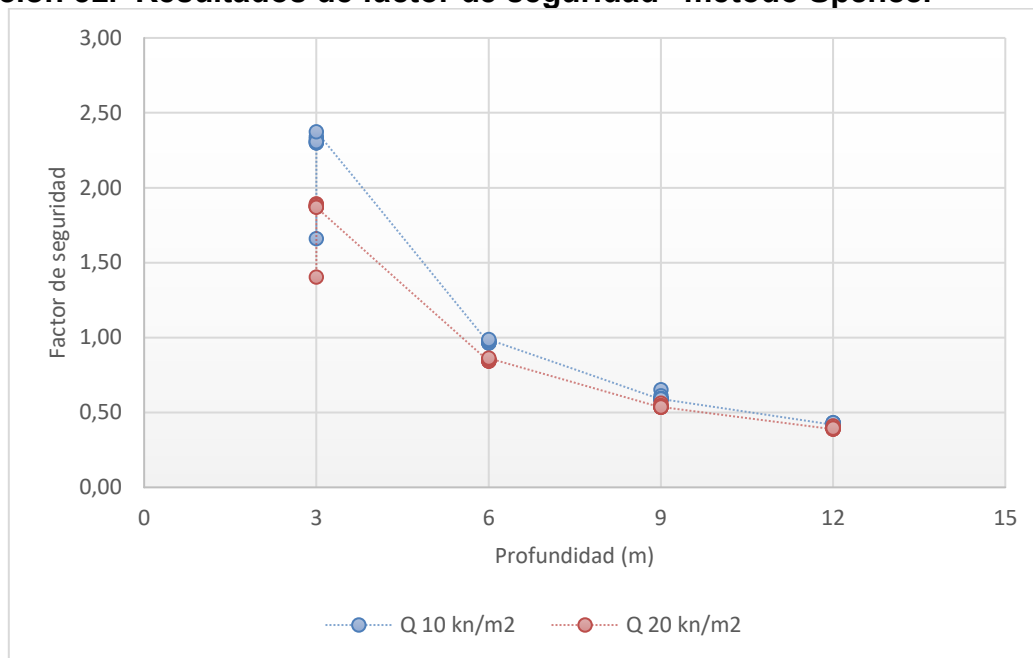
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 60. Resultados de Probabilidad de falla “método *Janbú Simplified*”



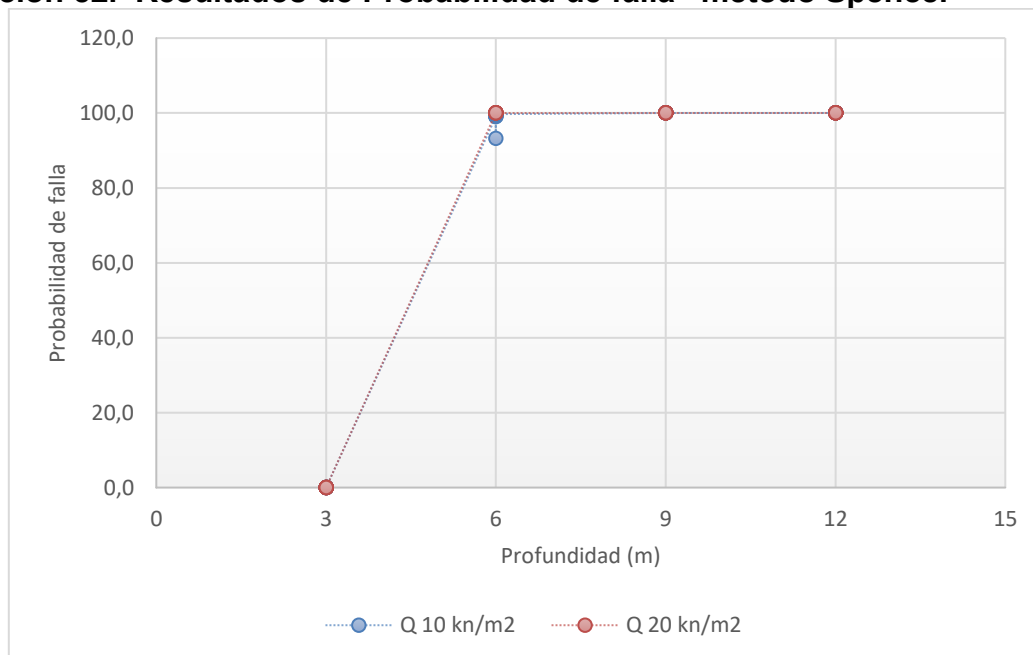
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 61. Resultados de factor de seguridad “método Spencer”



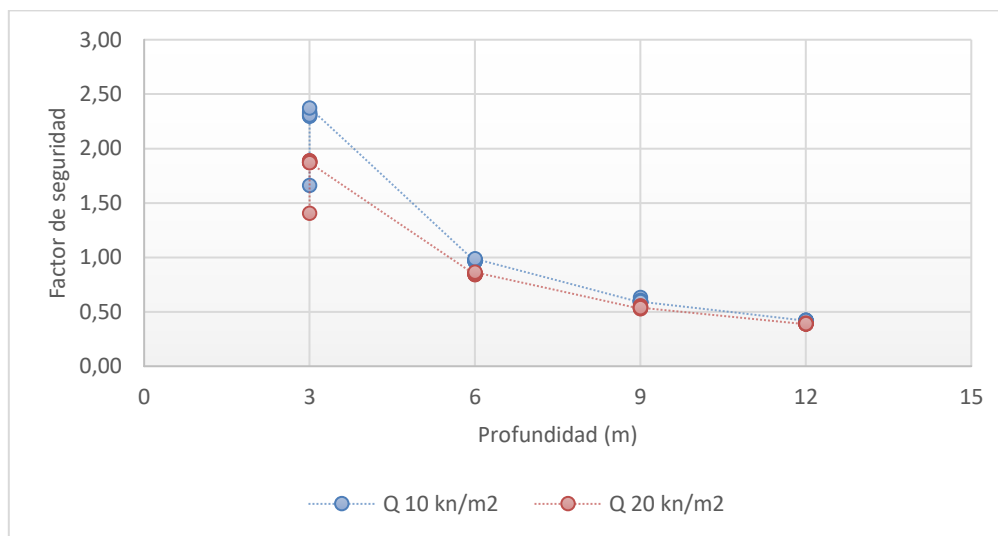
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 62. Resultados de Probabilidad de falla “método Spencer”



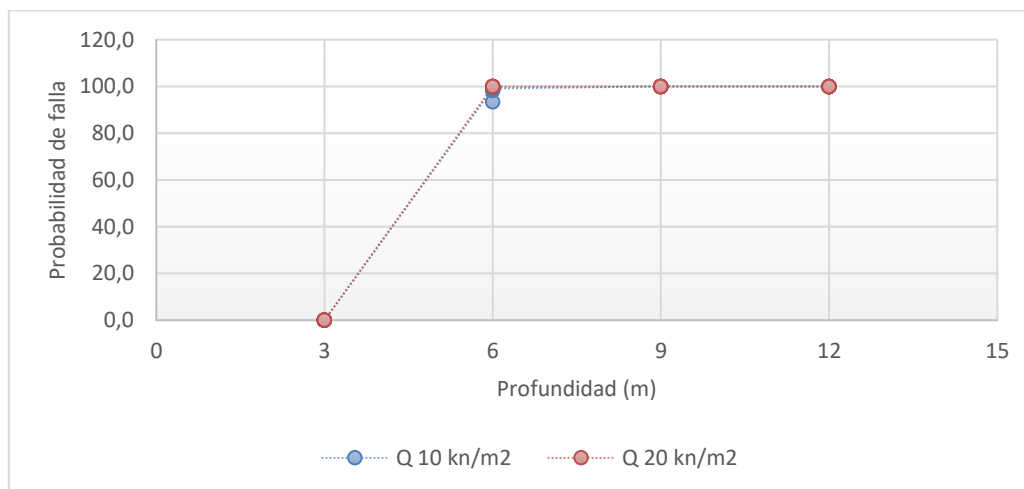
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 63. Resultados de factor de seguridad “método *GLE/Morgenstern-Price*”



Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 64. Resultados de Probabilidad de falla “método *GLE/Morgenstern-Price*”



Fuente. Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que los datos por los cuatro modelos son similares; por tanto, se opta por realizar el análisis con *GLE/Morgenstern-Price*, debido que este trabaja fuerzas y momentos actuantes, considerándolo así el más completo. En la Tabla 11 y las imágenes se puede observar que los factores de seguridad para las excavaciones de anchos de 5.0 m son inferiores a las de los demás anchos, debido a que en estos anchos no se manejan pilotes, los cuales aportan estabilidad al sistema.

6. ANÁLISIS PROBABILISTICO Y DESPLAZAMIENTOS ESPERADOS EN SUPERFICIE

6.1 MODELOS CONSTITUTIVOS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

Conjunto de ecuaciones que describen el comportamiento de un material en términos de relaciones empíricas, semiempíricas y, en lo posible, teóricas. Los modelos constitutivos están expresados generalmente en forma de ecuaciones diferenciales de manera que los incrementos infinitesimales en un elemento dado están asociados con incrementos infinitesimales en un elemento asociado.

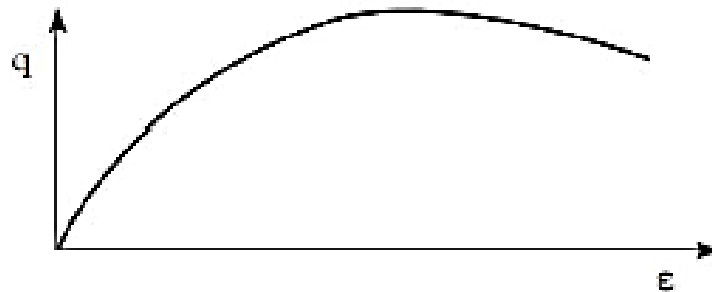
Un modelo constitutivo ideal sería aquel que reuniera características mecánicas y características físico-químicas del suelo y que estuviera por tanto basado el modelo con estas características. Por ahora los modelos se basan en modelos de carácter mecánico, es decir modelos en base al comportamiento macroscópico del material.

Actualmente es beneficioso emplear modelos constitutivos sencillos, que utilicen pocos parámetros y que su tiempo de cómputo sea prudente, teniendo en cuenta que estarán restringidos a cierta clase de materiales.

La gran mayoría de los modelos constitutivos que han sido desarrollados para simular el comportamiento de los suelos están basados en la teoría de la plasticidad, para el presente estudio se empleara el modelo plástico de Mohr–Coulomb teniendo en cuenta que a través de una serie numerosa de ensayos triaxiales y utilizando diferentes tipos de suelo, se ha logrado observar que la superficie de falla real para los suelos no difiere mucho de la considerada por la teoría de Mohr–Coulomb.

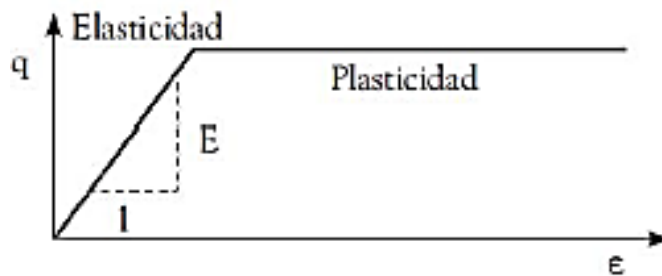
- Modelo de Mohr – Coulomb. Modelo elastoplástico, el cual es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo, que relaciona la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr – Coulomb, en la que se puede simular el comportamiento de los suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados en dos etapas (un modelo elástico y un modelo plástico). Este modelo ignora los efectos del esfuerzo principal intermedio, lo cual es inconsistente con resultados experimentales. Además, muestra predicciones conservadoras de la resistencia cortante del suelo y no es conveniente su uso en aplicaciones tridimensionales. El modelo no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, únicamente involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles, tal como se muestra en la ilustración 69. (Nieto, Camacho, & Ruiz, 2009).

Ilustración 65. Respuesta experimental del suelo en ensayos de compresión triaxial.



Fuente. (Nieto, Camacho, & Ruiz, 2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplástico Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Documento.

Ilustración 66. Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr – Coulomb)



Fuente. (Nieto, Camacho, & Ruiz, 2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplástico Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Documento.

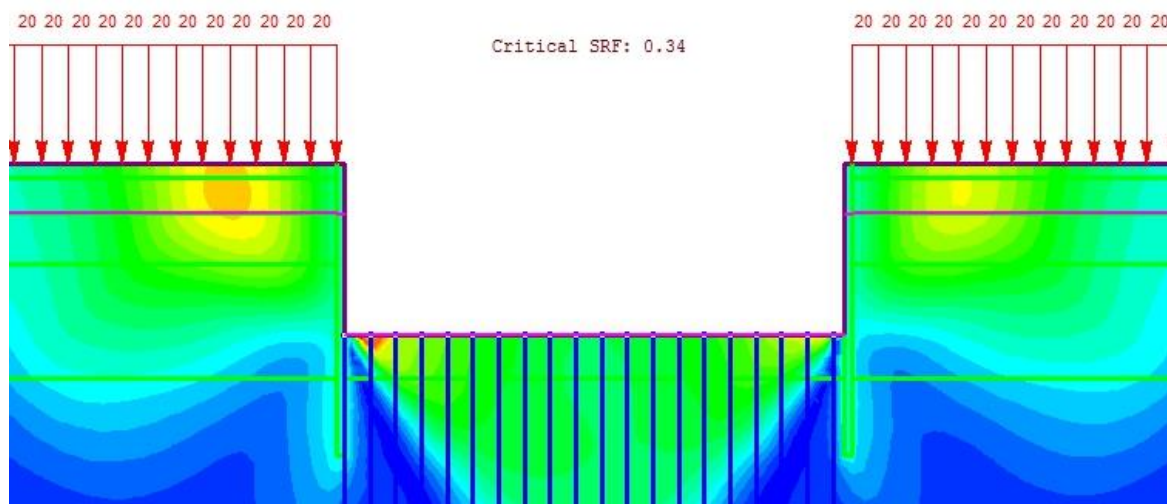
- Método de Elementos Finitos. Es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy complejas, se utiliza en diversos problemas de ingeniería y física.

El análisis de los elementos finitos se programa computacionalmente para calcular el campo de desplazamiento y, posteriormente a través de relaciones cinemáticas y constitutivas las deformaciones y tensiones respectivamente. Este método no proporciona la solución “exacta” a un problema dado, si no que posibilita obtener una solución aproximada, permitiendo que el criterio profesional, pueda ser suficiente para resolver un problema práctico.

Una de sus propiedades más importantes es la convergencia, si se consideran particiones de elementos finitos sucesivamente más finas, la solución numérica calculada converge rápidamente hacia la solución exacta del sistema de ecuaciones.

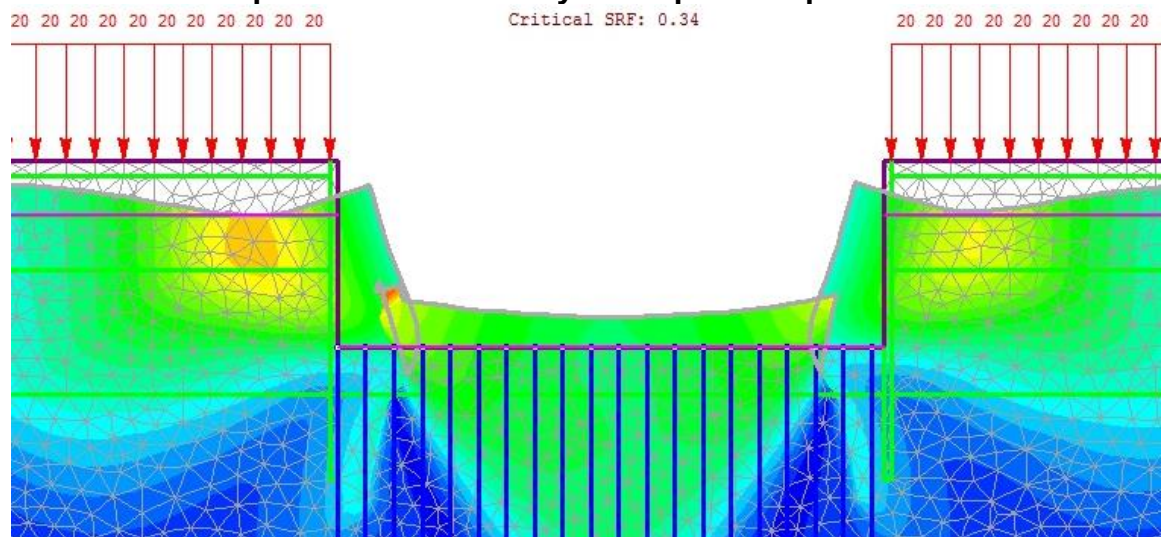
La metodología de elementos finitos se empleará mediante la simulación de escenarios para la predicción de desplazamientos verticales y la posible afectación de la infraestructura vial con la ayuda del *software* Phase2, de la casa Rocscience.

Ilustración 67. Interpretación del modelo para desplazamiento vertical.



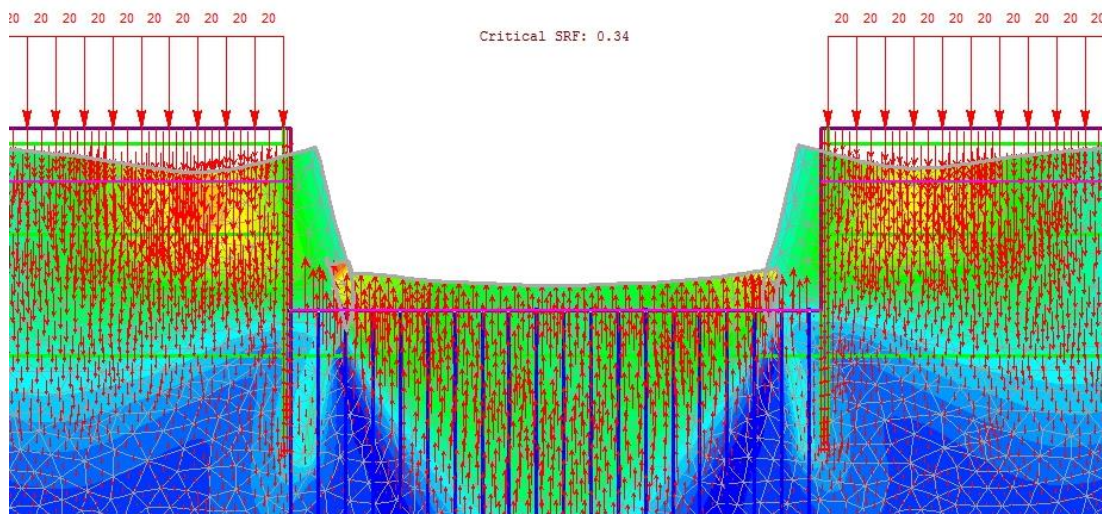
Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 68. Interpretación de nodos y malla para desplazamiento vertical



Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 69. Estimación de desplazamientos verticales por el método de elementos finitos con el software Phase 2.

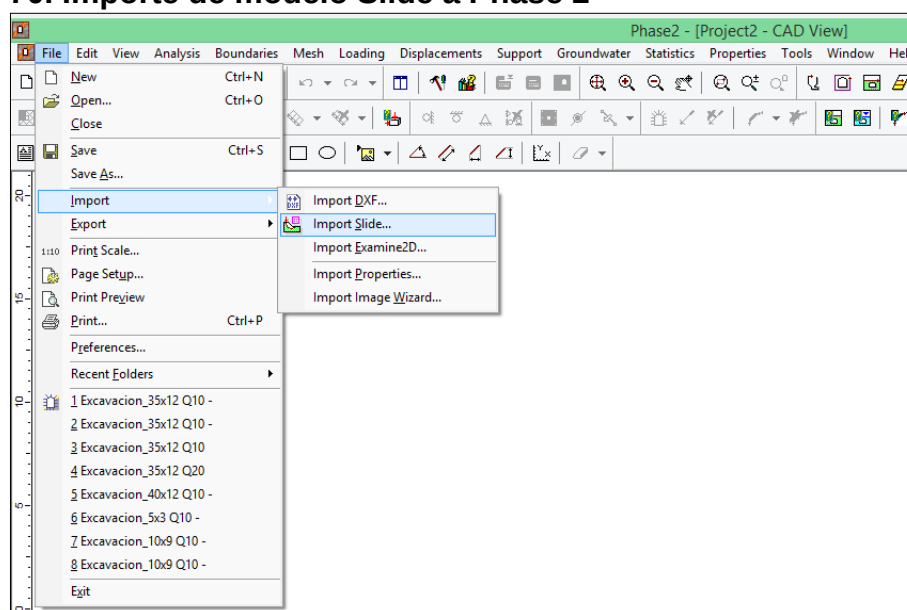


Fuente. Elaboración propia.

Para la elaboración de los modelos en el software Phase 2 se realiza el siguiente procedimiento.

Se importa el modelo creado en el software Slide, el cual ya tiene todos los parámetros geométricos y de soportes definidos.

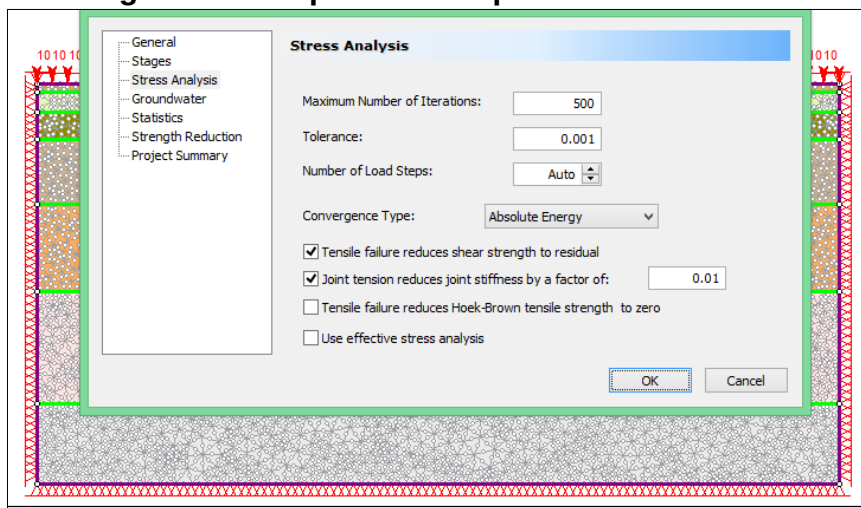
Ilustración 70. Importe de modelo Slide a Phase 2



Fuente. Elaboración propia.

A continuación, se realiza la configuración de los parámetros con que el software realizara los análisis y respectivos cálculos.

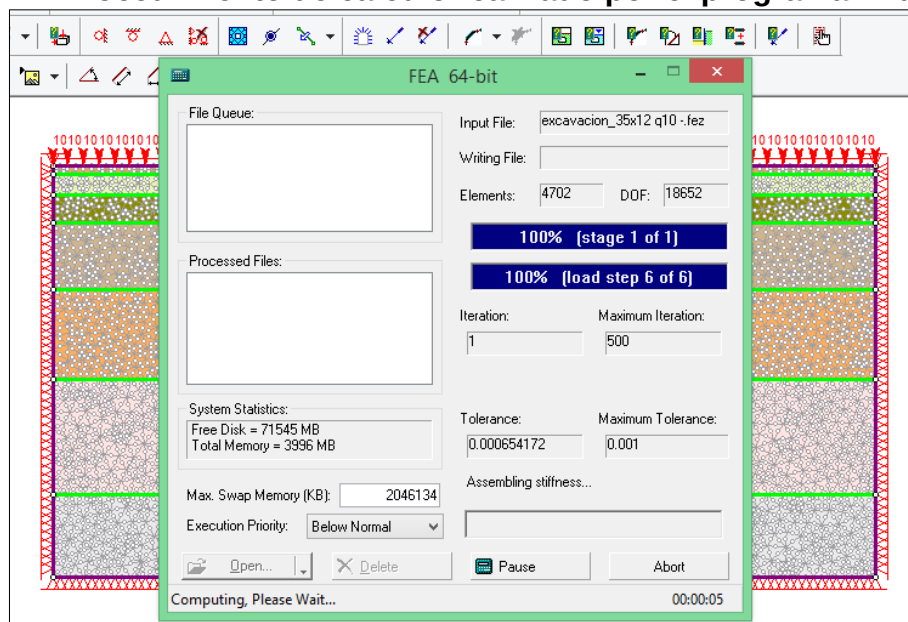
Ilustración 71. Configuración de parámetros para el análisis del modelo.



Fuente. Elaboración propia.

Posteriormente se procede a ejecutar le análisis del modelo importado por parte del software Phase 2.

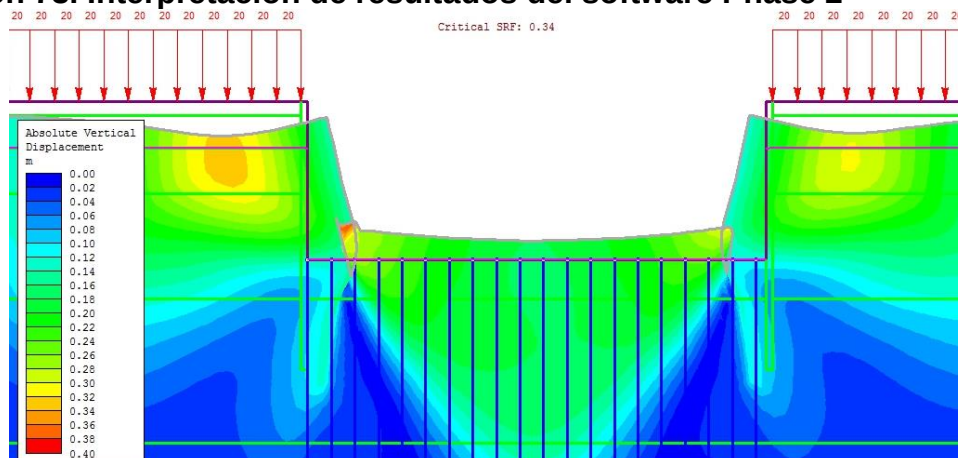
Ilustración 72. Procedimiento de cálculo realizado por el programa Phase 2.



Fuente. Elaboración propia.

Finalmente se realiza la interpretación del desplazamiento vertical absoluto (asentamiento).

Ilustración 73. Interpretación de resultados del software Phase 2



Fuente. Elaboración propia.

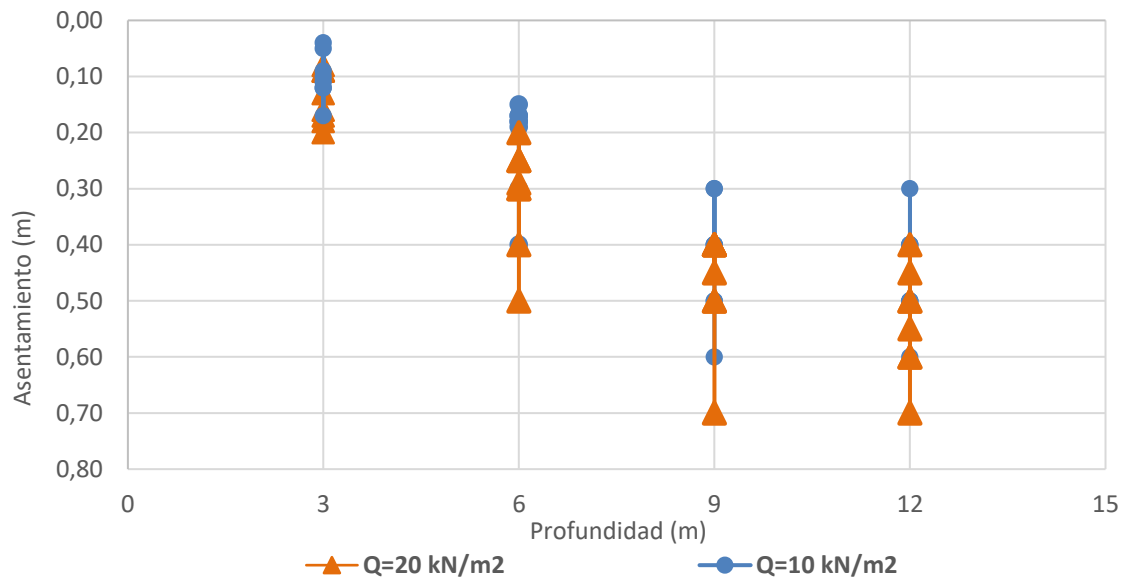
Tabla 12. Desplazamientos Verticales calculados con software Phase 2 teniendo en cuenta las cargas de 10 kN/m² y 20 kN/m²

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES			
GEOMETRIA (m)		ASENTAMIENTO (m)	
ANCHO	PROFUNDIDAD	Q=10 kN/m2	Q=20 kN/m2
5	3	0,12	0,13
	6	0,40	0,50
	9	0,60	0,70
	12	0,60	0,70
10	3	0,09	0,09
	6	0,15	0,20
	9	0,50	0,50
	12	0,50	0,60
15	3	0,04	0,08
	6	0,17	0,25
	9	0,50	0,50
	12	0,50	0,60
20	3	0,11	0,17
	6	0,17	0,30
	9	0,40	0,40
	12	0,50	0,55
25	3	0,05	0,09
	6	0,19	0,25
	9	0,40	0,40

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES			
GEOMETRIA (m)		ASENTAMIENTO (m)	
ANCHO	PROFUNDIDAD	Q=10 kN/m ²	Q=20 kN/m ²
30	12	0,40	0,50
	3	0,12	0,20
	6	0,18	0,29
	9	0,30	0,40
	12	0,40	0,50
35	3	0,17	0,18
	6	0,18	0,30
	9	0,30	0,40
	12	0,30	0,40
40	3	0,10	0,16
	6	0,30	0,40
	9	0,40	0,45
	12	0,40	0,45

Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 74. Gráfica de análisis de Profundidad Vs. Asentamiento



Fuente. Elaboración propia.

En el Anexo-2019julymartinezbrauliopaez5 se presentan los resultados de la interpretación para el desplazamiento vertical (asentamiento)

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA

7.1 ANALISIS DETERMINISTICO DE LA FALLA DE FONDO

El análisis de falla de fondo se realizó por medio del método de equilibrio límite, el cual proporciona el factor de seguridad y la superficie de falla que se presenta con las condiciones y parámetros establecidos. Se efectuaron las simulaciones con los métodos Bishop simplificado, Janbú simplificado, Spencer y Morgenstern -Price; sin embargo, dados los resultados obtenidos, se optó por realizar el análisis solo con el método de Morgenstern -Price, ya que este proporciona datos incluyendo fuerzas y momentos, además de ser congruentes y esperados de acuerdo con la realidad presentada en los suelos blandos de Bogotá.

Las simulaciones realizadas para el presente estudio contemplan cargas uniformemente distribuidas de 10.0 kN/m² y 20.0 kN/m², que representan los elementos cercanos a la excavación, ya sean vías o construcciones. No se tuvo en cuenta la carga asociada a sismo, ya que en primera instancia y para esta primera etapa de investigación no se requiere contemplarla; sin embargo, se realizaron modelos para la excavación más pequeña de 5.0 m de ancho y 3.0m de profundidad y para la más grande de 40.0 m de ancho y 12.0 m de profundidad, encontrando que los factores de seguridad disminuyen de manera significativa. Por tanto, se sugiere realizar una próxima etapa al estudio incluyendo la carga sísmica y comparar con los valores aquí presentados, con el fin de evaluar su incidencia.

Para el análisis también se tuvieron en cuenta las condiciones hidráulicas del suelo, determinando en el perfil promedio el nivel freático a -3.5m y con esto realizando un análisis de líneas de flujo que arrojó como resultado que las presiones aumentan a medida que la excavación se profundiza y las cabezas totales disminuyen, aportando así mayores esfuerzos a los elementos de contención planteados.

Se obtuvo como resultado que en la medida que la profundidad aumenta el factor de seguridad disminuye de manera importante. En los casos de profundidad de 3.0 m se observa una tendencia de dispersión en cuanto al dato que arroja el ancho de 5.0 m, posiblemente a causa de la ausencia de los pilotes para estos casos.

También se puede observar que la tendencia de disminución del factor de seguridad es más amplia respecto a los demás anchos, ya que entre 3.0m y 6.0m hay una diferencia del factor de seguridad de 1.30, respecto a los demás que corresponde entre 0.3 y 0.7, por tanto, va disminuyendo la magnitud entre profundidades a medida que se adquiere la excavación es mayor.

Ilustración 75. Gráfica valores de factor de seguridad vs profundidad para cargas de 10 kN/m², de acuerdo al ancho



Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 76. Gráfica valores de factor de seguridad vs profundidad para cargas de 20 kN/m², de acuerdo al ancho



Fuente. Elaboración propia.

De acuerdo con las gráficas anteriores, se puede deducir que tanto para cargas de 10.0 kN/m² como para 20.0 kN/m², la tendencia de disminución del factor de seguridad a medida que se adquiere profundidad se mantiene, obviamente disminuyendo los datos de factor de seguridad, en un máximo 20% para las profundidades menores y 10% para las mayores.

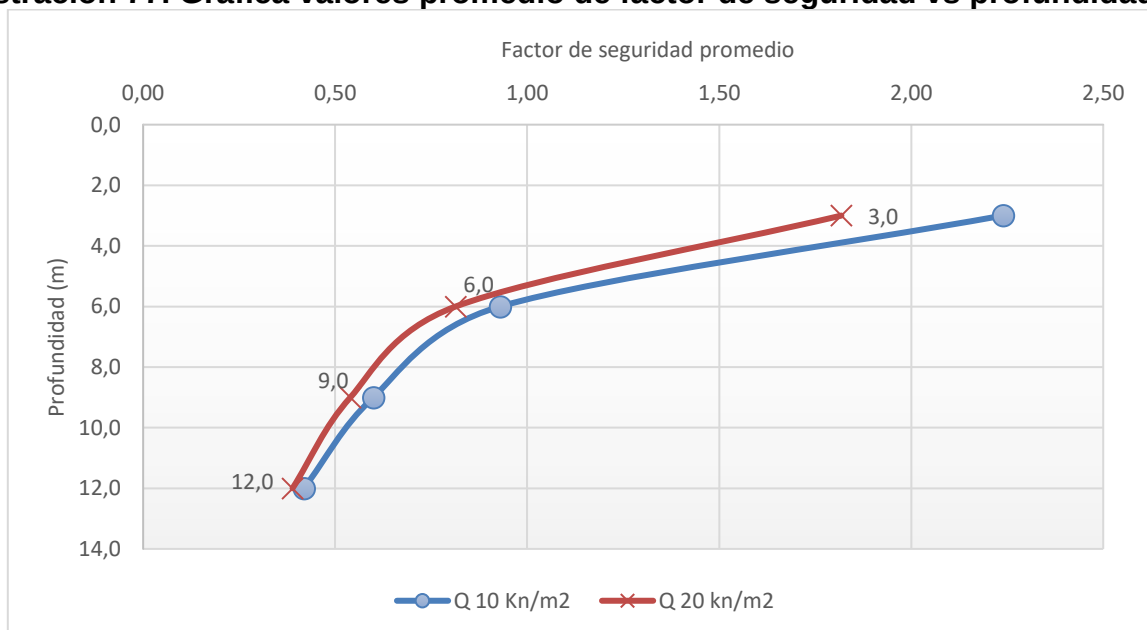
Para excavaciones de hasta 3.0 m, los datos resultantes satisfacen el valor mínimo de factor de seguridad sugerido en el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, para diseños en estado estático y estructuras de corta duración, asumiendo que las excavaciones aquí expuestas corresponden a dicha característica, como se observa en la Tabla 13. Los resultados para excavaciones mayores de 6.0 m hasta 12.0 m, son bajos y ya no cumplen, como se muestra a continuación:

Tabla 13. Resultados valores promedio de factor de seguridad

H (m)	q (kN/m ²)	FS	q (kN/m ²)	FS
3,0	10	2,24	20	1,82
6,0	10	0,93	20	0,81
9,0	10	0,60	20	0,54
12,0	10	0,42	20	0,39

Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 77. Gráfica valores promedio de factor de seguridad vs profundidad



Fuente. Elaboración propia.

Tabla 14. Factores de seguridad indirectos mínimos

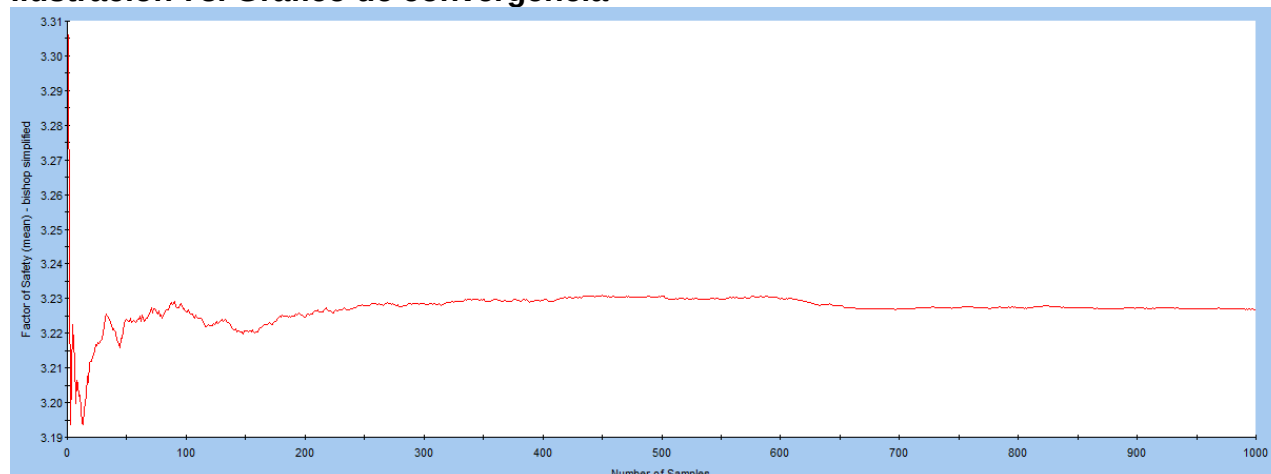
Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 $\leq 1/6$	≥ 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	≥ 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	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. (MAVDT, 2010). *Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente, NSR10, Título H.*

7.2 PROBABILIDAD DE FALLA

El análisis estadístico se realizó por medio del método *Monte carlo*, tomando 1000 muestras, ya que revisando en todos los modelos, con esta cantidad era suficiente y los datos ya mostraban poca variación, como se puede observar en la siguiente ilustración, donde los valores de factor de seguridad se presentan en el eje Y la cantidad de muestras en el eje X.

Ilustración 78. Gráfico de convergencia



Fuente. *Elaboración propia.*

La probabilidad de falla corresponde con el porcentaje en que se presenta que el número de análisis con factor de seguridad es menor a uno (1.0), por tanto, es dividido por el número total de muestras.

$$PF = \frac{\text{Núm.fallado}}{\text{Núm.muestras}} \times 100\% \quad (\text{Ecuación 46})$$

De acuerdo con lo anterior, se realizaron las simulaciones para determinar la probabilidad de falla en las profundidades y anchos expresados previamente, obteniendo como resultado que para excavaciones de hasta 3.0 m con cargas de 10.0 kN/m² y 20.0 kN/m² no se presenta probabilidad de falla; sin embargo para profundidades hasta 6.0 m con cargas de 10.0 kN/m², se presentan datos entre el 90% y el 99%, pero para cargas de 20.0 kN/m² aumenta a 100%, indicando que desde dicha profundidad en la mayoría de los casos se presentaría probabilidad de falla, al igual que en profundidades de 9.0 m y 12.0 m con ambas cargas asumidas.

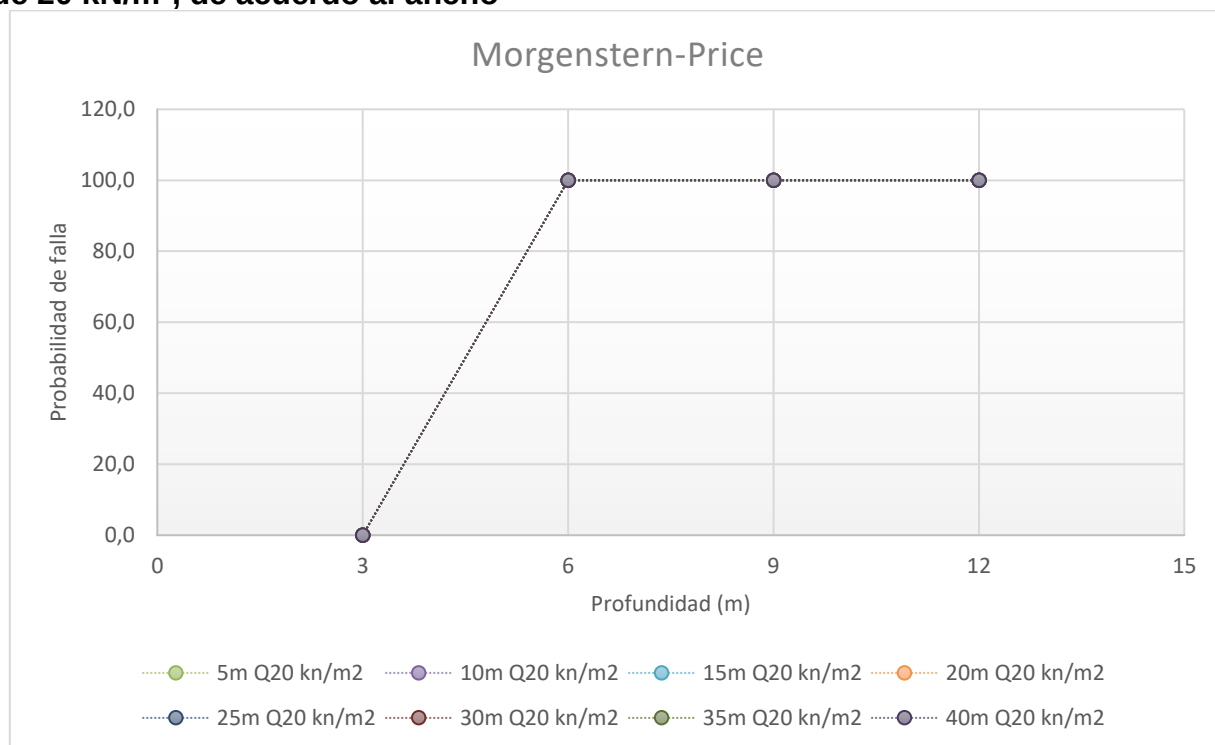
En las siguientes figuras se puede observar lo expuesto, donde se visualiza que, a mayor carga y mayor profundidad, la probabilidad de falla aumenta a razón de ser inminente (100 %).

Ilustración 79. Gráfica valores de probabilidad de falla vs profundidad para cargas de 10 kN/m², de acuerdo al ancho



Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 80. Gráfica valores de probabilidad de falla vs profundidad para cargas de 20 kN/m², de acuerdo al ancho



Fuente. Elaboración propia.

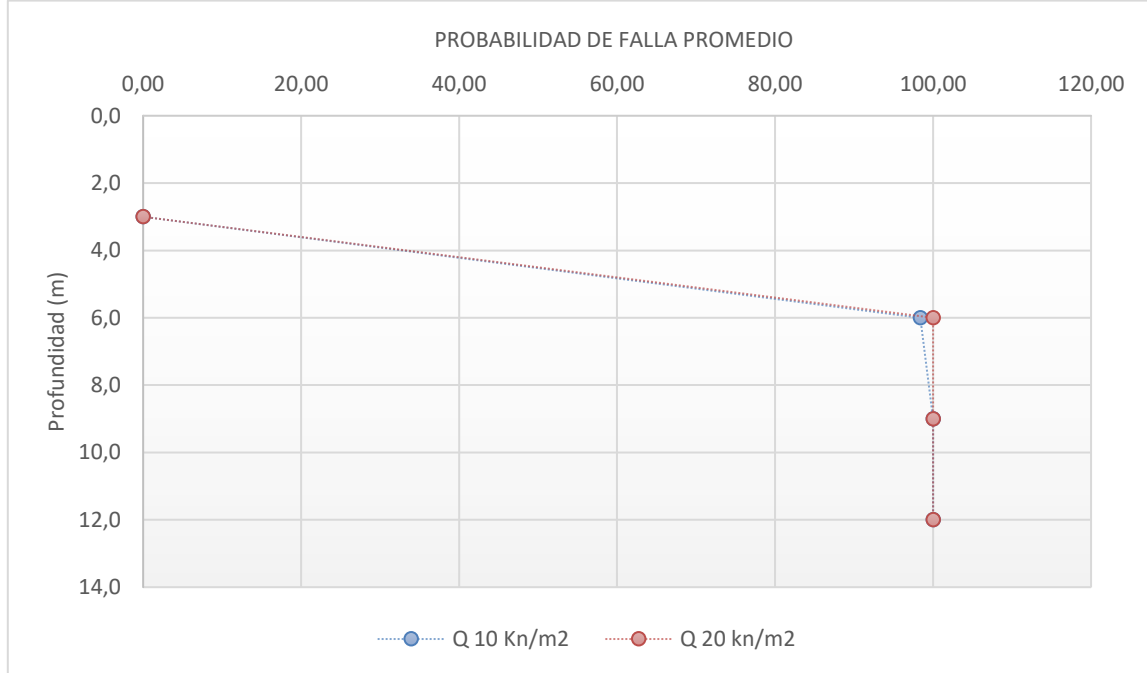
Los resultados de probabilidad de falla promedio se pueden observar a continuación:

Tabla 15. Resultados valores promedio de probabilidad de falla

H (m)	q (KN/m2)	PF	q (KN/m2)	PF
3,0	10	0,00	20	0,00
6,0	10	95,4	20	100,0
9,0	10	100,0	20	100,0
12,0	10	100,0	20	100,0

Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 81. Gráfica valores promedio de probabilidad de falla vs profundidad



Fuente. Elaboración propia.

El índice de confiabilidad indica el número de desviaciones estándar, la cual separa el factor de seguridad medio del factor de seguridad crítico (=1). Para este caso, el índice de confiabilidad se calculó asumiendo una distribución normal, aplicando la siguiente formula:

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (\text{Ecuación 47})$$

Donde,

β : Índice de confiabilidad

μ_{FS} : Factor de seguridad medio

σ_{FS} : Desviación estándar del factor de seguridad

Tabla 16. Resultados para el índice de confiabilidad

B (m)	H (m)	q (kN/m ²)	Bishop Simplified		Janbú Simplified		Spencer		Morgenstern- Price	
			RI normal	RI Log normal	RI normal	RI Log normal	RI normal	RI Log normal	RI normal	RI Log normal
5	3	10	14,23	18,14	15,86	20,33	15,74	20,17	14,32	18,26
10	3	10	40,73	60,33	34,03	49,81	39,77	58,92	40,35	59,74
15	3	10	44,02	65,39	40,20	59,22	39,49	58,69	43,53	64,65
20	3	10	38,29	56,56	34,46	50,31	38,16	56,37	38,11	56,29
25	3	10	39,96	58,89	35,96	52,46	39,39	58,06	39,72	58,55
30	3	10	39,52	58,24	35,54	51,83	39,07	57,60	39,32	57,94
35	3	10	38,59	56,96	34,70	50,64	38,40	56,67	38,37	56,62
40	3	10	41,79	62,44	40,42	60,22	41,82	62,46	41,86	62,50
5	6	10	-2,68	-2,63	-1,94	-1,92	-2,43	-2,39	-2,39	-2,36
10	6	10	-2,45	-2,42	-1,01	-1,01	-1,55	-1,54	-1,58	-1,56
15	6	10	-2,41	-2,37	-1,76	-1,75	-2,34	-2,31	-2,16	-2,13
20	6	10	-2,51	-2,47	-1,93	-1,91	-2,36	-2,32	-2,22	-2,19
25	6	10	-2,46	-2,43	-1,18	-1,17	-1,80	-1,79	-1,80	-1,78
30	6	10	-2,51	-2,47	-1,86	-1,84	-2,51	-2,47	-2,22	-2,19
35	6	10	-1,76	-1,74	-1,23	-1,23	-1,39	-1,39	-1,57	-1,56
40	6	10	-1,02	-1,02	-0,45	-0,45	-0,92	-0,92	-0,90	-0,91
5	9	10	-48,25	-36,43	-42,72	-32,69	-46,76	-35,48	-48,73	-36,88
10	9	10	-47,91	-36,27	-42,12	-32,31	-48,48	-36,77	-46,61	-35,39
15	9	10	-46,87	-35,54	-39,77	-30,87	-32,86	-26,34	-38,27	-30,13
20	9	10	-44,17	-33,66	-39,97	-30,87	-42,11	-32,58	-44,19	-33,79
25	9	10	-46,13	-34,96	-41,98	-32,19	-45,30	-34,46	-47,31	-36,01
30	9	10	-47,21	-35,77	-41,92	-32,17	-45,13	-34,38	-42,58	-32,74
35	9	10	-47,96	-36,23	-42,72	-32,69	-45,91	-34,88	-44,45	-33,83
40	9	10	-46,74	-35,45	-43,35	-33,17	-46,85	-35,61	-44,49	-33,86
5	12	10	-86,40	-54,07	-81,12	-51,67	-84,92	-53,40	-82,00	-51,48
10	12	10	-85,35	-53,14	-77,72	-49,59	-85,87	-54,04	-78,26	-49,07
15	12	10	-79,70	-50,25	-85,74	-55,28	-83,29	-52,83	-77,28	-48,96
20	12	10	-84,35	-52,81	-79,56	-50,75	-85,32	-53,68	-82,96	-52,13
25	12	10	-86,41	-54,04	-75,56	-48,52	-79,06	-50,17	-85,36	-53,66
30	12	10	-84,92	-53,14	-77,75	-50,08	-76,74	-49,05	-84,62	-53,22
35	12	10	-86,91	-54,37	-76,24	-48,89	-79,82	-50,60	-85,84	-53,96
40	12	10	-87,64	-54,88	-79,09	-50,82	-82,39	-52,75	-86,06	-54,20
5	3	20	10,23	12,06	11,08	13,00	10,35	12,20	10,23	12,07
10	3	20	33,68	45,55	27,10	35,92	30,99	41,92	33,25	44,98

B (m)	H (m)	q (kN/m ²)	Bishop Simplified		Janbú Simplified		Spencer		Morgenstern- Price	
			RI normal	RI Log normal	RI normal	RI Log normal	RI normal	RI Log normal	RI normal	RI Log normal
15	3	20	31,09	41,96	26,92	35,95	30,90	41,69	31,04	41,89
20	3	20	31,52	42,48	27,65	36,57	31,31	42,21	31,30	42,20
25	3	20	33,32	44,90	27,70	36,63	31,31	42,31	33,00	44,48
30	3	20	31,03	41,92	27,21	36,04	31,05	41,95	30,73	41,53
35	3	20	32,00	43,08	27,86	36,84	31,51	42,42	31,71	42,74
40	3	20	32,59	43,86	27,86	36,86	32,05	43,13	32,17	43,30
5	6	20	-11,87	-10,91	-10,75	-9,88	-11,93	-10,95	-11,36	-10,43
10	6	20	-11,43	-10,53	-10,45	-9,66	-11,12	-10,26	-11,30	-10,42
15	6	20	-11,50	-10,58	-11,00	-10,13	-11,35	-10,43	-11,25	-10,34
20	6	20	-11,83	-10,87	-10,82	-9,95	-12,08	-11,10	-11,99	-11,01
25	6	20	-11,48	-10,58	-10,59	-9,78	-10,15	-9,37	-10,05	-9,28
30	6	20	-11,65	-10,70	-11,04	-10,15	-11,56	-10,62	-11,46	-10,53
35	6	20	-11,20	-10,36	-10,46	-9,68	-11,08	-10,25	-11,25	-10,40
40	6	20	-9,64	-8,95	-9,87	-9,17	-9,12	-8,48	-9,24	-8,60
5	9	20	-58,95	-42,29	-54,07	-39,14	-57,48	-41,35	-57,03	-41,09
10	9	20	-58,93	-42,28	-54,58	-39,51	-58,80	-42,29	-55,98	-40,35
15	9	20	-57,86	-41,72	-48,96	-36,03	-50,18	-37,06	-52,56	-38,57
20	9	20	-54,73	-39,66	-50,63	-37,04	-55,35	-40,23	-54,67	-39,75
25	9	20	-57,34	-41,24	-53,22	-38,60	-56,66	-40,92	-57,82	-41,94
30	9	20	-58,85	-42,30	-52,68	-38,26	-56,01	-40,48	-55,78	-40,29
35	9	20	-59,06	-42,42	-54,00	-39,10	-55,73	-40,21	-56,18	-40,53
40	9	20	-58,37	-42,04	-54,71	-39,62	-57,40	-41,43	-56,83	-41,05
5	12	20	-97,36	-58,38	-94,66	-57,63	-95,67	-57,75	-97,92	-58,90
10	12	20	-97,74	-58,62	-89,82	-54,75	-98,17	-59,05	-95,51	-57,41
15	12	20	-91,15	-55,00	-84,24	-52,33	-89,46	-55,69	-89,88	-54,47
20	12	20	-97,36	-58,38	-94,60	-57,59	-98,37	-59,17	-95,70	-57,48
25	12	20	-97,86	-58,68	-86,87	-53,25	-89,70	-54,54	-97,12	-58,47
30	12	20	-98,36	-59,01	-89,00	-54,32	-91,61	-55,57	-97,50	-58,73
35	12	20	-98,49	-59,08	-87,76	-53,70	-89,72	-54,60	-95,40	-57,44
40	12	20	-98,65	-59,19	-88,68	-54,16	-96,78	-58,58	-95,12	-57,27

Fuente. Elaboración propia.

Un índice de confiabilidad menor a 3 no es satisfactorio e indica que el talud no es seguro.

Observando los datos de la Tabla 16, se puede inferir que la confiabilidad de los taludes a partir de profundidades de 6.0 m son mucho menores a 3 y por tanto no son

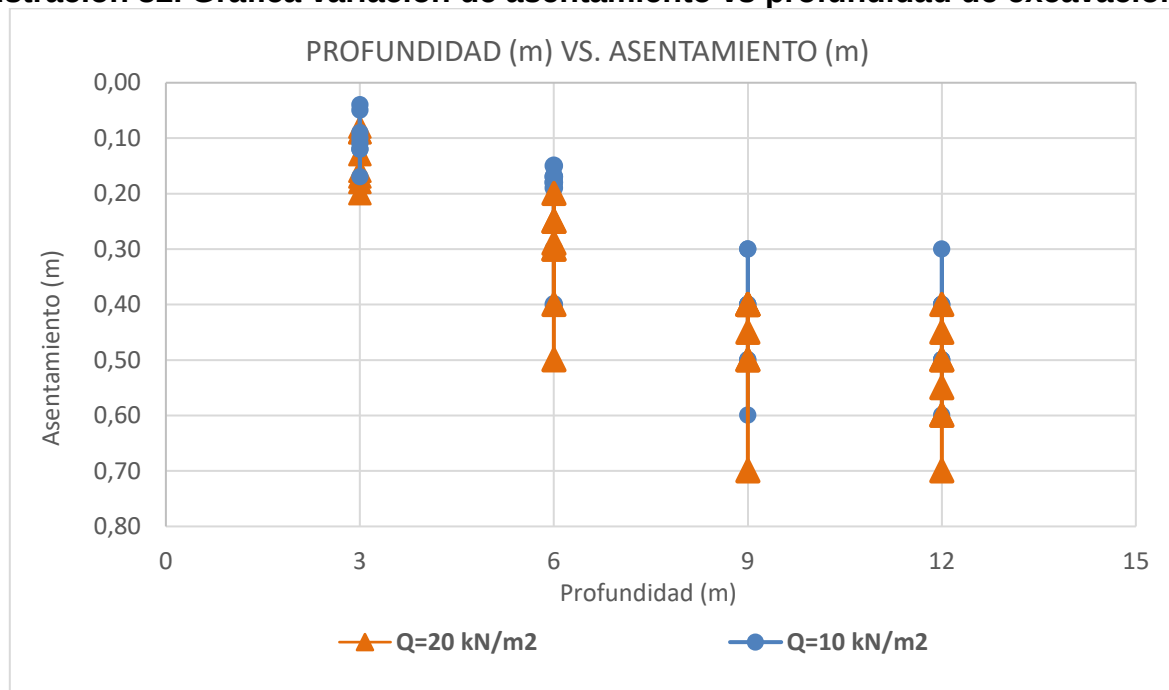
satisfactorios, lo cual concuerda con los resultados obtenidos para la probabilidad de falla.

Cabe aclarar que el método de análisis presenta ciertas limitantes que son ajenas a este estudio; adicionalmente se debe tener en cuenta el tipo de suelo donde se realizan las excavaciones y las condiciones específicas para cada proyecto, entre otros elementos. Por tanto, los resultados aquí expuestos corresponden a modelaciones teóricas, bajo parámetros promedio, donde se obtienen datos representativos que muestran tendencias y probabilidades de falla, pero que requieren afinarse de acuerdo con las condiciones de cada proyecto.

7.3 CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS

Realizado el análisis de desplazamientos verticales con el *software Phase 2* ®Rocscience, se concluye que este es directamente proporcional a la profundidad de la excavación, es decir, entre más profunda se hace la excavación, así mismo, aumentan los asentamientos verticales en la infraestructura vial adyacente como se puede evidenciar en la siguiente ilustración.

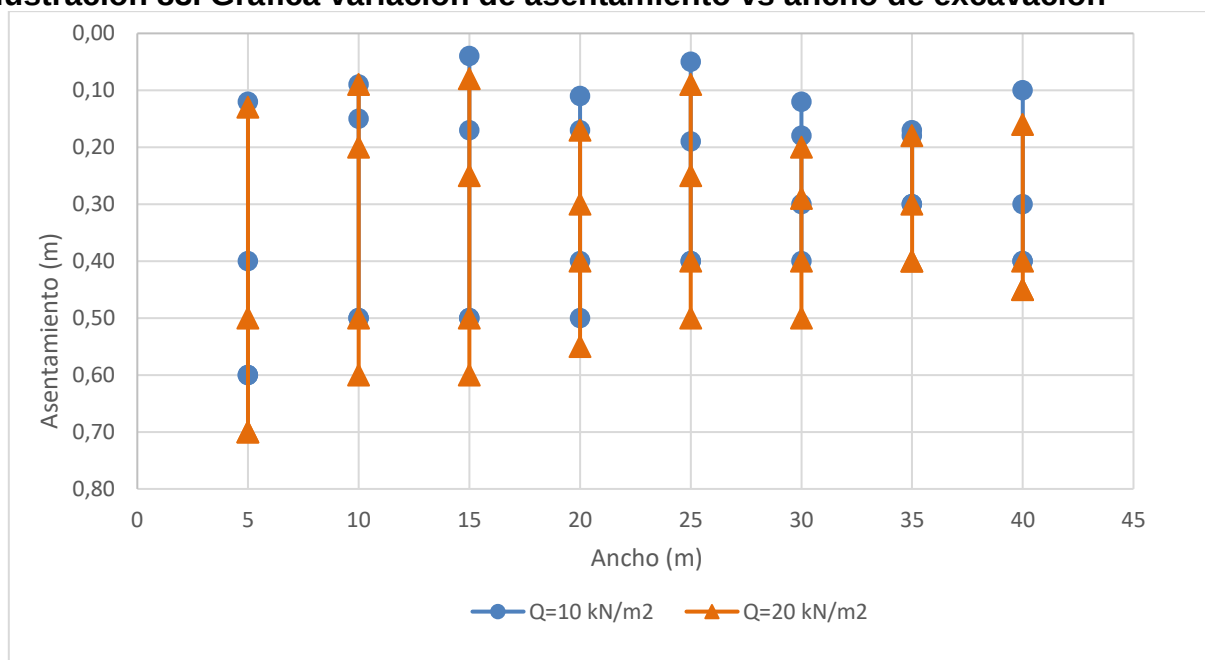
Ilustración 82. Grafica variación de asentamiento vs profundidad de excavación



Fuente. Elaboración propia.

Teniendo en cuenta el ancho de la excavación, los asentamientos son inversamente proporcionales, es decir, a mayor ancho menor son los desplazamientos verticales absolutos. Es importante resaltar que las excavaciones con ancho de 40.0 m presentan un comportamiento atípico a la tendencia de las demás excavaciones, presentando esta un aumento en los asentamientos verticales.

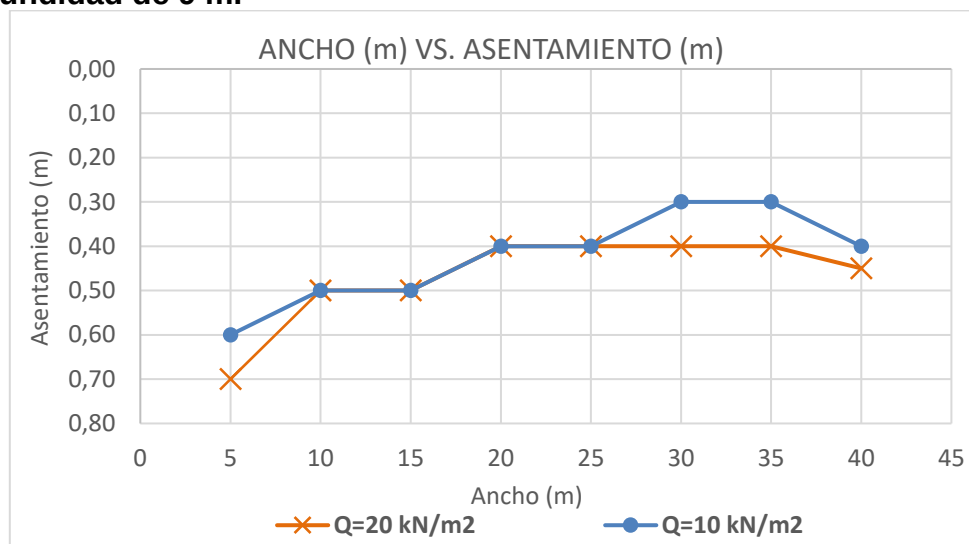
Ilustración 83. Gráfica variación de asentamiento vs ancho de excavación



Fuente. Elaboración propia.

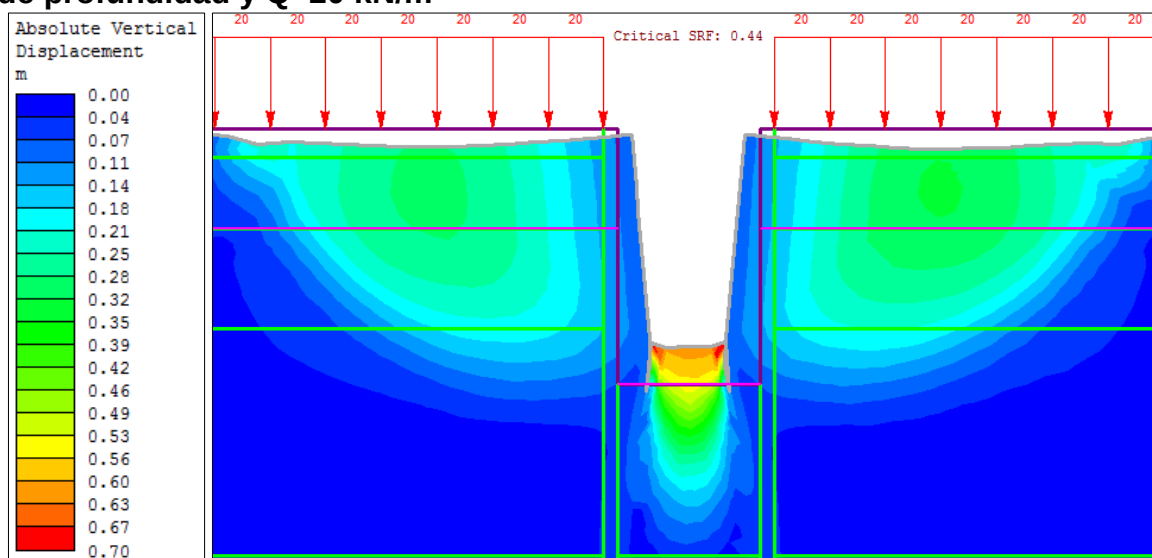
Cabe resaltar que el asentamiento máximo se presenta en las excavaciones de 5.0 m de ancho con 9.0 m y 12.0 m de profundidad y una carga de 20.0 kN/m² como lo muestra la Ilustración 84. Este resultado es lógico ya que las excavaciones de 5 m de ancho no cuentan con los pilotes de cimentación como se puede evidenciar en la Ilustración 85.

Ilustración 84. Gráfica variación de Asentamiento Vs Ancho de la excavación para una profundidad de 9 m.



Fuente. Elaboración propia.

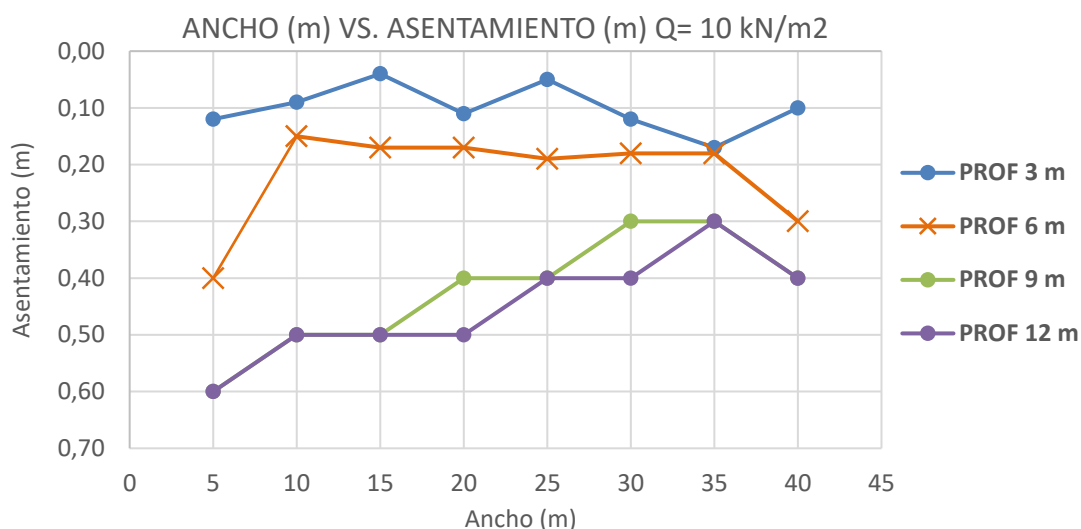
Ilustración 85. Predicción del asentamiento para excavación de 5 m de ancho x 9 m de profundidad y $Q=20 \text{ kN/m}^2$



Fuente. Propia elaborado en Software Phase 2.

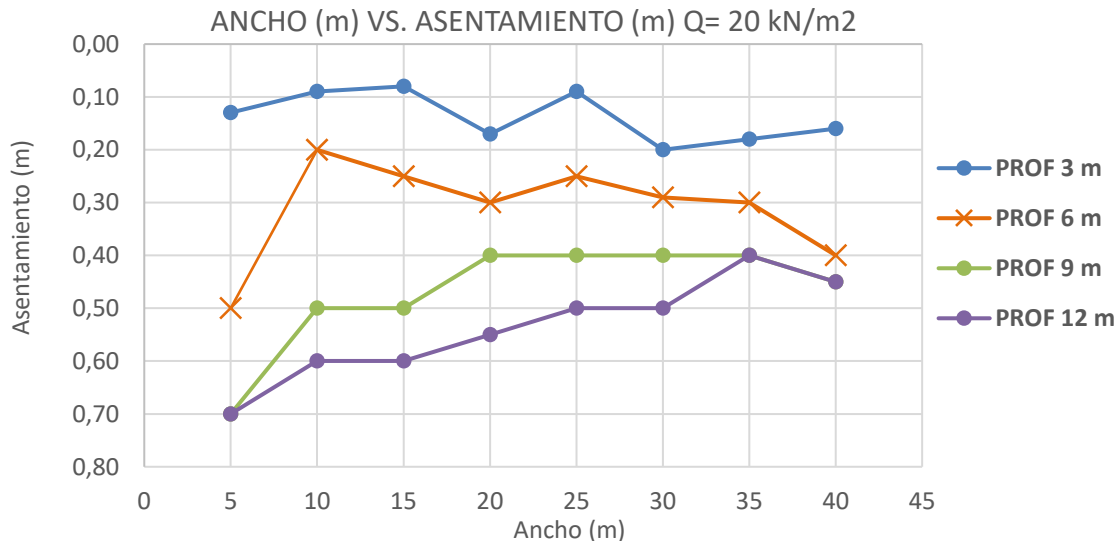
Realizando el análisis para la carga de 10.0 kN/m^2 variando el ancho de la excavación para las diferentes alturas definidas, se ve reflejada la tendencia a disminuir los desplazamientos verticales a medida que el ancho de la excavación aumenta, como se mencionó anteriormente en el análisis global.

Ilustración 86. Gráfica de variación de asentamiento vs ancho de la excavación a diferentes profundidades con carga $Q=10 \text{ kN/m}^2$



Fuente. Elaboración propia.

Ilustración 87. Gráfica de variación de asentamiento vs ancho de la excavación a diferentes profundidades con carga $Q=20 \text{ kN/m}^2$



Fuente. Elaboración propia.

Comparando la variación de los desplazamientos verticales es evidente que, a mayor carga, mayor son los asentamientos, manteniendo la tendencia de disminuir los desplazamientos verticales a medida que el ancho de la excavación aumenta.

7.4 DETERMINACIÓN DE AMENAZA

El constante desarrollo urbanístico que presenta la ciudad de Bogotá debido a su aumento poblacional, obliga a que las nuevas construcciones optimicen el poco espacio existente, lo que conlleva a realizar edificaciones con grandes excavaciones presentando una determinada amenaza para la infraestructura vial adyacente, de no tenerse en cuenta las propiedades geomecánicas del suelo y los adecuados procesos constructivos.

La amenaza, como parte de la ecuación del riesgo debe ser calculada y medida para evitar y/o mitigar los efectos sobre la infraestructura vial adyacente, ya que el desarrollo urbanístico ha pasado a ser una prioridad. Analizar la amenaza, su origen y sus efectos ayuda a mejorar la sostenibilidad de los entornos.

Este estudio muestra el cálculo de unos posibles escenarios a partir de elementos constitutivos de la amenaza, teniendo en cuenta la geometría de posibles excavaciones (base y altura), los desplazamientos verticales (asentamientos) y la probabilidad de falla.

Por otra parte, los indicadores de la amenaza deben mostrar cuales son las características mínimas soportables para una excavación sin llegar a deteriorarse y así mismo, las condiciones adecuadas para no presentar afectaciones en la infraestructura vial adyacente.

Para determinar el nivel de amenaza se tomó como referencia la metodología propuesta en la *“Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa”* elaborada por el Servicio Geológico Colombiano en el 2016 y la cual se describe a detalle en el numeral 3.7.5. Metodología para la determinación de la amenaza.

Es importante aclarar que, aunque la metodología para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa utilizada está planteada para deslizamientos, se tomó como referencia para determinar la amenaza en excavaciones, ya que en este sentido hay muy poca información al respecto.

Por otro lado, la metodología para estudios de amenaza incluye factores detonantes como lluvia y sismo, lo cuales en el presente estudio de caso no se consideraron, con el fin de evaluar las condiciones estáticas en cada modelo, para esta primera etapa del proyecto.

En la Tabla 17 se puede observar, de acuerdo con la *“Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa”* como se clasifica el nivel de amenaza a partir de los con los datos calculados.

Tabla 17. Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento

NIVEL DE AMENAZA	FACTOR DE SEGURIDAD
Baja	> 1,5
Media	1,5 - 1,1
Alta	< 1,1

Fuente. (SGC, 2016). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.

De acuerdo con lo indicado en la guía, a partir de un análisis probabilístico se determina el nivel de amenaza.

En términos estadísticos, la probabilidad de falla utilizada en este método corresponde con la probabilidad anual de falla del talud, donde el factor de seguridad es inferior o igual a 1.0, lo cual se expresa de la siguiente manera.

$$Pf = p(FS \leq 1.0) \text{ (Ecuación 48)}$$

El nivel de amenaza se puede clasificar en alto, medio y bajo con base en la probabilidad anual de falla, tal como se puede observar a continuación.

Tabla 18. Criterio para la clasificación de la amenaza en función de la probabilidad anual de falla

NIVEL DE AMENAZA	PROBABILIDAD ANUAL DE FALLA
Baja	< 0,001
Media	0,001 - 0,16
Alta	> 0,16

Fuente. (SGC, 2016). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.

Finalmente, a través del análisis bidimensional (análisis de deformación plana) y por el método de elementos finitos utilizado por el *software Phase 2* de ®Rocscience para realizar las interpretaciones de los modelos, se determinaron los desplazamientos verticales (asentamientos) utilizando los mismos modelos creados para el análisis de estabilidad, lo que garantiza condiciones iguales en el desarrollo de los cálculos.

Por tanto, la determinación de la amenaza para la infraestructura vial adyacente se desarrolló en tres fases principales: construcción del modelo geotécnico, planteamiento

de escenarios de amenaza y determinación del nivel de amenaza teniendo en cuenta los siguientes parámetros que dan origen a la Tabla 19.

- Geometría de la excavación (base y altura).
- Factor de seguridad.
- Probabilidad de falla.
- Desplazamientos verticales (asentamientos).

Es importante estimar también los daños que las excavaciones pueden producir en los elementos vecinos, para lo cual se tomó como referencia lo expresado por Boscardin – Cording, quienes plantean unas categorías de daño, en función de la geometría de la estructura y la distorsión angular.

Para el presente caso, se plantea que dicha distorsión angular (θ) se determine a partir del desplazamiento vertical presentado sobre la relación base/altura.

$$\theta = \frac{\text{DESPLAZAMIENTO VERTICAL}}{\text{RELACIÓN } \frac{B}{H}} \quad \text{(Ecuación 49)}$$

Finalmente, se realiza una propuesta para la determinación de la matriz de amenaza que proporcione la ocurrencia para la falla de fondo que afecta la infraestructura vial adyacente a la excavación en la ciudad de Bogotá, a partir de los parámetros como: el factor de seguridad, la probabilidad de falla y la distorsión angular que relaciona la geometría de la excavación con el desplazamiento vertical.

Tabla 19. Matriz de amenaza propuesta

AMENAZA	FACTOR DE SEGURIDAD	PROBABILIDAD DE FALLA	DISTORSIÓN ANGULAR
Baja	FS > 1,5	PF < 0,01	$\theta < 0,03$
Moderada	1,1 - 1,5	0,01 - 0,90	0,03 - 0,1
Alta	FS < 1,1	PF > 0,90	$\theta > 0,1$

Fuente. Elaboración propia.

En la Tabla 19, se visualizan los datos obtenidos junto con la clasificación por color de acuerdo con la matriz de amenaza planteada, obteniendo que para profundidades hasta 3.0 m con cargas de 10.0 kN/m² y 20.0 kN/m², la probabilidad de ocurrencia de falla es baja, excepto para el caso de la excavación de 5.0 m x 3.0 m, la cual presenta una amenaza moderada, que se puede deber a que sobre este modelo no se trabajaron elementos estructurales que aportaran a la estabilidad del sistema.

Finalmente, para excavaciones a 6.0 m, 9.0 m y 12.0 m con ambas cargas asumidas, la amenaza resulta siendo alta; siendo congruente con la realidad de las condiciones de los suelos de la ciudad.

Tabla 20. Clasificación de los datos a partir de la matriz de amenaza planteada

B (m)	H (m)	B/H	q (kN/m ²)	Morgenstern-Price			θ
				FS	PF %	DV (m)	
5	3	1,7	10	1,7	0,0	0,12	0,07
10	3	3,3	10	2,3	0,0	0,09	0,03
15	3	5,0	10	2,3	0,0	0,04	0,01
20	3	6,7	10	2,3	0,0	0,11	0,02
25	3	8,3	10	2,3	0,0	0,05	0,01
30	3	10,0	10	2,3	0,0	0,12	0,01
35	3	11,7	10	2,3	0,0	0,17	0,01
40	3	13,3	10	2,4	0,0	0,10	0,01
5	6	0,8	10	1,0	99,0	0,40	0,48
10	6	1,7	10	1,0	93,4	0,15	0,09
15	6	2,5	10	1,0	98,3	0,17	0,07
20	6	3,3	10	1,0	98,8	0,17	0,05
25	6	4,2	10	1,0	98,9	0,19	0,05
30	6	5,0	10	1,0	98,9	0,18	0,04
35	6	5,8	10	1,0	98,9	0,18	0,03
40	6	6,7	10	1,0	99,2	0,30	0,05
5	9	0,6	10	0,6	100,0	0,60	1,08
10	9	1,1	10	0,6	100,0	0,50	0,45
15	9	1,7	10	0,6	100,0	0,50	0,30
20	9	2,2	10	0,6	100,0	0,40	0,18
25	9	2,8	10	0,6	100,0	0,40	0,14
30	9	3,3	10	0,6	100,0	0,30	0,09
35	9	3,9	10	0,6	100,0	0,30	0,08
40	9	4,4	10	0,6	100,0	0,40	0,09
5	12	0,4	10	0,4	100,0	0,60	1,44
10	12	0,8	10	0,4	100,0	0,50	0,60
15	12	1,3	10	0,4	100,0	0,50	0,40
20	12	1,7	10	0,4	100,0	0,50	0,30
25	12	2,1	10	0,4	100,0	0,40	0,19
30	12	2,5	10	0,4	100,0	0,40	0,16
35	12	2,9	10	0,4	100,0	0,30	0,10
40	12	3,3	10	0,4	100,0	0,50	0,15
5	3	1,7	20	1,4	0,0	0,13	0,08
10	3	3,3	20	1,9	0,0	0,09	0,03
15	3	5,0	20	1,9	0,0	0,08	0,02
20	3	6,7	20	1,9	0,0	0,17	0,03
25	3	8,3	20	1,9	0,0	0,09	0,01
30	3	10,0	20	1,9	0,0	0,20	0,02
35	3	11,7	20	1,9	0,0	0,18	0,02
40	3	13,3	20	1,9	0,0	0,16	0,01
5	6	0,8	20	0,8	100,0	0,50	0,60
10	6	1,7	20	0,9	100,0	0,20	0,12
15	6	2,5	20	0,8	100,0	0,25	0,10
20	6	3,3	20	0,8	100,0	0,30	0,09
25	6	4,2	20	0,9	100,0	0,25	0,06
30	6	5,0	20	0,8	100,0	0,29	0,06
35	6	5,8	20	0,9	100,0	0,30	0,05
40	6	6,7	20	0,9	100,0	0,40	0,06
5	9	0,6	20	0,5	100,0	0,70	1,26
10	9	1,1	20	0,5	100,0	0,50	0,45
15	9	1,7	20	0,6	100,0	0,50	0,30
20	9	2,2	20	0,5	100,0	0,40	0,18
25	9	2,8	20	0,5	100,0	0,40	0,14
30	9	3,3	20	0,5	100,0	0,40	0,12
35	9	3,9	20	0,5	100,0	0,40	0,10
40	9	4,4	20	0,5	100,0	0,45	0,10
5	12	0,4	20	0,4	100,0	0,70	1,68
10	12	0,8	20	0,4	100,0	0,60	0,72
15	12	1,3	20	0,4	100,0	0,60	0,48
20	12	1,7	20	0,4	100,0	0,50	0,30
25	12	2,1	20	0,4	100,0	0,60	0,29
30	12	2,5	20	0,4	100,0	0,50	0,20
35	12	2,9	20	0,4	100,0	0,40	0,14
40	12	3,3	20	0,4	100,0	0,55	0,17

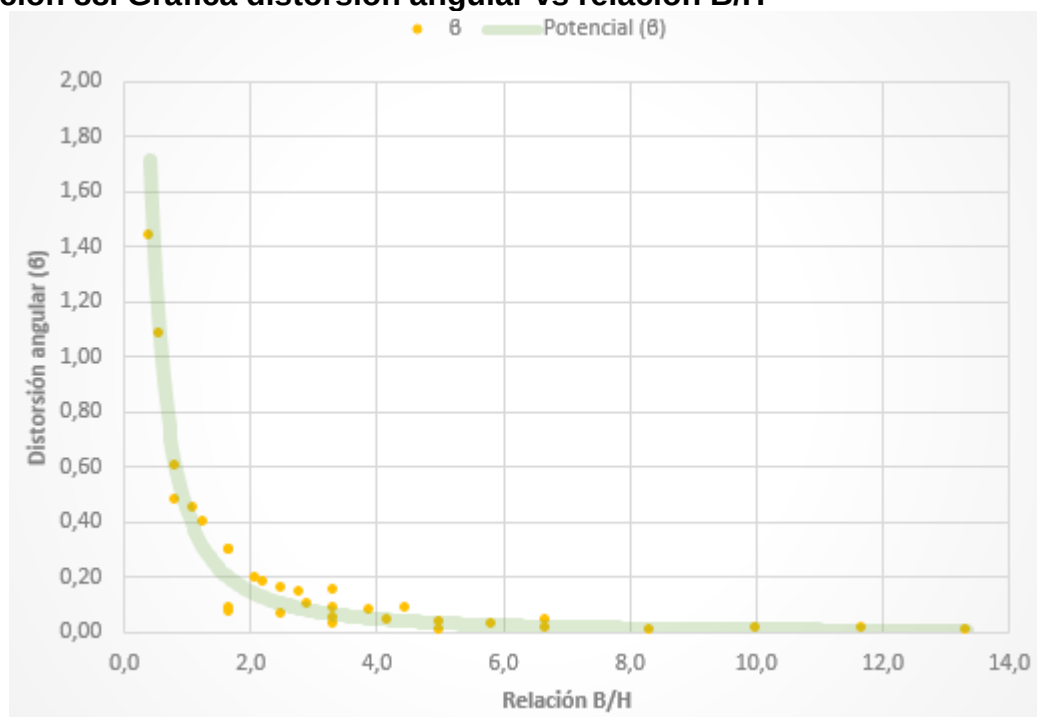
Fuente. Elaboración propia.

Realizando un análisis a partir de la relación en la geometría de la excavación (Base / Altura), se puede observar que la tendencia en el factor de seguridad tiende a aumentar a medida que dicha relación también lo hace, lo que implica que la probabilidad de falla baja cuando las relaciones B/H aumentan.

Por otro lado, en los desplazamientos verticales también se observa que tienden a disminuir a medida que la relación B/H aumenta, siendo en dichas relaciones más altas donde los desplazamientos toman una tendencia similar.

En cuanto a la distorsión angular, tiende a disminuir a medida que la relación B/H aumenta, como se puede observar en la Ilustración 88, encontrando así que la geometría de la excavación también juega un papel fundamental en la probabilidad de ocurrencia de falla y en la determinación de la amenaza por desplazamientos en elementos de la infraestructura vial urbana, en la sabana de la Ciudad de Bogotá.

Ilustración 88. Gráfica distorsión angular vs relación B/H



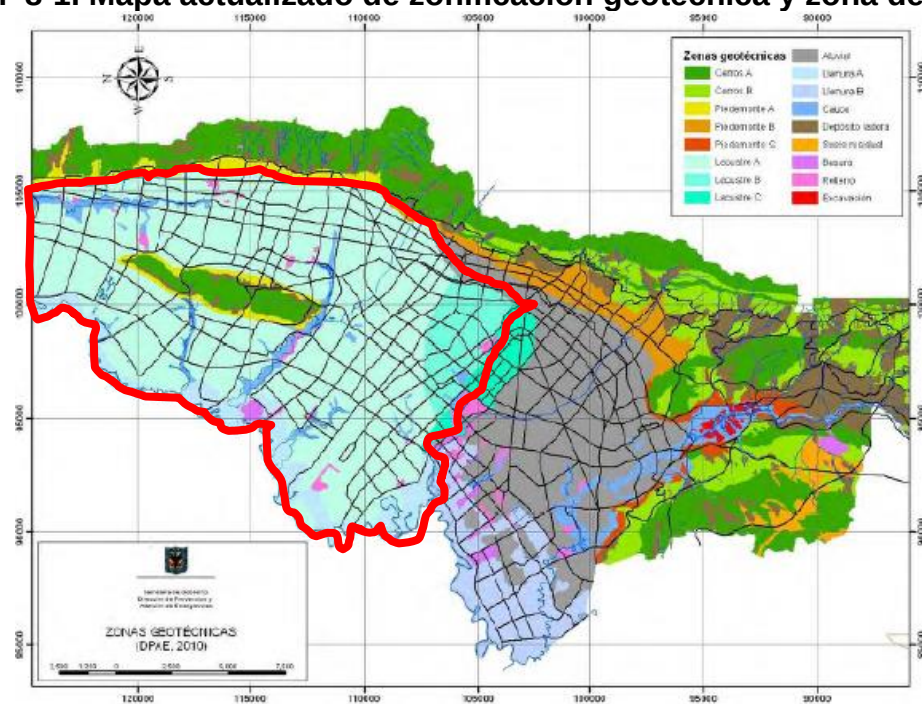
Fuente. Elaboración propia.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente trabajo de grado desarrolló un estudio de caso a partir de un análisis paramétrico en suelos blandos (arcillosos) de la sabana de Bogotá, donde se buscó establecer la probabilidad de falla resultante por excavaciones y la amenaza que significa para los elementos cercanos, como las vías urbanas, lo cual se considera necesario evaluar antes de realizar construcciones que contemplen grandes excavaciones en la sabana de la ciudad de Bogotá.
- Para la delimitación de la zona de estudio, se tomó la zona geotécnica del estudio de microzonificación sísmica de Bogotá (Decreto 523 de 2010) correspondiente a terraza alta – lacustre, que geotécnicamente establece suelos lacustres de tres tipos:
 - Lacustre A: Suelo lacustre muy blando. Arcillas limosas muy blandas.
 - Lacustre B: Suelo lacustre blando. Arcillas limosas blandas.

Dichos suelos se catalogan de muy baja a media capacidad portante y muy compresibles y tienen espesores de 50.0 m a 500.0m.

Ilustración 8-1. Mapa actualizado de zonificación geotécnica y zona de estudio



Fuente. (Bogotá A. m., 2010). Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones.

- Se elaboró una base de datos con información recopilada en diferentes entidades distritales como: Instituto de desarrollo urbano (IDU), Instituto distrital de gestión del riesgo y cambio climático (IDIGER) y, entidades o empresas privadas que han realizado estudios para la ejecución de proyectos urbanísticos.

Los datos obtenidos del suelo corresponden a granulometrías, clasificaciones, pesos específicos, ángulos de fricción y cohesiones drenadas y no drenadas, determinados a partir de aproximadamente 70 proyectos realizados en la sabana de la ciudad de Bogotá, con los que posteriormente se definió el perfil promedio para la zona de estudio, el cual coincide con lo esperado de acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad.

Tabla 21. Perfil promedio establecido

MATERIAL	DE	A	ESPESOR (m)	USCS	Wn (%)	IP	IC	Peso Unitario (yt), KN/m3	Gravedad Especifica Gs	Cohesión ND - Cu (Kpa)	Cohesión (c') Kpa	Ángulo de Resistencia (ø)°
Arcilla limosa color gris oscuro, habano y oxidaciones	0,0	1,0	1,00	CL	48,00	40,89	-0,01	19,01	2,71	29,76	32,36	23,80
Arcilla limosa de color habano con oxidaciones, plasticidad alta	1,0	3,5	2,50	CH	53,10	51,68	0,27	17,84	2,75	20,59	29,32	21,16
NIVEL FREÁTICO PROM 3,5m												
Arcilla limosa de color habano y gris con oxidaciones, plasticidad alta Arcilla café oscura	3,5	7,0	3,50	CH	74,62	71,49	0,37	17,64	2,74	18,63	30,11	19,18
Arcilla de color gris clara. Consistencia media a blanda. Contenido de agua alto.	7,0	15,0	8,00	CH	119,33	117,81	0,70	15,97	2,54	17,65	21,28	18,74
Arcilla con indicios de arena café (blanda)	15,0	25,0	10,00	CH	116,84	114,20	0,59	14,50	2,39	16,67	23,05	20,52
Arcilla de alta plasticidad con indicios de arena, café oscura, con presencia de materia orgánica (moderadamente firme)	25,0	40,0	15,00	CH	82,13	69,82	0,64	18,52	2,55	15,69	30,50	15,73
Arcilla con algo de arena amarilla claro (muy firme)	40,0	50,0	10,00	CH	55,75	62,68	0,44	18,13	2,56	15,69	14,71	32,00

Fuente. Elaboración propia.

Como se puede observar en la Tabla 21, en el perfil estratigráfico promedio determinado, los parámetros de cohesión no drenada (Cu) es independiente a la cohesión efectiva y, junto con el ángulo de resistencia, tienden a disminuir a medida que se adquiere profundidad. Los materiales que se encuentran encima del nivel freático poseen cohesiones no drenadas altas y a medida que los estratos van adquiriendo profundidad dicha cohesión disminuye secuencialmente hasta llegar a los últimos estratos, los cuales han presentado características diferentes debido a la presencia de arenas.

- Se realizaron las simulaciones para calcular el factor de seguridad por medio del método de equilibrio límite y análisis probabilístico, obteniendo como resultado que a mayor profundidad en la excavación menor es el factor de seguridad. Para profundidades menores a 3.0 m el modelo presenta factores de seguridad dentro del rango admisible; del orden de 2.4 a 1.66 con cargas de 10.0 kN/m² y de 1.9 a 1.4 con cargas de 20.0 kN/m².

Tabla 22. Resultados valores promedio de factor de seguridad

H (m)	q (kN/m ²)	FS	q (kN/m ²)	FS
3,0	10	2,24	20	1,82
6,0	10	0,93	20	0,81
9,0	10	0,60	20	0,54
12,0	10	0,42	20	0,39

Fuente. Elaboración propia.

Los valores más altos se encuentran en los modelos con profundidades a 3.0 m y en anchos mayores a 10.0 m, teniendo en cuenta que sobre estos se plantearon pilotes para proporcionar más estabilidad en el modelo. Lo cual es coherente, ya que para los modelos que no poseen pilotes (anchos de 5.0 m) los factores de seguridad disminuyen.

Es importante también tener en cuenta que, a partir del análisis de redes de flujo, se estableció que a medida que la profundidad de la excavación aumenta, también lo hacen los esfuerzos producidos por el movimiento del agua y por ende dicha variable afecta de manera significativa los cálculos evaluados, lo cual indica que es un análisis indispensable en cualquier simulación.

- De acuerdo con los modelos realizados, se obtuvo que la probabilidad de falla para excavaciones de 3.0 m es mínima; sin embargo, para profundidad de 6.0 m sube y aumenta a medida que se incrementan las cargas. Para el caso de excavaciones con profundidad de 9.0 m y 12.0 m la probabilidad de falla es del 100% para todos los casos, indicando que el sistema tal y como está planteado fallará.

Tabla 23. Resultados valores promedio de probabilidad de falla

H (m)	q (kN/m ²)	PF	q (kN/m ²)	PF
3,0	10	0,00	20	0,00
6,0	10	98,4	20	100,0
9,0	10	100,0	20	100,0
12,0	10	100,0	20	100,0

Fuente. Elaboración propia.

- La estimación de los desplazamientos verticales se logró a partir de simulaciones por el método de elementos finitos, obteniendo como resultado magnitudes en superficie entre 0.04m y 0.70m. para anchos y profundidades variables entre 5m y 40m y 3m y 12m respectivamente. Dichos desplazamientos se consideran importantes en la medida que puedan afectar elementos de la infraestructura vial, en la ciudad de

Bogotá, ya que deformaciones de este tipo son notorias y de acuerdo con el tipo de estructura que tenga el elemento tendrá una deformación en mayor medida que se verá reflejado en fallas de la superficie de rodadura.

- Teniendo en cuenta el ancho de la excavación, los asentamientos son inversamente proporcionales, es decir, a mayor ancho menor son los desplazamientos verticales absolutos. Es importante resaltar que las excavaciones con ancho de 40.0 m presentan un comportamiento atípico a la tendencia de las demás excavaciones, presentando esta un aumento en los asentamientos verticales.
- La determinación de la matriz de amenaza que proporciona la probabilidad de ocurrencia de falla, se realizó tomando como referencia la “Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa” elaborada por el Servicio Geológico Colombiano en el 2016, que establece la necesidad de realizar en primera instancia, un estudio básico para la determinación de la amenaza, el cual se realiza a partir de análisis determinístico, obteniendo de este los umbrales guía con los cuales se establecieron los niveles de acuerdo al factor de seguridad. Luego, para complementar el estudio, se genera una zonificación de la amenaza a nivel de detalle a partir de un análisis probabilístico.

Tomando como referencia la metodología planteada por Boscardin y Cordind para la estimación de daños en los elementos de entorno a las excavaciones profundas, se realizó una relación a partir del tercer parámetro evaluado, correspondiente a los desplazamientos verticales y la geometría de la excavación (B/H), obteniendo como resultado la distorsión angular.

Entonces, a partir del factor de seguridad, la probabilidad de falla y la distorsión angular y con los intervalos de referencia tomados de cada método consultado, se realizó una aproximación para definir la matriz de amenaza por desplazamientos en elementos adyacentes a excavaciones, como las vías de la sabana en la ciudad de Bogotá.

A continuación, se puede observar la matriz propuesta, donde se estima que una amenaza baja está determinada por factores de seguridad mayores a 1,5 y por ende probabilidades de falla menores a 0,01, con distorsiones angulares menores a 0,03. Para el caso de la amenaza moderada, el factor de seguridad debe estar en el rango entre 1,0 y 1,5, con probabilidad de falla entre 0,01 y 0,90 y, la distorsión angular entre 0,03 y 0,1. Una amenaza alta se define cuando los datos son demasiado bajos en todos los casos, como un factor de seguridad menor a 1,1, probabilidad de falla mayor a 0,90 y distorsión angular mayor a 0,1.

Tabla 24. Matriz de amenaza propuesta

AMENAZA	FACTOR DE SEGURIDAD	PROBABILIDAD DE FALLA	DISTORSIÓN ANGULAR
Baja	$FS > 1,5$	$PF < 0,01$	$\delta < 0,03$
Moderada	$1,1 < FS < 1,5$	$0,01 - 0,90$	$0,03 < \delta < 0,1$
Alta	$FS < 1,1$	$PF > 0,90$	$\delta > 0,1$

Fuente. Elaboración propia.

Es importante mencionar que se encontró una relación respecto a los parámetros evaluados y la relación geométrica de las excavaciones (base / altura), donde en cuanto al factor de seguridad aumenta y desplazamientos disminuyen, a medida que dicha relación incrementa su valor. Para el caso de la distorsión angular, se encontró una relación de disminución proporcional, a medida que la relación geométrica aumenta. Indicando así para ambos casos, que la geometría de la excavación tiene una incidencia importante en la determinación de la amenaza.

- Los resultados obtenidos corresponden a simulaciones en estado estático; por tanto, no se consideraron cargas de sismo ni factores como la lluvia; sin embargo, se considera de gran importancia realizar el mismo ejercicio considerando dichas variables con el fin de estimar el cambio presentado y aportar más parámetros para la estimación de la amenaza.
- A la hora de plantear proyectos en la sabana de Bogotá, que impliquen excavaciones, es recomendable considerar la realización de diagnósticos a las estructuras adyacentes, antes de iniciar con la construcción, con el fin de valorar los posibles daños que se puedan producir sobre estas y junto con las metodologías aquí planteadas, predecir los posibles movimientos, para así evitar problemáticas que afecten la integridad tanto de los elementos como de los diferentes actores que interactúen en la zona.
- La geometría de la excavación es un factor muy importante a tener en cuenta por las características del tipo de suelo que se presenta en la sabana de Bogotá, se recomienda realizar los procesos constructivos con las normas de seguridad y calidad solicitadas por los especialistas, ya que la experiencia en los dos casos referenciados en el presente estudio llega a la conclusión que se presentaron grandes fallas durante la ejecución de las respectivas excavaciones.
- La temática abordada en este documento se considera de gran importancia, teniendo en cuenta que los suelos de la ciudad de Bogotá son complicados y más los considerados blandos, pues presentan comportamientos variables frente a diferentes condiciones. Por tanto, estudios como el presente amplían el conocimiento sobre dichos materiales y generan inquietud para continuar investigando y así lograr encontrar soluciones a las problemáticas usualmente presentadas.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Angelone, S., Garibay, M., & Cahuape, M. (2016). *Geología y Geotecnia, Permeabilidad en suelos*. Rosario: Universidad Nacional del Rosario.
- Arévalo, I. (2016). Análisis Probabilístico del Comportamiento del Suelo en la Calle 127 entre Av. Boyacá y Av. Suba para la Cimentación de una Tubería de Alcantarillado. Tesis Pregrado Ingeniería Civil. Bogotá: Universidad Católica.
- Avella Cubides, F. A. (2019). *Aplicación de métodos de análisis en geotecnia no convencionales a empuje lateral de tierras siguiendo procesos estocásticos de segundo orden en suelos cohesivos uniformes*. Bogotá, D.C: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Barrera, D. (2016). Modelos determinísticos y probabilísticos. Caracas.
- Bogotá, A. m. (2010). *Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones*. Bogotá.
- Bogotá, A. M. (25 de Mayo de 2012). Decreto 247 No 4897. *Por medio del cual se adoptan medidas para la mitigación de la situación de riesgo público en el espacio público del sector comprendido entre las calles 97 y 100 y las carreras 11 y 11 A, Localidad de Chapinero*. Bogotá, Colombia: Registro Distrital.
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design*. United States: The McGraw Hill Companies, Inc.
- Braja M, D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico D.F.: CENGAGE Learning.
- Catalá, E. (25 de septiembre de 2017). *Alario Arquitectura técnica*. Obtenido de <https://enriquealario.com/ejecucion-muros-pantalla-paso-a-paso/>
- Chavez, A. (2014). Fallas presentadas en algunas obras subterráneas y cimentaciones. Tesis especialista en construcción: Universidad Nacional de México. Facultad de Ingeniería.
- Cruz, L. (2012). *Análisis probabilístico de fallas superficiales en taludes debido a procesos de infiltración*. Tesis de maestría en Ingeniería Civil. Bogotá: Pontifica Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería.
- Demeneghi, A., & Puebla, M. (2014). *Revisión de la Seguridad por Falla de Fondo de una Excavación Profunda en Suelos Blandos*. Puerto Vallarta, Jalisco.

- Duque, G., & Escobar, C. (2002). *Mecánica de los suelos*. Bogotá: Universidad Nacional De Colombia.
- El Tiempo. (11 de Abril de 2012). *El Tiempo*. Obtenido de <https://www.eltiempo.com/archivo/documento/CMS-11547323>
- Errázuriz, E. (2009). *Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones*. Tesis Maestría Ciencias de la ingeniería mención ingeniería geotécnica Ingeniero Civil: Universidad de Chile. Facultad de ciencias físicas y matemáticas.
- Escobar, E., & Duque, G. (2017). *Geotecnia para el trópico andino*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- FOPAE, F. (2010). *Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones*. Bogotá: Subdirección de técnica y gestión. Coordinación de investigación y desarrollo.
- Garcia, A., Cordoba, A., Aguilar, A., Sanchez, J., Gonzalez, A., & Anzelmatti, J. (2017). *Variación del comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas por efecto de la humedad*. Veracruz: Universidad Veracruzana. Facultad de Ingeniería Civil.
- Garcia, D. (2015). *La excavación urbana y los edificios vecinos*. Tesis Doctoral. Barcelona.
- Guevara, M. (2009). *Curso de Cimentaciones*. Guayaquil: Universidad de Guayaquil.
- Gutierrez, A. (2016). *Control de los factores de seguridad y desplazamiento de las estructuras de contención de los taludes de excavación mediante el metodo de elementos finitos y teoria del equilibrio límite*. Tesis Maestría. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Herrera, M., Iglesias, C., González, O., López, E., & Sánchez, Á. (2008). Propiedades mecánicas de un Rhodic Ferralsol requeridas para la simulación de la interacción suelo implemento de labranza mediante el Método de Elementos Finitos: Parte I. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 17, 38.
- Hidalgo, C., & Pacheco, A. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 9.
- Hseing, J., Lei, W., Hsieh, H.-S., & Atamturktur, S. (2014). *Robust geotechnical desing of braced excavations in clays*. Clemson, USA: Elsevier.
- Juárez, E., & Rico, A. (2005). *Mecánica de suelos, Fundamentos de la mecánica de suelos*. México: Limusa.

- La República. (12 de Abril de 2012). *La República*. Obtenido de <https://www.larepublica.co/economia/el-hundimiento-de-la-calle-98-con-carrera-11-fue-ocasionado-por-edificio-de-pijao-unal-2007288>
- Larrañaga, S., & Pineda, J. (2003). Análisis simplificado de la ocurrencia de la falla de fondo en la ejecución de excavaciones para sótanos en los suelos blandos de Bogotá D.C. *XII Jornadas geotécnica de la ingeniería colombiana y V foro sobre geotecnia de la sabana de Bogotá*, 19.
- MAVDT, M. y. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá: Viceministerio de Vivienda y desarrollo territorial.
- Mendoza, C., & Lizcano, A. (2009). *Comportamiento mecánico de la Arcilla de Bogotá*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Milanes, C., Galban, L., & Olaya, N. (2017). Amenazas, riesgos y desastres. Visión Teórico - metodológica y experiencias reales. Barranquilla: Universidad de la Costa.
- Mozcoso, L. (2011). *Metodología para la ejecución y control de excavaciones en sótanos para edificios*. Tesis pregrado Ingeniería Civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Mozó, D., Orostegui, P., & Villalobos, F. (2010). *Proyecto de muros pantalla para el edificio centro plaza*. Concepción: Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Nieto, A., Camacho, J., & Ruiz, E. (2009). *Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos*. Bogotá: Universidad Nueva Granada.
- Núñez, J., & Baron, J. (1990). *Técnicas estadísticas avanzadas en el análisis de grandes modelos computacionales*. Mendoza, Argentina: Instituto CEDIAC.
- Olaya, D. (2015). *Criterios geotécnicos para el diseño de excavaciones en suelos blandos mediante el método de elementos finitos*. Tesis Maestría en Ingeniería. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Orozco, L. (2006). Asentamientos de fundaciones en la arcilla Bogotá. Bogotá: LFO Ingenieros de suelos.
- Quezada, M. (2014). *Análisis comparativo de excavaciones con muros pantalla diseñados mediante el método de elementos finitos utilizando diferentes modelos constitutivos*. Cataluña: Universidad Politecnica de Cataluña.

- Rodríguez, A. (2017). *Metodología para la evaluación y mitigación del riesgo en excavaciones profundas en suelos arenoso de la ciudad de Bogotá D.C.* Tesis Pregrado Ingeniería Civil. Bogotá: Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- Rodriguez, C. (2010). *Evaluación de presiones laterales sobre pilotes empleados para la estabilización de taludes.* Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Rojas, H. (2013). *Análisis de la influencia de la probabilidad de falla en diseño sobre los costos de mantenimiento de taludes en vías.* Tesis Maestría. Bogotá: Pontifica Universidad Javeriana.
- Sanabria, D. (2013). *Características de comprensibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá.* Tesis Maestría. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Sanhueza, C. (2009). *Influencia de la Cohesión sobre los Movimientos de un Muro Pantalla y su Profundidad de Empotramiento.* Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- SGC, S. (2016). *Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.* Bogotá.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos: Estabilidad de taludes en zonas tropicales.* Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre erosión y deslizamientos.
- Suárez, J. (2013). *Excavaciones para sótanos.* Bucaramanga: Geotecnología SAS.
- Terratest. (abril de 2019). *Pilotes Terratest.* Obtenido de <https://www.terratest.cl/soluciones-de-estructuras-de-contencion-de-suelos.html>
- Torres, N. (2010). *Geología y Geotecnia.* Argentina: Universidad Nacional de Rosario.
- Universidad Nacional de Colombia. (12 de Abril de 2012). *Caracol radio.* Obtenido de https://caracol.com.co/radio/2012/04/12/bogota/1334212140_668696.html
- Zhe, L., Sez, A., Yuanqiang, C., & C. Hsein, J. (2012). *Simplified Approach for Reliability - Based Design against Basal-Heave Failure in Braced Excavations Considering Spatial Effect.* Reston: American Society of Civil Engineers.