

Maestría en Ingeniería Civil

Modelación numérica del ensayo de capacidad de carga de una cimentación superficial apoyada sobre un suelo fino con variabilidad espacial de sus propiedades (límite líquido)

John Alexander Rodríguez Paramo

Bogotá, D.C., 05 de diciembre de 2023



**Modelación numérica del ensayo de capacidad de carga de una
cimentación superficial apoyada sobre un suelo fino con
variabilidad espacial de sus propiedades (límite líquido)**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en
Geotecnia**

Lina Ximena Garzón Ávila

Director

Bogotá, D.C., 05 de diciembre de 2023



La tesis de maestría titulada “Modelación numérica del ensayo de capacidad de carga de una cimentación superficial apoyada sobre un suelo fino con variabilidad espacial de sus propiedades (límite líquido)”, presentada por John Alexander Rodríguez Paramo, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis

Lina Ximena Garzón Ávila

Jurado

Catalina Lozada López

Jurado

Johan Camilo Garzón Cubides

Bogotá, D.C., 05 de diciembre de 2023

Dedicatoria

A Dios, fuente de fortaleza y sabiduría, le agradezco por guiar este proceso académico.

A mi esposa, padres, hermanos, hijos y amigos, cuyo apoyo han sido determinantes en la consecución de este logro, este trabajo es el fruto de su sacrificio, su esfuerzo, comprensión y apoyo, los cuales fueron el motor para la culminación de esta investigación.

Agradecimientos

Quiero expresar mi profundo agradecimiento a Dios, cuya guía constante hicieron posible la realización de este proyecto de grado.

Mi sincero agradecimiento se extiende a mi tutor de tesis, Lina Ximena Garzón, por dedicar su tiempo, su experiencia y orientación. Su mentoría ha sido fundamental en el desarrollo de este trabajo.

Agradezco a mi esposa, hija, familiares y amigos por su comprensión y apoyo en este proceso.

RESUMEN

La presente investigación plantea una metodología para modelar numéricamente la capacidad de carga de una cimentación superficial apoyada sobre un suelo fino que presenta variabilidad espacial en sus propiedades físico-mecánicas. Esta modelación se realiza a través del Software Plaxis 2D y los resultados obtenidos se compararon con los encontrados por Garzón (2019) en su trabajo de tesis doctoral titulado “Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation”.

En total se realizaron 51 modelos numéricos. Estos incluyeron un modelo homogéneo y 50 modelos heterogéneos. Los modelos heterogéneos se estructuraron en seis configuraciones distintas. Las primeras tres configuraciones presentaron un límite líquido del 157%, un coeficiente de variación del 30%, y distancias de correlación horizontal de 1.5m, 6.0m y 15.0m. Las siguientes tres configuraciones se desarrollaron con un límite líquido del 157%, una distancia de correlación horizontal de 1.5m, y coeficientes de variación del 13%, 30%, y 51%, respectivamente.

Los modelos numéricos se contrastaron por medio de la recreación en Plaxis 2D de las 55 modelaciones físicas en centrifuga geotécnica creados por Garzón (2019). En estas modelaciones, se varió espacialmente la propiedad de límite líquido de los suelos finos. Adicionalmente, se evaluó la manera idónea de la incorporación de parámetros geotécnicos al software, la creación y configuración del entorno de análisis, se determinaron las condiciones de frontera, tipo de modelo de análisis a emplear y las secuencias del montaje por etapas

Finalmente, los resultados de las modelaciones numéricas se validaron con los hallazgos encontrados por Garzón (2019) en las modelaciones físicas.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	14
2. OBJETIVOS	16
2.1. OBJETIVO GENERAL	16
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
3. ESTADO DEL ARTE	17
3.1. VARIABILIDAD ESPACIAL	17
3.1.1. Incertidumbres en la medición de las propiedades del suelo	18
3.1.2. Incertidumbres Epistemológicas.....	18
3.1.3. Incertidumbres Inherentes	19
3.1.4. Errores de medición.....	21
3.1.5. Incertidumbre estadística.....	22
3.1.6. Incertidumbres de transformación	22
3.1.7. Propagación de Incertidumbre	23
3.1.8. Homogeneidad estadística y transformación de datos.....	24
3.2. TEORÍA DE CAMPOS ALEATORIOS.	24
3.3. MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS.	27
3.4. MODELO CONSTITUTIVO CAM CLAY MODIFICADO.....	29
3.5. PLAXIS 2D	32
3.6. EFECTOS DE LA VARIABILIDAD ESPACIAL DE UN SUELO EN LA CAPACIDAD PORTANTE.	34
3.6.1. Resultados numéricos	35
3.6.2. Convergencia de la simulación Montecarlo	35
3.7. INVESTIGACIONES RELACIONADAS.....	46
3.7.1. Centrífuga tridimensional y modelación numérica de la interacción entre túneles que se cruzan perpendicularmente.....	46

3.7.2.	Modelación numérica de pruebas dinámicas de centrifugado de túneles circulares en arena seca	47
3.7.3.	Comportamiento hidromecánico de un terraplén fluvial no saturado: pruebas de centrifugado y análisis numérico.....	48
3.7.4.	Evaluación en la centrífuga de un modelo numérico para arcilla	49
3.7.5.	Simulación numérica de pruebas de centrifuga en modelos homogéneos y heterogéneos del suelo.	50
3.7.6.	Modelación física de la capacidad de carga de una cimentación superficial sobre un suelo con variabilidad espacial de sus propiedades.	51
4.	METODOLOGÍA	53
4.1.	ETAPA 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	53
4.2.	ETAPA 2: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	54
4.3.	ETAPA 3: MODELACIÓN NUMÉRICA EN PLAXIS 2D.....	54
4.4.	ETAPA 4: RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	56
5.	MODELACIÓN FÍSICA DE LA VARIABILIDAD ESPACIAL DEL SUELO	57
5.1.	FABRICACIÓN DE LOS MODELOS FÍSICOS.....	58
5.2.	CONSOLIDACIÓN DE LOS MODELOS FÍSICOS.....	59
5.2.1.	Consolidación mediante centrífuga geotécnica	60
5.3.	MODELACIÓN FÍSICA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.....	60
5.3.1.	Prueba de capacidad de carga.....	61
5.3.2.	Resultados de la prueba de capacidad de carga.....	63
6.	MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA VARIABILIDAD ESPACIAL DEL SUELO	67
6.1.	IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO EN PLAXIS 2D.....	69
7.	RESULTADOS	72
7.1	DEFORMACIONES RESULTANTES DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN.	73
7.2	CAPACIDAD DE CARGA.....	74

7.2.1	Modelo Homogéneo.....	74
7.2.2.	Modelos heterogéneos con diferentes valores de coeficiente de variación (Cov)	75
7.2.3.	Modelo heterogéneo con diferentes distancias de correlación horizontal (dh).	78
7.3.	MECANISMOS DE FALLA.....	84
8.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	87
9.	CONCLUSIONES	104
10.	RECOMENDACIONES.....	106
11.	BIBLIOGRAFÍA.....	107

LISTADO DE TABLAS

TABLA 1 - PARÁMETROS DE ENTRADA PARA LA ELABORACIÓN DE LOS MODELOS FÍSICOS.....	61
TABLA 2. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS HOMOGÉNEOS.....	68
TABLA 3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS HOMOGÉNEOS.....	68
TABLA 4 – PARÁMETROS DE ENTRADA DEL MODELO CONSTITUTIVE CAM-CALY MODIFICADO (MCC). 70	
TABLA 5 - DEFORMACIONES ACUMULADAS AL FINAL DEL PERIODO DE CONSOLIDACIÓN.	73
TABLA 6 - CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN. FUENTE EL AUTOR.	83

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 1 - INCERTIDUMBRE EN LA ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO	18
FIGURA 2 - VARIABILIDAD ESPACIAL DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO A LO LARGO DE LA PROFUNDIDAD.	20
FIGURA 3 - SISTEMA DE ANÁLISIS ELEMENTOS FINITOS..	28
FIGURA 4. POSICIÓN DE LOS NODOS Y LOS PUNTOS DE TENSIÓN EN ELEMENTOS DE SUELO.....	34
FIGURA 5. MEDIA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA CARGA MÁXIMA DE LA ZAPATA CON RESPECTO AL TAMAÑO DE LA MUESTRA.....	36
FIGURA 6. CURVAS DE CARGA – DESPLAZAMIENTO A PARTIR DE SIMULACIONES DE MONTE CARLO. .	36
FIGURA 7. MALLA DEFORMADA CORRESPONDIENTE A UNA REALIZACIÓN DEL SUELO ALEATORIO..	37
FIGURA 8. MALLA USADA EN EL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA CAPACIDAD DE CARGA..	38
FIGURA 9. MALLA TÍPICA DEFORMADA CON ESCALA DE GRISES EN LA FALLA $\Theta_{CU} = 1$. LAS REGIONES MÁS OSCURAS INDICAN UN SUELO MÁS DÉBIL.....	39
FIGURA 10. VECTORES DE DESPLAZAMIENTO EN LA FALLA PARA EL CASO MOSTRADO EN LA FIGURA 9. LA FORMA ASIMÉTRICA DEL MECANISMO DE FALLA ES CLARAMENTE VISIBLE.	40
FIGURA 11. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE CON METODOLOGÍAS DETERMINISTAS Vs ANÁLISIS CON SIMULACIONES DE MONTE CARLO..	42
FIGURA 12. INCLINACIÓN DE UN CIMIENTO TENIENDO EN CUENTA LA VARIABILIDAD ESPACIAL DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO.	43
FIGURA 13. MALLA UTILIZADA PARA LOS ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE (A) ZAPATA AISLADA (B) DOS ZAPATAS.....	44
FIGURA 14. ANÁLISIS DE LA INTERFERENCIA DE LA ZAPATA EN UN SUELO HOMOGÉNEO.....	45
FIGURA 15. ANÁLISIS DE LA INTERFERENCIA DE LA ZAPATA EN UN SUELO HETEROGÉNEO.	45
FIGURA 16. EJEMPLO DE GENERACIÓN DE CAMPO ALEATORIO..	58
FIGURA 17. TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO.....	59
FIGURA 18. MODELO FÍSICO CONSOLIDADO.....	59
FIGURA 19. CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE LA UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.....	60
FIGURA 20. ACOPLE DEL SISTEMA DE CARGA AL MODELO FÍSICO.....	62
FIGURA 21. IMÁGENES DE LA PRUEBA DE CARGA.	62
FIGURA 22. CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN Y EVALUACIÓN DEL MECANISMO DE FALLA.....	63
FIGURA 23. EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE VARIACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO.	64
FIGURA 24. EFECTO DE LA DISTANCIA DE CORRELACIÓN VERTICAL DEL LÍMITE LÍQUIDO EN LA CAPACIDAD DE CARGA.	66

FIGURA 25. DIAGRAMA DE LA SECUENCIA DE MONTAJE IMPLEMENTADA.	71
FIGURA 26. CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN MODELO HOMOGÉNEO.	74
FIGURA 27. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN.	75
FIGURA 28. CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN COV=13%.	76
FIGURA 29. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN COV=13%.	76
FIGURA 30. CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN COV=30%.	77
FIGURA 31. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA MODELACIÓN COV=30%.	77
FIGURA 32. CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN COV=51%.	78
FIGURA 33. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN COV=51%.	78
FIGURA 34. CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN $\Delta H=1.5M$	79
FIGURA 35. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN $\Delta H=1.5M$. R.	79
FIGURA 36 - CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN $\delta h=6.0M$	80
FIGURA 37. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN $\Delta H=1.5M$	81
FIGURA 38. CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN $\Delta H=15M$	81
FIGURA 39. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA REALIZACIÓN $\Delta H=15M$	82
FIGURA 40. CAPACIDAD DE CARGA PARA CADA CONFIGURACIÓN ESTADÍSTICA.	83
FIGURA 41. MECANISMOS DE FALLA PARA EL MODELO HOMOGÉNEO.	84
FIGURA 42. MECANISMOS DE FALLA PARA LOS MODELOS CON VARIACIÓN DE DISTANCIA HORIZONTAL	85
FIGURA 43. MECANISMOS DE FALLA PARA LOS MODELOS CON DIFERENTES VALORES EN EL COEFICIENTE DE VARIACIÓN.	86
FIGURA 44. EFECTO DE LA DISTANCIA DE CORRELACIÓN HORIZONTAL (ΔH) EN LA CAPACIDAD DE CARGA.	88
FIGURA 45. EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL (COV) EN LA CAPACIDAD DE CARGA.	89
FIGURA 46. EFECTO DE LA VARIACIÓN DE ΔH EN LA CAPACIDAD DE CARGA EN MODELOS FÍSICOS Y NUMÉRICOS.	91
FIGURA 47. EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL (COV) EN LA CAPACIDAD DE CARGA EN MODELOS FÍSICOS Y NUMÉRICOS. R.	93
FIGURA 48. CAPACIDAD DE CARGA DE MODELOS FÍSICOS Y NUMÉRICOS PARA DIFERENTES VALORES DE COV.	95
FIGURA 49. CURVA NORMALIZADA DEL COEFICIENTE DE VARIACIÓN (COV) RESPECTO AL MODELO HOMOGÉNEO.	96
FIGURA 50. CURVA NORMALIZADA DE LA DISTANCIA DE CORRELACIÓN HORIZONTAL (ΔH) RESPECTO AL MODELO HOMOGÉNEO.	98

FIGURA 51. CAPACIDAD DE CARGA DEL MODELO HOMOGÉNEO CORREGIDO RESPECTO A SOLUCIÓN DE PRANDTL SIMPLIFICADA..	99
FIGURA 52. CAPACIDAD DE CARGA <i>MODELOS CON VARIACIÓN DE DISTANCIAS DE CORRELACIÓN HORIZONTAL</i> CORREGIDOS RESPECTO A SOLUCIÓN DE PRANDTL SIMPLIFICADA.....	100
FIGURA 53. CAPACIDAD DE CARGA <i>LOS MODELOS CON VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CORRELACIÓN</i> CORREGIDOS RESPECTO A SOLUCIÓN DE PRANDTL SIMPLIFICADA.....	100
FIGURA 54. VALORES PROMEDIO DE CAPACIDAD DE CARGA PARA DIFERENTES PARÁMETROS ESTADÍSTICOS.	101
FIGURA 55. PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA RESPECTO A FORMULACIÓN DE PRANDTL SIMPLIFICADA.	103

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de la incidencia que tiene la variabilidad espacial en las propiedades físico-mecánicas del suelo es de gran importancia, debido a que esta es una de las mayores fuentes de incertidumbre en geotecnia (Duncan & Member, 2000). La variabilidad espacial influye de manera directa y significativa en el comportamiento estructural de las edificaciones ya que puede inducir la presencia de asentamientos diferenciales, debido a que la capacidad de carga, el mecanismo de falla y las deformaciones de una masa de suelo con variabilidad espacial difieren a la de un suelo homogéneo (Bauduin, 2003).

En la actualidad los métodos de diseño de cimentaciones en su mayoría se realizan con metodologías deterministas, las cuales, generan grandes incertidumbres, debido al uso de propiedades nominales del suelo, estas, parten de parámetros físicos y mecánicos determinados a partir de ensayos de laboratorio (Simões et al., 2020). Estos ensayos son efectuados sobre muestras provenientes de perforaciones realizadas en la masa de suelo objeto de estudio, sin embargo, estas perforaciones representan un diminuto punto en el espacio muestral. Con esta información se alimenta los modelos numéricos que conducirán a determinar la capacidad de carga de los suelos (James & Wells, 2018). Debido a lo anterior, se asume que el suelo es un material continuo, homogéneo, isotrópico, lineal y elástico para efectos de diseño, lo cual es incorrecto debido a que en los suelos presentan variabilidad espacial en sus propiedades debida a la naturaleza intrínseca de estos materiales y a los métodos de obtención de sus parámetros (Yamin, 2016).

Pese a los importantes hallazgos encontrados en torno a la variabilidad espacial de las propiedades del suelo y la influencia que tiene en la iteración suelo – estructura, estos hallazgos aún no se implementan de forma eficiente en la metodología de diseño aplicados en nuestro país. En el cual, predominan los diseños determinísticos regidos por el cálculo de factores de seguridad y poco se contempla la ejecución de diseños probabilísticos en donde se consideran la distribución de probabilidad de las propiedades del suelo

La modelación física y numérica son herramientas consolidadas que permiten el estudio de casos complejos en geotecnia (Bhattacharya et al., 2021). Autores como Soubra et al (2008),

mediante simulaciones numéricas y análisis estadísticos encontraron que la capacidad de carga de una cimentación superficial apoyada en un suelo heterogéneo es menor que la determinada para un suelo homogéneo. Adicionalmente, encontraron que, la variabilidad espacial inherente de los parámetros de resistencia al corte de un suelo puede modificar drásticamente el mecanismo de falla de este. Otros autores como Chakraborty & Popescu (2012), simularon el proceso de licuefacción de suelos heterogéneos usando modelos físicos a escala reducida en centrifuga geotécnica, donde encontraron que bajo una misma densidad relativa los suelos heterogéneos presentan mayores presiones de poros que en suelos homogéneos.

La presente investigación plantea una metodología para modelar numéricamente la capacidad de carga de una cimentación superficial apoyada sobre un suelo fino que presenta variabilidad espacial en sus propiedades físico-mecánicas. Esta modelación se realiza a través del Software Plaxis 2D y los resultados obtenidos se compararon con los encontrados por Garzón (2019) en su trabajo de tesis doctoral titulado “Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation”.

Los modelos numéricos se calibraron por medio de la recreación en Plaxis 2D de las 55 modelaciones físicas en centrifuga geotécnica creados por Garzón (2019). En estas modelaciones, se varió espacialmente la propiedad de límite líquido de los suelos finos. Adicionalmente, se evaluó la manera idónea de la incorporación de parámetros geotécnicos al software, la creación y configuración del entorno de análisis, se determinaron las condiciones de frontera, tipo de modelo de análisis a emplear y las secuencias del montaje por etapas

Finalmente, esta tesis permitirá complementar las investigaciones realizadas en torno a la variabilidad espacial de las propiedades del suelo y abre el camino para que otros tipos de análisis se puedan realizar en el software Plaxis 2D teniendo en cuenta la variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas del suelo y su impacto en la geotecnia.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

- Modelar numéricamente la capacidad de carga de una cimentación superficial que reposa sobre un suelo fino con variabilidad espacial del límite líquido, y comparar los resultados numéricos de capacidad de carga con los obtenidos en la modelación física en centrifuga geotécnica.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el montaje de los 55 modelos físicos planteados por Garzón (2019), para modelar numéricamente la capacidad portante de un cimiento superficial apoyado sobre un suelo fino con variabilidad espacial.
- Comparar los resultados obtenidos a partir de la modelación numérica de la capacidad de carga de un cimiento superficial apoyado sobre suelo fino con variabilidad espacial, con los obtenidos en los modelos físicos realizados por Garzón (2019).

3. ESTADO DEL ARTE

3.1. VARIABILIDAD ESPACIAL

La variabilidad inherente de las propiedades del suelo, generada por los distintos procesos naturales, condiciones geológicas y atmosféricas, conllevan a una incertidumbre en la medición de parámetros físico – mecánica de las propiedades del suelo (Díaz-Rodríguez, 2019). Este fenómeno tiene un impacto significativo debido a que transmite esta incertidumbre en aspectos cruciales como la capacidad portante, mecanismos de falla y deformaciones dentro de una masa de suelo, lo que conlleva a influir en los resultados de los análisis y en el diseño de estructuras geotécnicas (Breyse et al., 2007).

La imprevisibilidad de las propiedades física-mecánica del suelo conlleva a que los ingenieros geotécnicos deban lidiar con niveles variables de resistencia y compresibilidad del suelo. Esta variabilidad puede traducirse en desafíos durante la fase de diseño, ya que los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio o de campo pueden no reflejar con precisión el comportamiento real del suelo en situaciones específicas (Yamin, 2016). Como consecuencia, la capacidad portante de las cimentaciones puede ser difícil de determinar con certeza, lo que afecta directamente la seguridad y estabilidad de las estructuras construidas. Los asentamientos, que están estrechamente relacionados con la compresibilidad del suelo, también pueden variar de manera impredecible, afectando la integridad a largo plazo de las construcciones (Bauduin, 2003).

La incertidumbre en los resultados de los análisis y diseños geotécnicos tiene un impacto económico significativo. La necesidad de tomar precauciones adicionales y aplicar márgenes de seguridad más amplios para compensar la variabilidad del suelo conlleva a costos adicionales en la construcción y puede influir en la selección de técnicas de construcción y materiales (Vargas et al., 2019). En resumen, la variabilidad natural de las propiedades del suelo introduce un componente de incertidumbre en los procesos de diseño geotécnico, afectando la capacidad portante, los asentamientos y la estabilidad de las estructuras. La gestión efectiva de esta incertidumbre se convierte en un aspecto crítico para mitigar riesgos y optimizar los costos asociados con la construcción de infraestructuras geotécnicas (Phoon et al., 2022).

3.1.1. Incertidumbres en la medición de las propiedades del suelo

En la caracterización de un sitio geotécnico, las incertidumbres en las propiedades estimadas del suelo pueden agruparse en dos categorías principales: incertidumbres inherentes y epistemológicas (Phoon & Kulhawy, 1999).

3.1.2. Incertidumbres Epistemológicas

Las incertidumbres epistemológicas se pueden dividir en tres grupos, la primera de ellas corresponde a las limitaciones de datos que están asociadas con la cantidad y calidad de los datos disponibles, que pueden surgir debido a la falta de información detallada sobre la composición del suelo o a limitaciones en las técnicas de muestreo. El segundo grupo lo conforma las incertidumbres por modelado y extrapolación, los cuales, reflejan la incertidumbre asociada con el uso de modelos para estimar propiedades del suelo en ubicaciones no muestreadas directamente y en el último grupo se encuentran las incertidumbres asociadas al error de medición, relacionadas con las técnicas de medición utilizadas en pruebas de laboratorio o de campo (Rosemary et al., 2017). La Figura 1 presenta un resumen de las fuentes de incertidumbres epistemológicas.

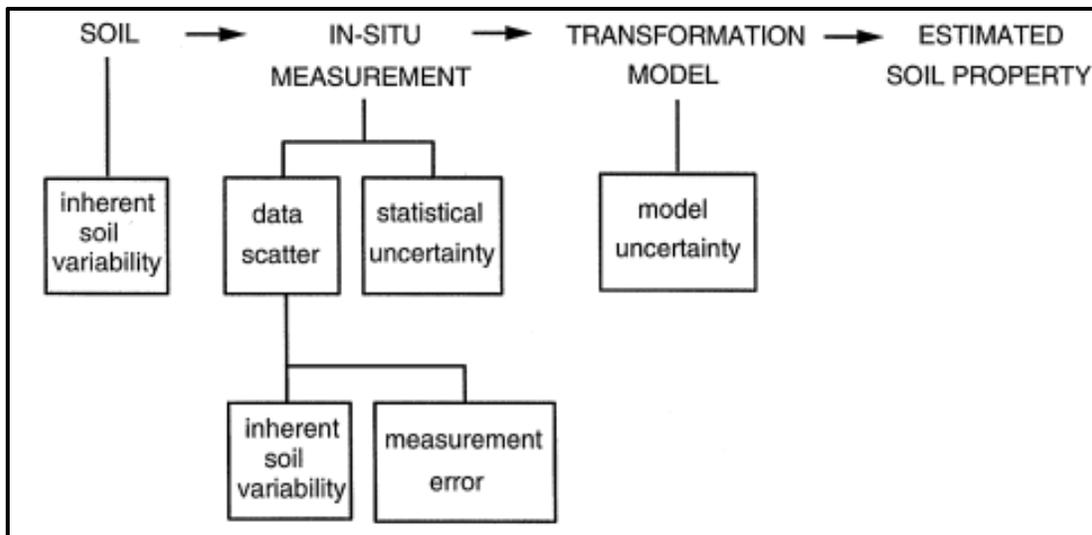


Figura 1 - Incertidumbre en la estimación de las propiedades del suelo *fuente: (Phoon & Kulhawy, 1999)*

3.1.3. Incertidumbres Inherentes

Las incertidumbres inherentes se pueden clasificar en dos grupos, el primero de ellos denominado Variabilidad Natural del Suelo que incluye la variabilidad natural en las propiedades del suelo debido a procesos geológicos y ambientales, esto abarca diferencias en la composición, densidad, humedad, entre otras características que pueden variar de acuerdo con la ubicación y profundidad dentro del sitio que se investiga. El segundo grupo está conformado por la heterogeneidad del Suelo que se refiere a las variaciones espaciales de las propiedades del suelo en una ubicación específica. Las heterogeneidades pueden deberse a la presencia de estratos distintos, cambios en la textura del suelo, o la existencia de estructuras geológicas complejas (Rosemary et al., 2017).

La variabilidad inherente del suelo que no puede reducirse incluso con un mayor conocimiento se conoce comúnmente como incertidumbre aleatoria (Baecher & Christian, 2006) . Esta incertidumbre refleja la idea de que, incluso con todos los avances en la tecnología de exploración del suelo y la investigación geotécnica, ciertos aspectos de la variabilidad natural del suelo seguirán siendo impredecibles. Sin embargo, la incertidumbre aleatoria persistirá debido a la variabilidad espacial y temporal inherente a los procesos geológicos que afectan a los suelos. Esto subraya la importancia de aplicar enfoques conservadores en el diseño y construcción de infraestructuras geotécnicas, incorporando márgenes de seguridad adecuados.

Las propiedades del suelo varían inherentemente de una ubicación a otra en ambas direcciones, tanto en la horizontalidad como en la verticalidad. La propiedad del suelo a la misma elevación es frecuentemente simplificada y representada por una única variable (es decir, completamente correlacionada a lo largo de la dirección horizontal). Esta simplificación suele considerarse razonable hasta cierto punto (Phoon & Kulhawy, 1999):

La afirmación de que los suelos a la misma elevación han experimentado procesos geológicos similares es consistente con un principio geológico fundamental y en consecuencia los suelos en lugares con la misma elevación tienden a experimentar condiciones geológicas similares, lo que influye en sus propiedades. La variabilidad vertical del suelo puede deberse a procesos geológicos más complejos, como la estratificación, cambios en la deposición sedimentaria y otros eventos geotécnicos. En cambio, la variabilidad horizontal puede compartir similitudes en la composición del suelo debido a la continuidad geológica (González de Vallejo et al., 2002).

Estas observaciones tienen implicaciones importantes para la exploración geotécnica y la caracterización del sitio. Al seleccionar ubicaciones para la recopilación de datos y realizar muestreos, la consideración de la elevación y la orientación horizontal puede ser útil para obtener información representativa y reducir la incertidumbre en las propiedades del suelo.

Los valores de las propiedades del suelo en lugares diferentes, pero con la misma elevación pueden ser cercanos entre sí, por tanto, Las correlaciones de la propiedad del suelo en diferentes lugares en la dirección horizontal es mucho más fuerte que en la dirección vertical (Kulhawy & Phoon, 1996). Sin embargo, es esencial tener en cuenta que, aunque esta generalización puede ser válida en muchos casos, no es una regla universal y puede haber situaciones donde la variabilidad vertical sea asimismo importante, especialmente en contextos geológicos más complejos. La interpretación precisa de la relación entre la elevación y las propiedades del suelo debe basarse en una comprensión detallada de la geología local y consideraciones específicas del sitio.

La variación espacial de una propiedad del suelo $x(D)$ a lo largo de la profundidad D (en dirección vertical), se puede descomponer en dos componentes: la función de tendencia $t(D)$ de la propiedad del suelo y los componentes fluctuantes restantes $s(D)$. La Figura 2 presenta la variación especial del suelo con respecto a su profundidad.

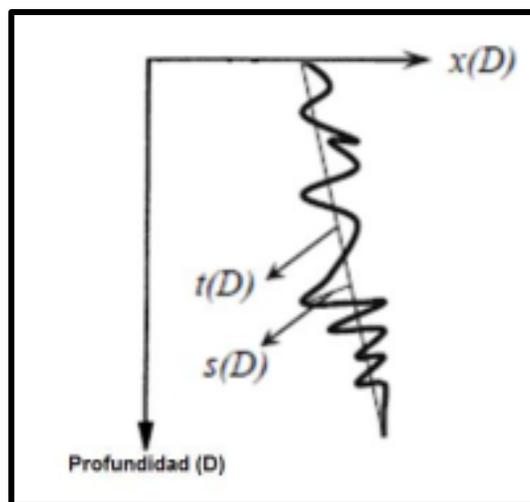


Figura 2 - Variabilidad espacial de las propiedades del suelo a lo largo de la profundidad.

Fuente: (Phoon & Kulhawy, 1999)

Las propiedades del suelo se pueden escribir como se presenta en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Donde $t(D)$ representa el valor medio de $x(D)$ a una profundidad dada; $s(D)$ representa la variación de $x(D)$ a la profundidad dada y tiene una media de cero y una desviación estándar de $\sigma_s(D)$. La teoría y la estadística de las probabilidades se han aplicado para modelar la variabilidad espacial inherente de las propiedades del suelo desde 1970 (DeGroot & Baecher, 1993).

$$x(D) = t(D) + s(D) \quad \text{Ecuación 1}$$

La elección de centrarse en la variación espacial de las propiedades del suelo en dirección vertical, en lugar de la horizontal, refleja una estrategia de simplificación que a menudo se emplea en el diseño geotécnico, pero esta simplificación generalmente conduce a diseños conservadores (Griffiths & Fenton, 2007)

3.1.4. Errores de medición

Los errores de medición son inevitables durante pruebas de campo y de laboratorio (Kulhawy & Phoon, 1996). Estos errores surgen de tres fuentes: La primera de ellas denominada errores de equipo (por ejemplo, inexactitudes de los dispositivos de medición, variaciones en las geometrías del equipo y sistemas utilizados para las pruebas de rutina). La segunda fuente corresponde a los errores de prueba aleatorio (es decir, la dispersión restante en las mediciones que no es asignable a parámetros de prueba específicos y no es causada por la variabilidad inherente de los suelos). Y finalmente, la tercera fuente es el error de medición total y puede estimarse a partir de la raíz cuadrada de la suma de los errores de equipo, operadores de procedimiento y errores de prueba aleatorios (Mayne et al., 1995) y (Orchant et al., 1988).

Phoon (1995) resumió los errores de medición de varias pruebas de laboratorio, como son los ensayos triaxiales, prueba de veleta en laboratorio, corte directo y límite de Atterberg. Adicionalmente, Mayne et al (1995) resumieron los errores de medición de varios ensayos de campo como son los ensayos de SPT, CPT, PMT y VST. De igual forma estos autores estimaron los errores de medición totales de estos mismos ensayos, encontrando valores que oscilan entre el 15% y el 45% para el SPT, entre el 5% y el 25% para el CPT, entre el 10% y el 25% para el PMT y entre el 10% y el 20% para el VST.

3.1.5. Incertidumbre estadística

El número de resultados de ensayos específicos del proyecto suele ser limitado durante la caracterización geotécnica del sitio (Nawari & Liang, 2000); (Baecher & Christian, 2006). Diferentes conjuntos de resultados de las pruebas con un tamaño de muestra relativamente pequeño podrían resultar en estadísticas significativamente diferentes de las propiedades del suelo. En otras palabras, las estadísticas de las propiedades del suelo estimadas a partir de resultados limitados de las pruebas son inciertas. Esta incertidumbre se conoce como "incertidumbre estadística" (Kulhawy & Phoon, 1996); (Baecher & Christian, 2006). La incertidumbre estadística surge de la insuficiencia de los datos de observación y se considera comúnmente que se incluyen en los errores de medición (Kulhawy & Phoon, 1996). La incertidumbre estadística disminuye a medida que los datos de observación aumentan y se clasifica como "incertidumbre epistémica" en la naturaleza (Baecher & Christian, 2006).

3.1.6. Incertidumbres de transformación

La propiedad del suelo que se utiliza directamente en el diseño se puede estimar a partir de los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio (es decir, la propiedad medida) mediante modelos de transformación, tales como las correlaciones empíricas y teóricas entre la propiedad medida y la propiedad de diseño (Kulhawy & Mayne, 1900); (Phoon & Kulhawy, 1999). Las correlaciones empíricas a menudo se obtienen a partir de la adaptación de datos empíricos y, por lo tanto, están asociadas con algunas incertidumbres debido a la dispersión de los datos y la imprecisión del mejor ajuste (Kulhawy & Mayne, 1900); (Phoon & Kulhawy, 1999). Las correlaciones teóricas también están asociadas con algunas incertidumbres debidas a idealizaciones y simplificaciones en la teoría (Phoon & Kulhawy, 1999).

Las incertidumbres que están vinculadas al modelo de transformación se agrupan bajo el término "incertidumbre de transformación" (ϵ). Esta incertidumbre puede ser descrita como una distribución aleatoria con una media de cero y una desviación estándar σ_ϵ , la cual señala la amplitud de la incertidumbre de transformación y refleja los niveles de confianza en el modelo de transformación correspondiente (Phoon & Kulhawy, 1999), Arias (2019).

La incertidumbre de la transformación surge de la falta de conocimiento acerca de la relación entre la propiedad medida y la propiedad de diseño, y por lo tanto se clasifica como

incertidumbre epistémica y puede reducirse a medida que el conocimiento sobre la relación mejora (Baecher & Christian, 2006).

3.1.7. Propagación de Incertidumbre

La variabilidad inherente y diversas incertidumbres epistémicas abarcan errores de medición, incertidumbre estadística e incertidumbre de transformación, las cuales, emergen durante la caracterización física y mecánica del suelo ya sea a través de ensayos de campo o de laboratorio. Estas incertidumbres se integran en las propiedades de diseño estimadas generando fuentes de variabilidad. La variabilidad total (que incluye la variabilidad inherente, errores de medición, incertidumbre estadística e incertidumbre de transformación) de las propiedades de diseño estimadas puede ser determinada mediante un enfoque de segundo momento desarrollado por (Phoon, 1995); (Phoon & Kulhawy, 1999); Arias (2019).

Cuando las incertidumbres epistémicas (es decir, los errores de medición, la incertidumbre estadística y las incertidumbres de transformación) son grandes, la variabilidad total de las propiedades estimadas del suelo de diseño es grande. Esto generalmente conduce a diseños conservadores por enfoques de diseño basado en fiabilidad (Phoon, 1995). A medida que el conocimiento mejora, se reducen las incertidumbres epistémicas y se reduce la variabilidad total de las propiedades del suelo del diseño estimado.

Sin embargo, vale la pena señalar que las incertidumbres epistémicas que surgen del conocimiento insuficiente no contribuyen a la respuesta real de las estructuras geotécnicas. Por el contrario, la variabilidad inherente de los suelos afecta significativamente la respuesta real de estas estructuras (Phoon, 1995); (Fenton & Griffiths, 2002). Para comprender de manera probabilística la respuesta real de las estructuras geotécnicas, es importante describir detalladamente la variabilidad inherente de las propiedades del suelo utilizadas en el diseño. Sin embargo, la investigación que se centra directamente y de manera explícita en la variabilidad inherente de estas propiedades del suelo, utilizando la teoría de probabilidades, es escasa Arias (2019).

3.1.8. Homogeneidad estadística y transformación de datos.

En términos generales, la homogeneidad estadística (o estacionariedad) significa que la media y la desviación estándar de la propiedad de interés del suelo son espacialmente constantes y la autocorrelación sólo depende de la distancia separada entre dos ubicaciones en lugar de las posiciones absolutas.

La homogeneidad estadística es un requisito previo importante para el análisis estadístico convencional (por ejemplo, calcular la media y la desviación estándar) en un conjunto de datos de observación. Si los datos de observación no son estacionarios, se pueden utilizar técnicas de transformación de datos para transformar los datos observados en datos estacionarios, tales como técnicas de detrending para el componente de tendencia no constante y técnicas de transformación de varianza (por ejemplo, transformación logarítmica y transformación de Box-Cox) Desviación estándar no constante (Jaksa, 1995).

Las técnicas Detrending, tales como el análisis de regresión y el método de normalización (Jaksa, 1995); (Phoon et al., 2003), se usan ampliamente para eliminar el componente de tendencia evidente. El análisis de regresión proporciona el mejor ajuste de una función de tendencia predefinida basada en los datos de observación. La elección de la función de tendencia es una decisión sobre cuánta de la variabilidad espacial en los datos de observación se considera como una función determinista y, por consiguiente, si el componente residual en las mediciones se considera estadísticamente y se modela como un proceso aleatorio, es decir, un campo aleatorio en el dominio espacial (Baecher, 1987). La función de tendencia puede ser lineal o polinómica, pero rara vez hay suficientes datos para estimar cualquier forma más complicada que una tendencia lineal en la caracterización rutinaria del sitio (Lumb, 1966).

3.2. TEORÍA DE CAMPOS ALEATORIOS.

La teoría de campos aleatorios fue desarrollada por Vanmarcke et al (1986) para determinar la variabilidad espacial de los suelos y su influencia en el diseño de las estructuras geotécnicas. Dentro de la teoría de campos aleatorios, una característica del suelo en una capa que es estadísticamente homogénea se explica mediante un conjunto de variables aleatorias que comparten la misma media y desviación estándar. La relación de autocorrelación entre estas variables aleatorias está determinada por la longitud de correlación, también conocida como escala de fluctuación. (Vanmarcke et al., 1986); (Fenton & Griffiths, 2008); (Aria, 2019).

La longitud de correlación se refiere a una distancia de separación en la cual la propiedad del suelo exhibe una correlación relativamente sólida de un punto a otro. (Fenton & Griffiths, 2008); (Wang et al., 2016); Arias (2019). En el dominio espacial, una característica del suelo que sigue una distribución normal puede expresarse de acuerdo con la siguiente expresión.

$$x(D) = \mu(t) + \sigma L^T Z \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

$x(D)$: Vector de la propiedad del suelo de interés a diferentes profundidades.

μ : Media de la propiedad del suelo.

σ : Desviación estándar de la propiedad del suelo.

t : Es un vector con nD componentes iguales a 1.

Z : Vector gaussiano estándar con componentes nD

L : es un nD para una matriz triangular superior obtenida por descomposición de Cholesky de la matriz de correlación R que satisface la Ecuación 3.

$$R = L^T L \quad \text{Ecuación 3}$$

En la que la cual, (i, j) es el coeficiente de correlación de la propiedad del suelo en la i -ésima y la j -ésima profundidad y se calcula a partir de una función de correlación f_c , que es una función de la longitud de correlación y describe la correlación de la variación de una propiedad del suelo en diferentes lugares. Para una estructura de correlación determinada (o función de correlación), un campo aleatorio está determinado únicamente por la media, la desviación estándar y la longitud de correlación. Basándose en un conjunto de mediciones (por ejemplo, resistencia por punta de cono medida mediante una prueba de CPT), se puede estimar la media, la desviación estándar y la longitud de correlación de las propiedades medidas (Vanmarcke, 1977); (Fenton, 1999).

La aplicación de la teoría de campos aleatorios para describir y modelar la variabilidad espacial inherente de las propiedades del suelo implica dos cuestiones importantes: la homogeneidad estadística o estacionariedad y la función de correlación.

El campo aleatorio $V(X,\theta)$ permite representar la variabilidad espacial de las con respecto a su media. La propiedad analizada en cada punto X del medio se considera como una variable aleatoria (función del resultado del experimento, θ) Arias (2019). Un campo se define por medio de su valor esperado $E\{V(X,\theta)$, su varianza $Var[V(X,\theta)]$ y su función de auto covarianza $CV(X_1,X_2)$ describe la correlación espacial de las variables locales las cuales se describen en las siguientes expresiones.

Valor esperado:

$$\mu_v(X, \theta) = E\{V(X, \theta)\} \quad \text{Ecuación 4}$$

Varianza:

$$\sigma_v^2(X, \theta) = Var[V(X, \theta)] \quad \text{Ecuación 5}$$

Desviación estándar:

$$\sigma_v(X, \theta) = \sqrt{\sigma_v^2(V(X))} \quad \text{Ecuación 6}$$

Coefficiente de variación

$$C_v = \sigma_v/E\{V(X, \theta)\} \quad \text{Ecuación 7}$$

Función de autocovariaza

$$C_v(X_1, X_2) = E\{[V(X_1) - \mu_v(X_1)][V(X_2) - \mu_v(X_2)]\} \quad \text{Ecuación 8}$$

Función de autocovarianza normalizada

$$\rho_v(X_1, X_2) = C_v(X_1, X_2)/\sigma_v(X_1)\sigma_v(X_2) \quad \text{Ecuación 9}$$

Según Arias (2019), los parámetros que caracterizan el campo aleatorio de las propiedades del material, como el valor esperado y la varianza, variarán dependiendo de la cantidad de mediciones de campo y muestreos disponibles. Estos parámetros pueden determinarse directamente a partir de tales mediciones cuando se dispone de suficientes datos, lo que hace que el campo sea de tipo condicional. Sin embargo, en situaciones donde los datos son

escasos, resulta útil definir un campo aleatorio basado en la experiencia adquirida en sitios con características similares. Mediante un análisis Bayesiano que tome en cuenta la información a priori, es posible obtener los parámetros del campo (Spry et al., 1988). Un análisis más completo que tome en cuenta también la incertidumbre asociada a la falta de datos se puede lograr usando un enfoque Bayesiano y las herramientas del enfoque espectral.

3.3. MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS.

El método de elementos finitos (MEF) es una herramienta matemática y computacional utilizada para encontrar soluciones aproximadas a ecuaciones diferenciales parciales (EDP) que describen el comportamiento de un sistema físico continuo. Este método es particularmente valioso en problemas complejos donde las soluciones analíticas son difíciles o imposibles de obtener (Hughes, 1996) .

La idea fundamental se basa en dividir el dominio del problema en elementos más pequeños, generalmente de forma geométrica simple, como triángulos o cuadriláteros en 2D, o tetraedros y hexaedros en 3D. Cada elemento se describe por un conjunto de ecuaciones algebraicas que representan su comportamiento local, y estos elementos están conectados en nodos compartidos. La red resultante de elementos y nodos se denomina malla o malla finita (Bhavikatti, 2005) .

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. Las ecuaciones que rigen el comportamiento del medio continuo regirán también el del elemento. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito (Oñate, 1996).

El MEF es una herramienta poderosa y versátil para resolver problemas de ingeniería, permitiendo analizar sistemas complejos y obtener soluciones numéricas para una variedad de aplicaciones (Rao, 2017). En el MEF, algunos términos clave son: el dominio, las condiciones de contorno y las incógnitas (Bhavikatti, 2005). La Figura 3 muestra un sistema de análisis de elementos finitos.

El dominio se refiere al área o región del espacio físico en la cual se está resolviendo el problema. Este puede ser un sólido, una estructura, un fluido, o cualquier otra entidad física que esté sujeta a análisis. El dominio se divide en elementos finitos más pequeños para facilitar el análisis numérico (Rao, 2017).

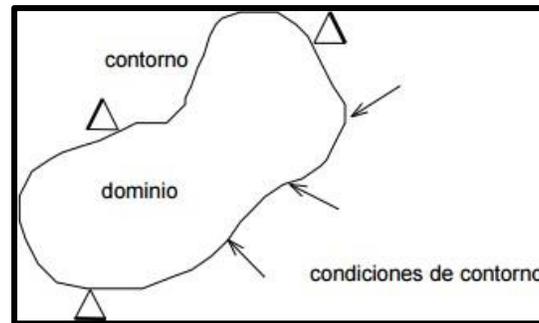


Figura 3 - Sistema de análisis elementos finitos. Fuente (Oñate, 1996).

Las condiciones de contorno especifican el comportamiento del sistema en los límites del dominio o en puntos específicos. Hay dos tipos principales de condiciones de contorno: el primero de ellos conocido como condiciones de contorno de desplazamiento, los cuales determinan cómo se desplaza o deforma la estructura en sus bordes. El segunda es conocido como condiciones de contorno de carga y especifican las fuerzas o momentos aplicados a la estructura en lugares específicos (Rao, 2017).

Por último, las incógnitas son las cantidades desconocidas que se buscan determinar mediante el análisis. En el contexto del MEF, las incógnitas suelen ser los desplazamientos nodales o las variables relacionadas con la distribución de la magnitud física de interés (como la temperatura, la presión, etc.). Estas incógnitas se determinan resolviendo un sistema de ecuaciones algebraicas derivado del método (Rao, 2017).

El proceso de análisis de MEF consiste, inicialmente, en sustituir un dominio formado por un número infinito de puntos, por un número finito que el usuario considere suficiente bajo sus criterios. A este proceso se le denomina discretización, y da lugar a una malla formada por nodos y elementos. La razón para llevar a cabo esta discretización es convertir el problema continuo en uno discreto que pueda resolverse numéricamente. Al convertir un dominio continuo en un conjunto discreto de elementos, se transforman las ecuaciones diferenciales

continuas del problema en un sistema de ecuaciones algebraicas, que es más manejable para su solución numérica (Bhavikatti, 2005).

Una de las mayores ventajas del MEF, es que el usuario tiene la flexibilidad de controlar el tamaño de la malla, ajustando el número de nodos y elementos. Un mayor número de nodos generalmente mejora la precisión de la solución, pero también aumenta los requisitos computacionales (Rao, 2017). En resumen, la discretización mediante la creación de una malla de nodos y elementos es un paso fundamental en el MEF, ya que permite transformar un problema continuo en uno discreto y, por lo tanto, más accesible para técnicas numéricas.

3.4 MODELO CONSTITUTIVO CAM CLAY MODIFICADO

El método constitutivo Cam Clay es un modelo teórico utilizado en la mecánica de suelos para describir el comportamiento de suelos cohesivos, especialmente suelos arcillosos, bajo cargas aplicadas. Este método fue desarrollado originalmente por Arthur Casagrande en la década de 1940 y ha sido ampliamente utilizado en la ingeniería geotécnica para el análisis de cimentaciones, excavaciones, estabilidad de taludes, entre otros (Huat et al., 2006).

El método constitutivo Cam Clay se basa en tres hipótesis principales:

- **Deformación Instantánea:** Según esta hipótesis, cuando se aplica una carga al suelo, este experimenta deformaciones instantáneas sin consolidación adicional. Esto implica que las deformaciones se producen de manera inmediata y sin retraso.
- **Consolidación Secundaria:** Después de la deformación instantánea, el suelo continúa consolidándose gradualmente con el tiempo debido a procesos de drenaje y redistribución de esfuerzos. Esta consolidación secundaria es un proceso lento y puede tener un impacto significativo en el comportamiento a largo plazo del suelo.
- **Anisotropía Volumétrica:** La deformación volumétrica del suelo está relacionada con la deformación de corte mediante relaciones específicas. Esto implica que los cambios en el estado de esfuerzos del suelo pueden afectar su volumen y viceversa.

La formulación matemática del método constitutivo Cam Clay se basa en ecuaciones que relacionan los esfuerzos, las deformaciones y los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo. Estos parámetros se determinan a partir de ensayos de laboratorio y son utilizados para caracterizar el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga (P.-Y. Hicher & Shao, 2008).

El modelo Cam Clay es conocido por su capacidad para capturar el comportamiento no lineal y la historia de cargas de suelos cohesivos, lo que lo hace útil en una amplia variedad de aplicaciones geotécnicas. Sin embargo, también tiene sus limitaciones y puede requerir ajustes o modificaciones para adaptarse a condiciones específicas del suelo y del problema de ingeniería en cuestión (Hicher & Shao, 2008).

Por otra parte, El método constitutivo Cam Clay modificado (MCC) es una extensión del modelo original propuesto por Arthur Casagrande. Este enfoque se utiliza para describir el comportamiento de suelos arcillosos bajo cargas estáticas y dinámicas (Hicher & Shao, 2008). La modificación del método original tiene como objetivo abordar algunas limitaciones observadas en ciertas condiciones de esfuerzo y deformación del suelo.

Una de las premisas fundamentales en la versión modificada del modelo Cam-Clay es la consideración de que la superficie de fluencia (o plastificación) coincide con el potencial plástico. Esto implica la aplicación de una regla de flujo asociada y la aceptación del criterio de normalidad, donde el aumento de deformación plástica es perpendicular, en cada punto, a la curva de fluencia o plastificación. Además, se presupone la hipótesis de rigidización isótropa, lo que significa que las sucesivas superficies de fluencia, que emergen al incrementarse las cargas sobre la muestra, son similares en forma y proporción (Segura et al., 1999).

La formulación básica de este modelo se puede expresar mediante las siguientes relaciones constitutivas:

- La ecuación 10 relaciona el volumen específico y el esfuerzo normal durante una compresión isotrópica y la ecuación 11 es la expresión general en los procesos de descarga y recarga.

$$v = v_0 - \lambda \ln P \quad \text{Ecuación 10}$$

$$v = v_k - K \ln P \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

λ : Pendiente de la rama de compresión noval

K: Pendiente de la rama de carga-descarga

V_0 y V_k : Constantes del suelo que localizan las ramas de compresión nova y descarga-recarga.

- La línea de descarga-recarga para la línea de fluencia se expresa como:

$$v = v_0 - \lambda \ln P + k \ln \frac{P_c}{P} \quad \text{Ecuación 12}$$

- La ecuación 12 expresa la relación entre la rama de compresión noval (λ) con la pendiente de la curva de compresión noval en el espacio e-log σ (C_c).

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad \text{Ecuación 13}$$

- La ecuación 13 representa la relación entre la línea de carga y descarga (k) con el parámetro C_s .

$$\lambda = \frac{C_s}{\ln 10} \quad \text{Ecuación 14}$$

Se define el estado crítico como aquella combinación de esfuerzos en la que la deformación de corte plástica progresa indefinidamente sin cambio en el esfuerzo, ni en el volumen.

$$\frac{\partial p}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_s} = 0 \quad \text{Ecuación 15}$$

El estadio crítico se alcanza cuando se producen deformaciones plásticas y la relación de esfuerzos sea igual a:

$$\frac{q_{cs}}{p_{cs}} = M_c \quad \text{Ecuación 16}$$

Autores como Dodaro et al (2022) y Liang & Mitchell (1988) están de acuerdo en que el método de Cam Clay modificado es el más adecuado para modelos numéricos de arcillas blandas, ya que permite recrear de manera más efectiva un modelo de comportamiento del suelo.

3.5. PLAXIS 2D

PLAXIA 2D es un software de análisis geotécnico avanzado basado en el método de elementos finitos. Está diseñado específicamente para el análisis de problemas geotécnicos bidimensionales, lo que significa que se centra en el comportamiento de suelos y estructuras en un plano. Utiliza elementos estructurales predefinidos y tipos de carga en un entorno de tipo CAD. Esto permite al usuario la creación de modelos de manera rápida y eficiente, lo que conlleva a la reducción de tiempo en la interpretación de resultados.

La Versión 21 del PLAXIS 2D puede ser utilizada para llevar a cabo análisis de elementos finitos en dos dimensiones. Los modelos de elementos finitos pueden ser de deformación plana (Plane strain) o Axisimétricos (Axisymmetric). La configuración por defecto del parámetro Model es Plane strain. Este utiliza un modelo de deformación plana (Plane strain) en el caso de geometrías con una sección transversal (más o menos) uniforme para las que pueda suponerse que los correspondientes estados tensionales y de cargas son uniformes a lo largo de una determinada longitud perpendicular a la sección transversal (dirección z). Los desplazamientos y deformaciones en la dirección z se consideran nulos. Sin embargo, considera los esfuerzos en la dirección z (Brinkgreve, 2004).

Algunas de las características y aplicaciones clave de PLAXIS 2D incluyen:

- Modelado Geotécnico: Plaxis 2D se utiliza para modelar y analizar una variedad de problemas geotécnicos bidimensionales, como excavaciones, cimentaciones, muros de contención, estabilidad de taludes, consolidación del suelo, y más.

- **Elementos Finitos:** Utiliza el método de elementos finitos (MEF) para discretizar y analizar el comportamiento de suelos y estructuras. Esto implica la subdivisión del dominio en elementos finitos, que se conectan en nodos y permiten un análisis detallado y preciso.
- **Características de los Suelos:** Permite la definición de propiedades específicas del suelo, incluyendo su comportamiento elástico, plástico y consolidación. Además, puede considerar el comportamiento no lineal del suelo.
- **Interacción Suelo-Estructura:** Permite la modelización detallada de la interacción entre estructuras y suelos, considerando la deformación mutua durante las fases de carga y descarga.
- **Análisis de Estabilidad:** PLAXIS 2D es ampliamente utilizado para evaluar la estabilidad de taludes y muros de contención, así como para analizar la capacidad portante de cimentaciones bajo diversas condiciones de carga.
- **Flujo de Agua y Consolidación:** Puede modelar el flujo de agua a través del suelo y analizar procesos de consolidación. Esto es particularmente útil en proyectos de ingeniería civil y geotecnia.
- **Cargas Dinámicas:** También puede considerar cargas dinámicas y analizar el comportamiento del suelo y las estructuras bajo condiciones sísmicas.
- **Resultados y Visualización:** Proporciona herramientas avanzadas para visualizar y analizar los resultados del análisis de manera gráfica y numérica.

PLAXIS 2D cuenta con la posibilidad de manejar 6 nodos o 15 nodos para realizar el proceso de modelación. El elemento predilecto para realizar la modelación es el triángulo con 15 nodos, dado que proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica implica 12 puntos de evaluación de esfuerzos, dando resultados de gran exactitud en problemas complejos, sin embargo, su uso implica mayor gasto de recurso para el procesamiento de la información. Con el objetivo de que el análisis se realice conforme al requerimiento deseado, es necesario la especificación adecuada de las dimensiones en la zona

de dibujo, de manera que el modelo geométrico que se desee evaluar permita un adecuado desarrollo dentro de las fronteras establecidas del comportamiento de cada nodo establecido dentro del modelo. La Figura 4 presenta la posición de los nodos y los puntos de tensión en elementos del suelo.

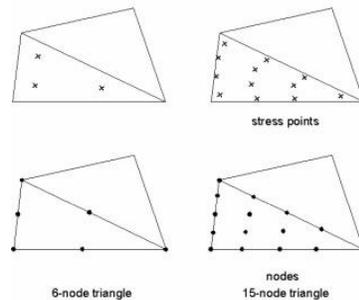


Figura 4. Posición de los nodos y los puntos de tensión en elementos de suelo. Fuente (Brinkgreve, 2004).

3.6. EFECTOS DE LA VARIABILIDAD ESPACIAL DE UN SUELO EN LA CAPACIDAD PORTANTE.

El estudio "Bearing Capacity of foundations resting on a spatially random soil" de Soubra et al (2008), proporciona una valiosa contribución al entendimiento de la capacidad de carga última de cimentaciones en suelos con variabilidad espacial. En términos generales el documento presenta los efectos que tiene la variabilidad espacial de un suelo en la distribución de esfuerzos y deformaciones alrededor de la cimentación, lo cual, afecta la resistencia del suelo y, por lo tanto, la capacidad de carga última de la cimentación. Estos efectos se determinaron mediante simulaciones numéricas usando el sistema Lagrangiano, el cual es un código de diferencia finita explícito denominado FLAC3D. La cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo se modelaron como campos aleatorios anisotrópicos no normales. La metodología utilizada para la discretización de los campos aleatorios se basa en la representación espectral, método propuesto por Yamazaki & Shinozuka (1988). Los resultados demostraron que la capacidad de carga promedio de un cimiento superficial apoyado sobre un suelo espacialmente aleatorio es menor que la determinada para un suelo homogéneo.

Un caso crítico aparece cuando las distancias de autocorrelación son iguales al ancho de la zapata. El valor promedio de la carga máxima de la zapata es más sensible a la distancia de

autocorrelación horizontal que a la vertical. Finalmente, se ha demostrado que la explicación de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo da un índice de confiabilidad más alto que el obtenido con la suposición de variables aleatorias (Soubra et al., 2008).

3.6.1. Resultados numéricos

El suelo es parametrizado y el ángulo de fricción y la cohesión son modelados como dos campos aleatorios independientes, la cohesión sigue una distribución log-normal mientras que ϕ está delimitado ($0 < \phi < 45^\circ$) con una distribución β . Posteriormente se utiliza una función de autocorrelación anisotrópica tanto para la cohesión como para la fricción, mediante una función exponencial de primer orden planteada por Vanmarcke (1988). La ecuación 10 presenta un modelo de esto.

$$\rho(\delta_x, \delta_y) = e^{-2\sqrt{\left(\frac{\delta_x}{Dh}\right)^2 + \left(\frac{\delta_y}{Dy}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 10}$$

donde Dh y DV son las distancias de autocorrelación en las direcciones vertical y horizontal.

3.6.2. Convergencia de la simulación Montecarlo

La Figura 5 muestra el efecto del tamaño de la muestra en la media esperada μ_{Pu} y el coeficiente de variación COV kPa en la carga última de la zapata. El caso mostrado en esta figura corresponde a una función de autocorrelación isotrópica con δ_x y $\delta_y = 2m$. Se puede ver que la media y el coeficiente de variación predichos permanecen prácticamente constantes para un tamaño de muestra mayor que 100.

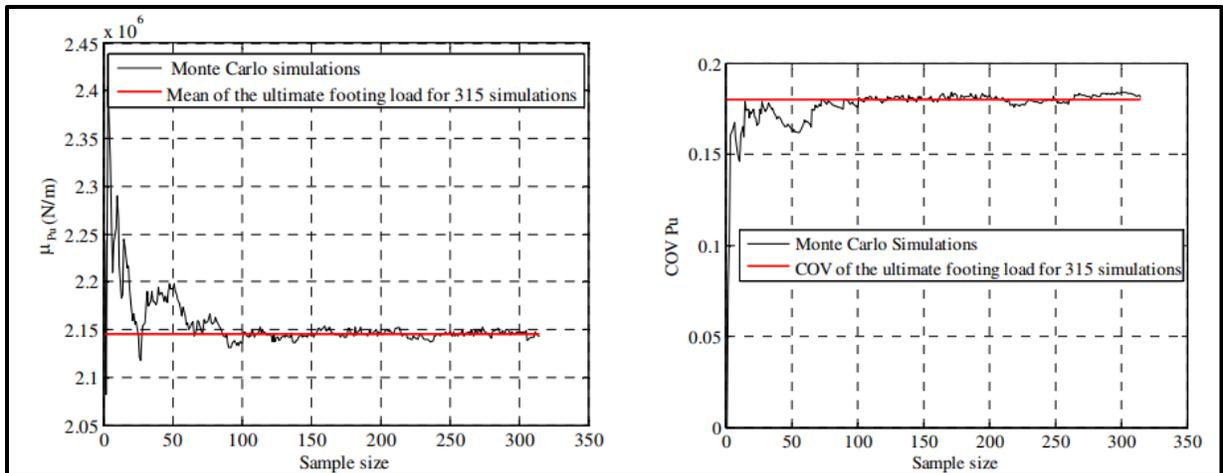


Figura 5. Media y desviación estándar de la carga máxima de la zapata con respecto al tamaño de la muestra. Fuente (Soubra et al. 2008).

La Figura 6 presenta, respectivamente, las curvas de carga-desplazamiento y las curvas de la pendiente de carga de la zapata obtenida para todas las simulaciones de Monte Carlo. Estas figuras también presentan las curvas medias de todas las simulaciones. Se puede observar que el valor medio de la pendiente de la zapata es muy cercano a cero.

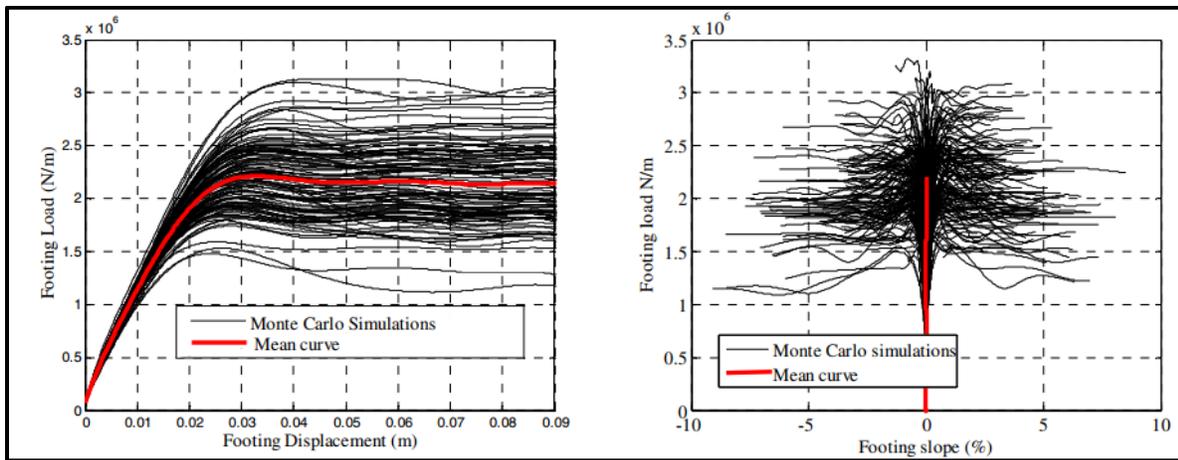


Figura 6. Curvas de carga – desplazamiento a partir de simulaciones de Monte Carlo. Fuente (Soubra et al. 2008).

La Figura 7 muestra la malla deformada obtenida para una modelación de suelo con variabilidad espacial de sus propiedades. Esta figura muestra que la variabilidad espacial inherente de los parámetros de resistencia al corte del suelo puede modificar drásticamente la

forma básica del mecanismo de falla. Aparecen asentamientos diferenciales en el suelo que varían espacialmente y conduce a la rotación de la zapata. Esto es imposible en un análisis homogéneo determinista del suelo en un problema simétrico.

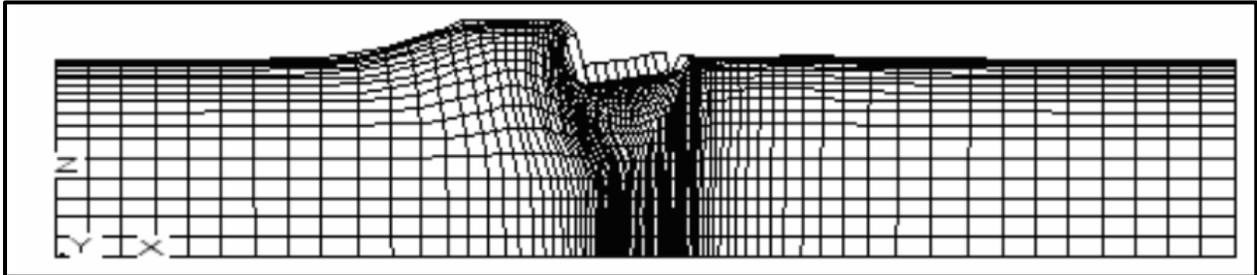


Figura 7. Malla deformada correspondiente a una realización del suelo aleatorio. Fuente (Soubra et al. 2008).

Griffiths & Fenton (2001) en su investigación titulada Bearing capacity of spatially random soil: the undrained caly Prandtl problem revisited, presentan los resultados de fusionar el análisis de elementos finitos de la teoría elasto - plástica con la teoría de campos aleatorios. En la cual realizaron una investigación sobre la capacidad de carga de las arcillas sin drenar con una resistencia al corte espacialmente variable. El objeto de la investigación fue determinar hasta qué punto la variación y la correlación espacial impactan la resistencia al corte no drenado del suelo en las estadísticas de la capacidad de carga.

Los resultados de la capacidad de carga se expresaron en términos del factor de capacidad de carga, N_c , en relación con la resistencia media no drenada. Para bajos coeficientes de variación de la resistencia al corte, el valor esperado del factor de capacidad de carga tiende a la solución de Prandtl de $N_c = 5.14$. Sin embargo, para valores más altos del coeficiente de variación, el valor esperado del factor de capacidad de carga disminuye bruscamente.

La resistencia al corte no drenado se obtiene a través de la transformación con la ecuación 11.

$$C_{ui} = \exp(\mu \ln c_{ui} + \sigma \ln c_{ui} g_i) \quad \text{Ecuación 11}$$

En donde:

C_{ui} : resistencia al corte no drenado asignada a un elemento i .

g_i : promedio local de un campo aleatorio Gaussiano estándar.

$\mu \ln_{Cu}$: Media del logaritmo de C_u

$\sigma \ln_{Cu}$: Desviación estándar del logaritmo de C_u

A partir de la siguiente malla que se presenta en la Figura 8 se realizaron los análisis de capacidad portante de una zapata que descansa sobre un suelo con variabilidad espacial.

Los análisis de capacidad de carga se realizaron utilizando la malla de la Figura 8 con los parámetros de entrada en los siguientes rangos:

$$0.125 \leq \Theta_{c_u} < \infty$$

$$0.125 \leq COV_{c_u} \leq 4$$

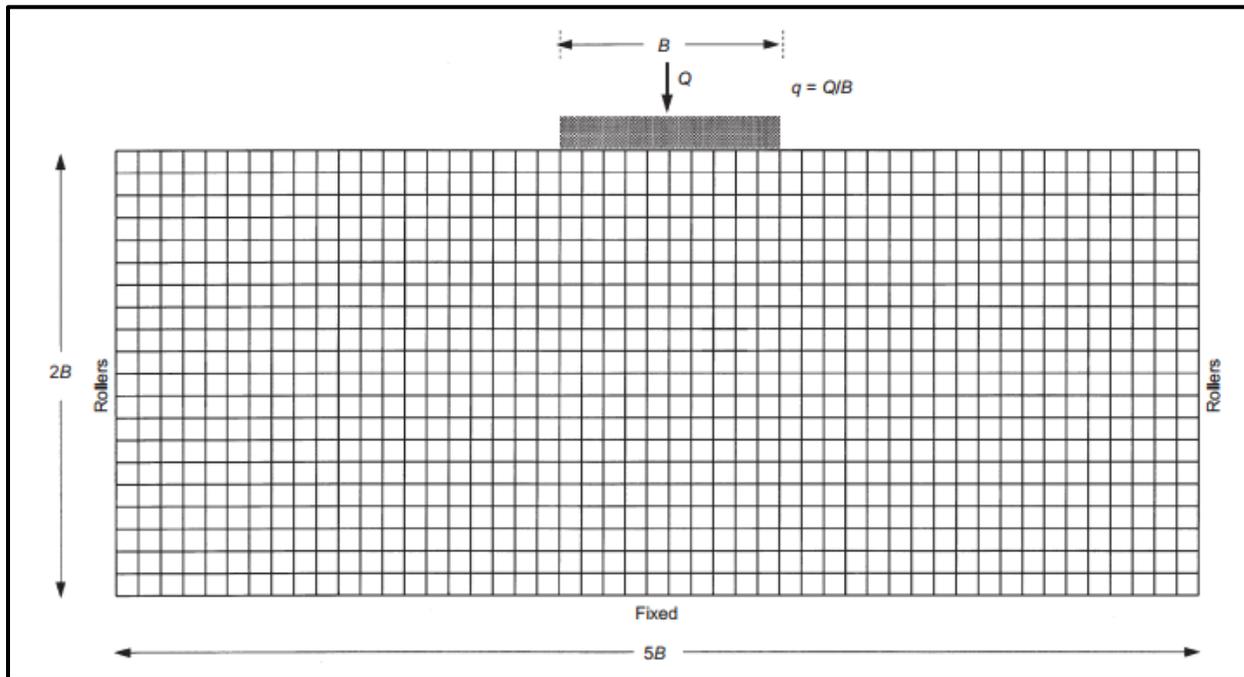


Figura 8. Malla usada en el análisis probabilístico de la capacidad de carga. Fuente (Griffiths et al. 2001).

La Figura 9 muestra una malla deformada típica luego de la falla, con una escala de grises superpuesta correspondiente a $\Theta_{cu} = 1$, en la que las regiones más claras indican un suelo más fuerte y las regiones más oscuras indican un suelo más débil. En este caso, las zonas oscuras y las zonas claras son aproximadamente del ancho de la zapata, la región débil

(oscura) cerca de la superficie del suelo a la derecha de la zapata ha activado un mecanismo de falla bastante no simétrico. La forma del mecanismo de falla no simétrico se puede ver mejor mediante la gráfica de vectores de desplazamiento para la misma realización, que se muestra en la Figura 10.

A medida que Θ_{cu} se vuelve muy pequeño, el factor de capacidad de carga media continuará aumentando hacia la solución determinista de Prandtl de 5.14. La explicación radica en el hecho de que a medida que la longitud de la correlación espacial disminuye, el camino más débil se vuelve cada vez más complicado y su longitud es correspondientemente más larga. Como resultado, la ruta más débil comienza a buscar rutas más cortas que atraviesen material de mayor resistencia. En el límite, como Θ_{cu} tiende a 0, se espera que la ruta de falla óptima sea la misma que en un material uniforme con una resistencia igual al valor medio, por lo que se regresa a la solución determinista de Prandtl.

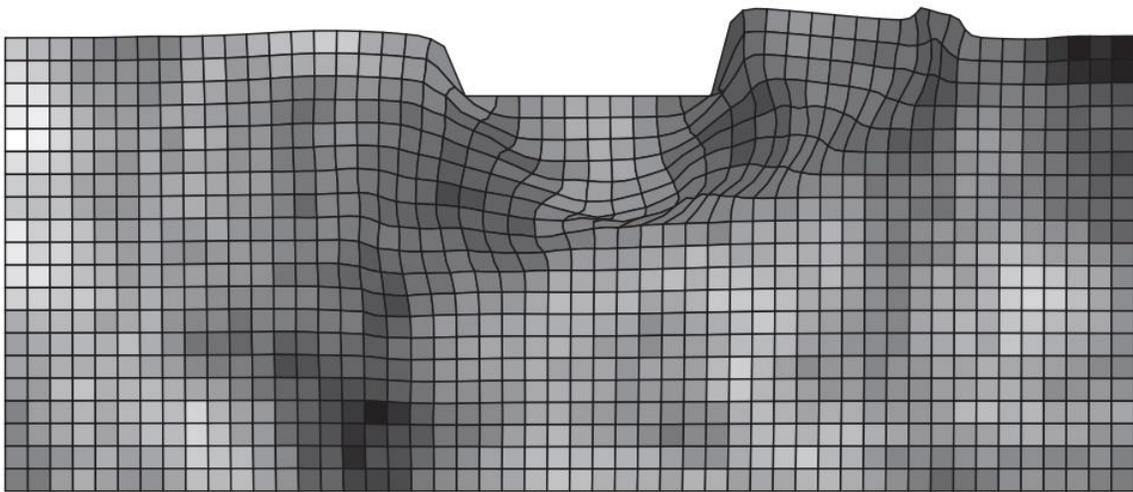


Figura 9. Malla típica deformada con escala de grises en la falla $\Theta_{cu} = 1$. Las regiones más oscuras indican un suelo más débil. Fuente (Griffiths et al. 2001).

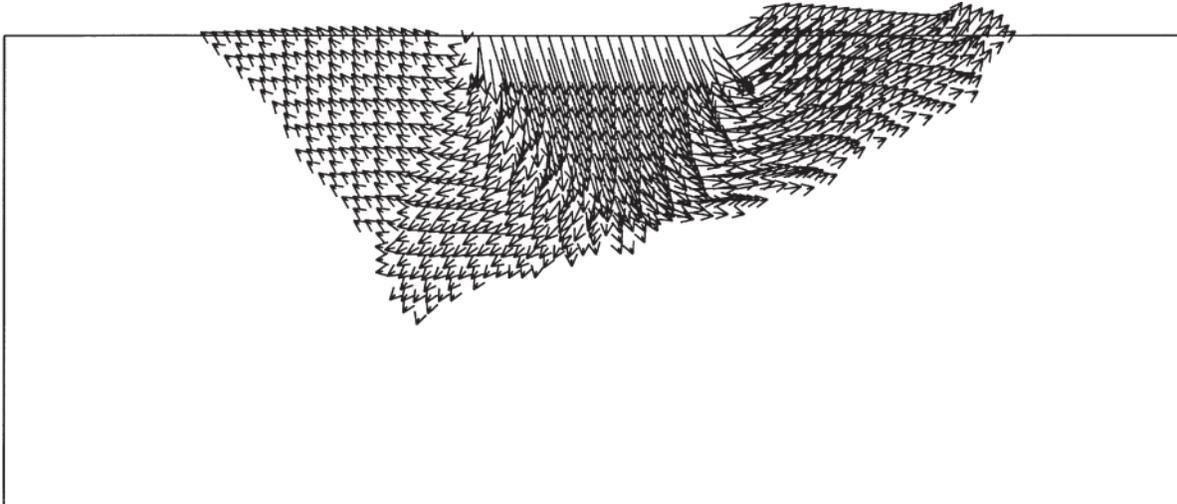


Figura 10. Vectores de desplazamiento en la falla para el caso mostrado en la Figura 9. La forma asimétrica del mecanismo de falla es claramente visible. Fuente (Griffiths et al. 2001).

Entonces la heterogeneidad de la resistencia del suelo en forma de una distribución logarítmica normal que varía espacialmente puede reducir significativamente la capacidad de carga media de una zapata sobre una arcilla no drenada.

A medida que aumenta la varianza de la resistencia del suelo, disminuye la capacidad de carga media. Se observó una capacidad portante media mínima para longitudes de correlación de aproximadamente la mitad del ancho de la zapata. Para longitudes de correlación aún más pequeñas, se detectó un pequeño incremento en la capacidad media de carga. Se podría especular que, a medida que Θ_{cu} se vuelve cada vez más pequeño, el factor de capacidad de carga media continuará aumentando hacia la solución determinista de Prandtl de 5,14.

Popescu et al (2005), estudiaron los efectos de la variabilidad de las propiedades de un suelo heterogéneo sobre la capacidad portante. En el marco de esta investigación, se llevó a cabo un examen exhaustivo sobre el impacto de la heterogeneidad aleatoria de las propiedades del suelo en relación con su capacidad de carga. La propiedad específica del suelo bajo consideración fue la resistencia al corte no drenado.

Durante el análisis, identificaron dos fuentes fundamentales de incertidumbre asociadas a la resistencia al corte no drenada. En primer lugar, se abordó la variabilidad espacial inherente, la cual fue modelada como un campo no Gaussiano. Esta variabilidad espacial introdujo un

componente adicional de complejidad al considerar la distribución no uniforme de la resistencia al corte no drenado en el área de estudio. En segundo lugar, se examinó la incertidumbre relacionada con la estimación del valor esperado de la resistencia al corte no drenado. Este aspecto fue modelado como una variable aleatoria, reflejando las posibles fluctuaciones en la precisión de la estimación de este parámetro.

Las dos fuentes de incertidumbre mencionadas se abordaron de manera individual antes de ser integradas en un enfoque holístico. (Popescu et al., 2005) implementaron un método de simulación Monte Carlo en combinación con el análisis de elemento finito no lineal para llevar a cabo esta integración. La variabilidad espacial inherente de la resistencia al corte del suelo se examinó detalladamente y se evidenció que puede tener un impacto significativo en el mecanismo de falla. Contrariamente a la noción de un mecanismo de falla promedio, demostraron que la variabilidad espacial puede modificar drásticamente la configuración básica del mecanismo de falla. Este hallazgo subraya la importancia de considerar la heterogeneidad espacial al evaluar la capacidad de carga del suelo.

El estudio lleva a la conclusión de que la simulación de Monte Carlo es la única metodología capaz de proporcionar una solución a este problema de geomecánica. Además, que este comportamiento del mecanismo de falla se traduce en una reducción sustancial de la capacidad portante final de un cimiento superficial, en comparación con el caso correspondiente a la metodología determinista (suelo homogéneo).

Los asentamientos diferenciales se calculan en el análisis estocástico, algo imposible en un análisis determinista de un problema simétrico. Un estudio paramétrico se realizó mediante curvas de fragilidad para investigar los efectos de diversos parámetros probabilísticos involucrados en el problema. Se encuentra que el coeficiente de variación y la distribución de probabilidad marginal de resistencia al corte del suelo, son los dos parámetros más importantes en la reducción de la capacidad portante promedio y también afectan de manera importante los asentamientos diferenciales en suelos heterogéneos (en comparación con los suelos homogéneos) (Popescu et al., 2005).

En la Figura 11, se puede identificar que la capacidad portante resultante de un suelo espacialmente variable, en promedio, es significativamente más bajo que el valor

correspondiente para un suelo uniforme (metodología determinista), la dispersión de las curvas MCS son significativas.

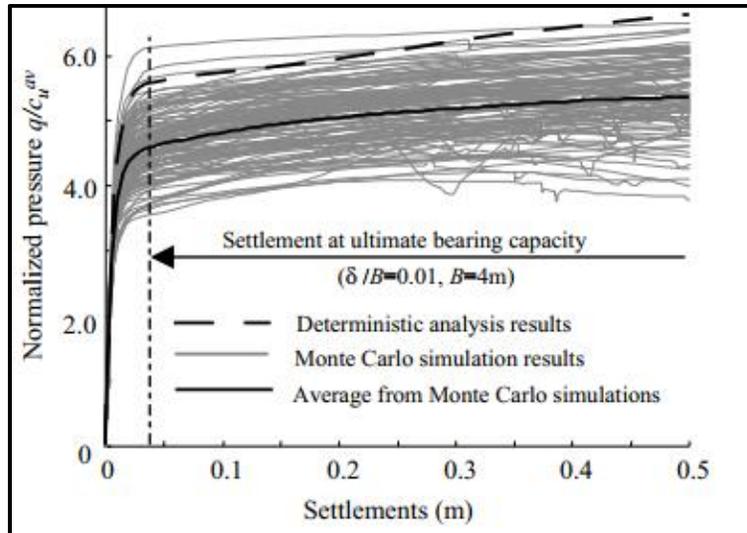


Figura 11. Análisis de capacidad portante con metodologías deterministas Vs Análisis con simulaciones de Monte Carlo. Fuente (Popescu et al. 2005).

Popescu et al (2005) resaltan que en los análisis deterministas no es posible predecir cualquier rotación de la base del cimiento, la base bajo cualquier circunstancia se mantiene horizontal, sin embargo, mediante un análisis con variabilidad espacial de las propiedades del suelo es posible evidenciar asentamientos diferenciales que podrían inducir daños estructurales a la cimentación, incluso antes de que se produzca la falla por capacidad portante. La Figura 12 muestra un ejemplo de esto.

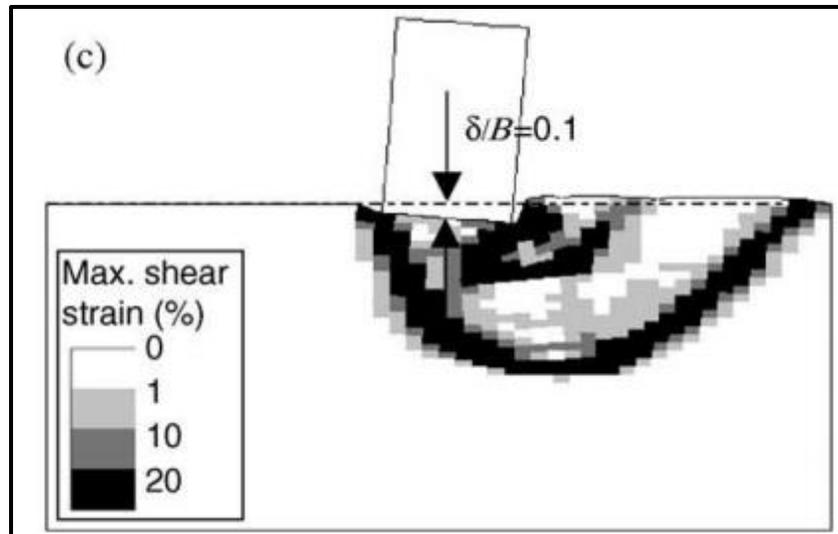


Figura 12. Inclinación de un cimiento teniendo en cuenta la variabilidad espacial de las propiedades del suelo. Fuente (Popescu et al. 2005).

Griffiths et al (2006), investigaron la capacidad portante de dos zapatas apoyadas sobre un suelo espacialmente aleatorio. El problema se estudió fusionando el método de elementos finitos con la teoría de campos aleatorios utilizando la simulación de Monte Carlo. La variabilidad de la resistencia al corte no drenado se caracteriza por una distribución lognormal y una longitud de correlación espacial que decae exponencialmente.

Griffiths & Fenton (2001) compararon las estadísticas estimadas de la capacidad de carga del caso de cimientos aislados y de dos cimientos cercanos y discutieron el efecto de la interferencia de las bases de los cimientos. Aunque la interferencia entre las zapatas en materiales sin fricción no es muy grande, el efecto se ve incrementado por la variabilidad del suelo y la longitud de la correlación espacial. En algunas ocasiones, puede ser necesario colocar las zapatas bastante cerca, para dar cabida a los detalles estructurales o para limitar las cargas de equilibrio. En tales casos, la interferencia de las zonas de falla podría alterar el comportamiento de la capacidad de carga y también los asentamientos de las zapatas con respecto a la condición zapatas aisladas.

En suelos friccionantes, los estudios experimentales han demostrado que cuando se reduce la separación entre las zapatas, la interferencia de las zonas de falla se produce y la capacidad

portante de las zapatas puede aumentar (Griffiths & Fenton, 2007). En la Figura 13 se muestra las mallas generadas para los análisis con variabilidad espacial de la resistencia no drenada.

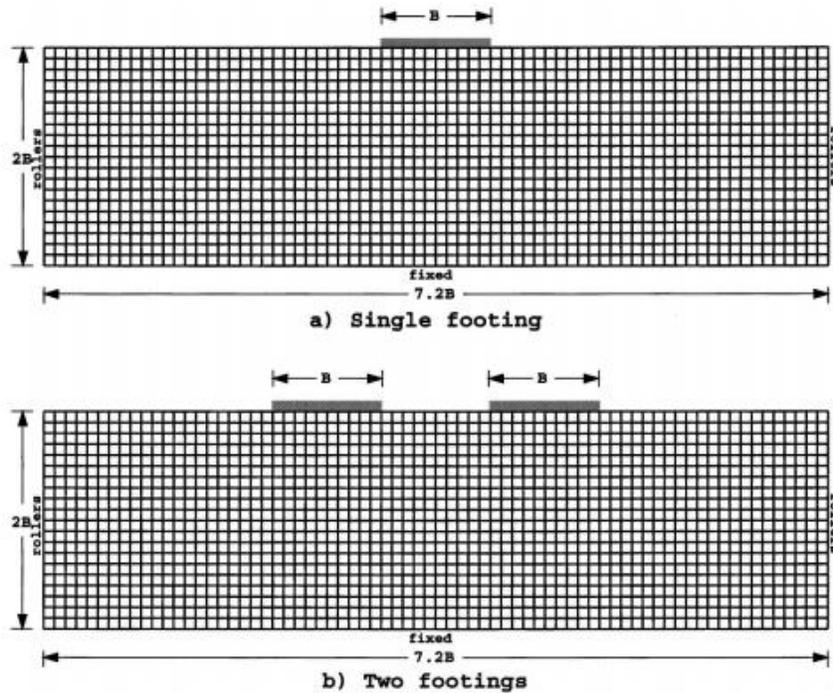


Figura 13. Malla utilizada para los análisis de capacidad portante (a) zapata aislada (b) dos zapatas. Fuente (Griffiths et al. 2006).

La Figura 14 muestra los resultados de la capacidad de carga luego del análisis realizado por Griffiths et al (2006). Como se aprecia en esta figura a medida que aumenta la separación entre las bases de los cimientos el factor de carga puede aumentar, sin embargo, estos aumentos son insignificantes y por tanto en los diseños no se tiene en cuenta la incidencia de una zapata cerca de otra. No obstante, cuando se realizan análisis con variabilidad espacial de las propiedades del suelo la situación es otra, esto puede ser evidenciado en la Figura 15.

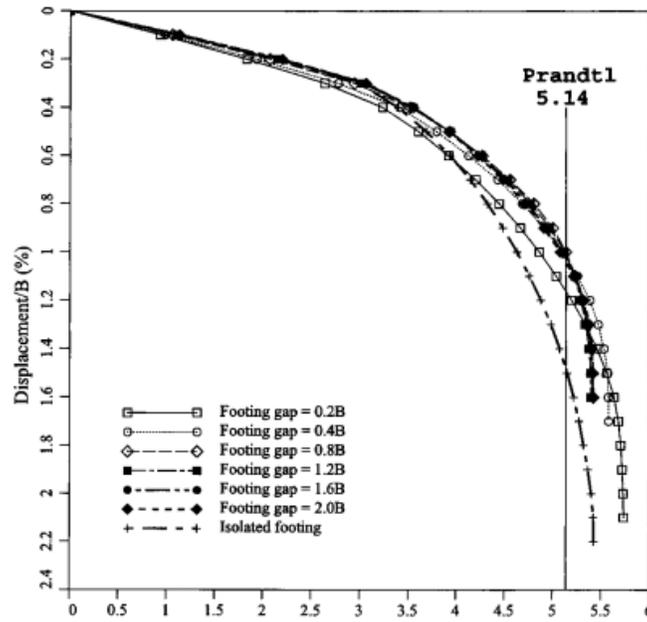


Figura 14. Análisis de la interferencia de la zapata en un suelo homogéneo. Fuente (Griffiths et al. 2006).

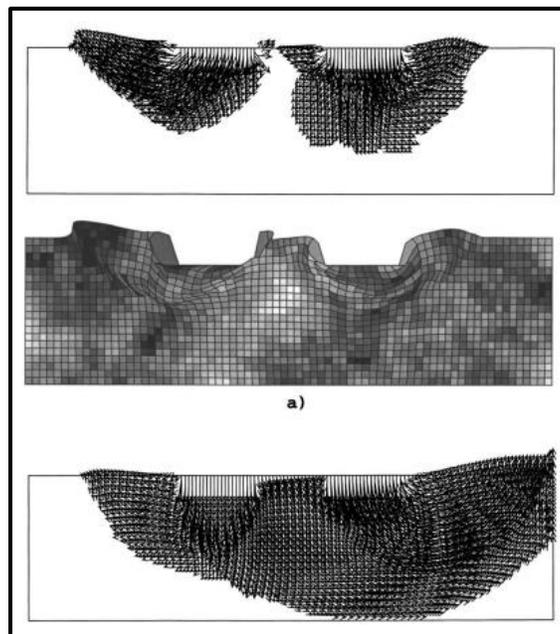


Figura 15. Análisis de la interferencia de la zapata en un suelo heterogéneo. Fuente (Griffiths et al. 2006).

3.7. INVESTIGACIONES RELACIONADAS

3.7.1. Centrifuga tridimensional y modelación numérica de la interacción entre túneles que se cruzan perpendicularmente

Ng et al (2013) en su estudio, buscaron comprender los efectos de los esfuerzos inducidos en un túnel existente y la interacción entre túneles cruzados. Para ello, llevaron a cabo una serie de pruebas tridimensionales en centrifugadora geotécnica con el fin de investigar las respuestas de un túnel existente en arena ante la excavación de un nuevo túnel perpendicularmente debajo de él.

El avance tridimensional del túnel lo simularon utilizando la técnica de "Donut", que considera los efectos tanto de la pérdida de volumen como de peso. Con el objetivo de mejorar la comprensión fundamental del mecanismo de transferencia de esfuerzos durante el avance del nuevo túnel, los resultados que obtuvieron fueron retro analizados tridimensionalmente utilizando el método de elementos finitos del modelo escala.

El modelo físico recreado fue un modelo a escala reducida con dimensiones aproximadas de 1250 mm x 930 mm x 750 mm, para ensayos en centrifuga geotécnica. El suelo utilizado en la modelación consistió en arena con un D_{50} igual a 0.17 mm, relación de vacíos de 0.977 y un ángulo de fricción de 30°. El avance del túnel se modeló en seis configuraciones diferentes, y cada modelo se sometió a 60 veces la gravedad durante la etapa de vuelo en centrifuga.

La modelación numérica la realizaron utilizando el software de elementos finitos ABAQUS. En su estudio, optaron por un modelo constitutivo hipoplástico con rigidez de pequeña deformación para representar la arena en estado seco. Los parámetros de resistencia utilizados en la modelación numérica correspondieron a parámetros drenados. La etapa del vuelo en centrifuga geotécnica, la modelaron incrementando la aceleración gravitacional paulatinamente hasta llegar a un máximo de 60 gravedades. Tanto el túnel existente como el revestimiento del nuevo túnel se modelaron como si estuvieran en su lugar y durante las excavaciones, se desactivaron los elementos de suelo relevantes dentro del revestimiento del nuevo túnel para imitar los efectos de la pérdida de peso.

3.7.2. Modelación numérica de pruebas dinámicas de centrifugado de túneles circulares en arena seca

En su investigación Conti et al (2014) simularon numéricamente dos modelos a escala reducida en centrifugadora geotécnica de túneles poco profundos en arena seca. Utilizaron tanto un modelo constitutivo avanzado (Advanced Bounding Surface Plasticity) como un modelo constitutivo simple (Mohr-Coulomb) y compararon las capacidades predictivas de estos dos modelos constitutivos comparando las predicciones numéricas con los datos experimentales en términos de aceleraciones en varias posiciones dentro del modelo, momentos flectores y fuerzas de arco en el revestimiento.

Conti et al (2014) encontraron que las aceleraciones calculadas y registradas coincidían con los resultados obtenidos en los modelos físicos. Asimismo, los momentos flectores dinámicos en el revestimiento mostraron una buena correspondencia entre los valores numéricos y experimentales. Sin embargo, Observaron diferencias significativas entre los valores numéricos y experimentales de la fuerza de arco.

Para los modelos físicos, realizaron cuatro ensayos en centrifugadora geotécnica utilizando arena seca con diferentes valores de densidad relativa. El revestimiento del túnel lo modelaron utilizando un tubo de aleación de aluminio-cobre con densidad (ρ) de 2,700 kg/m³, módulo de elasticidad (E) de 68.5 GPa, coeficiente de Poisson (ν) de 0.3, Diámetro externo (D) de 75 mm y un espesor (t) de 0.5 mm.

El suelo utilizado en su investigación fue una arena fina con un ángulo de fricción de 32° y una relación de vacíos entre 1,014 y 0,613. La aceleración centrífuga a la que se sometieron los modelos fue de 80g. Durante el vuelo, los modelos fueron sometidos a pulsos de ondas senoidales con períodos de 0,4 segundos.

Los modelos numéricos los realizaron considerando los modelos a escala reducida, mediante el método de elementos finitos, simulando estáticamente el aumento gradual de la aceleración de la gravedad, que pasó de 1 a 80g.

Los elementos estructurales los modelaron como vigas elásticas isotrópicas, unidas directamente a los nodos de la malla, lo que implicó una condición de no deslizamiento. El estado de esfuerzo inicial lo estipularon en términos del coeficiente de presión de tierra en reposo, mientras que adoptaron valores iniciales de relación de vacíos de $e_0 = 0.71$ ($D_r = 75\%$) y $e_0 = 0.85$ ($D_r = 40\%$).

En la primera etapa de aumento gradual de la gravedad, aplicaron condiciones de contorno estándar al modelo, lo que significa que los desplazamientos horizontales a lo largo de los límites laterales fueron nulos, los nodos en la base de la malla estuvieron fijos, y la aceleración gravitacional en el modelo aumentó gradualmente de 1 a 80g en pasos sucesivos.

3.7.3. Comportamiento hidromecánico de un terraplén fluvial no saturado: pruebas de centrifugado y análisis numérico.

Dodaro et al (2022), llevaron a cabo un análisis numérico con el objetivo de replicar el modelo físico realizado en una centrifugadora geotécnica, el cual, representaba un terraplén fluvial compuesto por arenas limosas arcillosas. Este terraplén fue compactado bajo condiciones no saturadas y posteriormente sometido a un evento de inundación simulado.

El análisis numérico se diseñó para simular con precisión las condiciones experimentales del modelo físico, lo que incluyó la composición del suelo, el proceso de compactación y la simulación del evento de inundación. Este enfoque permitió a los investigadores estudiar y comprender cómo el terraplén respondía a las condiciones de inundación y cómo se comportaba bajo cargas dinámicas.

El modelo físico consistió en la construcción de un terraplén compuesto por una mezcla de arena (70%) y arcilla (30%), el cual se asentó sobre una capa homogénea de arcilla. El proceso de compactación del terraplén se llevó a cabo en cuatro capas, utilizando un contenido de humedad del 8,8% y alcanzando una densidad seca máxima de $20,6 \text{ kN/m}^3$, según los parámetros obtenidos de un ensayo normal de compactación.

La capa de arcilla homogénea se reconstituyó aplicando un esfuerzo de preconsolidación de 200 kPa. El modelo físico se diseñó a una escala de 620 mm x 445 mm x 460 mm y se sometió

a una carga equivalente a 50 veces la gravedad durante un período de 15 minutos en la centrifuga geotécnica, considerando un factor multiplicador de peso mediante la opción ($\Sigma Mweight$), propia del software plaxis 2D.

Para el registro de datos, el modelo fue instrumentado con transductores de presión de poros y sensores de desplazamiento LVDT, permitiendo así la medición de las presiones de poros y los desplazamientos horizontales y verticales durante el experimento.

El análisis numérico se llevó a cabo sobre el modelo a escala reducida y utilizando el software Plaxis 2D. Se puso un énfasis particular en la modelación numérica de la etapa de consolidación y en el cambio de presión de poros durante esta fase. Para simular el comportamiento de la mezcla de suelo, se empleó el modelo constitutivo Hardening Soil (HS). En cuanto al suelo homogéneo, se utilizó el modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC).

El uso de estos modelos constitutivos permitió capturar con precisión el comportamiento del suelo durante el proceso de consolidación y proporcionar una representación adecuada de la respuesta del suelo bajo las condiciones específicas del experimento.

3.7.4. Evaluación en la centrifuga de un modelo numérico para arcilla

Liang & Mitchell (1988), llevaron a cabo una modelación numérica de los resultados obtenidos en un modelo físico en centrifugadora geotécnica para estudiar la consolidación primaria y la deformación por fluencia de una arcilla blanda debido a un terraplén. Al comparar las predicciones del modelo numérico con los valores medidos, observaron que el modelo es capaz de predecir con precisión la evolución temporal de la presión de poros y las deformaciones. Sin embargo, encontraron una discrepancia en la respuesta no drenada entre los resultados de los modelos numéricos y los valores experimentales medidos. Esta discrepancia la atribuyeron al modelo constitutivo utilizado, Cam Clay modificado (MCC).

El modelo experimental realizado por Liang & Mitchell (1988) consistió en ocho ensayos en una centrifuga geotécnica, donde variaron tanto la geometría del terraplén como las alturas de los estratos de arena y arcilla. Los modelos físicos construidos consistieron en una capa de arcilla blanda con una altura fluctuante entre 100 y 150 mm. Sobre esta capa se colocó una capa de

arena con un espesor entre 25 y 50 mm, y sobre la arena se dispuso el terraplén también compuesto del mismo material.

Los estratos de arcilla se prepararon utilizando una mezcla de caolín y fireclay con una humedad del 90%, y se aplicó un esfuerzo de preconsolidación de 27,5 kPa. Cada modelo fue sometido a dos vuelos en centrifuga: El primero a una gravedad de 30G y el segundo a una de 70G, hasta disipar completamente la presión de poros.

Los investigadores utilizaron el software de elementos finitos SPIN2D para la modelación numérica, siguiendo de cerca la historia de esfuerzos del modelo físico. Esta modelación se llevó a cabo en dos etapas: La primera etapa correspondió a la fase inicial del vuelo con 30G, que consistió en un proceso no drenado y en la segunda etapa, se realizó un análisis combinado de consolidación y fluencia.

Para estas simulaciones, utilizaron el modelo constitutivo Cam Clay modificado para representar el comportamiento del suelo. Este enfoque les permitió simular con precisión la respuesta del suelo durante el vuelo de la centrifugadora geotécnica y compararla con los resultados experimentales obtenidos.

3.7.5. Simulación numérica de pruebas de centrifuga en modelos homogéneos y heterogéneos del suelo.

El principal objetivo de la investigación realizada por Chakraborty & Popescu (2012) fue llevar a cabo el proceso de modelación del fenómeno de licuefacción en suelos heterogéneos mediante el uso de técnicas de modelación numérica. Este enfoque les permitió realizar una validación efectiva al comparar los resultados obtenidos en la modelación numérica con los resultados derivados de ensayos realizados en una centrífuga geotécnica. En su investigación realizaron tres ensayos en la centrífuga geotécnica, cada uno diseñado para abordar aspectos específicos del fenómeno de licuefacción. En el primer ensayo utilizaron un suelo homogéneo, mientras que los dos restantes se realizaron sobre suelos heterogéneos. Estos ensayos proporcionaron datos cruciales para comprender y modelar la licuefacción en condiciones de heterogeneidad del suelo.

La comparación de los resultados de la modelación con los datos experimentales obtenidos en la centrífuga geotécnica, les permitió validar la precisión del modelo numérico y, por ende, fortalecer la comprensión del comportamiento de la licuefacción en condiciones de heterogeneidad del suelo. En conjunto, este enfoque integrado de modelación numérica y validación experimental contribuyeron significativamente a la comprensión y caracterización del fenómeno de licuefacción en suelos heterogéneos, ofreciendo valiosa información para futuros estudios y aplicaciones prácticas en ingeniería geotécnica.

3.7.6. Modelación física de la capacidad de carga de una cimentación superficial sobre un suelo con variabilidad espacial de sus propiedades.

Garzón (2019) estudió el efecto de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo sobre el comportamiento de la capacidad portante de una zapata superficial. Para tal efecto, empleó una centrífuga geotécnica en la cual simuló seis modelos heterogéneos y un modelo homogéneo, para cada uno de estos modelos determinó los asentamientos, parámetros de resistencia, mecanismos de falla y estimación de la capacidad de carga. Esta tesis doctoral se fundamentó de dos partes principales a saber: La primera de ellas corresponde al proceso de conformación, construcción y consolidación de un suelo heterogéneo con variación espacial del límite líquido y la segunda fue el ensayo de capacidad de carga de una cimentación superficial que reposaba sobre un suelo fino variable.

Arias (2019) en la tesis de maestría titulada "*Modelación numérica del proceso de consolidación de un suelo fino con variabilidad espacial de las propiedades del suelo*", buscó comprender el comportamiento de un suelo con propiedades variables a través de un análisis numérico, empleando la técnica de elementos finitos mediante el software PLAXIS 2D. comparó los resultados obtenidos a través de este análisis numérico con los resultados derivados de la modelación física en centrífuga geotécnica realizada por Garzón (2019). La investigación se focalizó específicamente en la evaluación de las deformaciones generadas por el proceso de consolidación del suelo y en la evaluación de la resistencia al corte no drenada. Este aspecto permitió obtener información valiosa sobre cómo el suelo con propiedades variables responde a las fuerzas externas y cómo se distribuyen las deformaciones en el espacio.

El objeto de esta investigación corresponde a la segunda parte de la tesis doctoral de Garzón (2019), la cual consiste en modelar en PLAXIS 2D, la capacidad de carga de una cimentación superficial que reposa sobre un suelo con variabilidad del límite líquido. De los 55 modelos planteados en la tesis doctoral *Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation*, se realizaron 51 modelos. Finalmente, se validaron los resultados obtenidos en la modelación numérica con los encontrados en la modelación física en centrifuga geotécnica realizada por Garzón (2019).

4. METODOLOGÍA

Para desarrollar el trabajo de grado titulado “Modelación numérica del ensayo de capacidad de carga de una cimentación superficial apoyada sobre un suelo fino con variabilidad espacial de sus propiedades (límite líquido)” se planteó la siguiente metodología de investigación, la cual consiste en cuatro etapas:

4.1. ETAPA 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En la etapa 1 correspondiente a la revisión bibliográfica, se buscó información que permitiera seleccionar de manera adecuada el modelo constitutivo a utilizar para la representación precisa del comportamiento geotécnico de arcillas blandas en procesos de consolidación y capacidad de carga. Esta selección requirió una revisión exhaustiva de la literatura para evaluar y comparar diferentes enfoques utilizados previamente. Los elementos considerados fueron los siguientes:

Variedad de Modelos Constitutivos: Dentro de los modelos constitutivos del suelo hay una gran variedad de ellos para simular el comportamiento del suelo, como son el caso del modelo de Mohr-Coulomb, el modelo de consolidación lineal, el modelo de Cam-Clay, Cam-clay modificado entre otros. Dentro de la revisión bibliográfica se buscó entender las características, ventajas y limitaciones de cada modelo en relación con el comportamiento específico del suelo de estudio.

Validación y Verificación: Se revisaron estudios previos que aplicaron diferentes modelos constitutivos para simular procesos de consolidación y capacidad de carga, con el fin de evaluar la validez y precisión de estos modelos. Así como la incidencia y cercanía con los resultados de los modelos experimentales realizados.

Aplicabilidad del Método de Simulación: Además de la elección del modelo constitutivo, se recopiló información que permitió seleccionar el método de simulación más adecuada para las etapas de consolidación y capacidad de carga.

4.2. ETAPA 2: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

En esta etapa se recopiló toda la información necesaria para elaborar la modelación numérica de las pruebas de carga realizadas en la centrifuga geotécnica por Garzón (2019). La información obtenida hizo referencia a los parámetros de entrada necesarios para la elaboración de los modelos numéricos en Plaxis 2D.

Esto incluye la recolección de datos sobre los parámetros físicos y mecánicos del suelo que se emplearán en los modelos. Estos parámetros fueron fundamentales para capturar con precisión el comportamiento del suelo en el entorno específico del estudio. Además, en esta etapa se analizó geometría del modelo, asegurando que refleje de manera adecuada las condiciones del experimento físico. La precisión en la definición de la geometría fue esencial para garantizar la validez de los resultados numéricos obtenidos.

Asimismo, se trabajó en la definición de los procesos y la secuencia de ensayos que se replicaron en el entorno de modelado numérico. Esto implicó establecer cómo se aplicarán las cargas, cómo se recreará la malla para registrar esfuerzos y deformaciones, y cómo se llevarán a cabo los diferentes ensayos para simular con precisión las condiciones experimentales.

Esta etapa de la investigación se centró en recopilar todos los detalles necesarios para configurar los modelos numéricos de manera que reproduzcan adecuadamente los experimentos físicos realizados por Garzón (2019). Esto incluye la recopilación de parámetros físicos y mecánicos del suelo, la definición precisa de la geometría del modelo, así como la especificación de los procesos y la secuencia de ensayos a replicar en el entorno de la modelación numérica.

4.3. ETAPA 3: MODELACIÓN NUMÉRICA EN PLAXIS 2D

Durante esta etapa, se llevó a cabo el desarrollo de la secuencia para el montaje y recreación del modelo experimental en Plaxis 2D. Este proceso comenzó con la creación de la geometría del modelo, que es un paso fundamental para garantizar la precisión y la fiabilidad de los resultados obtenidos.

Para ello, se procedió al dimensionamiento del modelo, estableciendo las dimensiones adecuadas que reflejen fielmente las condiciones del experimento físico. Posteriormente, se creó el suelo dentro del entorno de Plaxis 2D, lo que implicó definir las propiedades físicas y mecánicas del suelo que fueron recolectadas durante la etapa anterior.

Una vez configuradas las propiedades del suelo, se procedió a la configuración de los campos aleatorios necesarios para replicar las condiciones variables presentes en el experimento físico. Estos campos aleatorios son fundamentales para capturar la variabilidad del suelo y su influencia en la capacidad de carga.

Después de haber creado la geometría del modelo y haber introducido las propiedades del suelo en Plaxis 2D, el siguiente paso consistió en la definición y parametrización de los componentes de carga. Esto implicó plantear la cantidad y el tipo de carga que se aplicaría, así como la cantidad y el tipo de estructuras presentes en el modelo. Esta fase es crucial para garantizar que las cargas aplicadas sean representativas de las condiciones del experimento físico y para capturar con precisión su efecto sobre el suelo.

Una vez definidos los componentes de carga, se procedió a la creación de la malla en el modelo numérico. Durante este proceso, se determinó el grado de refinamiento de la malla, lo que implica decidir cómo se distribuirán los elementos finitos dentro del dominio del modelo para obtener resultados precisos y eficientes. Además, se establecieron los puntos de medida para el registro de carga y deformación, lo que permitirá monitorear y analizar el comportamiento del suelo y el cimiento durante la simulación numérica.

Después de haber definido y parametrizado los componentes de carga y creado la malla en el modelo numérico en Plaxis 2D, se procedió a establecer las condiciones de frontera del modelo. Dentro de las cuales se incluyeron aspectos como la restricción de desplazamiento en determinadas áreas del modelo, la aplicación de cargas externas en los límites del dominio y la consideración del nivel freático. Además, se establecieron las condiciones de flujo para simular adecuadamente el comportamiento del agua en el suelo y su influencia en el análisis.

Asimismo, se determinó el posicionamiento del nivel freático en el modelo, lo que es crucial para representar con precisión las condiciones de saturación del suelo y su efecto en el

comportamiento geotécnico. Finalmente, se seleccionaron las etapas de análisis que se llevarían a cabo en el modelo numérico.

4.4. ETAPA 4: RESULTADOS Y ANÁLISIS

En la etapa final del proyecto, se presentaron los resultados obtenidos del modelo numérico desarrollado en Plaxis 2D, así como una comparación directa con los resultados obtenidos por Garzón (2019), en su modelo físico en centrifugadora geotécnica. Este análisis comparativo fue esencial para evaluar la validez y la precisión del modelo numérico en la simulación del comportamiento del suelo con variabilidad espacial y su capacidad de carga.

Durante esta fase, se llevaron a cabo diversas evaluaciones y análisis de los resultados obtenidos del modelo numérico, incluyendo la comparación de deformaciones, esfuerzos, y mecanismos de falla con los datos experimentales proporcionados por Garzón (2019). Se identificaron similitudes y discrepancias entre los resultados numéricos y los resultados experimentales.

Además, se llevaron a cabo análisis detallados para comprender las causas subyacentes de las diferencias observadas entre los resultados numéricos y experimentales, y se evaluaron las limitaciones y las áreas de mejora del modelo numérico.

Finalmente, se presentaron las conclusiones derivadas del análisis comparativo entre los resultados numéricos y experimentales, destacando los aspectos clave del comportamiento del suelo con variabilidad espacial, así como las fortalezas y debilidades del modelo numérico desarrollado en Plaxis 2D.

5. MODELACIÓN FÍSICA DE LA VARIABILIDAD ESPACIAL DEL SUELO

El presente trabajo de investigación da continuidad a la investigación realizada en la tesis doctoral titulada *Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation*, realizada por Garzón (2019). por este motivo, en este capítulo se realizará una descripción de los aspectos más relevantes de dicha investigación, los cuales, se tomaron como base para el desarrollo de este trabajo de grado.

El objetivo de la tesis doctoral fue validar el efecto que tiene la variabilidad espacial de las propiedades del suelo, en este caso el límite líquido, sobre el comportamiento de una cimentación superficial, usando modelos físicos a escala reducida mediante el uso de la centrifuga geotécnica.

En su estudio, Garzón (2019) aplicó el método propuesto por Kadi & Williams (2000) para la generación de campos aleatorios. Este enfoque se utilizó con el propósito específico de generar un campo aleatorio que facilitara el examen detallado de la variabilidad espacial del límite líquido en una masa de suelo. Los detalles de este proceso se encuentran minuciosamente explicados en el capítulo 5 de su tesis doctoral.

En el proceso de generación del campo aleatorio, Garzón (2019) utilizó los parámetros específicos provenientes de Microzonificación sísmica de Santafé de Bogotá realizado por (INGEOMINAS & UNIANDES, 1997). Estos parámetros incluyeron el valor medio, la desviación estándar y la escala de fluctuación, elementos esenciales para la caracterización del comportamiento sísmico del suelo en esa área geográfica. La escala de fluctuación vertical δv , se estableció usando la metodología planteada por Jones et al (2002). Adicionalmente, hizo uso del software Matlab® para la descomposición matricial y usando un espacio muestral de 14 cm de largo y 8 cm de alto, con subdivisiones de 1 cm², obtuvo los campos aleatorios que se presenta en la Figura 16.

En la Figura 16, cada color dentro del cuadrado representa un suelo con diferencia del límite líquido, el campo aleatorio está representado con 8 colores los cuales representan los ocho tipos de suelos que se construyeron, cada tipo de suelo se creó con combinaciones de diferentes proporciones entre caolín y bentonita, y con un contenido de agua equivalente a 1.5

veces el límite líquido. Cada tipo de suelo se consolidó a un esfuerzo máximo de 30 kPa, para lograr muestras reconstituidas que permitieron obtener la resistencia al corte no drenada de cada tipo de suelo simulado. Estos parámetros se utilizaron en los modelos numéricos, producto de este trabajo de grado.

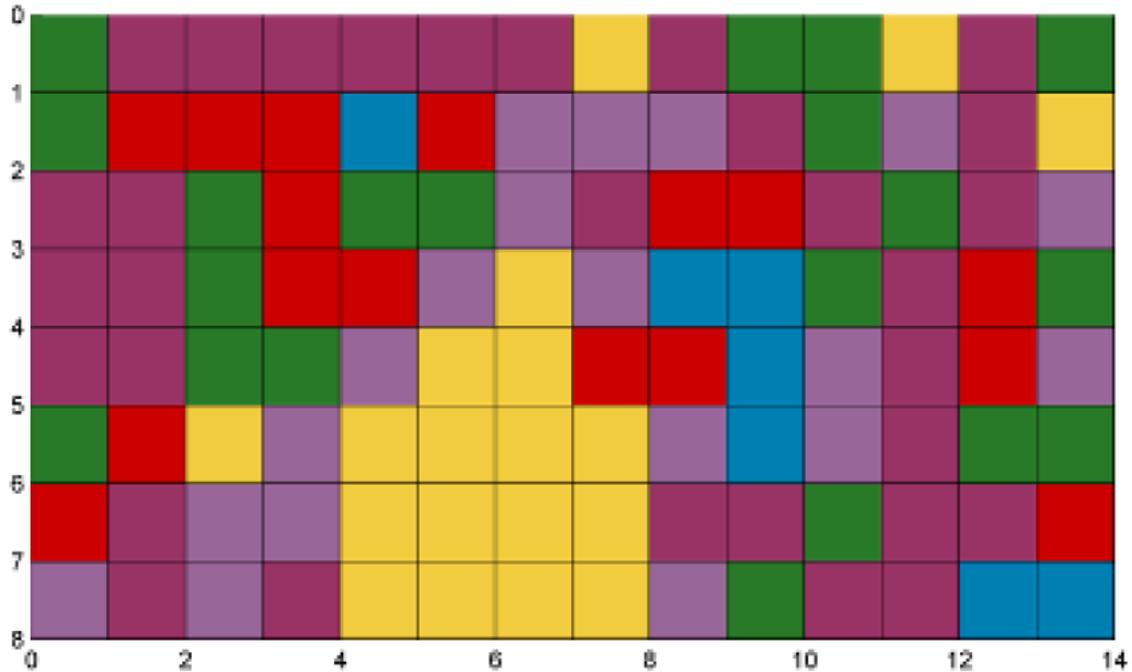


Figura 16. Ejemplo de generación de campo aleatorio. Fuente (Garzón, 2019).

5.1. FABRICACIÓN DE LOS MODELOS FÍSICOS

En esta etapa se empleó una nueva técnica para la fabricación de suelos con variabilidad espacial de sus propiedades, denominada técnica discreta y desarrollada por Garzón (2019). Esta técnica consiste en introducir en un contenedor acrílico de 14 cm de longitud, 12 cm de altura y 7 cm de espesor, los ocho suelos preparados con diferencias del límite líquido. Para esto se genera una malla imaginaria de 14 celdas x 8 celdas conforme al campo aleatorio mostrado en la Figura 16, lo cual daría como resultado una caja con 112 celdas las cuales fueron rellenas con los suelos de análisis, dispuestos según la configuración del campo aleatorio.

Haciendo uso de pistolas de calafateo, se rellenó el contenedor de abajo hacia arriba y haciendo uso de una grilla (técnica discreta), se va depositando el suelo en cada celda, tal

como se observa en la Figura 17, en la Figura 17a se aprecia la técnica de construcción tradicional en una sola capa, y Figura 17b la nueva técnica de construcción desarrollada por Garzón (2019). Este proceso de colocación secuencial del suelo se realiza hasta completar el contenedor y haber generado las 112 celdas del campo aleatorio.

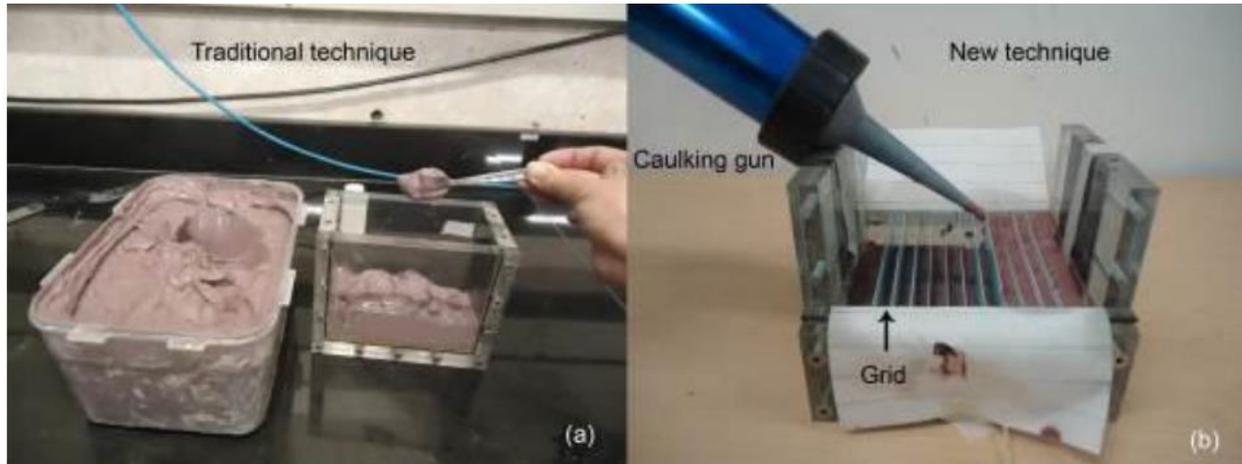


Figura 17. Técnicas de construcción del modelo físico. Fuente (Garzón, 2019).

5.2. CONSOLIDACIÓN DE LOS MODELOS FÍSICOS

La muestra de suelo dispuesta en el contenedor se somete a un proceso de consolidación con el propósito de generar un estado de esfuerzos en el suelo usando la técnica de consolidación edométrica. La relación del incremento de carga (LIR) es igual a uno, por lo que se parte de un esfuerzo de 3.75 kPa hasta llegar a una carga máxima de 30 Kpa. La Figura 18 muestra el modelo físico después de un proceso de consolidación.



Figura 18. Modelo físico consolidado. Fuente (Garzón, 2019).

5.2.1. Consolidación mediante centrifuga geotécnica

En esta etapa del proceso, el modelo consolidado se transfiere a la centrifuga geotécnica, este se somete a una velocidad de rotación angular de tal manera que el modelo físico experimente una aceleración de 50 gravedades durante un tiempo de permanencia de 30 minutos. El objeto de consolidar la muestra en la centrifuga geotécnica es homogenizar los esfuerzos generados durante la fase de consolidación edométrica. La Figura 19 muestra la centrifuga geotécnica empleada y sus componentes.

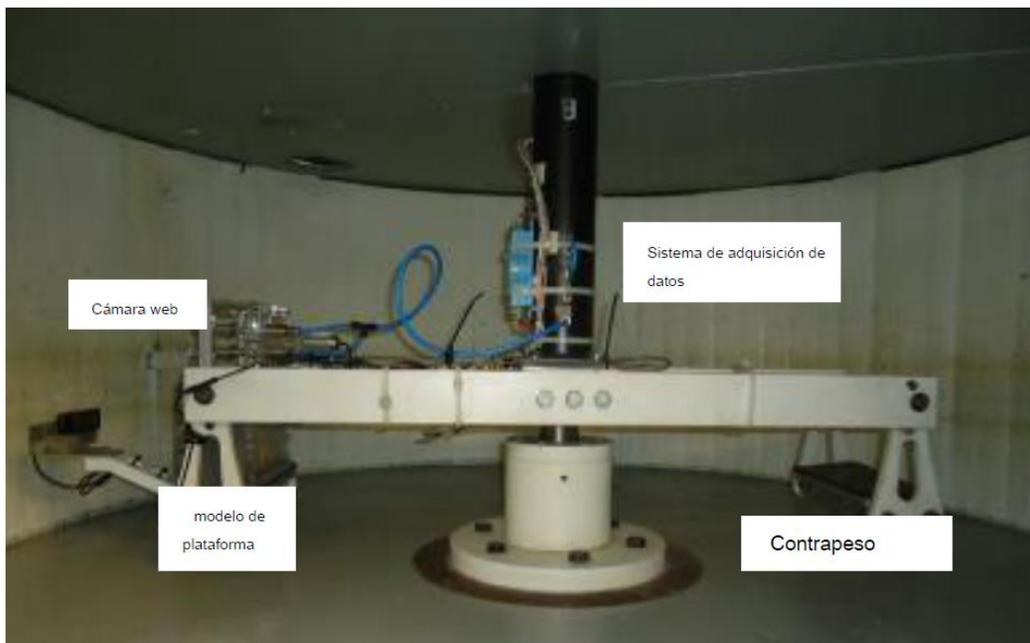


Figura 19. Centrifuga geotécnica de la universidad de los Andes. Fuente (Garzón, 2019).

5.3. MODELACIÓN FÍSICA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

Garzón (2019), en total construyó cincuenta y cinco modelos físicos, de los cuales cincuenta corresponden a modelos con suelos heterogéneos y cinco a modelos con suelos homogéneos. De los cincuenta suelos heterogéneos se crearon dos tipos de configuraciones; la primera de ellas se realizó con un límite líquido de 157%, coeficiente de variación del límite líquido de 30%, escala de fluctuación vertical del límite líquido de 1.5m y la fluctuación horizontal se dejó como propiedad variable, tomando valores de 1.5m, 6m y 15m. Para cada una de estas fluctuaciones horizontales se realizaron 10 modelos, para un total de 30 modelos.

Para la segunda configuración se utilizó un límite líquido del 157%, escala de fluctuación vertical de 1.5 m, escala de fluctuación horizontal de 1.5m, en este caso se modificó el coeficiente de variación dándole valores de 51%, 30% y 13% para un total de 20 modelos. Finalmente, los cinco modelos homogéneos se construyeron con un límite líquido fue de 157% y un coeficiente de variación del 0%. La Tabla 1 presenta las distintas configuraciones creadas por Garzon (2019).

Tabla 1 - Parámetros de entrada para la elaboración de los modelos físicos. Fuente: (Garzón, 2019).

Parámetros de entrada del campo aleatorio (wL)			
Modelo	Parámetro constante	Parámetro variable	# de realizaciones
Heterogeneo	$\mu_{WL}^a = 157\%$ $COV_{WL}^b = 30\%$ $\delta_{vc} = 1.5 \text{ m}^*$	δh^d 1,5 m*	10
		6 m*	10
		15 m*	10
Heterogeneo	$\mu_{WL}^a = 157\%$ $\delta h^d = 1.5 \text{ m}^*$ $\delta_{vc} = 1.5 \text{ m}^*$	COV_{WL}^b 51%	10
		30%	10 ^e
		13%	10
Modelo	Parámetros de entrada del campo aleatorio (wL)		# de realizaciones
Homogeneo	$\mu_{WL}^a = 157\%$ $COV_{WL}^b = 0\%$		5
Total de pruebas de capacidad de carga			55

a media del límite líquido *b* Coeficiente de variación del límite líquido *c* Escala de fluctuación vertical del límite líquido
e este modelo es el mismo que el heterogeneo con $\delta h^d = 1.5 \text{ m}^*$ *Valores dados en la escala del prototipo

5.3.1. Prueba de capacidad de carga

La prueba de capacidad de carga comenzó después de consolidar el modelo físico en la centrífuga geotécnica por 30 min. Posterior a este proceso el dispositivo de micro carga se ensambla sobre el modelo físico y mediante al sistema de sujeción se fija al contenedor, el sistema se acelera a 50 gravedades y se comienza a medir la carga que experimenta la cimentación cuando se desplaza a una velocidad de 0.05 mm/min. La prueba termina cuando se alcanza un desplazamiento máximo de 20 mm. La Figura 20 presenta imágenes del montaje previo a la prueba de carga y la Figura 21 presenta una imagen posterior a la ejecución de la prueba de carga.

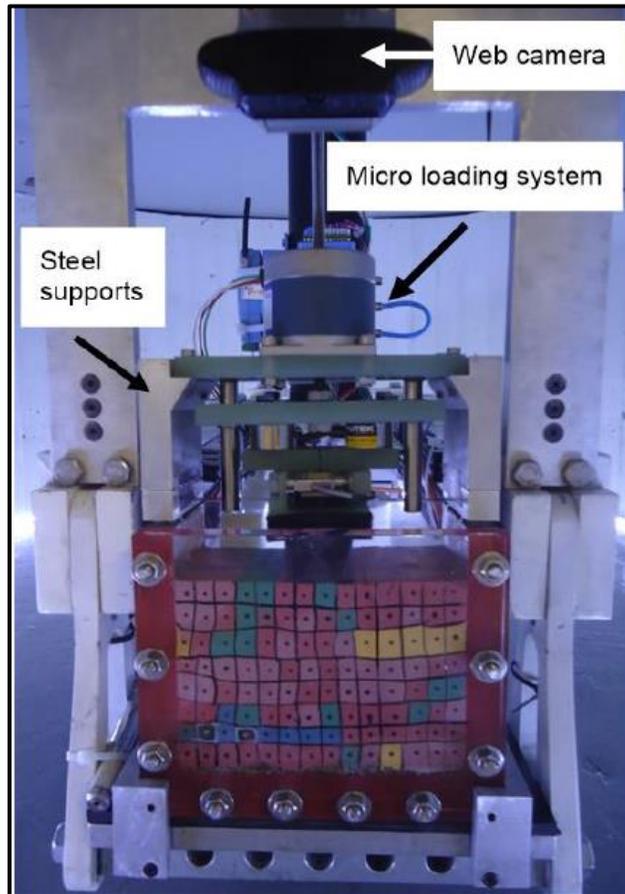


Figura 20. Acople del sistema de carga al modelo físico. Fuente (Garzón, 2019).

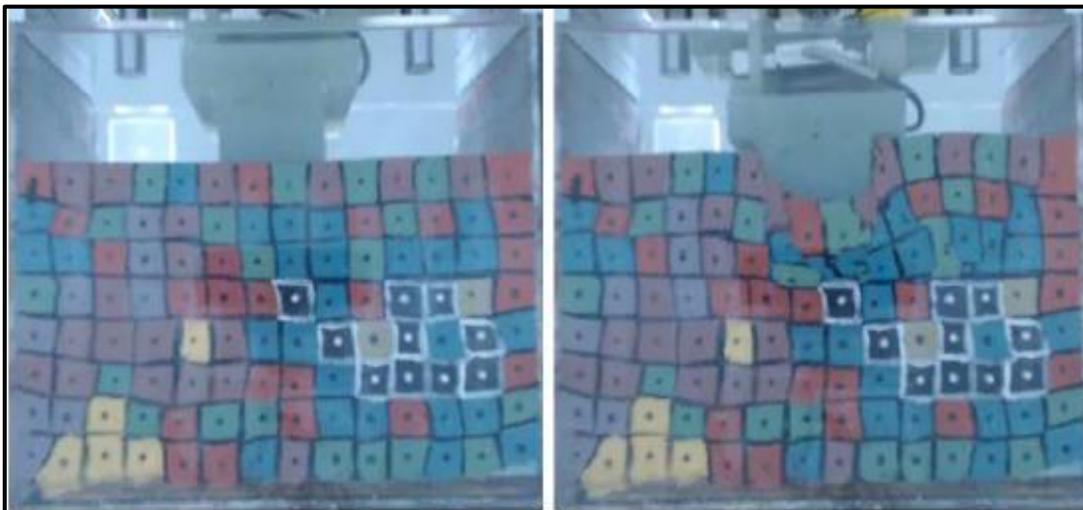


Figura 21. Imágenes de la prueba de carga. Fuente (Garzón, 2019).

5.3.2. Resultados de la prueba de capacidad de carga

Los resultados de la prueba de capacidad de carga sirvieron para evaluar diversos aspectos importantes, en primer lugar, el efecto que tiene la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en la capacidad de carga de una cimentación superficial. En segundo lugar, evaluar la incidencia que tiene el coeficiente de variación en la capacidad de carga y de igual manera la distancia de correlación vertical. Por último, analizar la forma del mecanismo de falla de manera cualitativa de suelos espacialmente variables.

Durante las pruebas Garzón (2019) realizó la medición de la carga que experimenta el cimiento cuando se va desplazando a una velocidad de 0.05 mm/min, la captura de información se obtuvo de manera continua, lo que le permitió representar gráficamente los esfuerzos aplicados vs deformación. La Figura 22. Presenta la curva esfuerzo vs deformación y el mecanismo de falla de uno de los modelos.

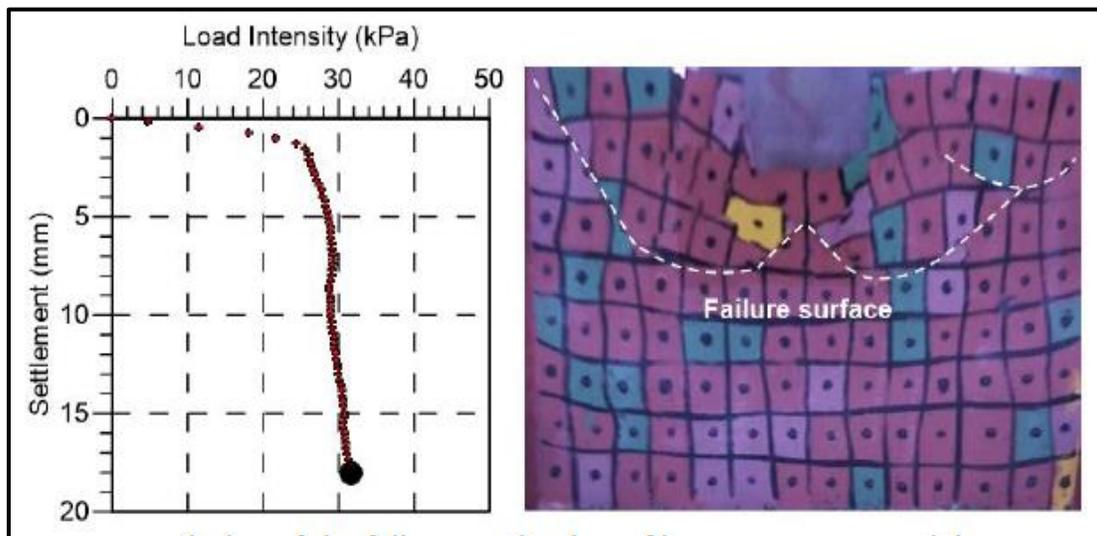


Figura 22. Curva esfuerzo – deformación y evaluación del mecanismo de falla. Fuente (Garzón, 2019).

La Figura 22 presenta un modelo heterogéneo con un coeficiente de variación del 13% y una distancia de correlación vertical de 1,5 m. En el lado izquierdo de la imagen, se muestra la gráfica de esfuerzo versus deformación. La determinación del valor de capacidad de carga se llevó a cabo utilizando un criterio de servicio, que equivale a una deformación del 10% con

respecto al valor del ancho del cimiento, es decir, 3 mm. En este caso específico, el valor de capacidad de carga resulta aproximadamente en 28 kPa.

La representación visual del modelo heterogéneo proporciona información valiosa sobre la variabilidad espacial del suelo, destacando la influencia de la heterogeneidad en el comportamiento del suelo bajo carga. La gráfica de esfuerzo versus deformación refleja cómo el suelo responde a las fuerzas aplicadas, y la determinación de la capacidad de carga según el criterio de servicio específico ofrece una medida cuantitativa crucial para evaluar la estabilidad y seguridad de la cimentación en este escenario

Una vez recopilada toda la información, se procedió a generar gráficas que visualizan claramente el impacto del coeficiente de variación en la capacidad de carga del cimiento. Este análisis se presenta de manera detallada en la Figura 23.

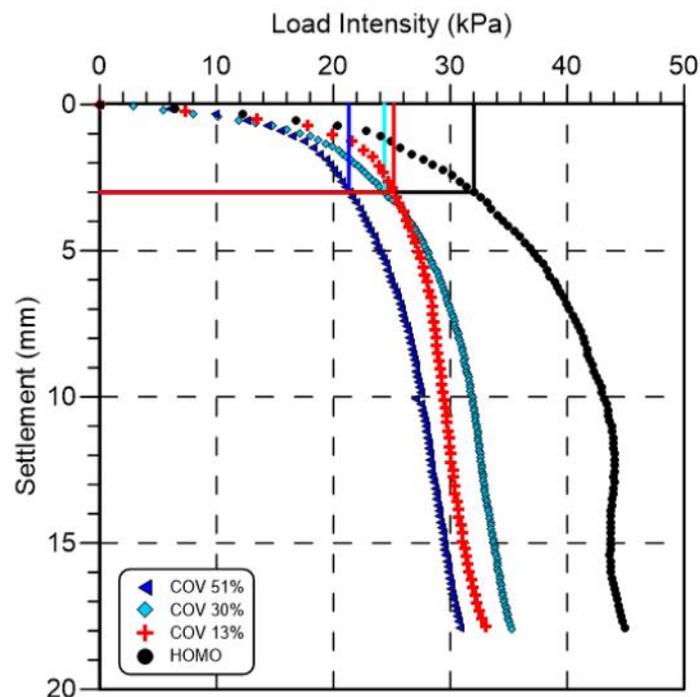


Figura 23. Efecto de la variación del coeficiente de variación del límite líquido. Fuente (Garzón, 2019).

En la Figura 23, se puede observar de manera gráfica cómo la variación en el coeficiente de variación influye directamente en la capacidad de carga del cimiento. La representación visual

proporciona una perspectiva clara y cuantificada de la relación entre la heterogeneidad del suelo, medida a través del coeficiente de variación, y la capacidad de carga del cimiento. Esta visualización es esencial para comprender la sensibilidad del sistema a las variaciones en las propiedades del suelo.

Una de las conclusiones clave derivadas de la investigación de Garzón (2019) es que a medida que aumenta el coeficiente de variación, disminuye la capacidad de carga del cimiento. Esta relación se ilustra visualmente en la Figura 23, donde se puede observar que, en general, a mayores niveles de heterogeneidad del suelo, representados por un coeficiente de variación más alto, la capacidad de carga tiende a ser menor. Además, se destaca que la capacidad de carga de la cimentación en un suelo variable es significativamente inferior a la de un suelo homogéneo. Este hallazgo refuerza la importancia de considerar la heterogeneidad del suelo al diseñar cimentaciones, ya que esta variabilidad puede tener un impacto sustancial en la capacidad de carga y, por ende, en la estabilidad estructural.

La Figura 24 ofrece una perspectiva adicional sobre el impacto del coeficiente de variación vertical en la capacidad de carga de la cimentación. Se observa que este coeficiente de variación vertical tiene un efecto significativo, mostrando una reducción en la capacidad de carga en comparación con un suelo homogéneo. Además, se destaca que hay poca incidencia de este parámetro en relación con diferentes valores de coeficiente de correlación vertical.

Específicamente, se señala que los valores de coeficiente de correlación vertical de 1,5 m, 6 m y 15 m generan resultados similares en términos de capacidad de carga. Este hallazgo sugiere que, en el rango de valores considerado para el coeficiente de correlación vertical, la variación en este parámetro tiene un impacto limitado en la capacidad de carga en comparación con el efecto pronunciado del coeficiente de variación vertical.

Los resultados obtenidos en la investigación de Garzón (2019) son de gran relevancia debido a la escasez de estudios en modelos físicos que aborden la incidencia de la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas del suelo en el comportamiento de estructuras geotécnicas. Esta carencia destaca la importancia y singularidad de la investigación de Garzón (2019) en este ámbito.

El hecho de que la investigación se haya enfocado en modelos físicos proporciona una perspectiva valiosa, ya que la mayoría de las investigaciones tienden a basarse en modelos numéricos. Estudiar la influencia de la variabilidad espacial directamente en modelos físicos ofrece una comprensión más cercana de la realidad y proporciona datos concretos que son fundamentales para la calibración de modelos numéricos.

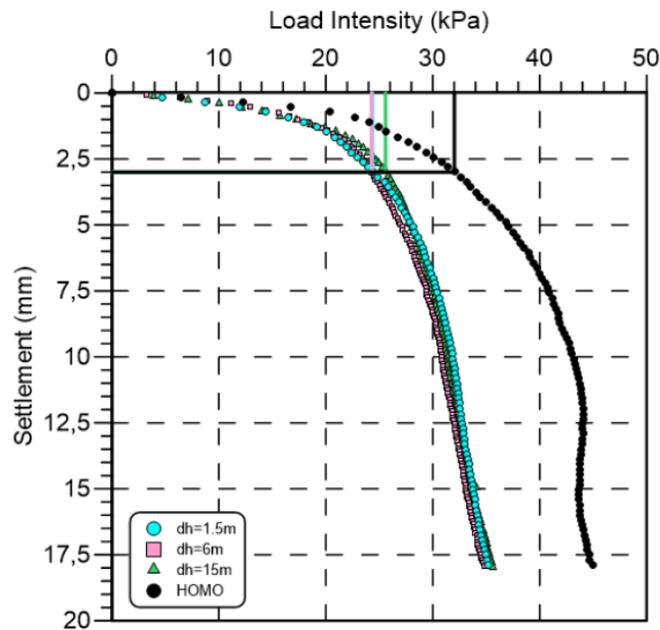


Figura 24. Efecto de la distancia de correlación vertical del límite líquido en la capacidad de carga. Fuente (Garzón, 2019).

Esta contribución es esencial, ya que la calibración precisa de modelos numéricos es crucial en la ingeniería geotécnica para realizar predicciones precisas y tomar decisiones informadas en el diseño y análisis de estructuras en suelos heterogéneos. En conjunto, la investigación de Garzón (2019) no solo aporta conocimientos significativos al campo de la geotecnia, sino que también establece una base valiosa para futuros estudios y aplicaciones prácticas en ingeniería geotécnica.

6. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA VARIABILIDAD ESPACIAL DEL SUELO

Este capítulo presenta la metodología empleada para la calibración de los modelos numéricos, destacando que la base fundamental de este proceso es la información recopilada de las pruebas de carga realizadas en la centrifuga geotécnica por Garzón (2019). Estos datos se consideran como el punto de partida y referencia esencial para la comparación de resultados.

En el capítulo anterior, se hizo referencia a la creación de ocho tipos diferentes de suelos en la investigación de Garzón (2019) para simular la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Estos suelos fueron sometidos a ensayos triaxiales para su caracterización mecánica, y los resultados de estos ensayos se utilizaron como insumo para alimentar los parámetros requeridos por el software PLAXIS 2D. Los resultados de las pruebas triaxiales realizadas por Garzón (2019) se presentan en la Tabla 2 y Tabla 3.

De los 55 modelos planteados por Garzón (2019), 50 corresponden a modelos heterogéneos y 5 modelos homogéneos. Los modelos heterogéneos se conforman de 6 configuraciones que variaban sus propiedades del límite líquido, media μ_L , Coeficiente de variación COV, distancias de correlación horizontal y vertical δ_h , δ_v . En este trabajo se recrearon esos modelos y se construyeron en total 51 modelos diferentes, de los cuales 50 corresponden a modelos heterogéneos y el restante se modelo para un suelo homogéneo.

Para los modelos heterogéneos se realizaron seis configuraciones diferentes. Para las primeras tres configuraciones, se utilizó una media del límite líquido de 157%, coeficiente de variación del límite líquido de 30%, escala de fluctuación vertical del límite líquido de 1.5m y la fluctuación horizontal se dejó como propiedad variable, tomando valores de 1.5m, 6m y 15m. Para cada una de estas fluctuaciones horizontales se realizaron 10 modelos, para un total de 30 modelos.

Las tres últimas configuraciones se construyeron con una media del límite líquido del 157%, escala de fluctuación vertical de 1.5 m, escala de fluctuación horizontal de 1.5m, en este caso se varió el coeficiente de variación dándole valores de 51%, 30% y 13%. Para un total de 20 modelos. Para el caso específico de COV igual a 30% esta configuración se modelo dentro de las tres primeras configuraciones. Finalmente, para el modelo homogéneo se tomó, un límite líquido fue de 157%.

Tabla 2. Propiedades físicas de los suelos homogéneos. Fuente: Modificado (Garzón, 2019).

Suelo	Caolinita (%)	Bentonita (%)	Colorante (%)	Límites de Atterberg			Gravedad específica (Gs)
				WL (%)	WP (%)	IP	
S1	80	11	9 ^d	86	35	51	2,70
S2	68	23	9 ^e	121	32	89	2,57
S3	55	33	12 ^f	157	26	131	2,59
S4	44	44	12 ^g	189	24	165	2,68
S5	31	52	17 ^h	204	20	185	2,61
S6	21	63	17 ⁱ	241	23	218	2,48
S7	10	73	17 ^j	300	29	272	2,53
S8	0	100	0	348	30	317	2,33

Tabla 3. Propiedades mecánicas de los suelos homogéneos. Fuente: Modificado (Garzón, 2019).

Suelo	Parámetros de consolidación				Prueba triaxial (CU)		Parámetros Cam Clay		
	e _o	C _c	C _s	C _v (cm ² /seg)	M	φ' (°)	λ	κ	Γ _c
S1	3,97	0,671	0,161	0,0044	0,705	18,4	0,345	0,085	0,737
S2	4,28	0,737	0,158	0,0018	0,721	18,8	0,506	0,051	0,740
S3	4,74	1,006	0,174	0,0018	0,513	13,7	0,713	0,115	1,241
S4	8,56	1,591	0,205	0,0014	0,475	12,7	0,888	0,068	1,201
S5	8,56	1,699	0,312	0,0016	0,393	10,6	1,023	0,155	1,738
S6	9,71	1,877	0,569	0,0016	0,680	17,8	1,093	0,174	1,896
S7	12,33	2,929	0,460	0,0013	0,667	17,5	1,260	0,116	1,793
S8	12,97	3,179	1,268	0,0011	0,530	14,1	1,475	0,119	2,024

Un aspecto notable en este estudio es la conexión con la investigación llevada a cabo por Arias (2019), donde se exploró la influencia de la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en el proceso de consolidación y en los parámetros de resistencia al corte no drenados (CU). Arias (2019) utilizó el software PLAXIS 2D y, significativamente, se basó en los datos recopilados por Garzón (2019) para realizar la comparación con el modelo numérico.

Las recomendaciones derivadas de la investigación de Arias (2019) son de gran importancia para garantizar una adecuada modelación del comportamiento del suelo en el software PLAXIS 2D. Entre estas recomendaciones se encuentran:

1. **Modelar el suelo considerando un análisis de grandes deformaciones:** La consideración de grandes deformaciones es esencial para capturar con precisión el comportamiento no lineal del suelo bajo cargas significativas. Este enfoque es particularmente relevante en situaciones donde se espera que el suelo experimente deformaciones sustanciales.
2. **Utilizar el modelo constitutivo de Cam Clay modificado para análisis con deformaciones:** En situaciones que involucren deformaciones, el modelo constitutivo de Cam Clay modificado ha demostrado ser especialmente efectivo para simular condiciones realistas.
3. **Modificar los valores de aceleraciones gravitacionales:** En modelos numéricos donde el suelo se somete a aceleraciones gravitacionales, es posible ajustar estos valores utilizando la opción Total Multiplier y la condición Σ -Mweight en el Software PLAXIS 2D. Esto permite una adaptación más precisa de los parámetros relacionados con la gravedad, asegurando que la simulación refleje las condiciones específicas del sitio.

La revisión de la investigación de Arias (2019) proporcionó información valiosa al evidenciar que los modelos numéricos se construyen y procesan mediante análisis por fases. Este hallazgo resulta fundamental para comprender la manera adecuada de replicar las etapas de construcción de los modelos físicos generados por Garzón (2019) en los modelos numéricos.

6.1. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO EN PLAXIS 2D

El software PLAXIS 2D, empleado para realizar el análisis numérico de los modelos, es una herramienta de elementos finitos de gran versatilidad. Este software permite replicar de manera efectiva los modelos físicos en centrifuga geotécnica realizados por Garzón (2019), abordando aspectos clave como la secuencia del montaje, la construcción de los suelos, la incorporación

de parámetros de resistencia y propiedades físicas, la aplicación de cargas de gravedad y los tiempos de aplicación de carga. La Tabla 4 presenta los parámetros de entrada del método constitutivo Cam-clay modificado, el cual fue utilizado para simular el comportamiento del suelo heterogéneo con variabilidad espacial del límite líquido.

Tabla 4 – parámetros de entrada del modelo constitutive cam-Caly modificado (MCC). Fuente: Propia

Tipo suelo	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
Modelo constitutivo	Cam Clay modificado							
Peso unitario sat. (KN/m³)	13,53	12,55	12,07	11,53	11,49	11,19	10,97	10,97
(e) inicial	3,97	4,28	4,74	8,56	8,56	9,71	12,33	12,97
μ	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
φ°	18,4	18,8	13,7	12,7	10,6	17,8	17,5	14,1
λ	0,345	0,506	0,713	0,888	1,023	1,093	1,260	1,475
κ	0,085	0,051	0,115	0,068	0,155	0,174	0,116	0,119
Γc	0,737	0,74	1,241	1,201	1,738	1,896	1,793	2,024
M	0,705	0,721	0,513	0,475	0,393	0,680	0,667	0,530

La secuencia de montaje propuesta en este capítulo es la que mejor se ajusta a los resultados obtenidos en los modelos físicos con centrífuga geotécnica, y ha servido como base para la generación de la calibración de los modelos. La Figura 25 muestra un diagrama metodológico que resume la secuencia de montaje implementada.

En el Anexo 1 se presenta un paso a paso de la secuencia utilizada para la modelación numérica en Plaxis 2D del modelo físico experimental en centrífuga geotécnica realizada por Garzón (2019).

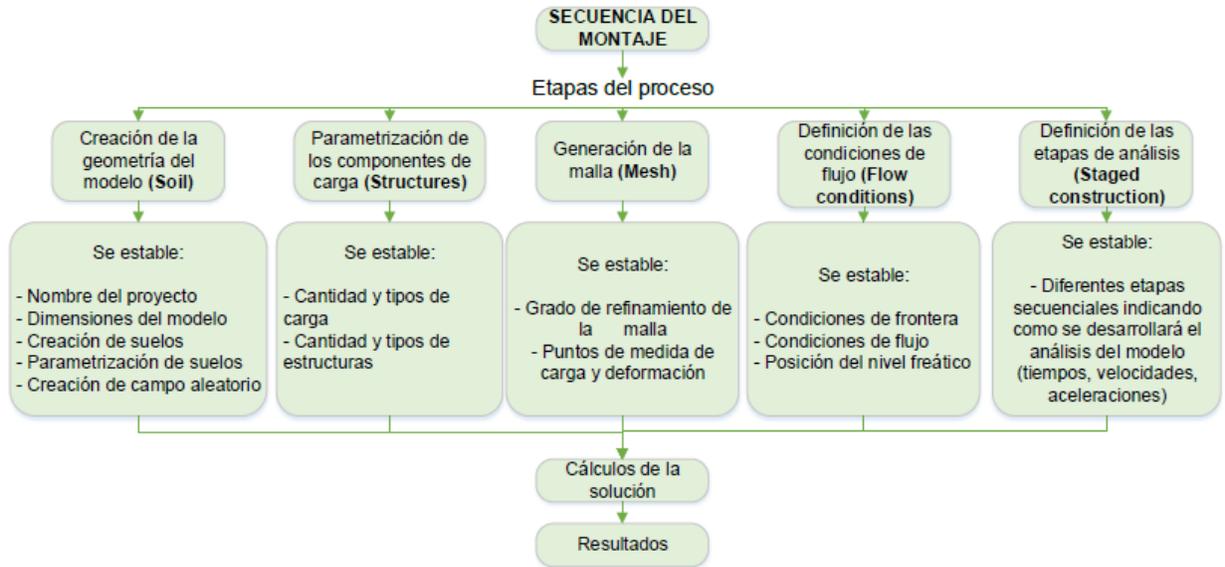


Figura 25. Diagrama de la secuencia de montaje implementada. Fuente propia.

7. RESULTADOS

En este capítulo, se presentan los hallazgos derivados del proceso de modelación numérica realizado utilizando el software Plaxis 2D. Estos resultados se basan en los modelos físicos propuestos por Garzón (2019) en su tesis doctoral *Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation*.

La metodología aplicada en este estudio se orientó hacia la reproducción y adaptación de cada proceso llevado a cabo por Garzón (2019) durante la creación de los modelos físicos. El objetivo central fue incorporar estos procesos en un entorno numérico mediante el software Plaxis 2D. La construcción del campo aleatorio y la distribución de los suelos para su posterior procesamiento en el software Plaxis 2D se basaron rigurosamente en el campo aleatorio y la distribución de suelos derivados de los modelos físicos establecidos por Garzón (2019). Este enfoque garantizó la coherencia y la fidelidad en la transición de los modelos físicos a los numéricos.

En síntesis, como se detalla en el capítulo 5, se generaron un total de 51 modelos numéricos. Estos incluyeron un modelo homogéneo y 50 modelos heterogéneos. Los modelos heterogéneos se estructuraron en seis configuraciones distintas. Las primeras tres configuraciones presentaron un límite líquido del 157%, un coeficiente de variación del 30%, y distancias de correlación horizontal de 1.5m, 6.0m y 15.0m. Posteriormente, las siguientes tres configuraciones se desarrollaron con un límite líquido del 157%, una distancia de correlación horizontal de 1.5m, y coeficientes de variación del 13%, 30%, y 51%, respectivamente.

Todos los modelos, tanto homogéneos como heterogéneos, fueron sometidos a un análisis detallado utilizando el modelo constitutivo Cam Clay modificado. Esta elección se fundamenta en la capacidad de este modelo para simular de manera más precisa el proceso de deformación del terreno frente a las cargas impuestas por la cimentación. Cabe destacar que esta decisión también está respaldada por la recomendación de Arias (2019), quien sugirió el uso del modelo constitutivo Cam Clay modificado específicamente para la simulación numérica de modelos físicos.

Para cada modelo construido, se generaron gráficas detalladas de esfuerzo vs. deformación. Siguiendo la metodología establecida por Garzón (2019), se llevó a cabo la medición de los

esfuerzos hasta una profundidad de 20 mm. La determinación de la capacidad de carga se realizó bajo un criterio de servicio que equivalía al 10% de deformación con respecto a la base del cimentado. En otras palabras, la capacidad de carga se estableció a una deformación de 3 mm, considerando que el ancho de la zapata en el modelo físico es de 30 mm. Este criterio específico fue adoptado en concordancia con la metodología implementada por Garzón (2019).

Este enfoque proporciona una evaluación consistente y comparable de la capacidad de carga de cada modelo, asegurando coherencia con los estándares previamente establecidos en la investigación de referencia. Los resultados se agruparon en tres grupos, el modelo homogéneo, modelos heterogéneos con diferentes valores de coeficiente de variación COV 13%, COV 30% y COV 51% y los modelos con variación de la distancia de correlación horizontal $\delta h=1.5\text{m}$, 6m y 15m.

7.1 DEFORMACIONES RESULTANTES DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN.

Las deformaciones acumuladas para cada una de las configuraciones de los modelos se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5 - Deformaciones acumuladas al final del periodo de consolidación.

Configuración del campo aleatorio	# de modelaciones	Deformacion total al final del proceso de consolidacion
$\delta_h = 1.5 \text{ m}$	10	59,9
$\delta_h = 6,0 \text{ m}$	10	52,6
$\delta_h = 15,0 \text{ m}$	10	52,3
COV=13%	10	53,0
COV=30%	10	59,9
COV=51%	10	52,2
Homogéneo	1	54,2

Al final del período de consolidación para un esfuerzo efectivo de 30 kPa, se observa que la deformación total acumulada promedio de los modelos simulados numéricamente es del orden de 54.8 mm, lo cual se asemeja a lo encontrado por Garzón (2019), quien obtuvo un

asentamiento total de 55 mm. Por tanto, al tener deformaciones similares tanto en el modelo numérico como en el modelo físico, se consideran confiables y precisos los valores encontrados en la modelación numérica en Plaxis 2D. En consecuencia, se continuó con la prueba de carga por similitud en las condiciones iniciales en los modelos para esta etapa.

7.2 CAPACIDAD DE CARGA

7.2.1 Modelo Homogéneo

Las Figuras 26 y 27, presentan el resultado del modelo homogéneo cuyos parámetros de modelación fueron los siguientes $\mu_{WL} = 157\%$, $COV = 0\%$ y $\delta h = 0$. Para este modelo se obtuvo un valor de capacidad de carga es 30.8 kPa.

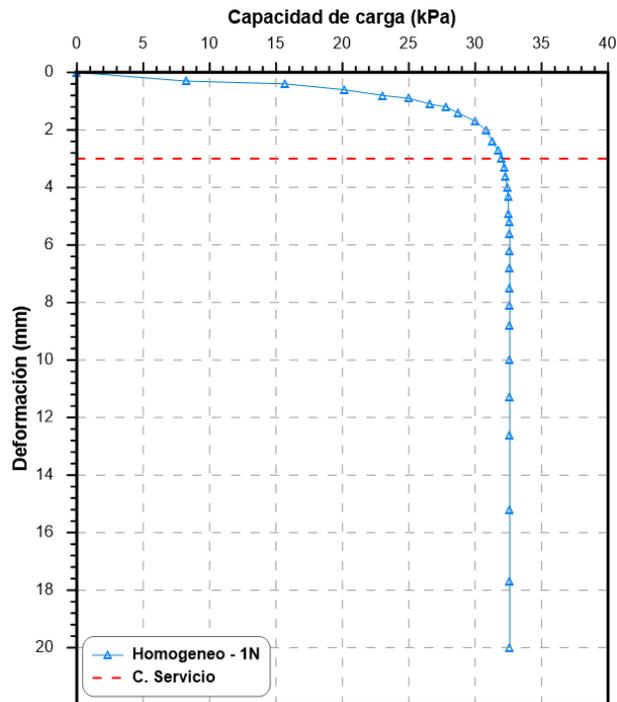


Figura 26. Curvas esfuerzo Vs deformación modelo homogéneo. Fuente el autor.

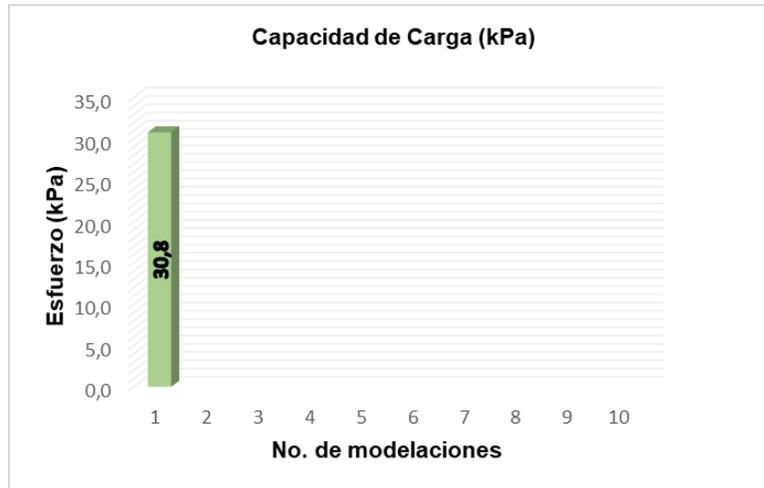


Figura 27. Capacidad de carga para cada realización. Fuente: el autor.

7.2.2. Modelos heterogéneos con diferentes valores de coeficiente de variación (Cov)

La Figura 28 muestra las 10 modelaciones obtenidas a partir del campo aleatorio, considerando una media del límite líquido (μ_{WL}) de 157%, un coeficiente de variación (COV) del 13%, y una distancia de correlación horizontal (δh) de 1.5m. Los valores de capacidad de carga para el cimiento superficial en estas realizaciones varían entre 22.3 kPa y 27.0 kPa, con un valor medio de 24.6 kPa. El rango de variación es de 4.7 kPa, y la desviación estándar es de 1.3 kPa. En la Figura 29, se presentan los valores individuales de capacidad de carga en kPa para cada realización, junto con una línea punteada de color rojo que indica el valor promedio.

En la Figura 30 se exhibe la gráfica de esfuerzo vs. deformación correspondiente al modelo heterogéneo generado a partir de un campo aleatorio con una media del límite líquido (μ_{WL}) de 157%, un coeficiente de variación (COV) del 30%, y una distancia de correlación horizontal (δh) de 1.5m. Para las 10 modelaciones, los valores obtenidos de capacidad de carga para el cimiento superficial varían entre 21.9 kPa y 29.7 kPa, con un valor medio de 25.2 kPa. El rango de variación es de 7.8 kPa, y la desviación estándar es de 2.0 kPa. En la Figura 31, se presentan los valores individuales de capacidad de carga en kPa para cada realización, junto con una línea punteada de color rojo que indica el valor promedio.

En la Figura 32 se exhiben las 10 modelaciones obtenidas a partir del campo aleatorio, considerando una media del límite líquido (μ_{WL}) de 157%, un coeficiente de variación (COV) del 51%, y una distancia de correlación horizontal (δh) de 1.5m. Los valores de capacidad de

carga para el cemento superficial en estas realizaciones varían entre 24.7 KPa y 29.6 KPa, con un valor medio de 26.6 KPa. El rango de variación es de 4.9 KPa, y la desviación estándar es de 1.5 KPa. En la Figura 33, se presentan los valores individuales de capacidad de carga en KPa para cada realización, junto con una línea punteada de color rojo que indica el valor promedio

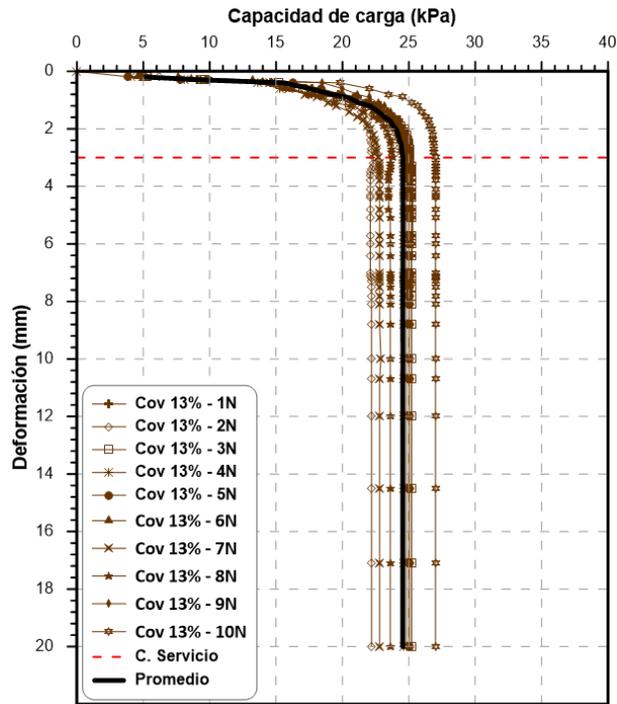


Figura 28. Curvas esfuerzo Vs deformación Cov=13%. Fuente el autor.

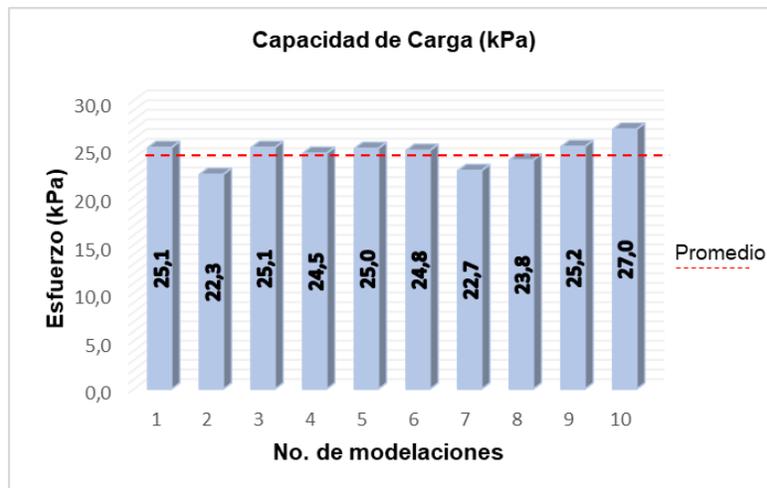


Figura 29. Capacidad de carga para cada realización Cov=13%. Fuente el autor.

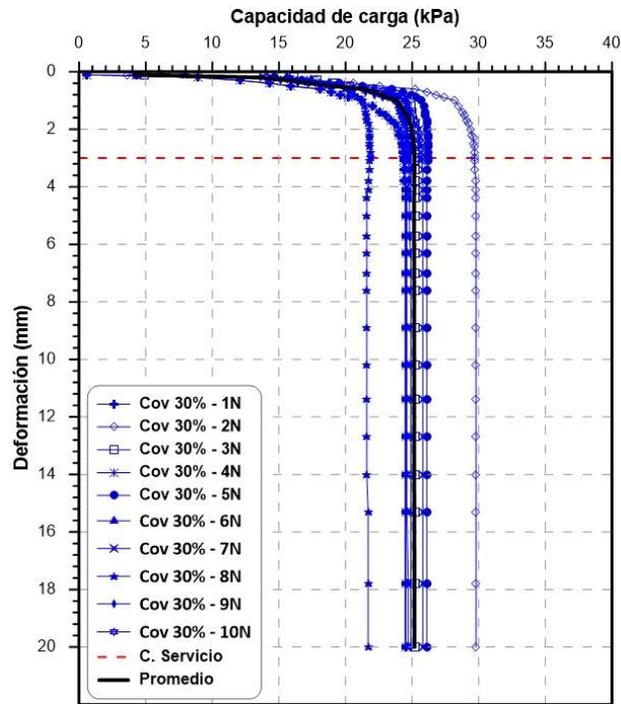


Figura 30. Curvas esfuerzo Vs deformación Cov=30%. Fuente el autor.

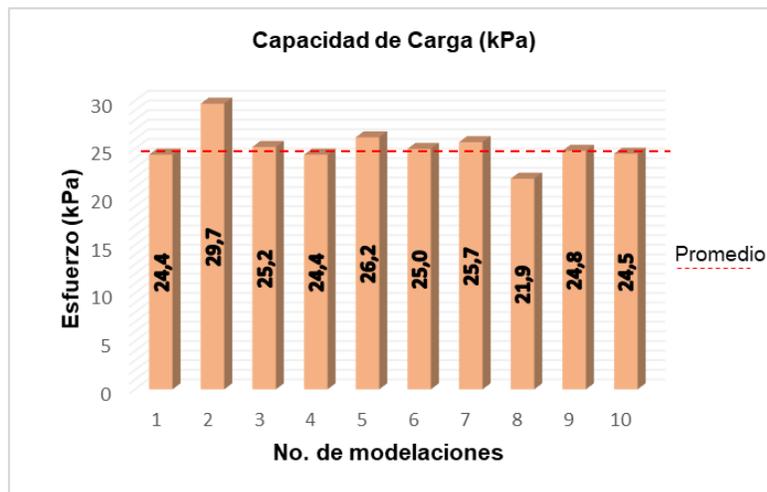


Figura 31. Capacidad de carga para cada modelación Cov=30%. Fuente el autor.

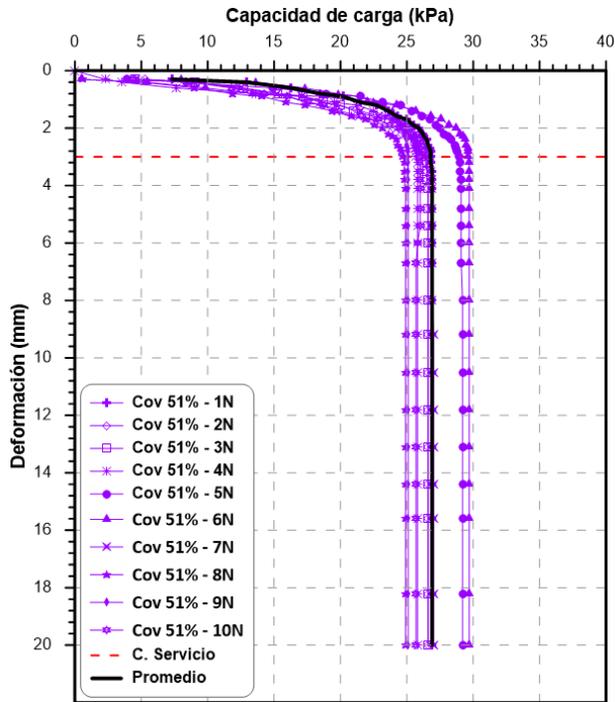


Figura 32. Curvas esfuerzo Vs deformación Cov=51%. Fuente el autor.

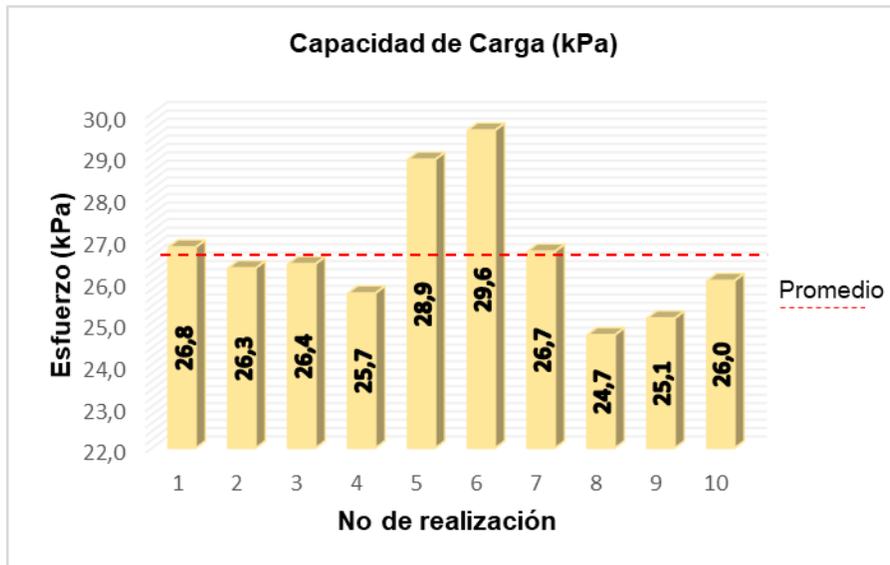


Figura 33. Capacidad de carga para cada realización Cov=51%. Fuente el autor.

7.2.3. Modelo heterogéneo con diferentes distancias de correlación horizontal (dh).

En la Figura 34 se exhibe la gráfica de esfuerzo vs. deformación correspondiente al modelo heterogéneo generado a partir de un campo aleatorio con una media del límite líquido (μ_{WL}) de

157%, un coeficiente de variación (COV) del 30%, y una distancia de correlación horizontal (δh) de 1.5m. Para las 10 modelaciones, los valores obtenidos de capacidad de carga para el cimiento superficial varían entre 21.9 kPa y 29.7 kPa, con un valor medio de 25.2 kPa. El rango de variación es de 7.8 kPa, y la desviación estándar es de 2.0 kPa. Estos resultados se observan en la Figura 35.

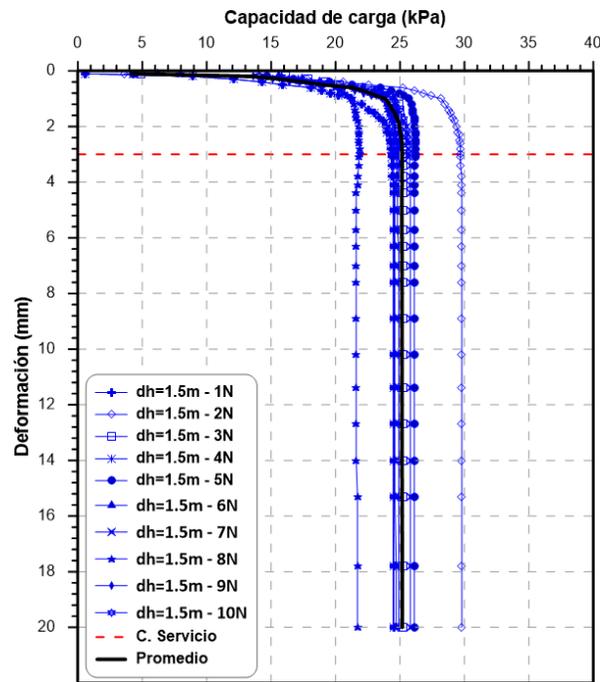


Figura 34. Curvas esfuerzo Vs deformación $\delta h=1.5$ m. Fuente el autor.

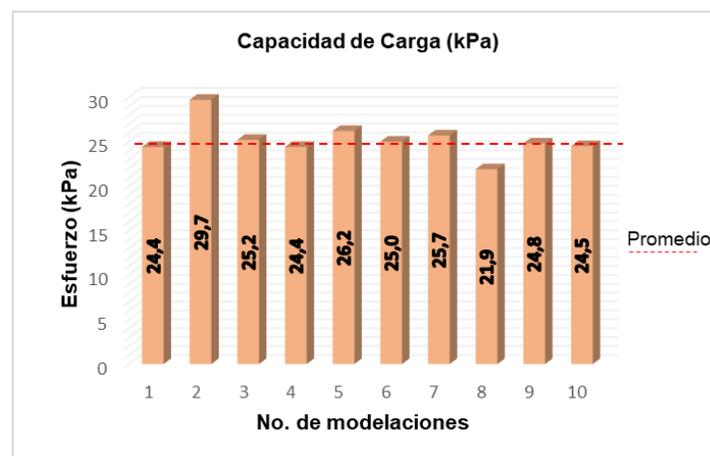


Figura 35. Capacidad de carga para cada realización $\delta h=1.5$ m. Fuente el autor.

En la Figura 35, se presentan los valores individuales de capacidad de carga en kPa para cada modelación, acompañados por una línea punteada de color rojo que indica el valor promedio. Estos resultados ofrecen una visión detallada de la respuesta del modelo heterogéneo, destacando tanto la variabilidad entre las distintas realizaciones como la tendencia general representada por el valor promedio de la capacidad de carga.

La Figura 36 ilustra las 10 modelaciones obtenidas a partir del campo aleatorio considerando una media del límite líquido (μ_{WL}) de 157%, un coeficiente de variación (COV) del 30%, y una distancia de correlación horizontal (δh) de 6m. Los valores de capacidad de carga para el cimiento superficial en estas realizaciones varían entre 20.9 kPa y 31.7 kPa, con un valor medio de 25.9 kPa. El rango de variación es de 10.8 kPa, y la desviación estándar es de 3.5 kPa. En la Figura 37, se presentan los valores individuales de capacidad de carga en kPa para cada modelación, acompañados por una línea punteada de color rojo que indica el valor promedio.

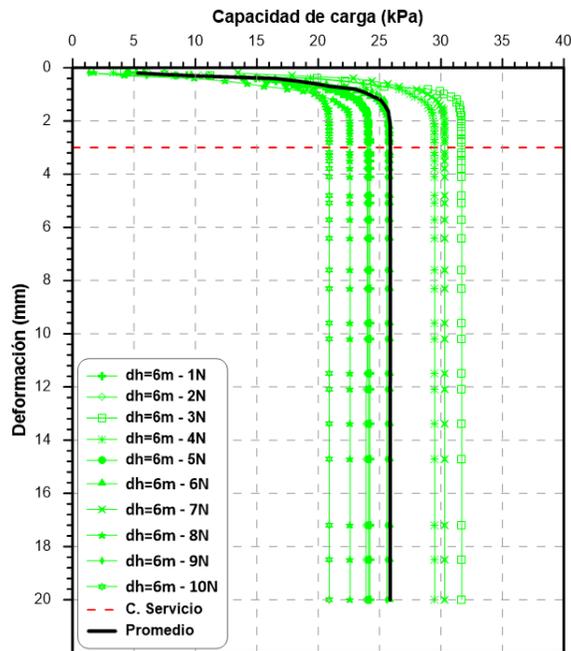


Figura 36 - Curvas esfuerzo Vs deformación $\delta h=6.0\text{m}$. Fuente el autor.

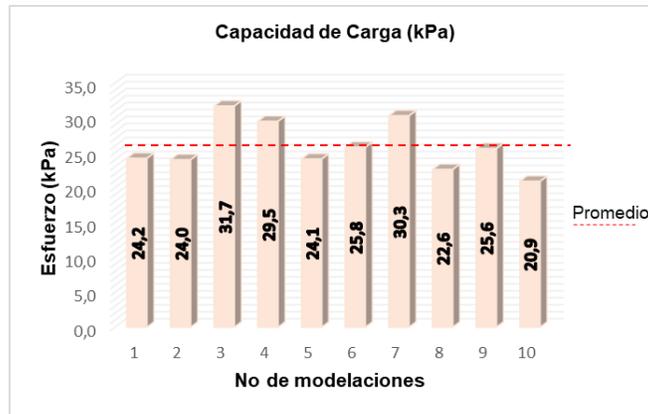


Figura 37. Capacidad de carga para cada realización $\delta h=1.5m$. Fuente el autor.

La Figura 38 exhibe las 10 modelaciones obtenidas a partir del campo aleatorio, considerando una media del límite líquido (μ_{WL}) de 157%, un coeficiente de variación (COV) del 30%, y una distancia de correlación horizontal (δh) de 15m. Los valores de capacidad de carga para el cimiento superficial en estas modelaciones varían entre 20.5 kPa y 35.1 kPa, con un valor medio de 25.6 kPa. El rango de variación es de 14.6 kPa, y la desviación estándar es de 4.5 kPa. En la Figura 39, se presentan los valores individuales de capacidad de carga en kPa para cada realización, acompañados por una línea punteada de color rojo que indica el valor promedio

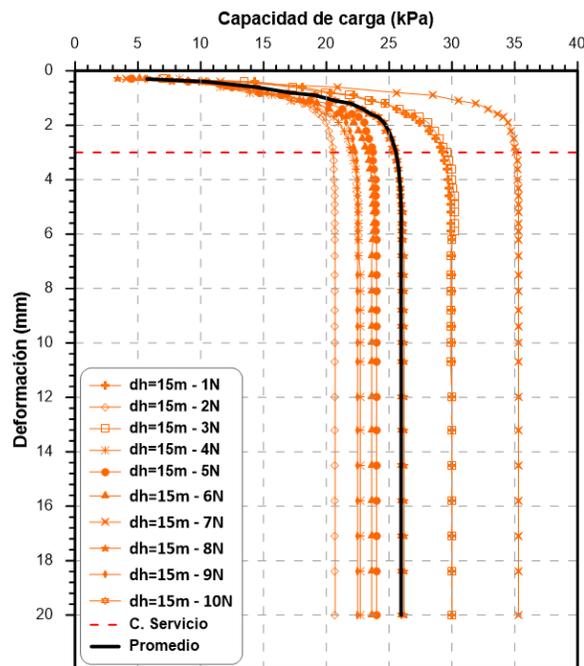


Figura 38. Curvas esfuerzo Vs deformación $\delta h=15m$. Fuente el autor.

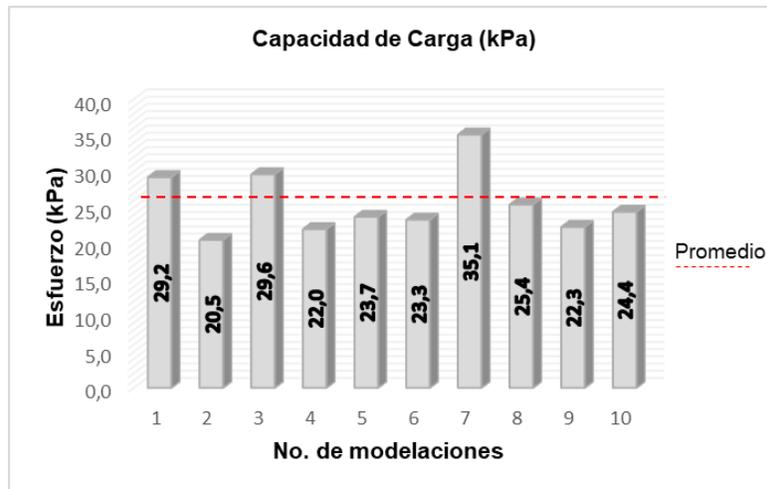


Figura 39. Capacidad de carga para cada realización $\delta h=15\text{m}$. Fuente el autor.

Desde la Figura 26 hasta la Figura 39, se presentan los resultados obtenidos de la modelación numérica de la capacidad de carga de una cimentación superficial sobre un suelo con variabilidad espacial en sus propiedades físicas y mecánicas. Cada gráfica evidencia la presencia de cierta dispersión entre las diferentes modelaciones de una misma configuración estadística. Es decir, a pesar de que el campo aleatorio se construye con el mismo valor de coeficiente de variación y distancia de correlación horizontal, cada campo aleatorio exhibe una distribución diferente de las propiedades del suelo.

Esta variabilidad en la distribución de suelos tiene un impacto directo en el comportamiento de la capacidad de carga. Aunque cada campo aleatorio fue construido considerando los mismos parámetros de coeficiente de variación y distancia de correlación horizontal, las diferencias en la distribución de suelos entre las modelaciones dan lugar a resultados ligeramente diferentes. Este fenómeno resalta la influencia significativa de la variabilidad espacial en las propiedades del suelo en la respuesta de la cimentación superficial. En la Tabla 6 se presenta un resumen de los valores promedios de las 10 modelaciones para cada configuración.

Los valores presentados en la Tabla 6 se visualizan gráficamente en la Figura 40. En la cual, se evidencia que, al considerar la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, la capacidad de carga disminuye en comparación con un suelo homogéneo. Además, al

variar los parámetros estadísticos, no se observa una clara incidencia de estos sobre la capacidad de carga, la cual, presenta valores muy cercanos entre sí.

Tabla 6 - Capacidad de carga para cada realización. Fuente el autor.

Configuración del campo aleatorio	# de modelaciones	Capacidad de carga promedio (kPa)	Rango de variación (kPa)	Desviación estándar (kPa)
$\delta_h = 1.5$ m	10	25,2	7,8	2,0
$\delta_h = 6,0$ m	10	25,9	10,8	3,5
$\delta_h = 15,0$ m	10	25,6	14,6	4,5
COV= 13%	10	24,6	4,7	1,3
COV= 30%	10	25,2	7,8	2,0
COV= 51%	10	26,6	4,9	1,5
Homogéneo	1	30,8	-	-

Estos resultados subrayan la importancia de tener en cuenta la variabilidad espacial del suelo al evaluar la capacidad de carga de una cimentación superficial. La disminución en la capacidad de carga indica cómo la heterogeneidad del suelo puede afectar significativamente el comportamiento estructural. La aparente falta de una relación clara entre los parámetros estadísticos y la capacidad de carga sugiere la complejidad de los efectos de la variabilidad espacial en este contexto.

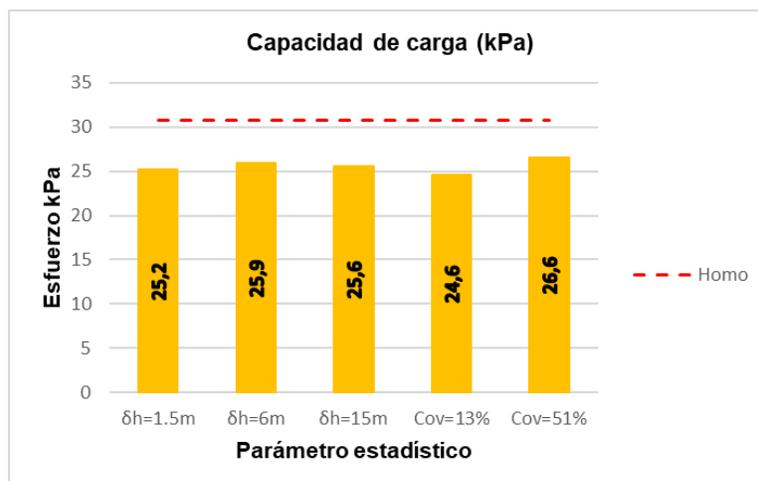


Figura 40. Capacidad de carga para cada configuración estadística. Fuente el autor.

7.3. MECANISMOS DE FALLA

Las Figuras 41, 42 y 43 proporcionan una visión comparativa de los mecanismos de falla tanto para suelos homogéneos como para suelos heterogéneos, considerando diferentes valores en la distancia horizontal y el coeficiente de variación. Al analizar detenidamente estas representaciones, se observa que, si bien existe cierta similitud en los mecanismos de falla entre el modelo numérico y el modelo físico, no se logra una concordancia exacta. Esta discrepancia revela la complejidad y los desafíos inherentes a la simulación numérica de fenómenos geotécnicos, donde factores como la variabilidad del suelo, las condiciones de contorno y la precisión de los parámetros de entrada pueden influir significativamente en los resultados obtenidos.

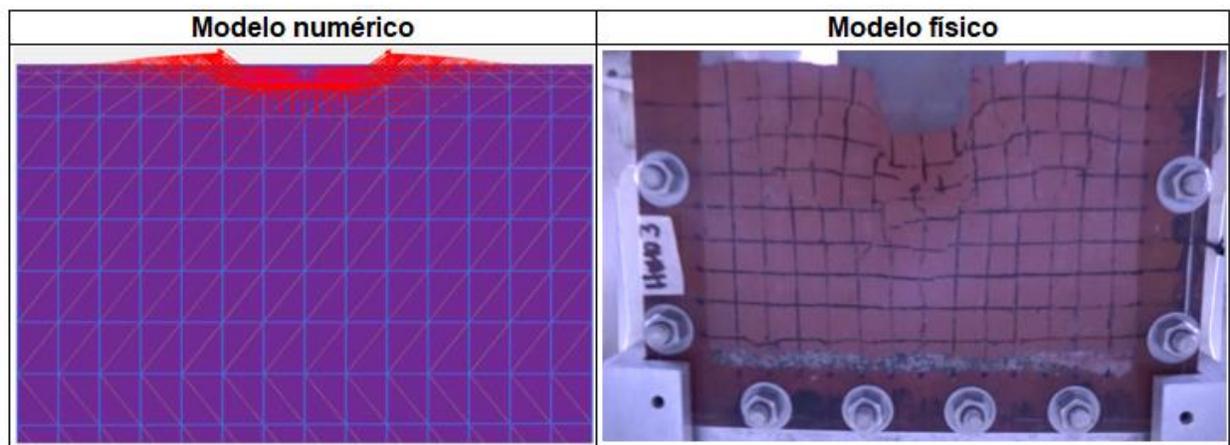


Figura 41. Mecanismos de falla para el modelo homogéneo. Fuente el autor.

Es importante destacar que, a pesar de la falta de una correspondencia exacta entre los modelos numéricos y físicos, la similitud observada en los mecanismos de falla sugiere una cierta capacidad del modelo numérico para capturar aspectos importantes del comportamiento del suelo bajo carga. Sin embargo, esta capacidad no debe interpretarse como una representación perfecta de la realidad, sino más bien como una herramienta útil para comprender tendencias y patrones generales en el comportamiento del suelo.

En este contexto, es fundamental reconocer las limitaciones y las incertidumbres asociadas con la modelación numérica en geotecnia, y se debe proceder con prudencia al interpretar los resultados obtenidos. Además, es recomendable realizar validaciones y verificaciones

adicionales, utilizando datos experimentales y comparaciones con otros métodos de análisis, para mejorar la confianza en los resultados numéricos y garantizar una toma de decisiones informada en el diseño y la ingeniería de estructuras geotécnicas.

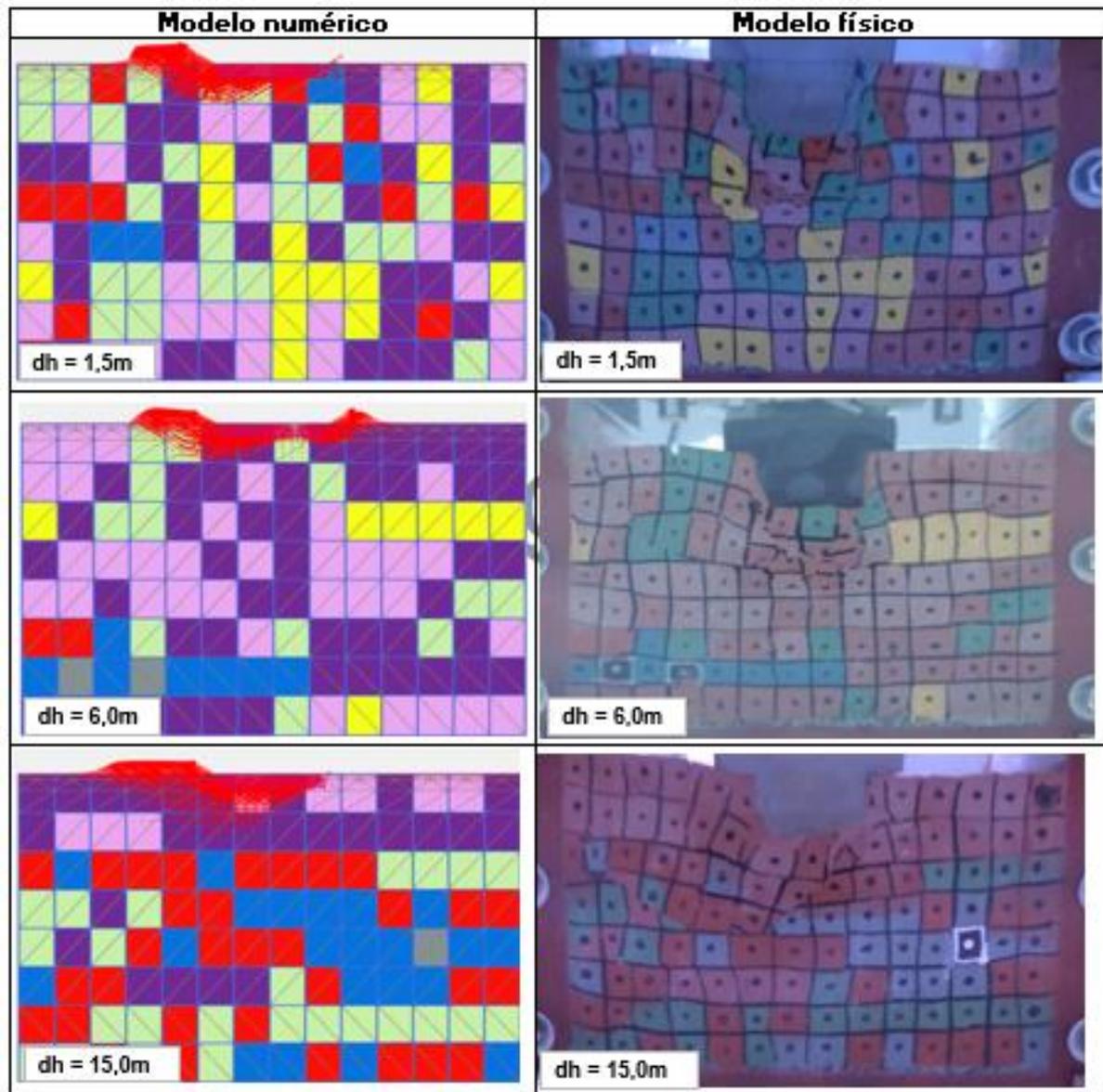


Figura 42. Mecanismos de falla para los modelos con variación de distancia horizontal. Fuente el autor.

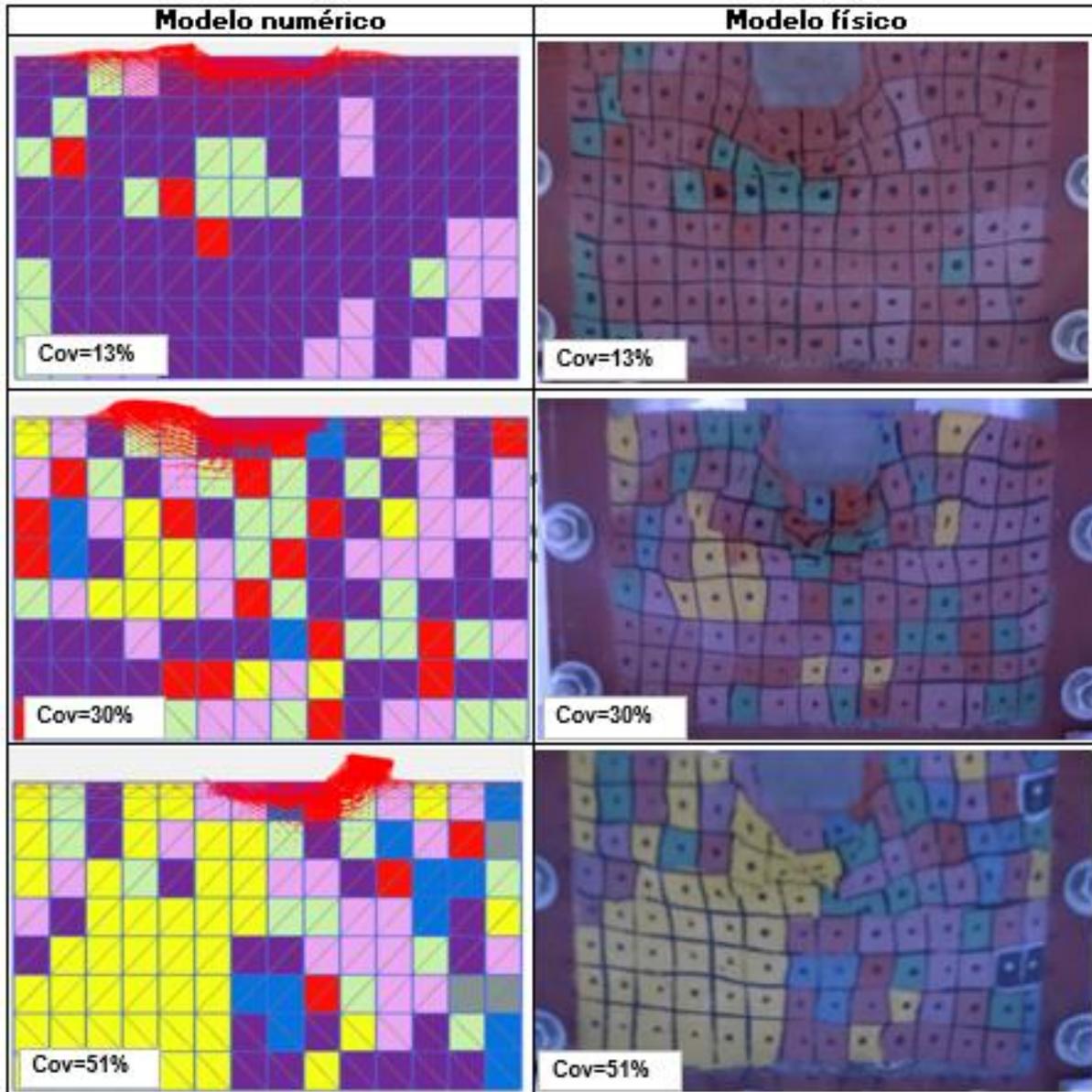


Figura 43. Mecanismos de falla para los modelos con diferentes valores en el coeficiente de variación. Fuente el autor.

En el Anexo 2 se presentan de manera esquemática los mecanismos de falla obtenidos en la modelación numérica y los obtenidos por Garzón (2019), allí se muestran todos los mecanismos de falla obtenidos para las diferentes configuraciones presentadas en la Tabla 1.

8. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Es esencial destacar que esta investigación, desde una perspectiva global, aborda dos etapas fundamentales. La primera fase se centra en el proceso de conformación, construcción y consolidación de un suelo heterogéneo con variabilidad espacial en el límite líquido. Este proceso fue investigado y detallado en el trabajo de grado "Modelación numérica del proceso de consolidación de un suelo fino con variabilidad espacial de las propiedades del suelo" Arias (2019). Los principios fundamentales de esta tesis fueron adoptados como base para llevar a cabo la construcción de los suelos, la consolidación y la selección del modelo geotécnico de análisis.

Posteriormente, se procedió a la segunda etapa de la investigación, que se enfoca en la modelación de la capacidad de carga del cimiento y la calibración del modelo para simular la variabilidad espacial del suelo en cimentaciones superficiales. Esta fase se desarrolló utilizando los conocimientos y métodos establecidos en la primera etapa, permitiendo una transición fluida y coherente en la exploración de la influencia de la variabilidad espacial en el comportamiento de las cimentaciones.

En esta sección, se presentan gráficas comparativas que ilustran los resultados de los modelos físicos y numéricos, junto con sus respectivos análisis. En los gráficos proporcionados, los modelos numéricos se identifican con la letra (N), mientras que los modelos físicos se designan con la letra (F). La letra (δh) refiere a la distancia de correlación horizontal, y (COV) al coeficiente de variación.

Se llevaron a cabo análisis estadísticos que incorporaron medidas clave como la desviación estándar, el rango, el promedio y el análisis de varianza de un factor. Estos análisis fueron esenciales para contrastar los datos derivados de los modelos numéricos con aquellos obtenidos en los modelos físicos. El objetivo principal era validar la reproducibilidad de los resultados y la efectividad de la calibración de la metodología propuesta para simular la variabilidad espacial de un suelo en el análisis de la capacidad portante.

La utilización del software Plaxis 2D desempeñó un papel fundamental en este proceso, permitiendo la implementación y evaluación de la metodología propuesta. Los análisis

estadísticos proporcionaron una base cuantitativa para comparar y validar la coherencia entre los resultados obtenidos a través de la simulación numérica y los modelos físicos.

La Figura 44 exhibe la curva de capacidad de carga-deformación, la cual refleja los resultados de los modelos numéricos donde se varió la distancia de correlación horizontal. Esta representación gráfica posibilitó una comparación directa entre la respuesta de estos modelos y la del modelo homogéneo.

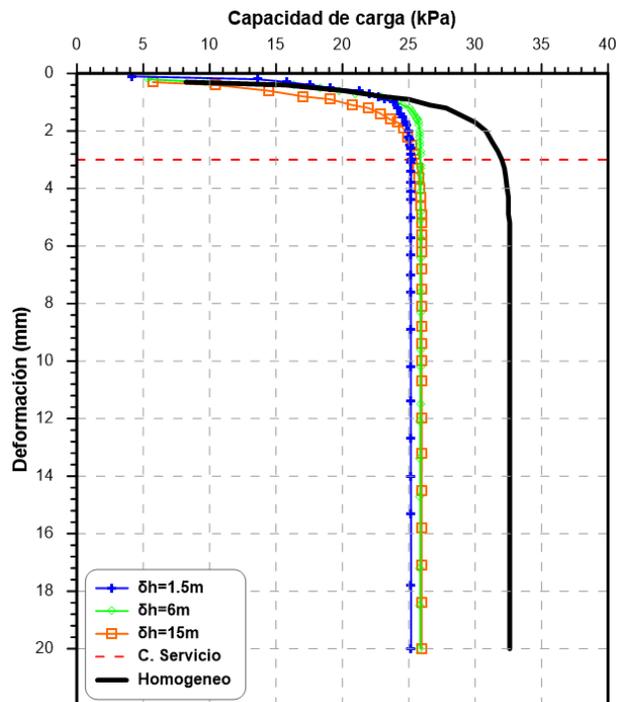


Figura 44. Efecto de la distancia de correlación horizontal (δh) en la capacidad de carga.

Fuente el autor.

En la Figura 41, se observa una reducción sustancial en la capacidad de carga en comparación con el modelo homogéneo. Los valores promedios de capacidad de carga para los modelos que consideraron distancias de correlación horizontal de 1.5m, 6m y 15m son 25.2 kPa, 25.9 kPa y 25.6 kPa respectivamente, mientras que para el modelo homogéneo la capacidad de carga fue de 30.8 kPa.

Por el contrario, también se observa que la incidencia de la variación de la correlación horizontal en la capacidad de carga es mínima si comparamos entre sí los suelos heterogéneos.

Aunque se evidencia una reducción general de la capacidad de carga con la variación de la distancia de correlación horizontal, la magnitud de esta variación no parece ser significativamente influenciada.

La Figura 45 presenta la curva de capacidad de carga versus deformación, exhibiendo los resultados de los modelos numéricos donde se varió el coeficiente de correlación. En esta representación, se observa claramente la respuesta de los modelos numéricos modelados con variación en el coeficiente de correlación, y se contrasta con la del modelo homogéneo.

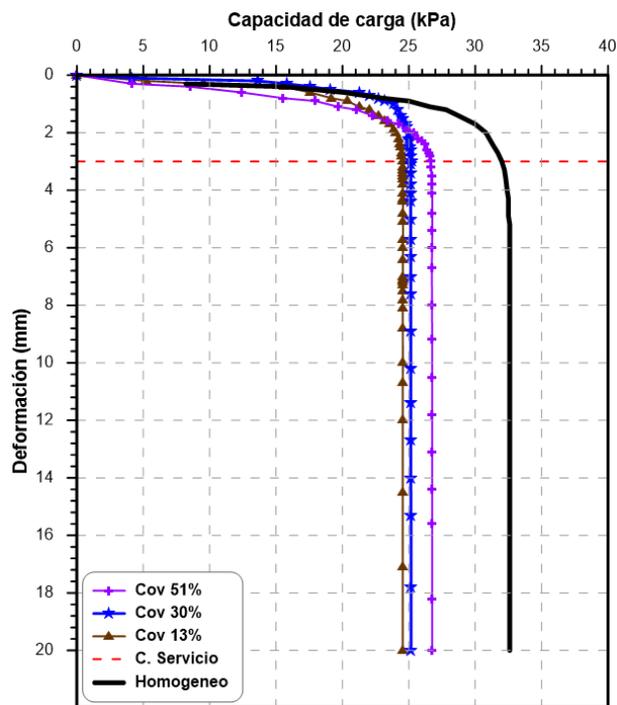


Figura 45. Efecto de la variación del (Cov) en la capacidad de carga. Fuente el autor.

En la Figura 45, se destaca el efecto del coeficiente de variación horizontal en la capacidad de carga, ratificando la observación de que un suelo con variabilidad espacial de sus propiedades presenta una capacidad de carga menor en comparación con un suelo homogéneo. Además, se evidencia que el coeficiente de variación influye en mayores proporciones en la capacidad de carga en comparación con la distancia de correlación horizontal.

Los valores de capacidad de carga obtenidos para coeficientes de variación del 13%, 30%, y 51%, son respectivamente 24.6 kPa, 25.2 kPa y 26.6 kPa. Este análisis cuantitativo revela

cómo el incremento en el coeficiente de variación conlleva a una mayor reducción en la capacidad de carga, sin embargo, no hay una diferencia significativa entre los resultados y por tanto no se puede determinar con precisión la incidencia de este parámetro en la capacidad portante

Es interesante destacar que al igual que los modelos numéricos modelados con variación en la distancia de correlación horizontal, los modelos que incorporan variación en el coeficiente de correlación también muestran una reducción en la capacidad de carga en comparación con el modelo homogéneo. Este hallazgo sugiere el impacto significativo que tiene la variabilidad espacial de un suelo en la capacidad de carga y las deformaciones del sistema.

Al analizar las Figuras 44 y 45, se observa que el parámetro del coeficiente de variación, en comparación con la distancia de correlación horizontal, afecta en mayor proporción el valor de capacidad de carga de una cimentación. Los límites inferior y superior para el coeficiente de variación muestran una variación significativa, con un rango de 2.1 kPa (equivalente al 6.7% respecto a la capacidad de carga del suelo homogéneo).

En contraste, al considerar la distancia de correlación horizontal, los límites inferior y superior presentan una variación más moderada, con un rango de 0.7 kPa (equivalente al 2.2% respecto a la capacidad de carga del modelo homogéneo). Estos resultados destacan la mayor sensibilidad de la capacidad de carga frente a variaciones en el coeficiente de variación en comparación con la distancia de correlación horizontal,

La incidencia del parámetro del coeficiente de variación en el rango de variación de los resultados es considerablemente mayor, siendo aproximadamente tres veces superior en comparación con la distancia de correlación horizontal. Este hallazgo subraya la significativa influencia del coeficiente de variación en la capacidad de carga de una cimentación, resaltando su papel determinante en la variabilidad de los resultados obtenidos.

Según los modelos implementados, se determina que la reducción de la capacidad de carga al considerar un suelo con variabilidad espacial de sus propiedades físicas y mecánicas, respecto a un suelo homogéneo, varía significativamente entre el 13.6% y el 20.3%. Estos valores corresponden a los modelos con coeficientes de variación del 51% y 13%, respectivamente. Estos resultados proporcionan una visión clara de la magnitud de la influencia del coeficiente

de variación en la capacidad de carga y respaldan la importancia crítica de considerar este parámetro en análisis geotécnicos detallados.

La Figura 46 presenta las curvas esfuerzo vs deformación tanto de los resultados de los modelos numéricos como los modelos físicos considerando únicamente la distancia de correlación horizontal. En esta figura se observa una reducción uniforme de la capacidad de carga de los modelos físicos y numéricos en comparación con el modelo homogéneo.

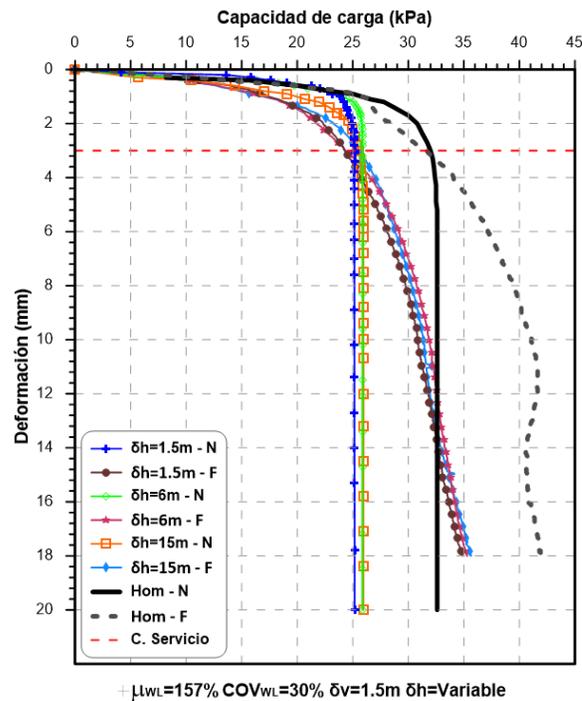


Figura 46. Efecto de la variación de δh en la capacidad de carga en modelos físicos y numéricos. Fuente el autor.

En la Figura 46, se observa que tanto los modelos físicos como los modelos numéricos muestran una disminución en la capacidad de carga. El rango de variación de los resultados en los modelos numéricos es de 0.7 kPa, mientras que en los modelos físicos es de 1.3 kPa. Este hallazgo indica un comportamiento similar entre los modelos físicos y numéricos con respecto al efecto de la distancia de correlación horizontal en la capacidad de carga. Estas observaciones refuerzan la consistencia y validez de la modelación numérica en capturar la influencia de la distancia de correlación horizontal en el comportamiento estructural.

Los valores de capacidad de carga obtenidos para diferentes distancias de correlación horizontal son los siguientes: 25.2 kPa para una distancia de 1.5m, 25.9 kPa para 6m y 25.6 kPa para 15m, para una profundidad de análisis de 3mm. Aunque se observa una variación limitada en los resultados de capacidad de carga al considerar diferentes distancias de correlación, al comparar estos valores con el resultado del modelo homogéneo de 30.8 kPa, se revela una reducción significativa del orden del 17%.

Esta reducción del 17% en la capacidad de carga subraya la importancia de la variabilidad espacial del suelo, incluso en distancias de correlación horizontal que podrían considerarse relativamente cercanas entre sí. A pesar de la aparente poca variación en los resultados entre las diferentes distancias de correlación, la comparación con el modelo homogéneo resalta la influencia crítica de la variabilidad espacial en el comportamiento de la capacidad de carga de la cimentación.

Al analizar los resultados entre el modelo numérico y el modelo físico, se observa una notable similitud en la capacidad de carga durante los primeros 3 mm, equivalente a una deformación del 10% respecto al ancho del cimiento. Sin embargo, al profundizar en el análisis, se evidencian diferencias significativas en las pendientes de las curvas, marcando contrastes notables a medida que se explora en profundidad. Esta divergencia en las pendientes sugiere que, a pesar de la similitud en la capacidad de carga inicial, hay discrepancias sustanciales en el comportamiento del suelo a medida que la carga se incrementa y la deformación progresa. Estas observaciones destacan la existencia de una brecha significativa en la capacidad de los modelos numéricos para replicar de manera precisa el comportamiento del suelo en comparación con los modelos físicos.

La Figura 48 presenta las curvas esfuerzo vs deformación tanto de los resultados de los modelos numéricos como los modelos físicos considerando únicamente el coeficiente de correlación. En esta figura, se observa claramente el efecto del coeficiente de variación en la reducción de la capacidad de carga en un cimiento apoyado sobre un suelo fino con variabilidad espacial de sus propiedades físicas y mecánicas.

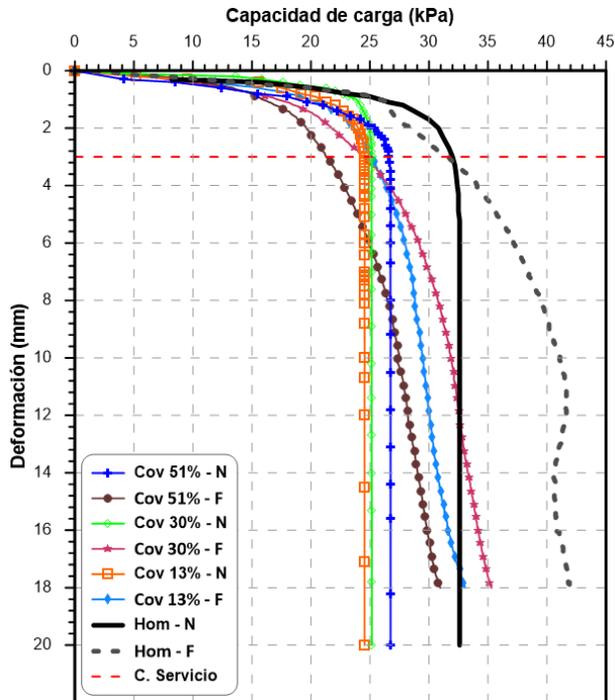


Figura 47. Efecto de la variación del (COV) en la capacidad de carga en modelos físicos y numéricos. Fuente el autor.

En los modelos numéricos, la mayor reducción se evidenció en el modelo con un coeficiente de variación del 13%, seguido por el modelo con un coeficiente del 30%. De manera interesante, el modelo con un coeficiente de variación del 51% mostró el menor impacto en la reducción de la capacidad de carga en comparación con el modelo homogéneo. Estos resultados revelan un comportamiento inversamente proporcional entre el coeficiente de variación y la reducción de la capacidad de carga. Cuanto menor es el coeficiente de variación, mayor es la reducción de la capacidad de carga

Por otro lado, los valores de capacidad de carga de los modelos físicos exhiben una reducción en comparación con el modelo homogéneo. Sin embargo, en este caso, el comportamiento de la reducción en la capacidad de carga es directamente proporcional al coeficiente de variación. Este hallazgo contrasta con los resultados obtenidos en los modelos numéricos, indicando que el modelo numérico no puede simular de manera precisa el comportamiento observado en los modelos físicos.

Estas diferencias en el comportamiento de la reducción de la capacidad de carga entre los modelos numéricos y físicos resaltan la complejidad de replicar con precisión la variabilidad espacial del suelo mediante modelos numéricos. La comprensión de estas discrepancias es crucial para mejorar la fidelidad de los modelos numéricos y garantizar su aplicabilidad en la simulación precisa del comportamiento geotécnico del suelo.

Se destaca que los resultados de los modelos físicos y numéricos se sitúan dentro de un rango de capacidad de carga de 5.3 kPa, indicando una notable aproximación en la región donde la gráfica intercepta el criterio de servicio. Sin embargo, al analizar a grandes deformaciones, es decir, superiores a 3 mm, se observa una mayor dispersión entre los resultados de los modelos físicos y numéricos.

En este contexto, es importante señalar que el software, al abordar deformaciones considerables, no logra reproducir adecuadamente la resistencia residual después de la falla del terreno. El software asume una falla súbita del suelo, mientras que en condiciones reales se sabe que el suelo mantiene una resistencia residual. Este fenómeno es claramente evidenciado en los modelos físicos generados por Garzón (2019).

Estas observaciones resaltan las limitaciones del software en la simulación de condiciones realistas a grandes deformaciones, subrayando la necesidad de abordar con precaución el análisis en esta región y considerar mejoras en la capacidad del software para capturar el comportamiento geotécnico del suelo en situaciones de deformación significativa.

La Figura 48 presenta los resultados de capacidad de carga obtenidos para modelos físicos y numéricos. Se observan valores similares de capacidad de carga para los modelos con coeficientes de variación del 13% y 30%. Sin embargo, para un coeficiente de variación del 51%, las diferencias son más notables.

En el caso de los modelos físicos, se aprecia la tendencia a reducir la capacidad de carga a medida que aumenta el coeficiente de variación. En contraste, en los modelos numéricos, la tendencia es incrementar la capacidad de carga con un mayor coeficiente de variación. Aunque las tendencias en el comportamiento de los datos difieren entre el modelo físico y numérico, es

importante destacar que los resultados obtenidos mediante ambos enfoques son bastante aproximados.

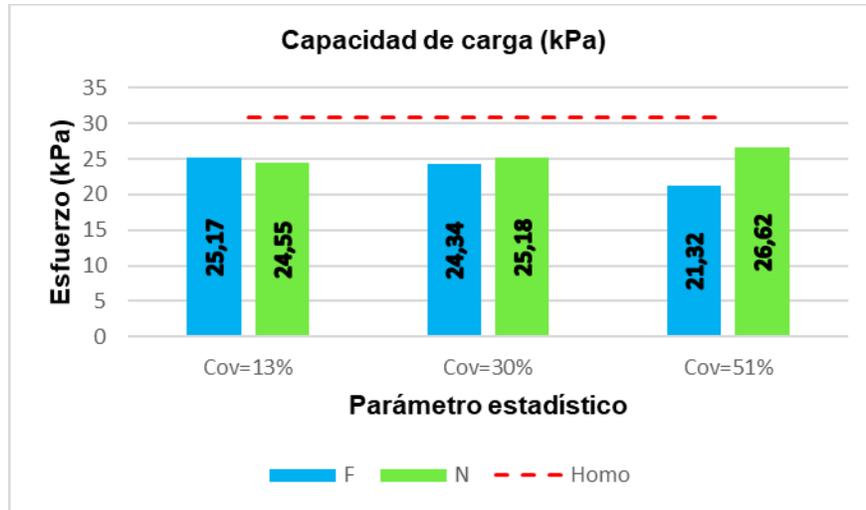


Figura 48. Capacidad de carga de modelos físicos y numéricos para diferentes valores de Cov.. Fuente el autor.

Estas similitudes sugieren que, a pesar de las diferencias en las tendencias observadas, los modelos numéricos logran capturar de manera efectiva la variabilidad de la capacidad de carga en comparación con los modelos físicos. La correlación cercana entre los resultados numéricos y físicos refuerza la utilidad del enfoque numérico para analizar la variabilidad espacial de las propiedades del suelo en cimentaciones superficiales.

La Figura 49 evidencia de manera clara la incidencia del coeficiente de variación en el comportamiento de la capacidad de carga del cimiento. Para proporcionar una comparación significativa, la capacidad de carga de cada coeficiente de variación se normalizó con respecto a la capacidad de carga del modelo homogéneo, tanto para los modelos físicos como para los modelos numéricos.

Esta normalización facilita la observación del porcentaje de reducción de la capacidad de carga, como se representa en la Figura 46. La tendencia general en el comportamiento de la capacidad de carga en función del coeficiente de variación muestra que, a mayor coeficiente de variación, menor es la capacidad de carga. Los valores obtenidos de porcentaje de reducción en los modelos físicos son los siguientes: para coeficiente de variación del 13%, la reducción es

del 87%; para coeficiente de variación del 30%, la reducción es del 83%; y para coeficiente de variación del 51%, la reducción es del 73%.

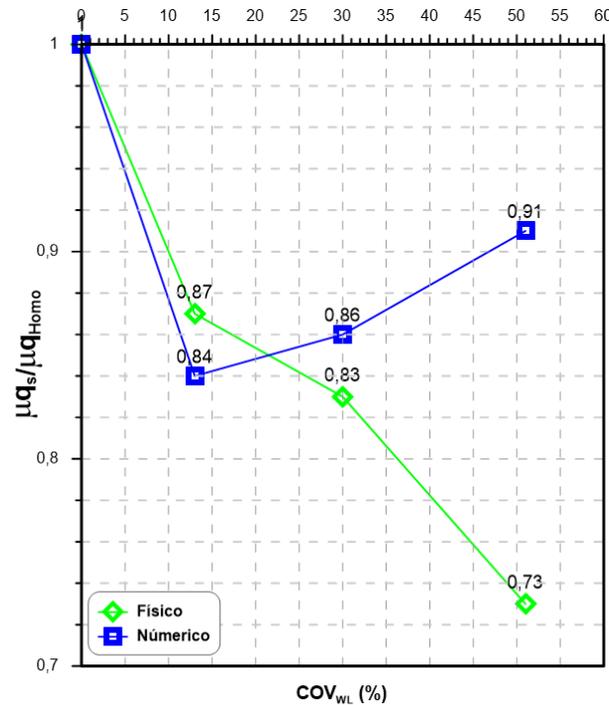


Figura 49. Curva normalizada del coeficiente de variación (Cov) respecto al modelo homogéneo. Fuente el autor.

En el caso de los modelos numéricos, el comportamiento de la capacidad de carga difiere del observado en los modelos físicos. Se destaca que, a mayor coeficiente de variación, menor es la reducción en la capacidad de carga. Los resultados obtenidos son los siguientes: para coeficiente de variación del 13%, la reducción es del 84%; para coeficiente de variación del 30%, la reducción es del 86%; y para coeficiente de variación del 51%, la reducción es del 91%.

Al comparar los valores normalizados de los modelos físicos y numéricos para un coeficiente de variación del 13%, se evidencia una similitud significativa en los resultados. Lo mismo ocurre para el coeficiente de variación del 30%. Sin embargo, al comparar los valores obtenidos de reducción de capacidad de carga para un coeficiente de variación del 51%, se observa una diferencia significativa, equivalente a un 18%.

Al analizar el comportamiento de la capacidad de carga para diferentes coeficientes de variación, se evidencia una clara discrepancia en la tendencia entre el modelo numérico y los modelos físicos. Esta disparidad podría asociarse a que los modelos numéricos, si bien buscan replicar las condiciones reales en cuanto al comportamiento de las cimentaciones, no siempre logran reproducir con la exactitud requerida las complejidades observadas en situaciones prácticas.

En el contexto específico de esta investigación, se observa que los modelos numéricos no muestran la misma tendencia de reducción de la capacidad de carga respecto al coeficiente de variación que se presenta en los modelos físicos. Este desacuerdo puede deberse a las limitaciones o simplificaciones inherentes en la representación numérica de los fenómenos geotécnicos, así como a la sensibilidad a las condiciones iniciales y a la precisión de los parámetros utilizados en los modelos.

Estos hallazgos destacan la importancia de considerar cuidadosamente las limitaciones y la validez de los modelos numéricos en la interpretación de resultados, así como la necesidad continua de mejorar la fidelidad de los modelos numéricos para capturar con precisión el comportamiento del suelo en condiciones de variabilidad espacial.

La Figura 50 ilustra la incidencia de la distancia de correlación horizontal en la reducción de la capacidad de carga de un cimiento apoyado sobre un suelo fino con variabilidad espacial de sus propiedades físicas y mecánicas. En verde se muestra el comportamiento del modelo físico, mientras que en azul se presenta el comportamiento del modelo numérico. Ambos casos exhiben la tendencia de que, a mayor distancia de correlación horizontal, menor es la reducción en la capacidad de carga.

Sin embargo, este comportamiento no es muy pronunciado, ya que las variaciones entre las diferentes distancias de correlación horizontal son mínimas. Para los modelos numéricos, se obtienen valores del 86% para $\delta h=1.5m$, 89% para $\delta h=6m$ y 88% para $\delta h=15m$. Se observa una variación de apenas el 3% entre las diferentes distancias de correlación horizontal.

En los modelos físicos, los valores obtenidos de reducción de capacidad de carga respecto al modelo homogéneo, influenciados por la distancia de correlación horizontal, son del 76% para

$\delta h=1.5\text{m}$, 76% para $\delta h=6\text{m}$ y 80% para $\delta h=15\text{m}$. Estos resultados reflejan una consistencia en la tendencia de reducción de la capacidad de carga a medida que aumenta la distancia de correlación horizontal.

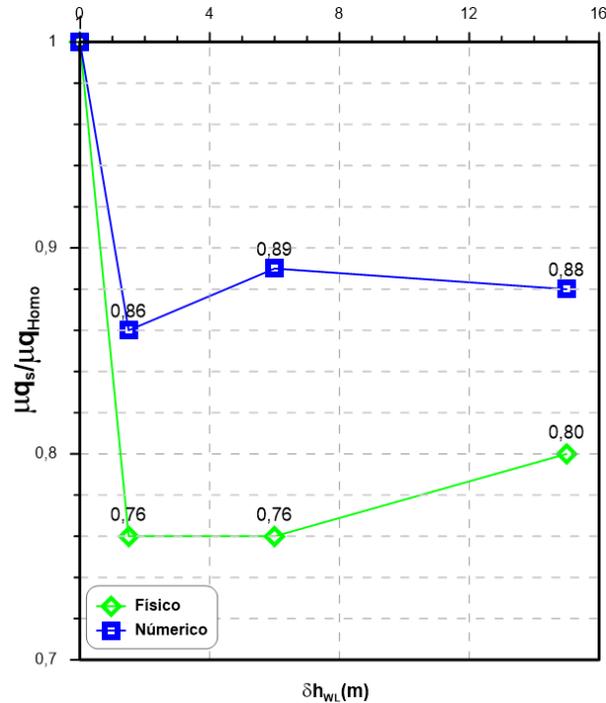


Figura 50. Curva normalizada de la distancia de correlación horizontal (δh) respecto al modelo homogéneo. Fuente el autor.

En paralelo, en los modelos numéricos se observan resultados similares, con valores del 86% para $\delta h=1.5\text{m}$, 89% para $\delta h=6\text{m}$ y 88% para $\delta h=15\text{m}$. Las diferencias entre los valores de reducción de la capacidad de carga son mínimas para las diferentes distancias de correlación horizontal, presentando un rango de variación de apenas el 4%.

Las Figuras 49 y 50 ofrecen una perspectiva clara de que los modelos físicos exhiben una mayor reducción en la capacidad de carga en comparación con los modelos numéricos. A pesar de que los modelos numéricos muestran una buena aproximación a los resultados obtenidos en los modelos físicos, los valores no son exactos. Esta discrepancia se atribuye al hecho de que el modelo matemático empleado por el software constituye una aproximación al comportamiento real del suelo.

Es importante destacar que los modelos numéricos, si bien proporcionan una representación útil y cercana a la realidad, son simplificaciones matemáticas y, por lo tanto, no pueden replicar completamente la complejidad del comportamiento geotécnico del suelo. La variación observada en los resultados subraya la necesidad de interpretar los datos numéricos con un entendimiento de las limitaciones inherentes al modelo.

Las Figuras 51, 52 y 53 presentan los resultados de capacidad de carga obtenidos para diversas configuraciones consideradas en la construcción de los campos aleatorios, como se detalla en la Tabla 1. Cada gráfica presenta una línea roja vertical que indica el valor de carga determinado mediante la solución simplificada de Prandtl de 5.14 Cu.

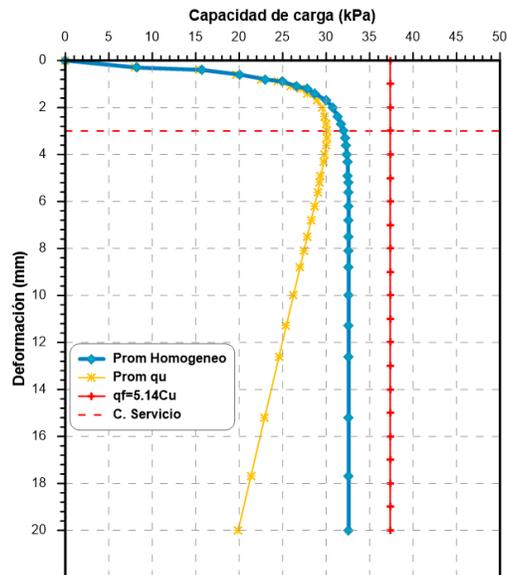


Figura 51. Capacidad de carga del modelo homogéneo corregido respecto a solución de Prandtl simplificada. Fuente el autor.

En las gráficas, se destaca la línea promedio de las 10 modelaciones para diferentes distancias de correlación y coeficientes de variación. Se realizó una corrección en cada gráfica restando el peso unitario del suelo multiplicado por la profundidad. Esta corrección fue esencial, ya que la ecuación simplificada de Prandtl no tiene en cuenta este peso en la capacidad de carga. Esta metodología permitió determinar la magnitud de la reducción de la capacidad de carga al considerar la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Independientemente de los valores de la distancia de correlación horizontal y el coeficiente de variación utilizados, se observa que los valores de capacidad de carga son consistentemente menores respecto al modelo homogéneo y a las metodologías de cálculo deterministas. Este fenómeno se debe a que el suelo en la realidad no es homogéneo y tiende a fallar por la zona más débil, que no necesariamente coincide con el parámetro promedio de los ensayos de resistencia.

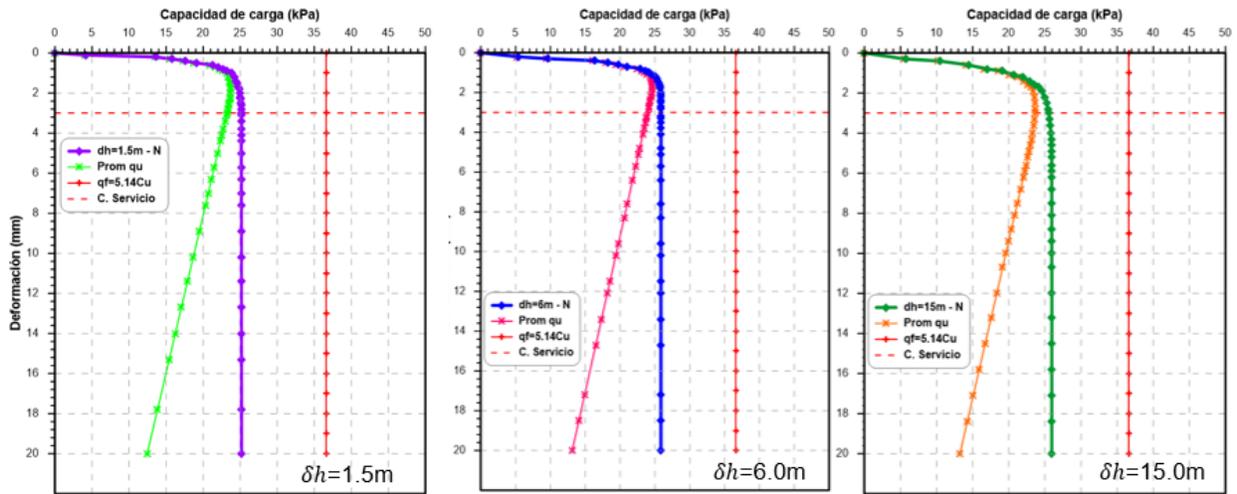


Figura 52. Capacidad de carga *modelos con variación de distancias de correlación horizontal* corregidos respecto a solución de Prandtl simplificada. Fuente el autor.

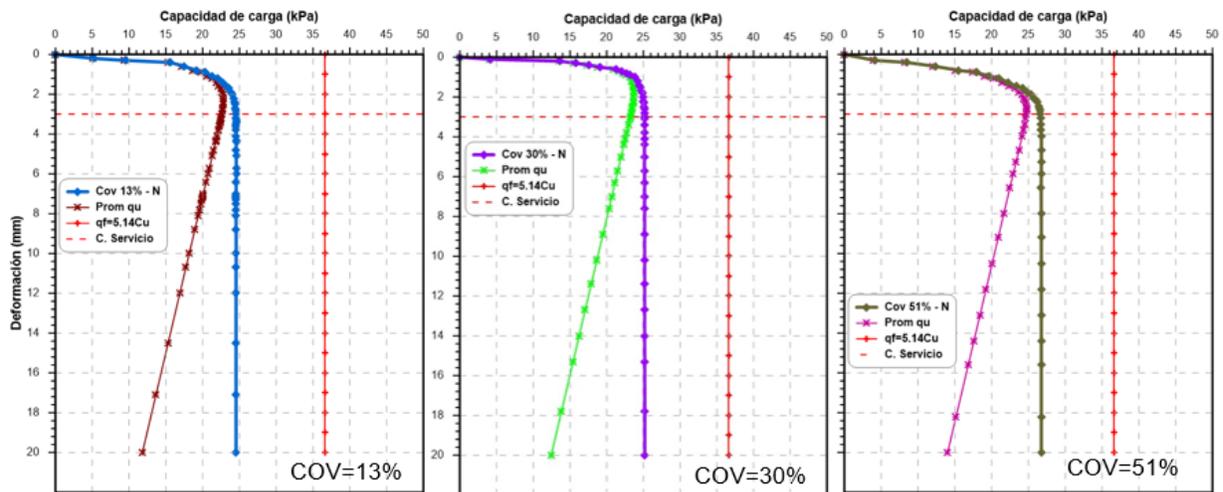


Figura 53. Capacidad de carga *los modelos con variación de los coeficientes de correlación* corregidos respecto a solución de Prandtl simplificada. Fuente el autor.

Tanto en los modelos físicos como en los modelos numéricos, el valor de reducción en la capacidad de carga tiende a aproximadamente el 25%, subrayando la importancia de considerar la variabilidad espacial para obtener estimaciones más precisas y realistas de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales.

La Figura 54 presenta los valores promedio de capacidad de carga para distintas combinaciones de distancias de correlación horizontal y coeficientes de variación. La línea punteada representa la capacidad de carga obtenida mediante la formulación simplificada de Prandtl de 5.14 Cu. Se evidencia una notable reducción en la capacidad de carga al considerar la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

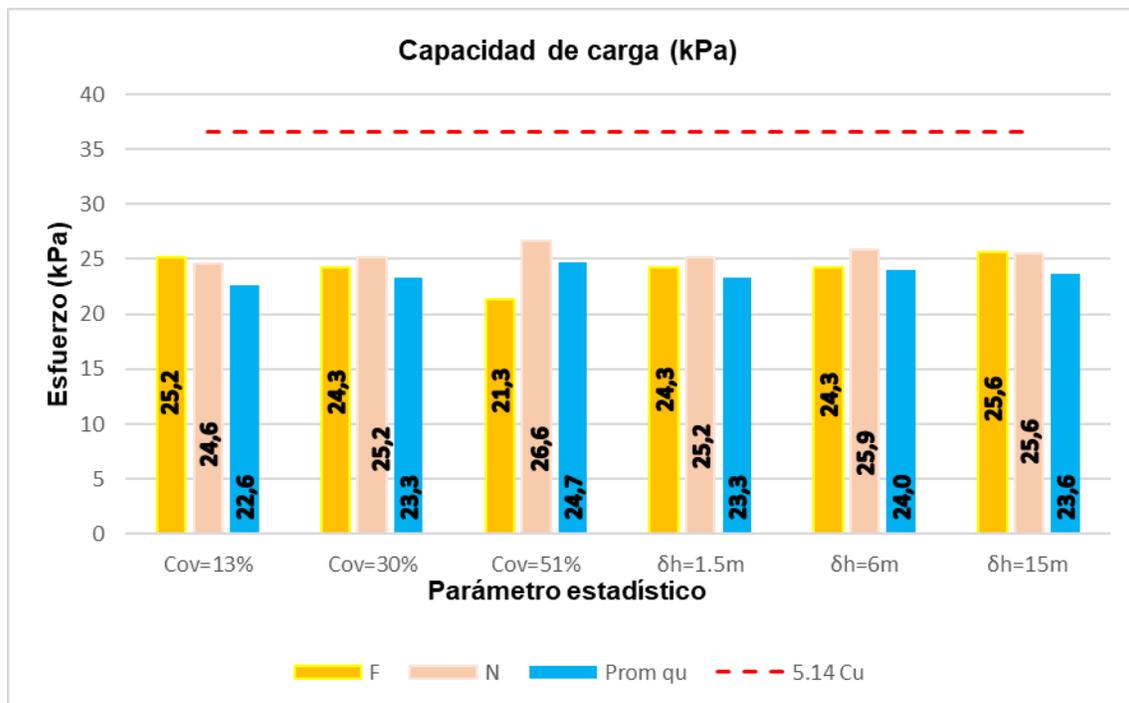


Figura 54. Valores promedio de capacidad de carga para diferentes parámetros estadísticos. Fuente el autor.

Aunque los valores obtenidos mediante modelos físicos y numéricos son próximos, se observa que los modelos numéricos proporcionan valores ligeramente superiores. La capacidad de carga determinada mediante la formulación de Prandtl es de 36.6 kPa, mientras que el valor máximo obtenido para el modelo físico es de 25.6 kPa, y para el modelo numérico es de 26.6

kPa. Este último valor se corrige restando el peso unitario del suelo multiplicado por la profundidad, resultando en un valor de 24.7 kPa.

La diferencia entre la capacidad de carga determinada mediante la formulación de Prandtl y la capacidad de carga corregida de los modelos numéricos es significativa, alcanzando 11.9 kPa, equivalente a una reducción del 32.5%. Esta disminución considerable destaca la importancia de aplicar factores de seguridad elevados en el diseño de cimentaciones superficiales.

La Figura 54 presenta de manera explícita el porcentaje de reducción en la capacidad de carga en comparación con la formulación simplificada de Prandtl. Se observa que, en los modelos físicos, para un coeficiente de variación del 51%, la reducción alcanza un 41.8%, mientras que, en el modelo numérico, para el mismo coeficiente de variación, la disminución es del 32.5%. En los modelos numéricos, la mayor reducción en la capacidad de carga se presenta para un coeficiente de variación del 13%, con un valor de reducción del 38.1%.

Al analizar los datos de la Figura 55, se evidencia que, tanto en los modelos físicos como en los numéricos, el parámetro que más incide en la reducción de la capacidad de carga es el coeficiente de variación. Por otro lado, la distancia de correlación horizontal muestra valores similares de reducción de capacidad de carga para los diferentes valores evaluados de 1.5m, 6m y 15m, respectivamente.

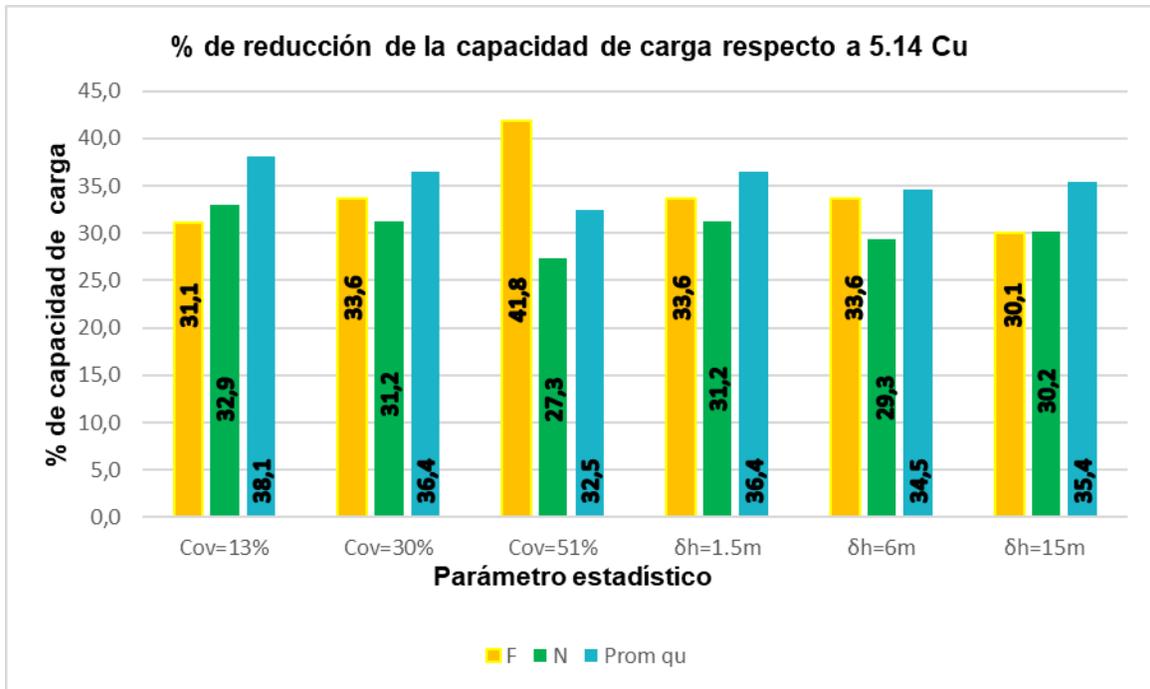


Figura 55. Porcentaje de reducción de la capacidad de carga respecto a formulación de Prandtl simplificada. Fuente el autor.

9. CONCLUSIONES

Se llevó a cabo la implementación de los 55 modelos físicos propuestos por Garzón (2019), mediante el software de análisis geotécnico Plaxis 2D. Esta etapa del estudio posibilitó la comparación de los modelos numéricos y estableció una metodología robusta para replicar modelos físicos en una centrífuga geotécnica utilizando Plaxis 2D. Este avance sienta las bases para la realización de futuros análisis que involucren la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, permitiendo así la transición hacia análisis geotécnicos más refinados que brinden una comprensión más precisa del comportamiento del suelo.

Se llevó a cabo una comparación entre los resultados obtenidos por Garzón (2019), y los resultados de la modelación numérica bajo las mismas condiciones. Es importante destacar que, aunque el software Plaxis 2D es una herramienta muy versátil, no logra reproducir con precisión esfuerzos y deformaciones hasta un 10% de deformación con respecto al ancho del cimiento, aunque logra cierto grado de aproximación. Lo cual es adecuado para la determinación de la capacidad portante, no obstante, los modelos planteados, presentan limitaciones a grandes deformaciones. En estas situaciones, el software no logra replicar de manera adecuada los esfuerzos, asumiendo una falla súbita del material, a diferencia de los modelos físicos que evidencian una resistencia residual en el suelo.

La variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas emerge como un factor crucial en la capacidad portante de una cimentación. Al revisar detenidamente los análisis, ya sean físicos o numéricos, se constata una significativa reducción cercana al 20% en comparación con los análisis que consideran suelos homogéneos. Lo cual, resalta la necesidad de adoptar enfoques más realistas y sofisticados en la ingeniería geotécnica. Es fundamental reconocer que los suelos no son homogéneos y que su comportamiento puede variar considerablemente en función de la ubicación y otros factores.

Los modelos numéricos demostraron que, aunque las diferencias en la capacidad de carga para distintas distancias de correlación horizontal son relativamente pequeñas, al compararlas con un modelo homogéneo, se revela una reducción significativa del orden del 17%. Esto resalta la importancia de considerar la variabilidad espacial del suelo, incluso en distancias que

podrían parecer cercanas entre sí, lo que subraya su influencia crítica en el comportamiento de la capacidad de carga de la cimentación.

Los hallazgos muestran que la reducción en la capacidad de carga con respecto a un suelo homogéneo es más significativa al considerar el coeficiente de variación que al considerar la distancia de correlación horizontal. Esto sugiere que la variabilidad espacial del suelo tiene un impacto más notable en la capacidad de carga que la variación intrínseca dentro de una muestra de suelo.

De los resultados de los modelos numéricos, se observa un patrón inversamente proporcional entre el coeficiente de variación y la reducción de la capacidad de carga, donde los coeficientes más bajos resultan en una mayor reducción. Por otro lado, en los modelos físicos, se presentó un comportamiento directamente proporcional, donde los coeficientes más altos están asociados con una mayor reducción. Este contraste sugiere limitaciones en la capacidad de los modelos numéricos para simular con precisión el comportamiento observado en los modelos físicos.

Al comparar los resultados de los modelos numéricos con los modelos físicos, se evidencia una sobreestimación de la capacidad de carga por parte de los modelos numéricos, aproximadamente del 7%. Este fenómeno subraya la importancia de establecer modelos constitutivos precisos, secuencias de montaje correctas y la alimentación de estos modelos con resultados de ensayos de laboratorio confiables. Estos factores inciden directamente en los resultados finales de los análisis geotécnicos. Además, es esencial reconocer que los softwares generan aproximaciones del comportamiento real del suelo y tienen sus limitaciones. A pesar de ello, los resultados muestran una notable aproximación a los modelos físicos.

La disponibilidad de información proveniente de modelos físicos resulta fundamental para contrastar y validar los resultados obtenidos mediante modelos numéricos. Este proceso no solo brinda seguridad en las metodologías empleadas en los softwares de análisis, sino que también permite poner a prueba los modelos constitutivos y determinar cuáles se ajustan de manera más precisa a las condiciones reales de los cimientos. Este conocimiento adquirido puede ser aplicado con confianza en diversos tipos de análisis, incluyendo aquellos relacionados con cimentaciones profundas.

10. RECOMENDACIONES

Se sugiere realizar un estudio exhaustivo del comportamiento de la variabilidad espacial de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en diversas ciudades de Colombia. El objetivo principal sería obtener información detallada sobre los coeficientes de variación asociados a estas propiedades. La recolección de estos datos permitiría la construcción de campos aleatorios que reflejen la variabilidad real presente en los suelos. Esta iniciativa facilitaría la ejecución de análisis geotécnicos más precisos al considerar la variabilidad espacial en las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Se recomienda utilizar el modelo constitutivo Cam Clay modificado en los análisis numéricos que involucren grandes y medianas deformaciones. Este modelo ha demostrado ser eficaz al reproducir de manera muy aproximada el comportamiento en términos de esfuerzo y deformación del suelo. Aunque tiene limitaciones para reproducir esfuerzos a grandes deformaciones, se destaca su adecuada aproximación dentro del rango de servicio y falla de la cimentación. Esta elección proporcionará resultados más precisos y coherentes en situaciones donde se espera una respuesta realista del suelo a diferentes niveles de carga y deformación.

Se debe utilizar datos de modelos físicos para estudiar y validar metodologías de análisis en software geotécnico. Este enfoque proporcionará una comprensión más profunda del alcance y las limitaciones de los programas informáticos. También permitirá la comparación precisa de los análisis y facilitará la implementación de estas metodologías en el estudio de casos reales. La metodología desarrollada en esta investigación se sugiere para aplicaciones en el estudio de cimentaciones superficiales.

11. BIBLIOGRAFÍA

- Arias Camacho, H. A. (2019). *Modelación numérica de la consolidación de un suelo fino con variabilidad espacial de las propiedades del suelo creado físicamente en laboratorio*. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Baecher, G. B. (1987). *Statistical analysis of geotechnical data*. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Geotechnical Laboratory.
- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2006). The Influence of Spatial Correlation on the Performance of Earth Structures and Foundations. *GeoCongress 2006*, 1–6.
[https://doi.org/10.1061/40803\(187\)194](https://doi.org/10.1061/40803(187)194)
- Bauduin, C. (2003). *Uncertainties and their relevance for the design of deep excavations near existing structures*. In *Geotechnical problems with man-made and man influenced ground*. 445–449.
- Bhattacharya, S., Demirci, H. E., Nikitas, G., Prakhya, G. K. V., Lombardi, D., Alexander, N. A., Aleem, M., Amani, S., & Mylonakis, G. (2021). Physical modeling of interaction problems in geotechnical engineering. In *Modeling in Geotechnical Engineering* (pp. 205–256). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-821205-9.00017-4>
- Bhavikatti, S. S. (2005). *Finite element analysis*. New Age International.
- Breyse, D., La Borderie, C., Elachachi, S. M., & Niandou, H. (2007). Spatial variations in soil properties and their influence on structural reliability. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 24(2), 73–83. <https://doi.org/10.1080/10286600601156673>
- Brinkgreve, R. B. J. (2004). *Plaxis Versión 8 Manual de Referencia (8)*. Delft University of Technology & PLAXIS bv.
- Chakraborty, P., & Popescu, R. (2012). Numerical simulation of centrifuge tests on homogeneous and heterogeneous soil models. *Computers and Geotechnics*, 41, 95–105.
<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.11.008>
- Conti, R., Viggiani, G. M. B., & Perugini, F. (2014). Numerical modelling of centrifuge dynamic tests of circular tunnels in dry sand. *Acta Geotechnica*, 9(4), 597–612.
<https://doi.org/10.1007/s11440-013-0286-8>

- DeGroot, D. J., & Baecher, G. B. (1993). Estimating Autocovariance of In-Situ Soil Properties. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(1), 147–166.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1993\)119:1\(147\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:1(147))
- Díaz-Rodríguez, J. A. (2019). *Mecánica de suelos Naturaleza y propiedades: Vol. Segunda edición*.
- Dodaro, E., Ventini, R., Pirone, M., Gragnano, C. G., Giretti, D., Gottardi, G., & Fioravante, V. (2022). On the hydromechanical behaviour of an unsaturated river embankment: centrifuge testing and numerical analysis. *N International Conference on Physical Modelling in Geotechnics; Proc. Intern. Conf., Daejeon*, 19–23.
- Duncan, J. M., & Member, H. (2000). FACTORS OF SAFETY AND RELIABILITY IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 307.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1080/10286600601156673>
- El-Kadi, A. I., & Williams, S. A. (2000). Generating Two-Dimensional Fields of Autocorrelated, Normally Distributed Parameters by the Matrix Decomposition Technique. *Groundwater*, 38(4), 530–532. <https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2000.tb00245.x>
- Fenton, G. A. (1999). Random Field Modeling of CPT Data. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(6), 486–498. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:6\(486\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:6(486))
- Fenton, G. A., & Griffiths, V. (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering* (Vol. 461). John Wiley & Sons.
- Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2002). Probabilistic Foundation Settlement on Spatially Random Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(5), 381–390.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:5\(381\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:5(381))
- Garzón, L. (2019). *Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation* [Universidad de los Andes]. <http://hdl.handle.net/1992/41304>
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*.

- Griffiths, D., & Fenton, G. (2007). Probabilistic methods in geotechnical engineering. In *robabilistic methods in geotechnical engineering* (Vol. 491). Springer Science & Business Media.
- Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2001). Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited. *Géotechnique*, 51(4), 351–359.
<https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.4.351>
- Griffiths, D. V., Fenton, G. A., & Manoharan, N. (2006). Undrained Bearing Capacity of Two-Strip Footings on Spatially Random Soil. *International Journal of Geomechanics*, 6(6), 421–427.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2006\)6:6\(421\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:6(421))
- Hicher, P.-Y., & Shao, J.-F. (2008). *Constitutive Modeling of Soils and Rocks* (P. Hicher & J. Shao, Eds.). Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470611081>
- Huat, B. B. K., Ali, F. H. J., & Low, T. H. (2006). Water infiltration characteristics of unsaturated soil slope and its effect on suction and stability. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(5), 1293–1306. <https://doi.org/10.1007/s10706-005-1881-8>
- Hughes, T. J. (1996). *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. Courier Corporation.
- INGEOMINAS, & UNIANDES. (1997). *Microzonificación sísmica de santafé de Bogotá*.
- Jaksa, M. B. (1995). *The influence of spatial variability on the geotechnical design properties of a stiff, overconsolidated clay*.
- James, D. W., & Wells, K. L. (2018). *Soil Sample Collection and Handling: Technique Based on Source and Degree of Field Variability* (pp. 25–44).
<https://doi.org/10.2136/sssabookser3.3ed.c3>
- Jones, A. L., Kramer, S. L., & Pedro Arduino. (2002). *Estimation of uncertainty in geotechnical properties for performance-based earthquake engineering*.
- Kulhawy, F. H., & Phoon, K.-K. (1996). Engineering judgment in the evolution from deterministic to reliability-based foundation design. *In Proceedings of Uncertainty*, 96, 29–48.
- Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.

- Liang, R. Y. K., & Mitchell, J. K. (1988). Centrifuge Evaluation of Numerical Model for Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(3), 265–283.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:3\(265\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:3(265))
- Lumb, P. (1966). The Variability of Natural Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(2), 74–97.
<https://doi.org/10.1139/t66-009>
- Mayne, P. W., Kulhawy, F. H., & Trautmann, C. H. (1995). Laboratory Modeling of Laterally-Loaded Drilled Shafts in Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), 827–835.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:12\(827\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:12(827))
- Nawari, N. O., & Liang, R. (2000). Fuzzy-based approach for determination of characteristic values of measured geotechnical parameters. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1131–1140. <https://doi.org/10.1139/t00-025>
- Ng, C. W. W., Boonyarak, T., & Mašín, D. (2013). Three-dimensional centrifuge and numerical modeling of the interaction between perpendicularly crossing tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(9), 935–946. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0445>
- Oñate, E. (1996). Perspectivas de modelos constitutivos y técnicas de elementos finitos para análisis de procesos de conformado de metales. *Centro Internacional de Métodos Numéricos En Ingeniería*.
- Orchant, C., Kulhawy, F., & Trautmann, C. (1988). *Reliability-based foundation design for transmission line structures: Volume 2, Critical evaluation of in situ test methods: Final report*.
- Phoon, K. (1995). *Reliability-based design of foundations for transmission line structures*. Cornell University.
- Phoon, K.-K., Cao, Z.-J., Ji, J., Leung, Y. F., Najjar, S., Shuku, T., Tang, C., Yin, Z.-Y., Ikumasa, Y., & Ching, J. (2022). Geotechnical uncertainty, modeling, and decision making. *Soils and Foundations*, 62(5), 101189. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101189>
- Phoon, K.-K., & Kulhawy, F. H. (1999). *Characterization of geotechnical variability*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t99-038>
- Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H., & Grigoriu, M. D. (2003). Development of a Reliability-Based Design Framework for Transmission Line Structure Foundations. *Journal of Geotechnical*

and *Geoenvironmental Engineering*, 129(9), 798–806. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:9\(798\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:9(798))

- Popescu, R., Deodatis, G., & Nobahar, A. (2005). Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 20(4), 324–341. <https://doi.org/10.1016/j.probengmech.2005.06.003>
- Rao, S. S. (2017). *The finite element method in engineering*. Butterworth-heinemann.
- Rosemary, F., Indraratne, S., Weerasooriya, R., & Mishra, U. (2017). Exploring the spatial variability of soil properties in an Alfisol soil catena. In *Exploring the spatial variability of soil properties in an Alfisol soil catena* (pp. 53–61).
- Segura, F. R., Luccioni, B. M., & Danesi, R. F. (1999). Integración de la Ecuación Constitutiva para el Modelo de Cam-Clay. *Mecánica Computacional*, 167–176.
- Simões, J. T., Neves, L. C., Antão, A. N., & Guerra, N. M. C. (2020). Reliability assessment of shallow foundations on undrained soils considering soil spatial variability. *Computers and Geotechnics*, 119, 103369. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103369>
- Soubra, A.-H., Youssef, D. S., Massih, A., & Kalfa, M. (2008). *Bearing capacity of foundations resting on a spatially random soil*.
- Spry, M., Kulhawy, F., & Grigoriu, M. (1988). *Reliability-based foundation design for transmission line structures: Volume 1, Geotechnical site characterization strategy (No. EPRI-EL-5507-Vol. 1)*. Electric Power Research Inst.
- Vanmarcke, E. (1988). Fundamentals of Analysis of Random Fields. In *Random Fields*. WORLD SCIENTIFIC. https://doi.org/10.1142/9789814307598_0002
- Vanmarcke, E. H. (1977). Probabilistic Modeling of Soil Profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(11), 1227–1246. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000517>
- Vanmarcke, E., Shinozuka, M., Nakagiri, S., Schuëller, G. I., & Grigoriu, M. (1986). Random fields and stochastic finite elements. *Structural Safety*, 3(3–4), 143–166. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(86\)90002-0](https://doi.org/10.1016/0167-4730(86)90002-0)
- Vargas, O., Ruge, C., & Pinto Da Cunha, R. (2019). *Factor miedo: subjetividad como variable asociada a la gestión de factores de seguridad en el diseño de problemas geotécnicos*. <https://doi.org/10.3233/STAL190335>

Wang, W., Pan, S. J., Dahlmeier, D., & Xiao, X. (2016). *Recursive Neural Conditional Random Fields for Aspect-based Sentiment Analysis*. <http://arxiv.org/abs/1603.06679>

Yamazaki, F., & Shinozuka, M. (1988). Digital Generation of Non-Gaussian Stochastic Fields. *Journal of Engineering Mechanics*, 114(7), 1183–1197.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1988\)114:7\(1183\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1988)114:7(1183))

Yamin, M. (2016). *Problem solving in foundation engineering using FoundationPro*. Springer.