

Maestría en Ingeniería Civil

Aplicación de métodos de análisis en geotecnia no convencionales a empuje lateral de tierras siguiendo procesos estocásticos de segundo orden en suelos cohesivos uniformes.

Fabián Andrés Avella Cubides

Bogotá, D.C., 18 de Enero de 2019



Aplicación de métodos de análisis en geotecnia no convencionales a empuje lateral de tierras siguiendo procesos estocásticos de segundo orden en suelos cohesivos uniformes.

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

Ricardo Salazar Ferro

Director

Bogotá, D.C., 18 de Enero de 2019



La tesis de maestría titulada “Aplicación de métodos de análisis en geotecnia no convencionales a empuje lateral de tierras siguiendo procesos estocásticos de segundo orden en suelos cohesivos uniformes”, presentada por Fabián Andrés Avella Cubides, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.



Director de la tesis

Ricardo Salazar Ferro

The signature of Ricardo Salazar Ferro is handwritten in black ink. Below the signature, the text "Director de la tesis" is printed in a small, sans-serif font. Below that, the name "Ricardo Salazar Ferro" is printed in a larger, bold, sans-serif font.

Jurado

Lina Ximena Garzón

Jurado

Edgar Robert Barbosa Cruz

Bogotá, D.C., Diciembre de 2018

Dedicatoria,

A mis Padres y a mi hermano que con su cariño, apoyo, esfuerzo y ejemplo lograron junto a mí este nuevo logro para mi carrera profesional. A Tatiana Arias, compañera de vida y persona incondicional que con su amor y motivación, hizo que este proceso culminara de la mejor manera.

Agradecimientos,

A la **Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito**, los profesores de la Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia, por su apoyo en mi formación tanto en el pregrado como en esta etapa de desarrollo profesional y personal.

Al Ingeniero **Ricardo Salazar Ferro**, Director de mi trabajo de investigación por su ejemplo, paciencia, dedicación y apoyo incondicional en este proceso de formación profesional. Muchas gracias por sus enseñanzas, y por transmitirme su conocimiento y experiencia para el desarrollo de este trabajo de grado.

Resumen

En la práctica de la ingeniería geotécnica, la incertidumbre en la obtención de parámetros del suelo de una manera exacta, para la ejecución de diseños de estructuras partiendo de las cargas a las cuales están expuestas, es una tarea muchas veces difícil.

El uso de métodos de análisis probabilísticos en el ejercicio de la ingeniería geotécnica ayuda a minimizar la incertidumbre. Estos resultan ser más confiables y racionales que los métodos determinísticos como el factor de seguridad. Por otra parte, éstos modelos probabilísticos tienen la ventaja de tener en cuenta la variación de las propiedades del suelo punto a punto lo cual es de suma importancia teniendo en cuenta la heterogeneidad de un depósito.

La teoría de probabilidad puede ser introducida en problemas como estabilidad de taludes, empuje lateral de tierras, capacidad portante, etc., sin necesidad de cambiar las teorías ya conocidas por los profesionales de ésta rama de la ingeniería civil. Conceptos como media, desviación estándar y coeficiente de correlación son los que se deben tener en cuenta para el desarrollo de éstos problemas.

Partiendo de las teorías de probabilidad y empuje lateral de tierras, se ha logrado obtener un modelo de cálculo de probabilidades de falla alterno a las metodologías convencionales, que permite tener en cuenta la variación de las propiedades del suelo desde el planteamiento mismo del problema y no realizando una aleatorización de una expresión determinística.

El modelo se plantea asumiendo las propiedades de resistencia del suelo, no como variables aleatorias, sino como procesos aleatorios siguiendo un proceso estocástico de segundo orden, teniendo en cuenta que en un depósito de suelo éstas propiedades cambian punto a punto.

Las probabilidades de falla que se obtienen asumiendo las propiedades de resistencia del suelo como: 1) procesos aleatorios y 2) variables aleatorias: presentan resultados diferentes y algunas veces superiores asumiendo la primera de éstas opciones, lo que permite generar diseños más confiables y seguros.

Igualmente las probabilidades de falla se comparan con modelos determinísticos como el factor de seguridad, concluyendo que un valor de FS alto no necesariamente significa una confiabilidad alta o adecuada, debido a que éstos modelos convencionales no tienen en cuenta el grado de incertidumbre en un depósito de suelo.

Abstract

In the practice of geotechnical engineering, the uncertainty in obtaining the parameters of the soil in an approximately exact way, for the execution of the designs of structures based on the loads to which they are exposed, is a task not so easy to develop.

The use of probabilistic methods of analysis in the exercise of geotechnical engineering help to minimize the uncertainty and result to be more reliable and rational than the deterministic methods such as the safety factor. On the other hand, these probabilistic models have the advantage of taking into account the variability of the soil properties point to point which is very important considering the heterogeneity of a deposit.

The theory of probability can be introduced in problems of slope stability, earth lateral pressure, bearing capacity, and so on, without the need to change the theories known by professionals in this branch of civil engineering. Concepts such as means, standard deviation and correlation coefficient are those concepts that must be taken into account for the development of these problems.

Based on the theory of probability and earth lateral pressure, it has been possible to obtain an alternate calculation model of the probabilities of failure, which allows to take into account the variability of the properties of the soil since the very beginning of the problem as an alternative to the randomization of a deterministic expression.

This is a model that assumes the properties of soil resistance not as random variable but as random process, following a second order stochastic process taking into account that, in a soil deposit, these properties change from point to point.

The probabilities of failure that can be obtained assuming the soil resistance properties as: 1) random process and 2) random variable: present different and some times higher results if use the first of these options, which allows to generate more reliable and safer designs.

Likewise, these probabilities of failure are compared with deterministic models such as the safety factor, concluding that a high value of safety factor does not mean a high reliability because these conventional models don't take into account the degree of uncertainty in a soil deposit.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Objetivos:	19
1.1.1. Objetivo general:.....	19
1.1.2. Objetivos específicos:.....	19
1.2. Desarrollo	20
2. INCERTIDUMBRE COMO PROBLEMA PRINCIPAL EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA	22
2.1. Incertidumbre en geotecnia	22
3. MÉTODOS DE ANÁLISIS DETERMINÍSTICOS Y PROBABILÍSTICOS	24
3.1. Introducción	24
3.2. Métodos de análisis determinísticos	25
3.3. Métodos de análisis probabilísticos	27
3.3.1. Geoestadística	27
3.4. Procesos estocásticos	30
3.5. Comparación y casos de estudio	31
3.5.1. Presas	32
3.5.2. Estabilidad de taludes en suelos cohesivos uniformes.	37
4. DEPÓSITOS ARCILLOSOS	40
4.1. Introducción	40
4.2. Orígenes de los minerales arcillosos	41

4.3. Erosión, transporte y deposición de minerales arcillosos.....	42
4.3.1. Erosión.....	42
4.3.2. Sedimentación y propiedades físicas de los depósitos arcillosos	43
5. EMPUJE LATERAL DE TIERRAS.....	46
5.1. Introducción	46
5.2. Presión de tierra en reposo.....	47
5.3. Presiones activas y pasivas (Teoría Rankine).....	48
5.3.1. Estado activo de Rankine	49
5.3.2. Estado pasivo de Rankine.....	50
5.4. Presiones activas y pasivas (Teoría Coulomb)	52
5.4.1. Estado activo Coulomb.....	52
5.4.2. Estado pasivo Coulomb	54
6. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PROPUESTA USANDO PROCESOS ESTOCÁSTICOS DE SEGUNDO ORDEN PARA EL CALCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA.	57
6.1. Introducción	57
6.2. Elaboración de correlogramas.....	58
6.2.1. Correlogramas de cada ensayo de CPT.	60
6.3. Desarrollo de la metodología para el cálculo de Var (Pa) y E (Pa).....	63
6.3.1. Problema planteado.....	63
6.3.2. Equilibrio de fuerzas.....	63
6.3.3. Maximización de la ecuación Pa.....	66
6.3.4. Calculo de Var (Pa)	67
6.3.4.1. <i>Calculo de EPa:</i>	67

6.3.4.2.	<i>Calculo de E Pa2</i>	68
6.3.4.3.	<i>Grieta de tracción</i>	71
6.3.4.4.	<i>Obtención de parámetros λ, ϑ, Φ de los correlogramas</i>	76
7.	CALCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA	80
7.1.	Introducción	80
7.2.	Probabilidades de falla	80
7.2.1.	Probabilidad de falla con Su cómo variable aleatoria (Metodología propuesta)	80
7.2.2.	Probabilidad de falla con Su cómo constante aleatoria.....	81
7.3.	Ejercicios de probabilidades de falla y método determinístico	83
7.3.1.	Cálculos y tablas de resultados	83
8.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	87
	REFERENCIAS	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ejemplo de correlograma con pseudoperiodicidad	29
Figura 2. Comparación de un análisis determinístico y uno probabilístico	31
Figura 3. Sección transversal Cannon Dam	33
Figura 4. Sección transversal Shelbyville Dam	34
Figura 5. Geometría del talud y parámetros de Resistencia del suelo	38
Figura 6. Distribución de los tipos de sedimentos en el mundo oceánico	40
Figura 7. Erosión, transporte y depositacion	42
Figura 8. Relación entre el diámetro de las partículas y la velocidad de erosión y sedimentación	43
Figura 9. Principales tipos de relación entre carga unitaria y relación de vacíos para depósitos arcillosos	45
Figura 10. Distribución de la presión lateral de tierra en reposo sobre un muro ...	48
Figura 11. Presión activa de tierra de Rankine.....	49
Figura 12. Circulo de Mohr presión activa de tierra de Rankine.....	50
Figura 13. Presión pasiva de tierra de Rankine.....	51
Figura 14. Circulo de Mohr presión pasiva de tierra de Rankine.....	51
Figura 15. Presión activa de Coulomb: Cuña de falla y polígono de fuerzas	53
Figura 16. Presión activa de Coulomb: Cuña de falla	55
Figura 17. Presión pasiva de Coulomb: polígono de fuerzas	55
Figura 18. Correlograma ensayo de CPT No 1	60
Figura 19. Correlograma ensayo de CPT No 2	60
Figura 20. Correlograma ensayo de CPT No 3	61

Figura 21. Correlograma ensayo de CPT No 4	61
Figura 22. Correlograma ensayo de CPT No 5	62
Figura 23. Esquema para el cálculo de la presión activa	63
Figura 24. Fuerzas actuantes sobre la cuña de falla.....	64
Figura 25. Maximización de la presión activa.....	66
Figura 26. Distribución de presión contra un muro de contención para suelo cohesivo	72
Figura 27. Calibración correlograma teórico y experimental	76
Figura 28. Calibración correlograma 1	77
Figura 29. Calibración correlograma 2	78
Figura 30. Calibración correlograma 4	78
Figura 31. Calibración correlograma 5	79
Figura 32. Interfaz de hoja de cálculo para probabilidades de falla.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores de factores de seguridad generales mínimos.....	25
Tabla 2. Cannon Dam, Parámetros de resistencia del suelo.....	33
Tabla 3. Shelbyville Dam, Parámetros de resistencia del suelo.....	34
Tabla 4. Factores de seguridad correspondientes a diferentes métodos de análisis de estabilidad.	35
Tabla 5. Comparación de índices de confiabilidad	36
Tabla 6. Resultados de factores de seguridad y probabilidades de falla.....	38
Tabla 7. Factores de ponderación c y argumentos de la función x usados en las fórmulas de Gauss-Legendre	70
Tabla 8. Desarrollo de la cuadratura de Gauss para una integral doble con 3 puntos	71
Tabla 9. Valores obtenidos de los correlogramas	79
Tabla 10. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT1	84
Tabla 11. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT2	84
Tabla 12. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT3	85
Tabla 13. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT4	85
Tabla 14. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT5	85

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Ensayo CPT 1.....	94
Anexo 2. Ensayo CPT 2.....	95
Anexo 3. Ensayo CPT 3.....	96
Anexo 4. Ensayo CPT 4.....	97
Anexo 5. Ensayo CPT 5.....	98
Anexo 6. Coeficientes de correlación, CPT 1.....	99
Anexo 7. Coeficientes de correlación, CPT 2.....	100
Anexo 8. Coeficientes de correlación, CPT 3.....	101
Anexo 9. Coeficientes de correlación, CPT 4.....	102
Anexo 10. Coeficientes de correlación, CPT 5.....	103
Anexo 11. Hoja de cálculo de Excel.....	104

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los grandes problemas en la ingeniería geotécnica tiene que ver con la incertidumbre en la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de depósitos de suelo de una manera precisa, partiendo de su naturaleza aleatoria y a su vez poder determinar los parámetros de análisis y diseño.

En la práctica, es común realizar diseños a partir de métodos determinísticos, los cuales no tienen en cuenta la heterogeneidad del suelo, lo que puede arrojar resultados poco confiables, que se traducen, ya sea en sobrecostos asociados a sobredimensionamientos de las estructuras o, peor aún, la falla de éstas. Es por esta razón que los diseños basados en confiabilidad han tenido un crecimiento importante durante los últimos años, debido a que éstos logran ser superiores a los basados en teorías determinísticas.

Existen ventajas a la hora de realizar un diseño basado en confiabilidad en comparación con el enfoque tradicional: como primera medida valores de factores de seguridad superiores a la unidad no garantizan la estabilidad de una estructura. Un mismo factor de seguridad puede producir dos diseños con diferentes confiabilidades (Wu, Gilbert, Tank, & Fenton, 1997). Por ejemplo, autores como (Hoeg & Murarka, 1974) han demostrado que una probabilidad de falla tan grande como el 30% puede ocurrir con factores de seguridad de 3 o 4 para problemas de capacidad portante (Kirsten, 1983). Por otra parte, (Wu, 1997) y otros autores concuerdan en afirmar que el factor de seguridad se basa en la experiencia con diseños similares, sin embargo: ¿Qué pasaría si no existiera la experiencia o si ésta no fuera del todo buena?, por esta razón un diseño enfocado en términos probabilísticos proporciona la capacidad de desarrollar nuevas metodologías que permiten tomar decisiones basadas en la confiabilidad y no en el Factor de Seguridad.

Con el fin de ampliar el conocimiento sobre los métodos probabilísticos, éste trabajo pretende desarrollar un método alternativo para trabajar análisis probabilísticos en problemas de empuje lateral de tierras, introduciendo la variabilidad de las propiedades de resistencia del suelo (en este caso la resistencia al corte no drenada) en el planteamiento del problema y no, como se ha realizado hasta el momento en la mayoría de los casos, aleatorizando una expresión determinística.

1.1. Objetivos:

1.1.1. Objetivo general:

Comparar dos métodos probabilísticos: el primero realizando una aleatorización del factor de seguridad asumiendo la cohesión del suelo como una variable aleatoria y el segundo asumiendo la cohesión como un proceso aleatorio siguiendo un proceso estocástico de segundo orden.

1.1.2. Objetivos específicos:

- Verificar la ciclicidad de las propiedades de resistencia en depósitos arcillosos en profundidad, siguiendo un proceso estocástico de segundo orden.
- Calcular probabilidades de falla siguiendo un proceso estocástico de segundo orden asumiendo la resistencia al corte no drenada (C_u) como un proceso aleatorio.
- Realizar comparaciones con probabilidades de falla asumiendo (C_u) como variable aleatoria.

1.2. Desarrollo

El siguiente trabajo de grado estará desarrollado en ocho capítulos principales, a continuación se mencionan cada uno de estos.

Inicialmente, en el capítulo “INTRODUCCIÓN”, se describe el contexto general de la investigación, los objetivos y el contenido de cada sección del documento.

Posteriormente, en el capítulo “INCERTIDUMBRE COMO PROBLEMA PRINCIPAL EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA” se exponen las principales causas de la incertidumbre en la ingeniería geotécnica y sus consecuencias a la hora de diseñar, construir y operar cualquier estructura.

Luego, en el capítulo “MÉTODOS DE ANÁLISIS DETERMINÍSTICOS Y PROBABILÍSTICOS” se explican éstos métodos y su aplicación en la ingeniería geotécnica. Además se exponen casos de estudio en donde se trabaja con ambos métodos y se realizan comparaciones en donde se destacan las ventajas y desventajas de éstos.

En el cuarto capítulo “DEPÓSITOS ARCILLOSOS”, se explican las principales características de éste tipo de depósitos dado que el presente trabajo de grado tiene como objetivo principal su aplicación en suelos cohesivos uniformes.

En el quinto capítulo titulado “EMPUJE LATERAL DE TIERRAS” se resumen las teorías de Rankine y Coulomb. Se consideran los estados de reposo, activo y pasivo de los suelos en las estructuras de contención.

A lo largo del sexto capítulo “METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PROPUESTA USANDO PROCESOS ESTOCÁSTICOS DE SEGUNDO ORDEN PARA EL CÁLCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA” se desarrolla la metodología propuesta para el cálculo de probabilidades de falla a partir de ensayos de CPT en

suelos cohesivos uniformes y haciendo uso de procesos estocásticos de segundo orden.

En el séptimo capítulo “CÁLCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA”, se realizan los cálculos utilizando la metodología propuesta, es decir, usando la resistencia al corte no drenada como *Proceso Aleatorio* y realizando comparaciones de resultados con probabilidades de falla usando la resistencia al corte como *Variable Aleatoria* e igualmente con métodos determinísticos, utilizando el factor de seguridad.

En el octavo y último capítulo “CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES” se exponen los resultados obtenidos generando así las conclusiones que desarrollen los objetivos planteados.

2. INCERTIDUMBRE COMO PROBLEMA PRINCIPAL EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

2.1. Incertidumbre en geotecnia

La información disponible en cualquier proyecto involucra incertidumbres como: (1) El perfil del suelo; (2) El estado de esfuerzos iniciales; (3) Cambios esperados en las cargas; (4) La validación de los análisis; (5) La variación de las propiedades in situ del suelo con las obtenidas en ensayos de campo y laboratorio. (Leonards, 1979).

Según (Phoon, 2008), existen dos fuentes de incertidumbre en geotecnia: la primera hace referencia a la evaluación de las propiedades del suelo para el diseño, tales como el ángulo de fricción interna y resistencia al corte no drenada. Esta fuente resulta ser compleja y depende claramente de la variabilidad del suelo, las técnicas de exploración que sean usadas en sitio y el control que se lleve a cabo en los ensayos tanto en campo como en laboratorio para la obtención de éstos parámetros. La segunda fuente surge del análisis utilizando modelos geotécnicos; a pesar de que muchos de estos resultan ser simples, algunas predicciones en problemas de interacción suelo - estructura se obtienen de forma empírica.

Por su parte (Baecher & Christian, 2003) presentan una clasificación de las incertidumbres en la ingeniería geotécnica en tres grandes categorías: La primera hace referencia a la aleatoriedad inherente a procesos naturales conocida como *Variabilidad Natural*; por otra parte, existe la *Incertidumbre del conocimiento* la cual está relacionada con la ausencia de información, y a su vez este tipo de incertidumbre puede subdividirse en tres partes: la incertidumbre en la caracterización del sitio, la incertidumbre del modelo y la incertidumbre en los parámetros.

La incertidumbre de la caracterización del sitio tiene que ver con la interpretación adecuada que se realice de la exploración en donde se incluyen errores en las medidas, datos incoherentes, etc. Adicionalmente, la incertidumbre del modelo tiene que ver con el grado de precisión con el cual un modelo matemático puede representar la realidad; refleja la incapacidad de poder determinar qué modelo o técnica de diseño es la más apropiada según lo requerido. Y por último la incertidumbre en los parámetros es aquella que determina con que precisión los parámetros del modelo pueden ser estimados.

Según (Benjamin & Cornell, 1970), la teoría más aceptada hasta el momento para representar la incertidumbre en ingeniería es la de la probabilidad. A través de ésta, es posible modelar la incertidumbre de los parámetros de los materiales que intervienen en los análisis por medio de variables o campos aleatorios. (Pineda-Contreras & Auvinet-Guichard, 2013).

3. MÉTODOS DE ANÁLISIS DETERMINÍSTICOS Y PROBABILÍSTICOS.

3.1. Introducción

Usualmente un diseño estructural se basa en la seguridad que deben brindar los componentes de la estructura para resistir las cargas máximas que puede tener durante su vida útil. Este diseño generalmente se basa en un factor de seguridad el cual se define como la relación entre la resistencia de la estructura y las cargas que son aplicadas. La magnitud de este factor dependerá principalmente de la confiabilidad de los datos y su interpretación.

En los diseños de fundaciones, estructuras de contención y movimientos de tierra, existen más aproximaciones e incertidumbres y esto debido a la complejidad del comportamiento de los suelos y el conocimiento incompleto de sus propiedades.

Todas estas aproximaciones e incertidumbres tienen que ser evaluadas en cada caso en específico y se deben abordar todas las consideraciones necesarias para la planeación, diseño, construcción y operación de la obra geotécnica. (Meyerhof, 1970).

En el siguiente capítulo se tratan los temas de métodos de análisis probabilísticos y determinísticos en la ingeniería geotécnica, y se realizan comparaciones entre estos dos métodos para algunas estructuras.

3.2. Métodos de análisis determinísticos

En la práctica de la ingeniería civil y en la mayoría de los códigos, se emplea el concepto de Factor de Seguridad que tiene como objetivo final prevenir la falla de los elementos diseñados y construidos. Sin embargo estos factores de seguridad a pesar de ser adimensionales, no siempre representan lo mismo, ya que dependiendo del problema, se generan diferentes tipos de incertidumbre (Gonzalez, 2009).

Los factores de seguridad usados generalmente en la ingeniería geotécnica se basan en la experiencia. Sin embargo es común usar el mismo valor de factor de seguridad en diferentes problemas, como la estabilidad de un talud, sin tener en cuenta el grado de incertidumbre en el cálculo de éste (Duncan, 1999).

El orden de magnitud de las distintas causas que afectan el margen de seguridad en la mecánica de suelos, se puede evaluar con base en los factores de seguridad habitualmente utilizados en movimientos de tierra, estructuras de contención y fundaciones (Meyerhof, 1970).

En su artículo titulado “*Safety factors in soil mechanics*”, (Meyerhof, 1970), presenta el rango de los factores de seguridad generales mínimos convencionales.

Tabla 1. Valores de factores de seguridad generales mínimos

Failure type	Item	Safety factor
Shearing	Earthworks	1.3 to 1.5
	Earth retaining structures	1.5 to 2
	Foundations	2 to 3
Seepage	Uplift, heave	1.5 to 2.5
	Exit gradient, piping	3 to 5

Fuente: (Meyerhof, 1970).

Mientras que los valores más altos de estos factores de seguridad son usados bajo condiciones normales de servicio, los más bajos son usados en análisis basados en condiciones de máxima carga.

Por otra parte, la magnitud de estos factores de seguridad se incrementa principalmente con la variabilidad e incertidumbre en la determinación de las propiedades de resistencia del suelo y con un aumento en la sollicitación de cargas (Meyerhof, 1970).

Según (Duncan, 1999) los factores de seguridad proporcionan una “protección” contra las incertidumbres y el hecho de que nunca es posible calcular con exactitud. Es por esto que a partir de la experiencia, se han logrado definir parámetros que han ayudado a elegir qué factores de seguridad son adecuados en diversas situaciones. Por ejemplo, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de Norte América usa un factor de seguridad de 1.5 para estabilidad de taludes. Por otra parte, la mayoría de los ingenieros geotecnistas usan el rango entre 2.5 y 3 para problemas de capacidad portante.

Sin embargo (Duncan, 1999) aclara que el hecho de requerir el mismo factor de seguridad en distintos problemas, ya sea de estabilidad de taludes o de capacidad portante, resulta una práctica inapropiada debido a que factores como las condiciones de carga, parámetros de diseño, entre otros, necesariamente cambian punto a punto y dependiendo del problema.

En conclusión, un alto factor de seguridad en ciertos casos no siempre significa una confiabilidad adecuada.

3.3. Métodos de análisis probabilísticos

En la ingeniería geotécnica los análisis por confiabilidad son necesarios debido a que ésta rama de la ingeniería no es una ciencia exacta. Las predicciones realizadas en el comportamiento de estructuras como zapatas, pilotes, muros de contención, entre otras., no pueden ser hechas con total certeza debido a la variación espacial de las propiedades del suelo, las condiciones de carga, la exploración del sitio y las incertidumbres en los parámetros del suelo. Los análisis basados en confiabilidad permiten evaluar las incertidumbres que se incluyen en un problema geotécnico. Estos análisis han sido desarrollados para problemas de la ingeniería geotécnica como, por ejemplo: capacidad portante, asentamientos, seguridad de presas y estabilidad de taludes, capacidad de pilotes, respuesta local bajo cargas sísmicas, entre otras. Entre los primeros casos donde se usaron los conceptos de probabilidad en la ingeniería geotécnica se incluyen las contribuciones realizadas por (Folayan, 1970), quien desarrolló predicciones de asentamientos basados en observaciones y (Hoeg & Murarka, 1974), quienes calcularon la probabilidad de falla de un muro de contención.

3.3.1. Geoestadística

Como se ha explicado, la incertidumbre en la Ingeniería Geotécnica involucra distintos factores como los estados de esfuerzo, cambios esperados en las cargas, variación en los parámetros y propiedades del suelo, entre otros, (Leonards, 1979). Para la obtención de la estadística de estas variables, la Geoestadística (interpolación estocástica) puede ser usada cuando se cuenta con un amplio registro de datos.(Lacasse & Nadim, 1998).

La Geoestadística es usada en innumerables campos de aplicación para estimar y simular variables regionalizadas las cuales hacen referencia a las variables distribuidas en el espacio de manera tal que presentan una estructura

espacial de correlación (Díaz Viera, 2002). Esta ciencia fue creada en la década de los 60-70 y según (Martinez & Ramírez, 2005), se divide en 5 grupos fundamentales: geoestadística lineal, no estacionaria, multivariada, no lineal y las simulaciones. El empleo de esta ciencia se ha extendido a otros campos como el medio ambiente, la hidrogeología, la agricultura, e incluso la pesca, donde el factor tiempo, al igual que la variabilidad espacial, juegan un papel importante.

La herramienta básica es el correlograma, el cual cuantifica la correlación entre observaciones espacialmente distribuidas y es útil para deducir los estimadores de las variables aleatorias en puntos no muestreados, este procedimiento es conocido como Krigeage en honor al Ingeniero sudafricano Danie Krige, quien, en conjunto con Herbert Sichel, realizó los primeros análisis basados en esta ciencia en las minas de oro de Witwatersrand. En los años 60 y 70 el matemático francés Georges Matheron, partiendo de las publicaciones de Krige, comenzó un intenso trabajo para desarrollar las bases teóricas de la geoestadística (Martinez & Ramírez, 2005). En 1962, Matheron definió la Geoestadística como “la aplicación del formalismo de las funciones aleatorias al reconocimiento y estimación de fenómenos naturales” (Díaz Viera, 2002).

Como se mencionó, el correlograma es la herramienta fundamental en la geoestadística para la cuantificación de la correlación entre observaciones espacialmente distribuidas. Una de las particularidades de los correlogramas es que pueden presentar una periodicidad o al menos una pseudoperiodicidad en su comportamiento como se observa en la Figura 1, lo cual es realmente significativo especialmente cuando se estudian variables en el espacio. Para obtener dicha periodicidad Matheron (1960) enuncia dos ejemplos: el impacto en la ciclicidad de los suelos y rocas sedimentarias y el efecto de las olas en la playa (Chiles, 1989).

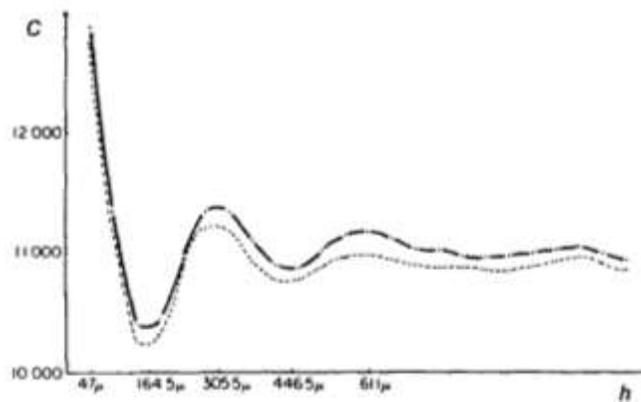


Figura 1. Ejemplo de correlograma con pseudoperiodicidad
Fuente: (Chiles, 1989)

(Berveiller et al., 2006) aclaran que las masas de suelos y rocas presentan una heterogeneidad natural a diferentes escalas, ésta se clasifica en dos tipos (PHOON et al, 2008):

- Las propiedades del suelo pueden ser consideradas homogéneas por partes siempre y cuando las regiones (capas) hayan sido identificadas.
- Regiones no específicas pueden ser identificadas, lo que significa que la variabilidad espacial de las propiedades es uniforme.

El uso de valores determinísticos en estos dos casos resulta ser pobre para la representación de las características del suelo, ya que ignora la aleatoriedad natural del medio. En el primer caso las propiedades del suelo deben ser modeladas en cada región como **variables aleatorias** cuya distribución debe ser especificada. Para el segundo caso la introducción de campos aleatorios es necesaria (Phoon et al, 2008).

Las variables aleatorias son variables cuyos valores no son conocidos con certeza. La probabilidad de un evento estará determinada como el valor que tomara el valor de la variable aleatoria, por ejemplo, la cantidad de fallas de un talud puede ser representada como una variable aleatoria N , donde el evento $N=3$ corresponde al evento de existan 3 fallas del talud (Wu et al., 1997).

3.4. Procesos estocásticos

Un proceso estocástico es una colección de variables aleatorias, ordenadas según el subíndice t que en general se puede identificar como el tiempo. Es decir, que para cada instante t tendrá una variable aleatoria distinta X_t , por lo cual un proceso estocástico puede interpretarse como una sucesión de variables aleatorias cuyas características varían a lo largo del tiempo (García, 2016).

Cada una de las variables X_t que conforman el proceso estocástico, tendrán su propia función de distribución con sus correspondientes momentos. Para caracterizar un proceso estocástico basta con especificar la media y la varianza para cada X_t y la covarianza para variables de distintos valores de t (De Arce & Mahía, 2001)

$$E(X_t) = \mu_t$$

$$\sigma^2 = Var(X_t)$$

Ahora bien, al tratar de representar la influencia de hechos pasados sobre el presente de un proceso estocástico, se pueden considerar diferentes expresiones. Una de estas consiste en colocar el valor actual del proceso como dependiente de modo lineal de valores pasados del mismo proceso más una perturbación aleatoria llamada error con características de media 0 y varianza constante, de la siguiente forma (García, 2016)

$$X_t = a_1X_{t-1} + a_2X_{t-2}$$

La anterior ecuación puede ser definida como un proceso autorregresivo de orden 2 o AR2. Para el caso del presente trabajo, se asume que la resistencia al corte no drenado tiene una variación asumiendo este tipo de proceso.

3.5. Comparación y casos de estudio

A partir de la Figura 2, existen ventajas al usar un método basado en confiabilidad y otro de forma determinística: como primera medida un factor de seguridad no suministra información sobre el nivel de seguridad en el diseño, un mismo factor de seguridad puede producir dos diseños que tengan diferentes confiabilidades (Wu et al., 1997).

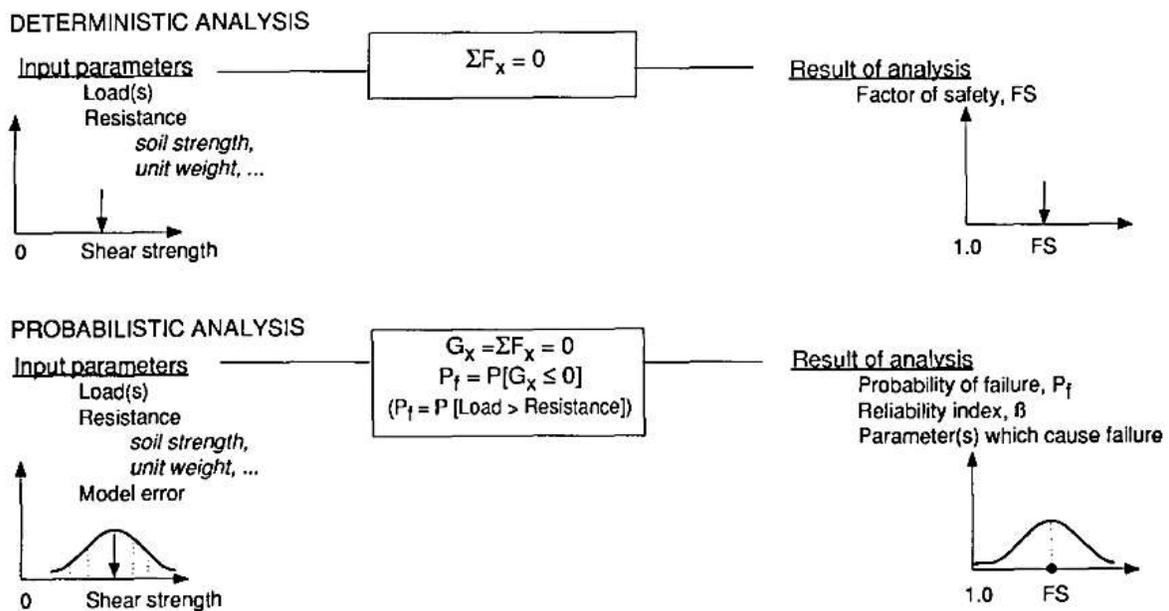


Figura 2. Comparación de un análisis determinístico y uno probabilístico

Fuente: (Lacasse & Nadim, 1998)

(Duncan, 1999) por su parte, realizó una comparación entre un análisis determinístico y otro análisis por confiabilidad, anotando que el segundo de estos no es tan usado en la rutina de la Ingeniería geotécnica debido a dos razones:

1. La teoría de confiabilidad involucra términos y conceptos que no son familiares para la mayoría de los ingenieros geotecnistas.

2. Es común pensar que al usar la teoría de confiabilidad se requerirán más datos, tiempo y esfuerzo.

Un análisis probabilístico provee los siguientes resultados:

- Probabilidad de falla.
- Índice de confiabilidad.
- Sensibilidad de los resultados a los cambios en los parámetros.

A continuación se presentan casos de estudio donde se han usado métodos de análisis probabilísticos y determinísticos en problemas de presas y taludes.

3.5.1. Presas

El concepto de análisis probabilístico para presas fue resumido por Whitman (1984). La evaluación del nivel de riesgo para presas fue realizada por Hoeg (1996) y se extendió en el trabajo realizado en Trondheim, Noruega en 1997 basado en la evaluación de la seguridad de las presas.

Por otra parte Vick (1997), realizó análisis de riesgo en diferentes países como Australia, Austria, Canadá, Francia, Alemania, Holanda, noruega, Suecia, Suiza, Reino Unido y los Estados Unidos de Norte América, trabajando lo siguiente (Lacasse & Nadim, 1998):

1. Análisis de riesgo basado en seguridad y confiabilidad de presas existentes. Esto fue realizado para establecer el diagnóstico y las condiciones de estas para evaluar posibles mecanismos de falla.
2. Los análisis usados fueron aproximaciones Bayesianas con caracterización probabilística y aproximaciones de confiabilidad de la incertidumbre de los parámetros.

(Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000) presentan dos casos de presas estudiados en Estados Unidos de Norte América en donde evalúan modelos determinísticos y modelos probabilísticos en cada uno de éstos generando los respectivos resultados y conclusiones.

Se describen las características de las estructuras, su ubicación y los parámetros de resistencia de los materiales usados. Finalmente se presentan los resultados de factores de seguridad e índices de confiabilidad usando diferentes métodos de análisis.

CANNON DAM. Esta estructura está localizada en el Rio Salado al nordeste de Missouri, USA (Wolff, 1985). La estructura tiene un terraplén de 305m de largo y la sección transversal del terraplén es de 42,4m de altura. Este terraplén está compuesto por dos zonas de arcilla compactas sobre una base de arena que a su vez se encuentra sobre un estrato de caliza (Figura 3).

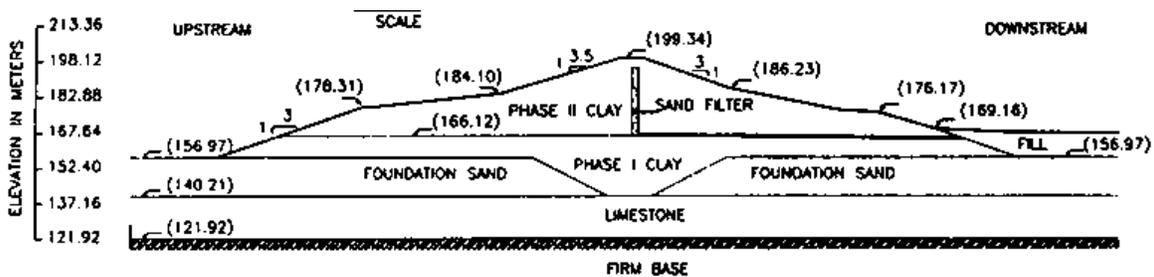


Figura 3. Sección transversal Cannon Dam
Fuente: (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000).

Tabla 2. Cannon Dam, Parámetros de resistencia del suelo.

<i>Material</i>	<i>Parameter</i>	<i>Mean</i>	<i>Standard Deviation</i>	<i>Coefficient of Variation</i>	<i>Correlation Coefficient</i>
Phase I	C1	117.79 KN/m ²	58.89 KN/m ²	50%	0.1
Clay fill	φ1	8.5°	8.5°	100%	
Phase II	C2	143.64 KN/m ²	79.00 KN/m ²	55%	-0.55
Clay fill	φ2	15°	9°	60%	

Fuente: (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000).

SHELBYVILLE DAM: Se encuentra localizada en el Rio Kaskaskia en el centro de Illinois, USA (Humphrey and Leonards, 1985). Esta presa es una combinación de un relleno de tierra, una estructura de concreto de gravedad con una longitud total de 1034m. Su máxima altura es de 33m y el terraplén está construido sobre una capa delgada de arena que descansa sobre una roca firme (Figura 4).

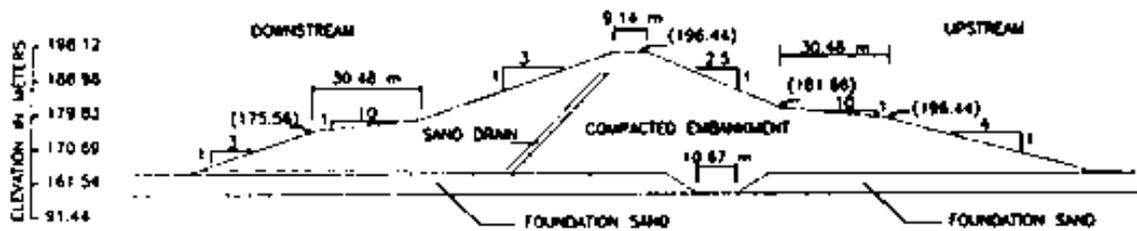


Figura 4. Sección transversal Shelbyville Dam
Fuente: (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000).

Tabla 3. Shelbyville Dam, Parámetros de resistencia del suelo.

<i>Material</i>	<i>Parameter</i>	<i>Mean</i>	<i>Standard Deviation</i>	<i>Coefficient of Variation</i>
Embankment Clay	C1	113.00 KN/m ²	37.25 KN/m ²	33%
	ϕ_1	9.6°	7.7°	80%
Sand Foundation	ϕ_2	32°	2°	6.25%

Fuente: (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000)

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES:

Este análisis fue realizado usando el programa de computador UTEXAS3 (Edris & Wright, 1993). Antes de realizar los análisis probabilísticos, los determinísticos se usaron para localizar la superficie con el mínimo factor de seguridad. Esta superficie fue localizada con los valores medios de los parámetros del suelo. Para superficies circulares, se define en el programa una superficie inicial y se procede a cambiar el centro y el radio de manera sistemática obteniendo factores de seguridad. Los resultados de los análisis de estabilidad son presentados

a continuación en donde se usaron cuatro métodos distintos (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000):

Tabla 4. Factores de seguridad correspondientes a diferentes métodos de análisis de estabilidad.

<i>Structure</i>	<i>Spencer circular</i>	<i>Simplified Bishop</i>	<i>Modified Swedish</i>	<i>Spencer non-circular</i>
Cannon Dam	2.775	2.753	2.789	2.647
Shelbyville Dam	3.115	3.118	3.117	3.071

Fuente: (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000)

Se puede observar, que para cada estructura, los factores de seguridad son similares y la influencia de un modelo determinístico en el factor de seguridad y la localización de la superficie de falla no es significativa.

ANÁLISIS POR CONFIABILIDAD:

Para las cuatro superficies determinísticas críticas de las dos estructuras, se usaron los métodos de análisis (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000):

1. Primer orden segundo momento (FOSM):

El FOSM aproxima la media y la varianza, sin embargo, no puede explicar la distribución de probabilidad de las variables inciertas. Un ejemplo de uso de este método es el análisis probabilístico de modelos de elementos finitos.

2. Método de estimación de puntos (PEM):

El método de estimación fue desarrollado por Rosenblueth (1975, 1981). Una variable aleatoria X se representa por dos puntos estimados X_+ y X_- , con dos probabilidades P_+ y P_- . Estos dos estimados simulan la distribución de probabilidad de una variable aleatoria.

3. Método avanzado de primer orden segundo momento:

Este método fue presentado por Hasofer and Lind (1974) y se resume a continuación:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_x}{\sigma_x}$$

Las variables X_i se encuentran no correlacionadas, sin embargo, Hasofer y Lind (1974) presentaron una transformación ortogonal de variables correlacionadas a variables no correlacionadas. Los estados de seguridad, falla y límite se pueden representar en el espacio de las variables reducidas. Hasofer y Lind (1974), demostraron que la distancia desde el origen a la superficie de falla debe ser más grande que el índice de confiabilidad.

A continuación se enuncian los resultados obtenidos de las dos estructuras (Lacasse & Nadim, 1998):

Tabla 5. Comparación de índices de confiabilidad

<i>Structure</i>	<i>Probabilistic Model</i>	<i>Deterministic Model</i>			
		<i>Spencer Circular</i>	<i>Bishop Circular</i>	<i>Corps Circular</i>	<i>Spencer Non-Circular</i>
Cannon Dam	MFOSM	10.85	10.36	10.28	7.03
	PEM	11.34	10.83	10.74	7.39
	AFOSM	--	--	--	did not converge
Shelbyville Dam	MFOSM	3.40	3.40	3.43	3.35
	PEM	3.39	3.40	3.43	3.35
	AFOSM	1.67	--	--	--

Fuente: (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000)

Basado en los anteriores resultados de cuatro modelos determinísticos y tres modelos probabilísticos para el cálculo de índices de confiabilidad se concluye lo siguiente:

La selección de un modelo determinístico no tiene mayor significancia en los resultados obtenidos. La superficie no-circular genera índices de confiabilidad más críticos que las superficies circulares.

Es posible obtener grandes diferencias en los resultados del índice de confiabilidad partiendo de la forma de la superficie de falla que se considere, ya que según la Tabla 5, los índices de confiabilidad variaron entre 7,03 a 11,34 para la misma sección. Análisis adicionales (Hassan & Wolff, 1999) han demostrado que se pueden obtener valores aun menores de índices de confiabilidad para una misma sección.

Por lo tanto estos hallazgos sugieren que es necesario un análisis por confiabilidad,, especialmente cuando se trata de decisiones económicas en los proyectos (Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff., 2000).

3.5.2. Estabilidad de taludes en suelos cohesivos uniformes.

Como parte de esta investigación y basado en la metodología que se usa en este trabajo, se realiza una revisión bibliográfica de la Tesis Doctoral del Ingeniero Ricardo Salazar *Métodos de Análisis en Geotecnia no convencionales* (Salazar, 1983).

En este trabajo, (Salazar, 1983) muestra un ejemplo en donde se usa la teoría de procesos estocásticos de segundo orden combinado con métodos de análisis determinísticos tradicionales tales como el círculo de falla.

Como se menciona en la metodología del trabajo, en este ejemplo de estabilidad de taludes se calculan probabilidades de falla y factores de seguridad usando la resistencia al corte no drenada como variable aleatoria y como un proceso aleatorio en cada punto del suelo (método propuesto), se obtienen los siguientes resultados:

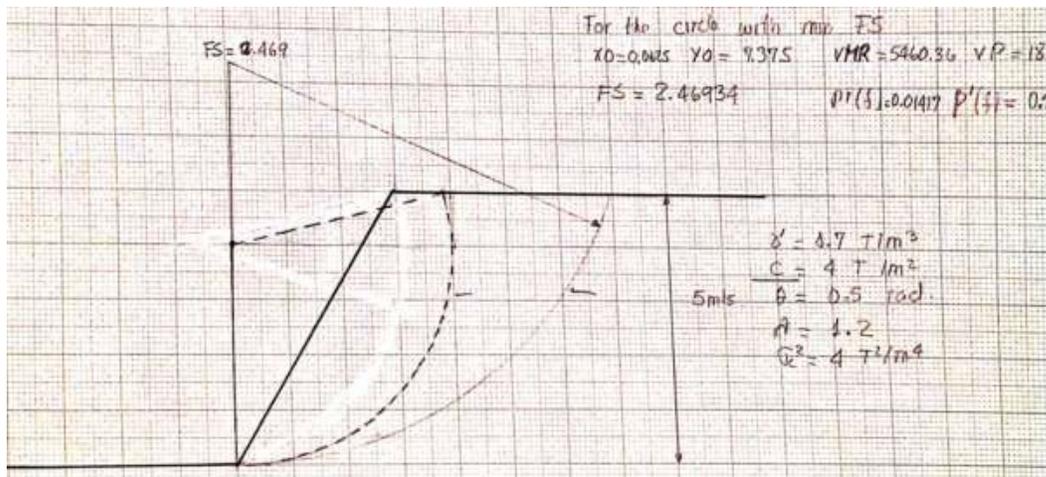


Figura 5. Geometría del talud y parámetros de Resistencia del suelo
Fuente: (Salazar, 1983)

Tabla 6. Resultados de factores de seguridad y probabilidades de falla

Problema	FS	Pf1*	Pf2**	Xo	Yo
1	3.106	0.0241	0.0875	0.093	3.906
2	2.46	0.014	0.117	0.06	7.375
3	2.46	0.014	0.117	0.06	7.375

* Método 1

** Método 2

Fuente: (Salazar, 1983)

El Método 1 hace referencia a la probabilidad de falla aleatorizando la Ecuación 1 y por otra parte el Método 2 se refiere a la probabilidad de falla calculada usando el método propuesto.

$$FS = \frac{Mr}{Ma} = \frac{cLcR}{WL} \quad (1)$$

Los tres problemas que se usaron fueron: siguiendo un proceso estocástico de segundo orden, la resistencia al corte no drenada como una variable aleatoria y un modelo determinístico.

Partiendo de estos resultados se concluye lo siguiente (Salazar, 1983):

- La superficie de máxima probabilidad de falla no coincide con la del mínimo factor de seguridad. Este resultado es muy importante ya que muestra que no necesariamente un Factor de seguridad adecuado implica una seguridad adecuada.
- Los resultados que se obtienen usando procesos estocásticos de segundo orden por un lado y asumiendo c como una variable aleatoria por el otro muestran valores muy diferentes.

4. DEPÓSITOS ARCILLOSOS

4.1. Introducción

Las arcillas y los minerales arcillosos han sido extraídos desde la Edad de Piedra. Hoy en día estos materiales son los más usados por las industrias manufactureras y ambientales. El término “arcilla”, es utilizado para materiales cuyo tamaño de partículas es de menos de 2 μm y generalmente las arcillas y minerales arcillosos se encuentran cerca de la superficie de la Tierra (USGS, 1999).

Los sedimentos de grano fino cubren alrededor del 60% de las plataformas continentales y casi el 40% de las cuencas oceánicas profundas las cuales representan aproximadamente una tercera parte de la superficie de la Tierra. Además de su importancia actual en el medio ambiente, la sedimentología de los minerales arcillosos permite aprender acerca de los ambientes del pasado en términos históricos y geológicos. Frecuentemente las arcillas son usadas para inferir patrones de sedimentación, variaciones climáticas y correlaciones en su estratigrafía (Hillier, 1995).

En el siguiente capítulo se exponen las principales características de los depósitos arcillosos a partir de sus orígenes dependiendo del medio ambiente, forma de transporte y sedimentación.

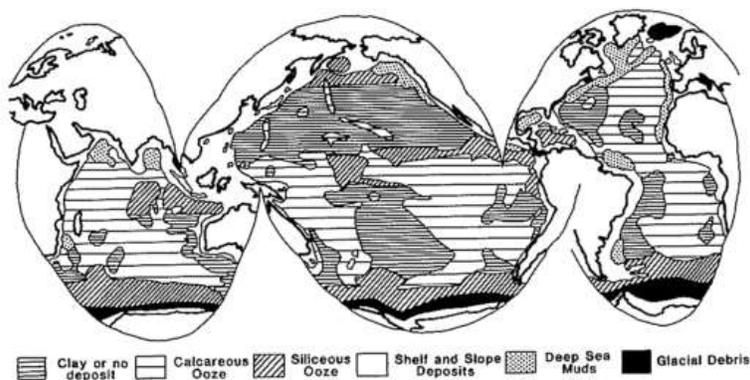


Figura 6. Distribución de los tipos de sedimentos en el mundo oceánico

Fuente: (Hillier, 1995)

4.2. Orígenes de los minerales arcillosos.

Los minerales de arcilla que se encuentran en sedimentos o rocas sedimentarias pueden tener dos tipos de orígenes principales: pueden ser detríticos o pueden ser autigénicas. Este primer tipo de arcillas, surge de otro entorno diferente al cual se encuentran en el momento; por otra parte las arcillas autigénicas se forman in situ y pueden generarse a partir de una o más combinaciones de tres procesos diferentes: precipitación directa de la solución (conocido como neoformación), reacción o envejecimiento de materiales amorfos y transformación de algún mineral precursor (Hillier, 1995).

Según (USGS, 1999), las arcillas y los minerales arcillosos se generan bajo un rango bastante limitado de condiciones geológicas. Estos ambientes incluyen horizontes de suelo, sedimentos continentales y marinos, campos geotérmicos, depósitos volcánicos y desgaste de formaciones rocosas.

Muchos de los minerales arcillosos se forman a partir del contacto de la roca con el agua, el aire y el vapor. Estas alteraciones pueden ser tan continuas que pueden generar depósitos netamente de arcilla los cuales constan de un interés económico por parte de empresas de manufactura, por ejemplo (USGS, 1999).

La mayoría de los minerales arcillosos (probablemente más del 90%) son de tipo detrítico y se encuentran en dos fuentes principales: la primera es en la roca y la segunda en el suelo, en el cual se desarrollan por procesos del medio ambiente. Según (Potter et al., 1980) la mayoría de los minerales arcillosos provienen de la erosión de rocas preexistentes, y por otra parte (Curtis, 1990) concuerda con que la mayor parte de estos se derivan de la erosión del suelo (Hillier, 1995).

4.3. Erosión, transporte y deposición de minerales arcillosos.

Los principales agentes de erosión, transporte y deposición de minerales arcillosos son el agua, el viento y el hielo. Sin embargo, el agente más importante en estos procesos es el agua (Figura 7).

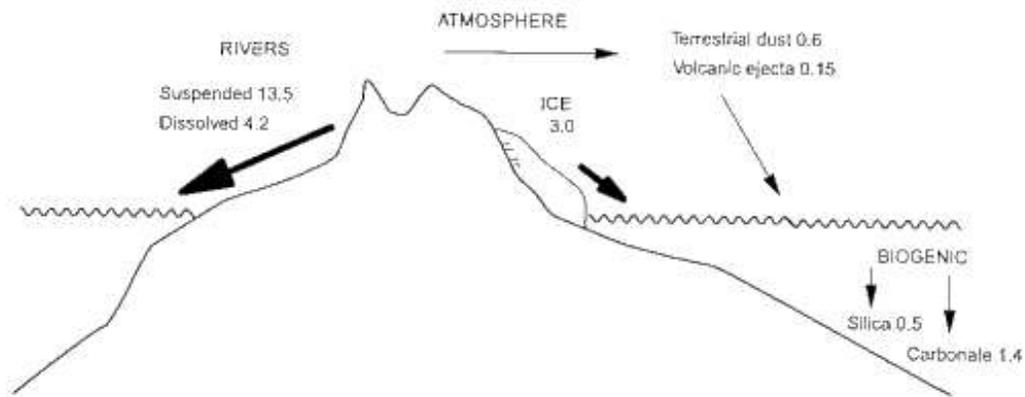


Figura 7. Erosión, transporte y deposición
Fuente: (Hillier, 1995)

4.3.1. Erosión

De acuerdo con (Duque & Escobar, 2002): “la erosión del suelo es la remoción del material superficial por acción del viento o del agua”. Este proceso se presenta gracias a la presencia del agua como la lluvia o de escorrentía que en contacto con el suelo, la resistencia de las partículas superficiales de éste son menores que las del agua generándose todo este proceso.

Vale la pena recalcar que la erosión de suelos, la pérdida de suelos y la acumulación de sedimentos son términos que tienen diferente significado, el primero hace referencia a la cantidad bruta de suelo retirado por la acción del agua en contacto con éste, el segundo término tiene que ver con la porción de suelo que se pierde o se desprende en un talud o ladera determinada, y por último, el tercero habla sobre el volumen de suelo depositado en un lugar en específico (Duque & Escobar, 2002).

Hoy en día los depósitos arcillosos cubren alrededor del 60% de la marina continental y el otro 40% las cuencas oceánicas profundas y en ambientes continentales como lagos, ríos y deltas. Con esto queda claro que las arcillas y los minerales arcillosos son los principales componentes de los ambientes sedimentarios antiguos y actuales.

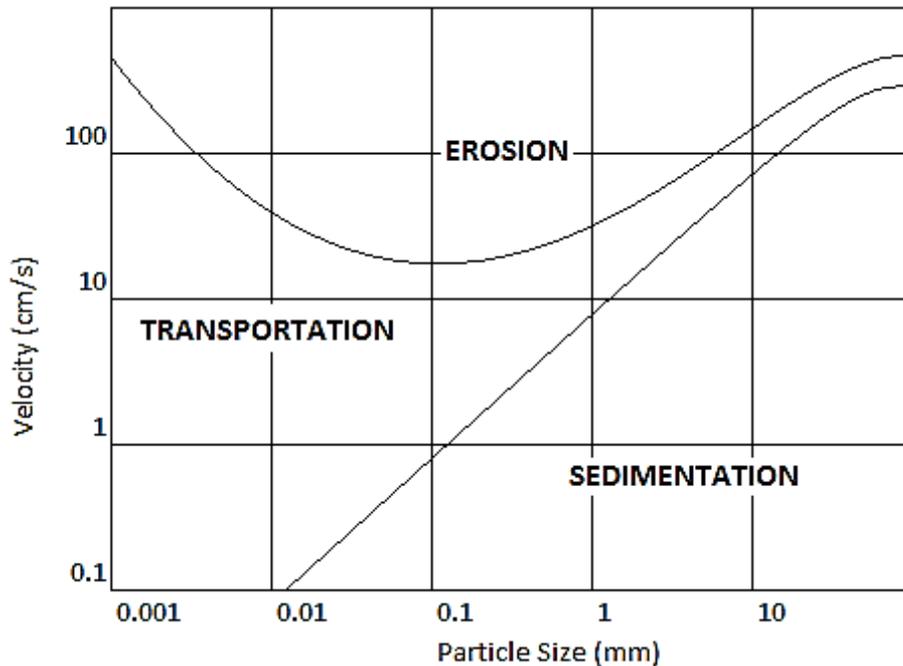


Figura 8. Relación entre el diámetro de las partículas y la velocidad de erosión y sedimentación
Fuente: (Duque & Escobar, 2002)

4.3.2. Sedimentación y propiedades físicas de los depósitos arcillosos

Se ha reconocido ampliamente que los fenómenos geológicos tienden a repetirse en el tiempo de tal forma que algún comportamiento cíclico es característico de los depósitos que se han formado durante largos periodos de tiempo. En algunos casos se ha observado que la misma estructura geológica se repite de una manera más o menos regular con respecto a la profundidad. Debido a esto, y basado en la erosión, transporte y sedimentación, los depósitos arcillosos

se pueden formar en capas o estratos los cuales pudieron formarse en distintas épocas bajo condiciones ambientales similares (Salazar, 1983).

Este comportamiento podría considerarse no solo en estructuras geológicas, sino que también es posible su extensión a escalas convencionales para la determinación de la variación de las propiedades del suelo.

El origen lógico de un depósito, se determina principalmente por patrones como la estratificación y las propiedades físicas que lo constituyen. El patrón de la estratificación es de gran importancia para la ingeniería ya que determina el grado de exactitud con el cual se puede determinar las propiedades bajo condiciones de carga del suelo partiendo de ensayos de campo (Terzaghi, 1955). Por otra parte, el funcionamiento de un tipo de depósito dependerá principalmente de sus propiedades físicas las cuales se adquirieron durante el periodo de depositación.

La depositación de las partículas de arcilla dependerá netamente del tamaño de estas e igualmente del cuerpo de agua en el cual se transporten. Por ejemplo, en agua relativamente estática, la sedimentación de las partículas dependerá de la forma y tamaño, debido a que las más grandes tendrán una decantación más rápida que las de menor tamaño (Hillier, 1995).

Otra de las consecuencias de los tamaños de las partículas de los sedimentos con alto contenido de arcilla según (Terzaghi, 1955), es el índice de compresión, ya que éste resulta ser directamente proporcional a la forma y tamaño de estas y no de la composición química. (Terzaghi, 1955) igualmente concluye, que la compresibilidad de una arcilla depende claramente de dos factores independientes: el primero y anteriormente enunciado, el tamaño y la forma del grano y el segundo, las fuerzas de atracción y repulsión molecular.

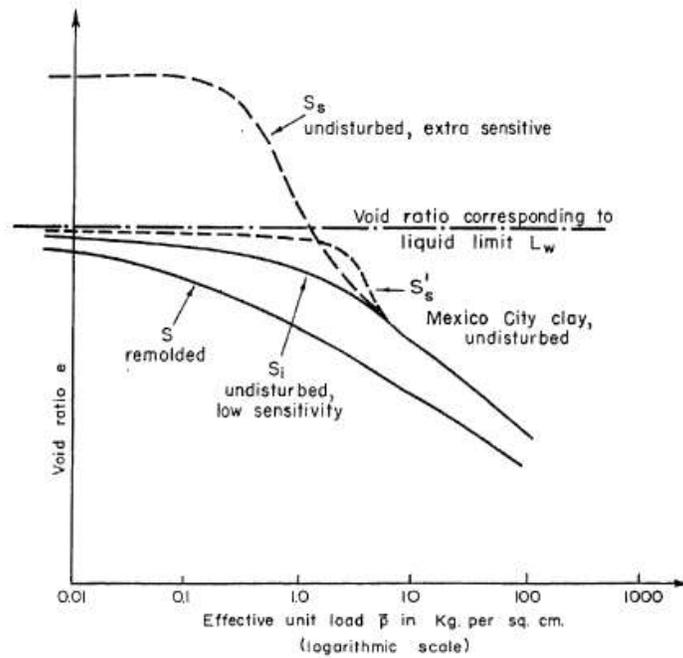


Figura 9. Principales tipos de relación entre carga unitaria y relación de vacíos para depósitos arcillosos

Fuente: (Terzaghi, 1955)

En un depósito arcilloso, la carga sobre éste incrementa con respecto a la profundidad. Por lo tanto la relación entre la profundidad y la relación de vacíos en un depósito arcilloso, debería determinarse bajo las condiciones mostradas en las curvas de la Figura 9.

Las propiedades físicas y mecánicas de los depósitos arcillosos, es de suma importancia para el desarrollo de este trabajo. A partir del objetivo general, los suelos cohesivos uniformes se analizarán desde sus propiedades de resistencia, en este caso, S_u , y con base en esto, se desarrollará la teoría de empuje lateral de tierras con este tipo de depósitos.

5. EMPUJE LATERAL DE TIERRAS

5.1. Introducción

En el ejercicio de la ingeniería, uno de los problemas con los cuales se enfrentan los profesionales a la hora de diseñar estructuras de contención, es la determinación de las presiones o fuerzas que ejerce el suelo sobre éstas. En textos de mecánica de suelos se presentan alternativas de cálculo de estas presiones: presiones activas, presiones pasivas y presiones de reposo.

Estas metodologías para el cálculo de presiones laterales de tierras son función de factores como las dimensiones de la estructura, el peso unitario del suelo, el ángulo de fricción, la cohesión, sobrecargas que debe soportar el muro, entre otras.

Por otra parte las cargas aplicadas en una estructura de contención se producen inicialmente por presiones del agua y del suelo lo que resulta ser una suma de (Clayton, Woods, Bond, & Milititsky, 2013):

- Esfuerzos normales efectivos sobre la cara del muro.
- La presión de poros sobre la cara del muro.
- El esfuerzo cortante entre el muro y el suelo.

Igualmente la magnitud y el patrón de la presión de tierra se ven afectados significativamente por:

- La forma en la cual el muro se desplaza.
- Si la pared se mueve desde o hacia el suelo.
- El patrón del movimiento de la pared. (Rotación, traslación, flexión, etc.).

Este capítulo está dedicado al desarrollo de las principales metodologías para la estimación de las presiones laterales descritas anteriormente:

5.2. Presión de tierra en reposo

Considerando una masa de suelo detrás de un muro que está situada a una profundidad z , es sometida a presiones efectivas tanto verticales como horizontales σ_0' y σ_h' respectivamente. Si la cara del muro permanece estática, es decir, si no se mueve ni a la derecha ni a la izquierda de su posición inicial, la masa de suelo estará en un estado de equilibrio, esto significa que la deformación horizontal es igual a 0. La relación entre el esfuerzo horizontal efectivo y el esfuerzo vertical efectivo se conoce como coeficiente de presión de tierra en reposo, K_0 (DAS, 2014).

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_0'}$$

Jaky (1944) desarrolló la siguiente ecuación para un material granular en un estado normalmente consolidado (Clayton et al., 2013):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\varphi') * \frac{\left(1 + \frac{2}{3}\text{sen}\varphi'\right)}{(1 + \text{sen}\varphi')} \\ \approx (1 - \text{sen}\varphi')$$

Para un material granular y en un estado de sobreconsolidación Mayne y Kulhawy (1982) plantearon una ecuación empírica de K_0 en función de la relación de sobreconsolidación OCR (DAS, 2014):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\varphi') * OCR^{\text{sen}\varphi'}$$

Donde

$$OCR = \frac{\textit{presion de preconsolidacion}}{\textit{presion efectiva de sobrecarga existente}}$$

La Figura 10 muestra la distribución de presión de tierra en reposo de un muro de altura H . La fuerza total P_0 equivale al área del diagrama de presión

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

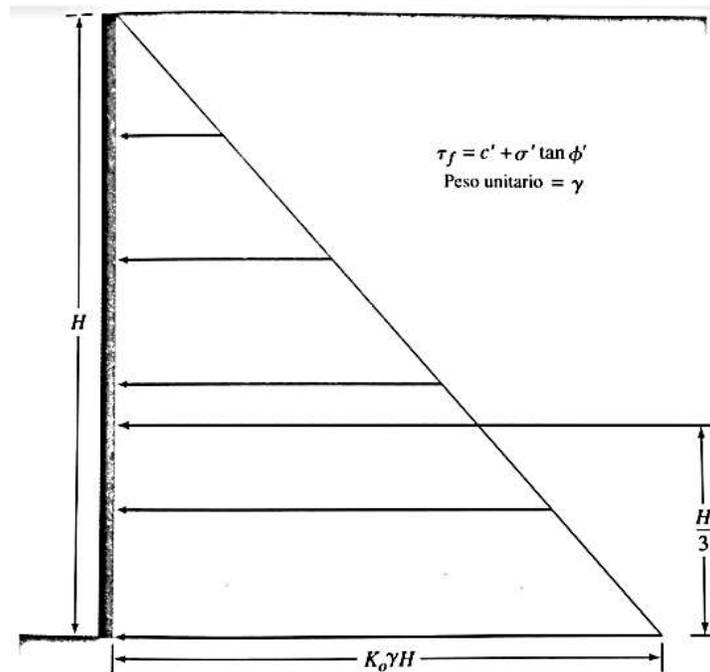


Figura 10. Distribución de la presión lateral de tierra en reposo sobre un muro
Fuente: (DAS, 2014)

5.3. Presiones activas y pasivas (Teoría Rankine)

Rankine (1857) investigó las condiciones de presión sobre el suelo en un estado de equilibrio plástico, es decir, la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar (DAS, 2014).

5.3.1. Estado activo de Rankine

Al igual que en el caso de presión de tierra en reposo, se asume una masa de suelo detrás de un muro que se extiende a una profundidad infinita. Los esfuerzos principales efectivos verticales y horizontales en un elemento de suelo a una profundidad z son σ_v' y σ_h' respectivamente. Ahora bien, en este caso la presión que se ejerce sobre el elemento de suelo puede ser representada por el círculo de Mohr como se muestra en la Figura 12. Al permitir el movimiento del muro alejándose del suelo (Figura 11), el esfuerzo principal horizontal efectivo disminuirá poco a poco a tal punto de llegar al estado límite plástico y luego de esto a la falla del suelo. Este estado se conoce como estado activo de Rankine.

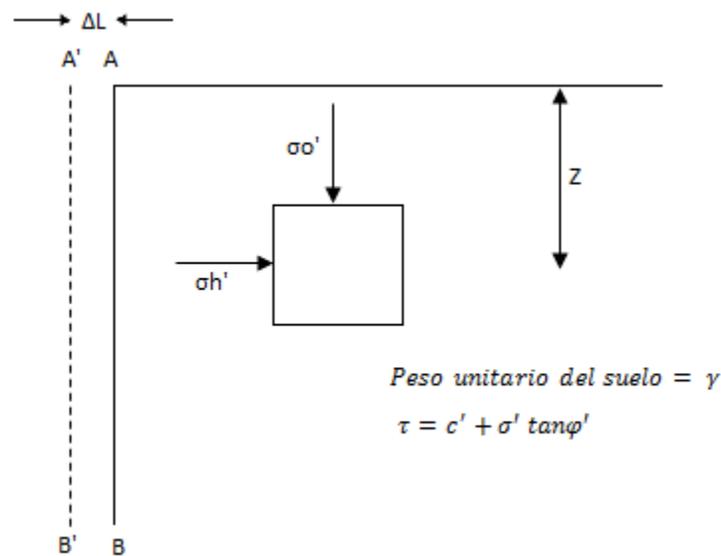


Figura 11. Presión activa de tierra de Rankine
Fuente: (DAS, 2014)

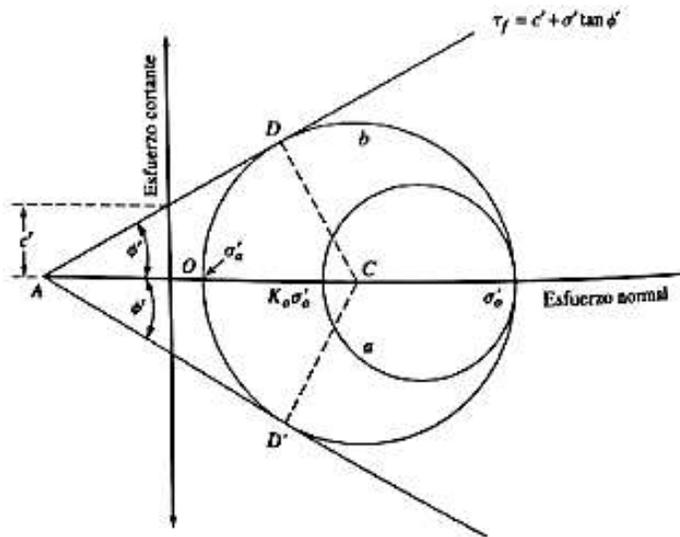


Figura 12. Círculo de Mohr presión activa de tierra de Rankine
Fuente: (DAS, 2014)

De lo anterior se obtiene que la presión activa de la teoría de Rankine está dada por la ecuación:

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

La relación que existe entre σ'_a y σ'_0 se denomina coeficiente de presión activa de tierra de Rankine.

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

5.3.2. Estado pasivo de Rankine

Para el caso del estado pasivo de Rankine, se supone igualmente un elemento de suelo detrás de un muro a una profundidad z , con un estado de esfuerzos iniciales representado en el círculo de Mohr (Figura 14). En esta ocasión el muro empuja poco a poco la masa de suelo haciendo cada vez más grande el esfuerzo principal horizontal efectivo σ'_h hasta tal punto de llevar a la falla la masa de suelo. Esto se conoce como estado pasivo de Rankine (Figura 13).

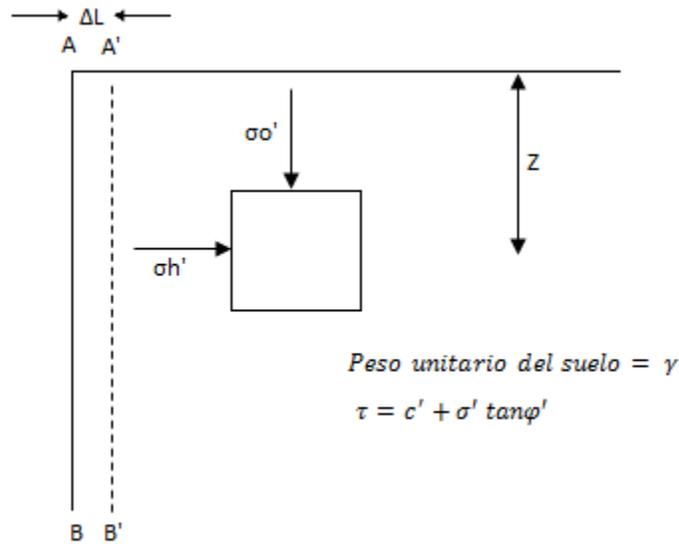


Figura 13. Presión pasiva de tierra de Rankine
Fuente: (DAS, 2014)

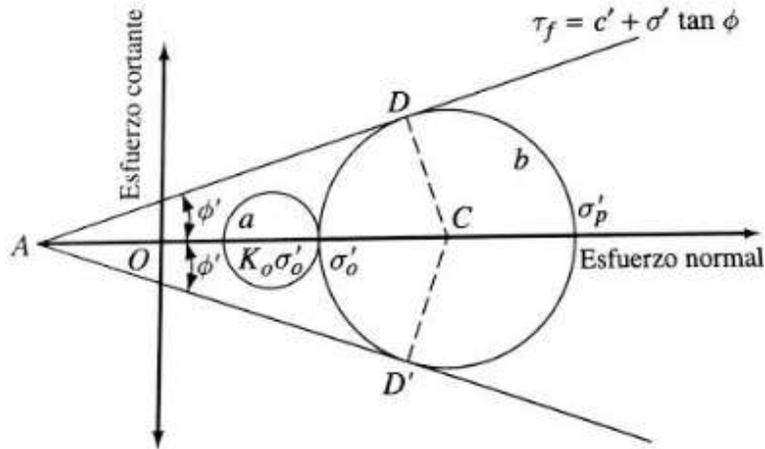


Figura 14. Circulo de Mohr presión pasiva de tierra de Rankine
Fuente: (DAS, 2014)

La presión lateral efectiva σ'_p , que es el esfuerzo principal mayor, se denomina presión pasiva de tierra de Rankine, y se obtiene a partir del círculo de Mohr demostrando que

$$\sigma'_p = \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Esta deducción es similar a la del estado activo.

Igualmente el coeficiente de presión pasiva de tierra K_p será la relación entre la presión de tierra activa y la presión de tierra en reposo

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

5.4. Presiones activas y pasivas (Teoría Coulomb)

Hasta el momento, en el estudio de presiones activas y pasivas se ha considerado el caso de paredes sin fricción. Sin embargo, los muros de contención son rugosos y existe un desarrollo de fuerzas de corte entre muro y suelo. Coulomb (1776), presentó una teoría de presiones activas y pasivas en donde supuso que la superficie de falla es un plano. Igualmente la fricción entre suelo y muro se tiene en cuenta (DAS, 2014). A continuación se presenta la condición tanto activa como pasiva de esta teoría.

5.4.1. Estado activo Coulomb

En la Figura 15, un muro de contención soporta una masa de suelo con una inclinación α con la horizontal. El tramo BC es una superficie del plano de falla. Bajo la suposición que la cuña ABC falle, se contemplan las siguientes fuerzas que actúan sobre esta:

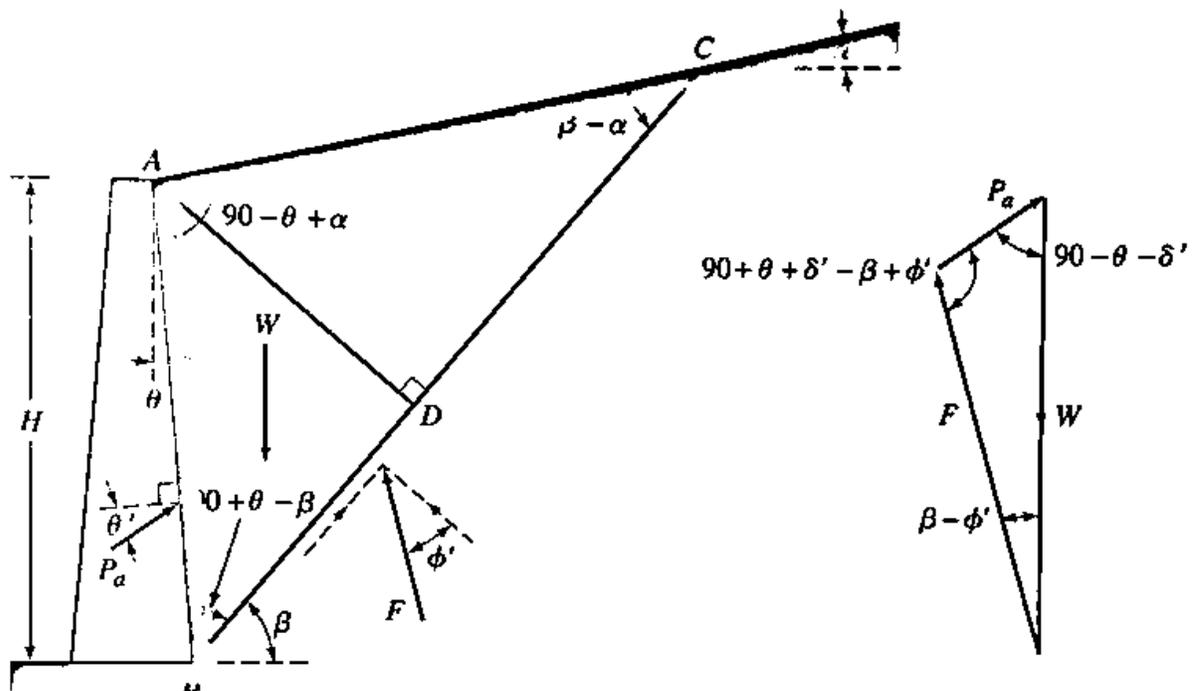


Figura 15. Presión activa de Coulomb: Cuña de falla y polígono de fuerzas
Fuente: (DAS, 2014)

1. El peso de la cuña del suelo.
2. La fuerza resultante de las fuerzas de corte y normal en la superficie de falla BC.
3. La fuerza activa por unidad de longitud.

Partiendo de realizar un equilibrio de fuerzas en el polígono mostrado en la Figura 15, y haciendo uso de la ley de senos se obtiene lo siguiente (DAS, 2014):

$$\frac{W}{\text{sen}(90 + \theta' + \delta - \beta + \phi')} = \frac{P_a}{\text{sen}(\beta - \phi')}$$

Despejando P_a

$$P_a = \frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}(90 + \theta' + \delta - \beta + \phi')} W$$

Reescribiendo la anterior ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\cos^2 \theta \operatorname{sen}(\beta - \alpha) \operatorname{sen}(90 + \theta' + \delta - \beta + \phi')}$$

Partiendo de la anterior ecuación, y sabiendo que $\theta, H, \alpha, \phi', \gamma$ y δ son constantes (ángulo del espaldar del muro, altura del muro, ángulo de inclinación del terreno, ángulo de fricción, peso unitario y ángulo de fricción suelo-muro, respectivamente) y que la única variable es β . Se determina la presión activa máxima, realizando una maximización de esta ecuación para un valor crítico de β .

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0$$

Después de resolver esta ecuación se obtiene que la ecuación de presión activa de Coulomb es

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Donde el coeficiente de presión activa de Coulomb es

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta' + \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \operatorname{sen}(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

5.4.2. Estado pasivo Coulomb

Para el caso pasivo, se realiza el mismo procedimiento que el caso activo, teniendo en cuenta que la resultante de la presión pasiva cambia de dirección con respecto a la activa

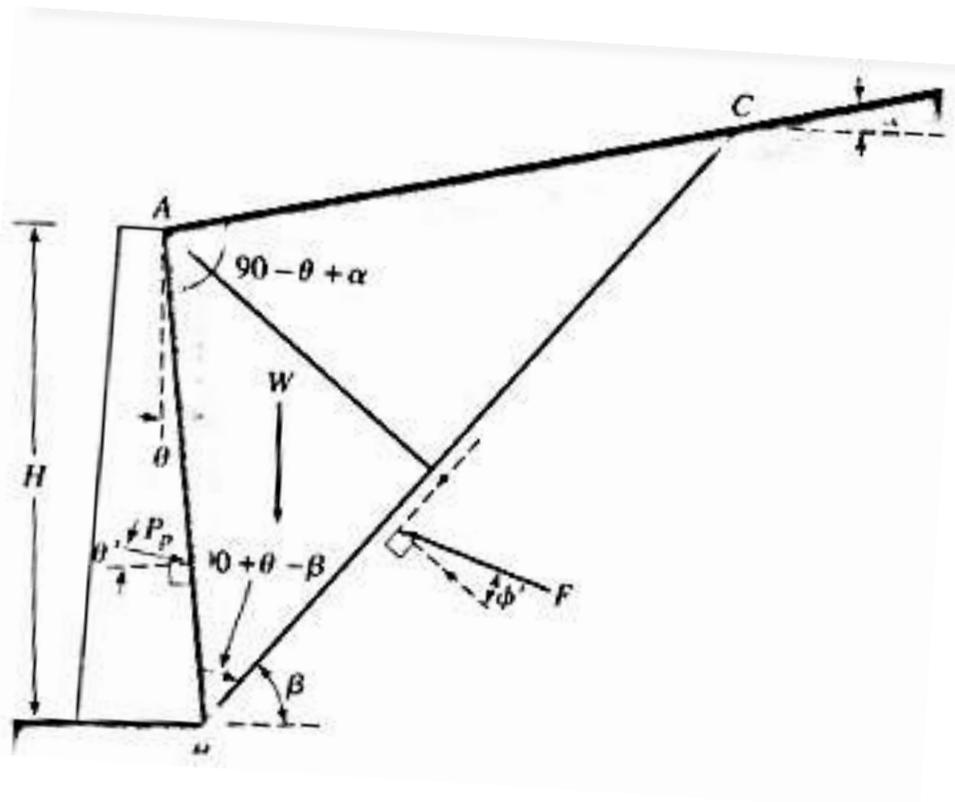


Figura 16. Presión activa de Coulomb: Cuña de falla
Fuente: (DAS, 2014)

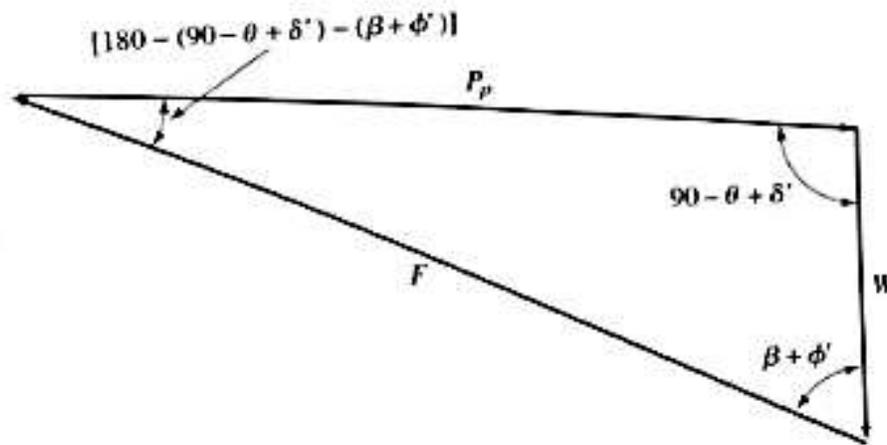


Figura 17. Presión pasiva de Coulomb: polígono de fuerzas
Fuente: (DAS, 2014)

Después de realizar el procedimiento similar al que se hizo con la presión activa, se llega a,

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Donde el coeficiente de presión pasiva de Coulomb es igual a

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta') * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' - \delta) \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

6. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PROPUESTA USANDO PROCESOS ESTOCÁSTICOS DE SEGUNDO ORDEN PARA EL CALCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA.

6.1. Introducción

Como parte del desarrollo de este documento, se plantea una metodología para el cálculo de probabilidades de falla en problemas de empuje lateral de tierras adoptando la resistencia al corte no drenada como un proceso aleatorio en cada punto del suelo, idénticamente distribuida con media (μ_{Cu}) y varianza ($Var(Cu)$).

Para el desarrollo de esta metodología se siguieron los siguientes pasos:

- Se tomaron registros de ensayos de penetración estática de cono y a partir de estos se generaron correlogramas (gráficos de espaciamento vs coeficientes de correlación) los cuales siguen, en apariencia, un comportamiento de un proceso estocástico de segundo orden.
- Se planteó la metodología basada en el cálculo de presiones activas partiendo de la maximización de una ecuación de P_a en función del ángulo de inclinación de la horizontal con la superficie de falla, que surge realizando equilibrio de fuerzas sobre un muro de contención.
- Se obtuvieron la media y la varianza de P_a , parámetros necesarios para el cálculo de las probabilidades de falla.

En este capítulo se describe esta metodología paso a paso se presentan ejemplos del cálculo de probabilidades de falla.

6.2. Elaboración de correlogramas

El modelo propuesto parte del reconocimiento de que los fenómenos geológicos tienden a repetirse en el tiempo de tal forma que existe un comportamiento cíclico de las propiedades de los depósitos que se han formado durante largos periodos de tiempo. Se ha observado en algunos casos, que las mismas propiedades de los depósitos se repiten en ciertas profundidades de una manera más o menos regular, esto se debe a la formación de los depósitos sedimentarios que se da a partir de la superposición de capas de materiales con características específicas, como consecuencia de las condiciones ambientales como el clima, transporte, etc.

Para verificar el comportamiento cíclico de los depósitos arcillosos se tomaron registros de ensayos CPT (Cone Penetration Test) de reportes técnicos y se siguió la siguiente metodología:

1. Partiendo de la definición del coeficiente de correlación

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (Y_i - \bar{Y})(Y_{i+k} - \bar{Y})}{N}$$

Donde K es el desplazamiento o también denominado desfase entre los datos y Y_i representa el número de cada uno de los datos ordenados de menor a mayor.

2. Se toman registros de resistencia al corte del cono a profundidades igualmente espaciadas en intervalos pequeños para no perder información. Las gráficas de los ensayos de CPT se encuentran en los anexos de este trabajo.
3. A partir de esto se construyen correlogramas (curvas de espaciamentos vs coeficientes de correlación) de la siguiente forma:

En cada uno de los correlogramas realizados se tomaron más de 1500 datos en donde K se fue incrementando cada 50, es decir para el primer coeficiente de correlación $K=0$, para el segundo $K=50$ y así sucesivamente. Igualmente, las lecturas que se tomaron en los ensayos CPT fueron cada 2cm. Debido a que el primer desfase que se toma es $K = 50$ y el segundo es $K = 100$, significa que la distancia en estos puntos es 100cm y 200cm de profundidad respectivamente.

La lectura que se realizó en los dos primeros centímetros es $Y_i = 1$, la lectura al centímetro 4 es $Y_i = 2$ y así sucesivamente. Vale la pena recalcar que esta sucesión de valores se cumplirá para cuando el desfase K sea igual a 0.

Cuando se asigne un valor a K, el segundo término del producto en el numerador de la ecuación del coeficiente de correlación tendrá un valor distinto y así sucesivamente se ira desplazando el valor de ρ con respecto a los valores en profundidad.

Los valores obtenidos de coeficientes de correlación para cada uno de los ensayos de CPT se estipulan en los Anexos y los correspondientes correlogramas se presentan a continuación:

6.2.1. Correlogramas de cada ensayo de CPT.

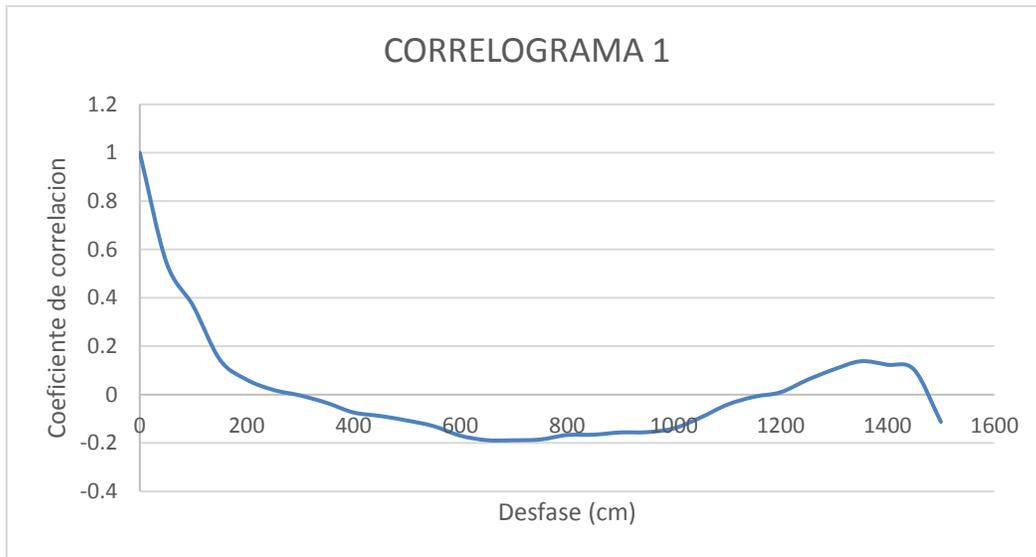


Figura 18. Correlograma ensayo de CPT No 1

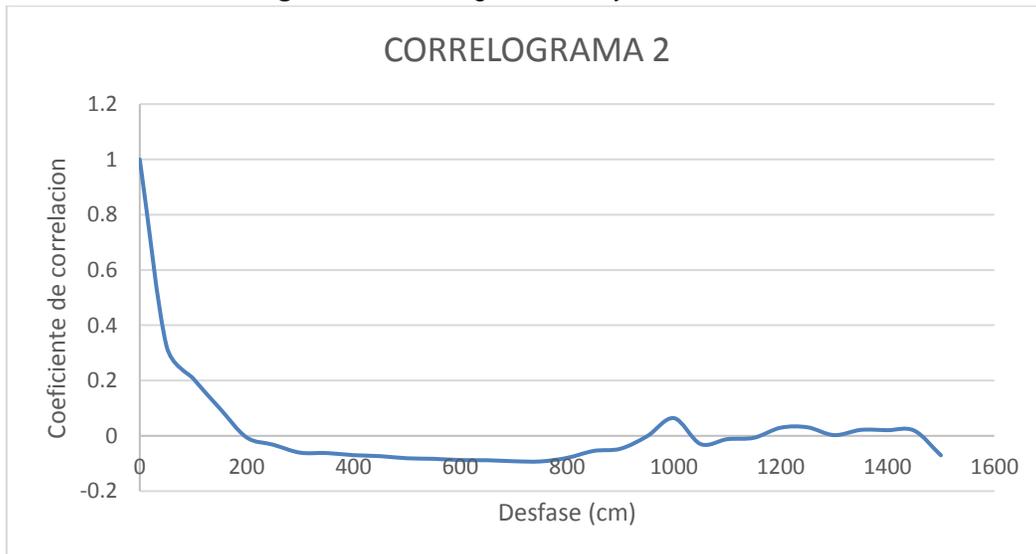


Figura 19. Correlograma ensayo de CPT No 2

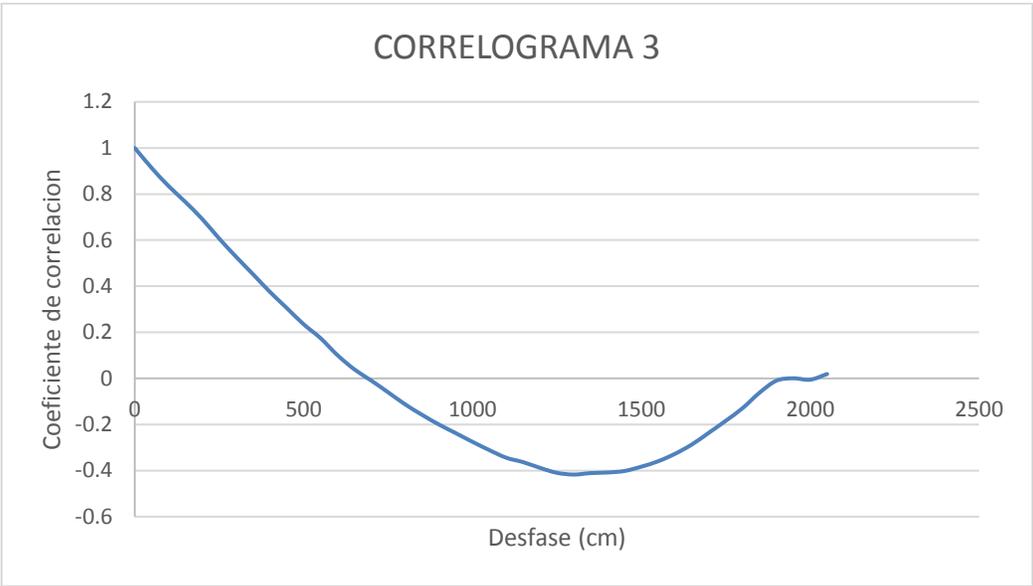


Figura 20. Correlograma ensayo de CPT No 3

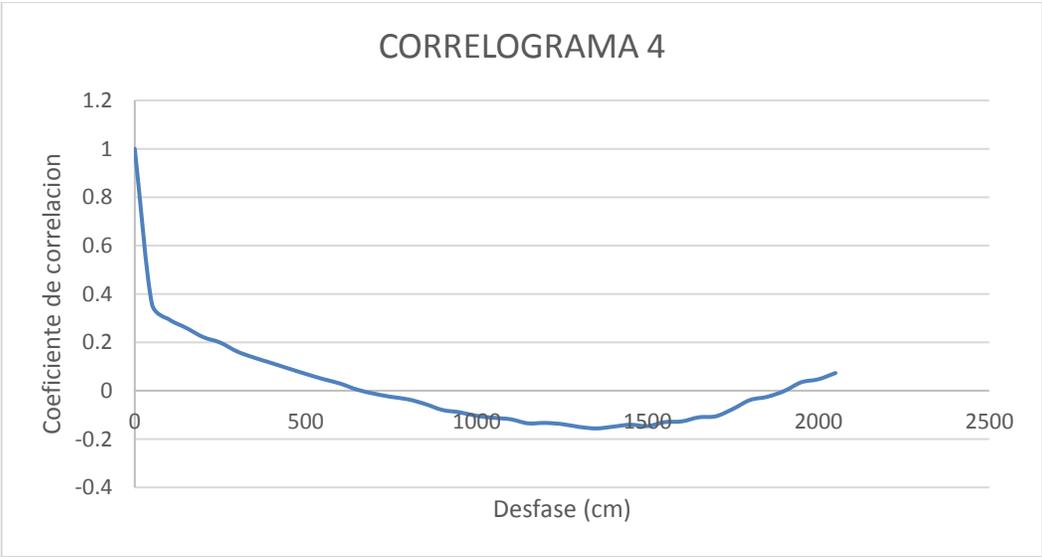


Figura 21. Correlograma ensayo de CPT No 4

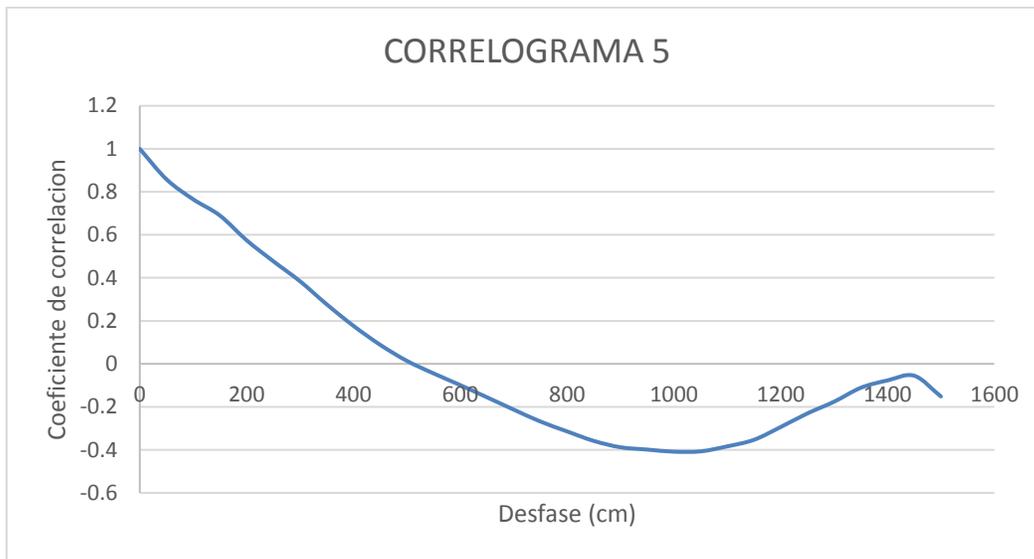


Figura 22. Correlograma ensayo de CPT No 5

Con los anteriores resultados se concluye que efectivamente existe algún tipo de ciclicidad en la curva, lo que indica que para puntos tomados igualmente espaciados puede observarse tanto una fuerte correlación positiva, ninguna correlación o una fuerte correlación negativa.

6.3. Desarrollo de la metodología para el cálculo de P_a y E (P_a).

6.3.1. Problema planteado

La Figura 23 hace referencia a una cuña de suelo detrás de un muro de contención de altura H , que ejerce una fuerza activa con un ángulo de inclinación α con respecto a la horizontal, se asume terreno horizontal detrás del muro y pared vertical de este.

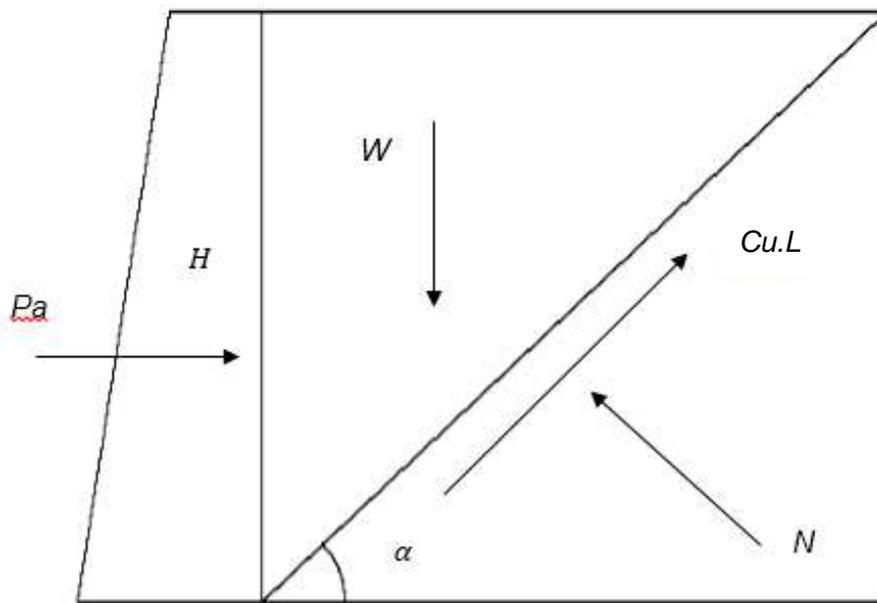


Figura 23. Esquema para el cálculo de la presión activa
Fuente: Creación propia

6.3.2. Equilibrio de fuerzas

Partiendo de la Figura 23, se realiza equilibrio de fuerzas para obtener una ecuación de presión activa en función del ángulo α y poder realizar una maximización de esta.

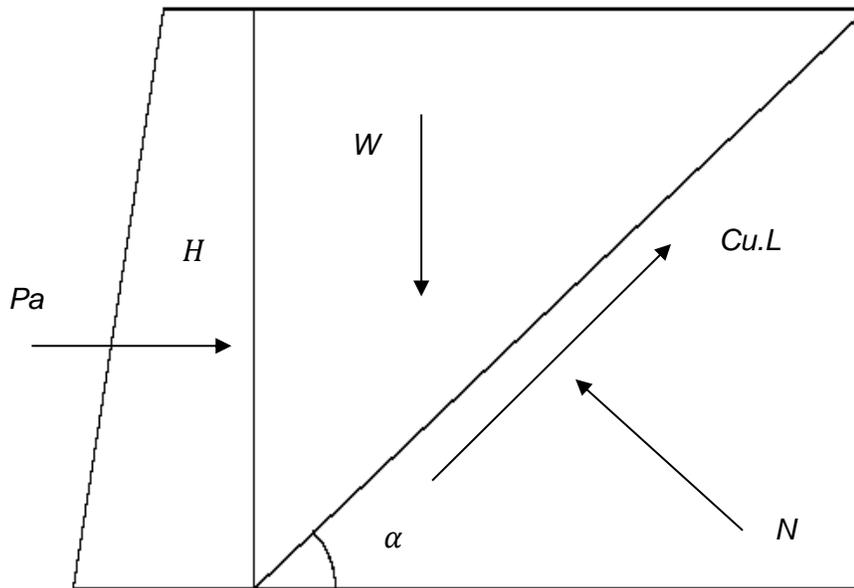


Figura 24. Fuerzas actuantes sobre la cuña de falla

$$\sum Fy = -W_{cuña} + N \cdot \cos\alpha + Cu \cdot L \cdot \text{sen}\alpha = 0 \quad (1)$$

$$\sum Fx = Pa - N \cdot \text{sen}\alpha + Cu \cdot L \cdot \cos\alpha = 0 \quad (2)$$

Despejando la fuerza normal de (1) obtenemos:

$$N = \frac{W_{cuña} - Cu \cdot L \cdot \text{sen}\alpha}{\cos\alpha}$$

Remplazando en (2)

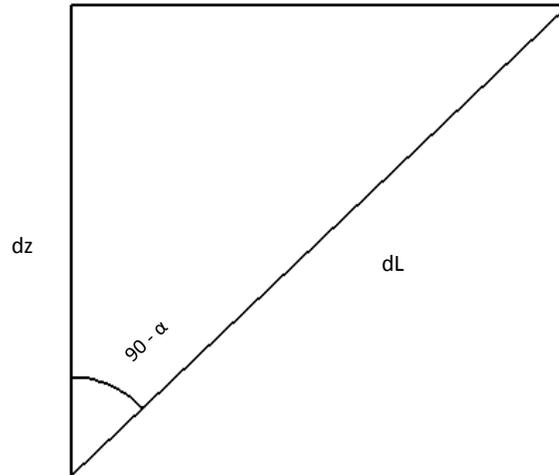
$$Pa = -Cu \cdot L \cdot \cos\alpha + \left(\frac{W_{cuña} - Cu \cdot L \cdot \text{sen}\alpha}{\cos\alpha} \right) \text{sen}\alpha \quad (3)$$

$$Pa = Cu \cdot L(-\cos\alpha - \text{sen}\alpha \cdot \tan\alpha) + W_{cuña} \tan\alpha \quad (4)$$

Como se mencionó, la resistencia al corte no drenada se trabajará como un proceso aleatorio en cada posición vertical del suelo sobre la superficie de falla. En este caso, esta variación debe ser considerada con respecto a un cambio vertical, es decir, es necesario plantear una ecuación que haga que la resistencia al corte no

drenada depende de la profundidad teniendo en cuenta que su variación debe ser considerada sobre la superficie de falla L.

Se plantea lo siguiente:



$$dL = \left(\frac{dz}{\cos(90-\alpha)} \right) \quad (5)$$

A partir de la ecuación (4)

$$Pa = -Cu \cdot L(\cos\alpha + \text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha) + W_{cu\tilde{n}\alpha} \text{tan}\alpha$$

El valor de Cu variará en cada punto del suelo sobre la superficie de falla, de esta manera se plantea la siguiente integral a lo largo de L.

$$\int_0^L Cu \cdot dl$$

En la anterior integral se reemplaza la ecuación (5):

$$\int_0^H Cu \cdot \left(\frac{1}{\cos(90-\alpha)} \right) * dz$$

Esta última ecuación será nombrada por ahora I':

$$Pa = -I'(sen\alpha.tan\alpha + cos\alpha) + W_{cuña}tan\alpha \quad (6)$$

6.3.3. Maximización de la ecuación Pa

Después del equilibrio de fuerzas aplicado a la cuña de falla, se realiza una maximización de la ecuación de presión activa (4) en función del ángulo α . Para el desarrollo de esta maximización, se usa una hoja de cálculo de Excel y se calcula Pa para varios ángulos eligiendo el máximo. La grafica de esta maximización numérica se muestra a continuación:

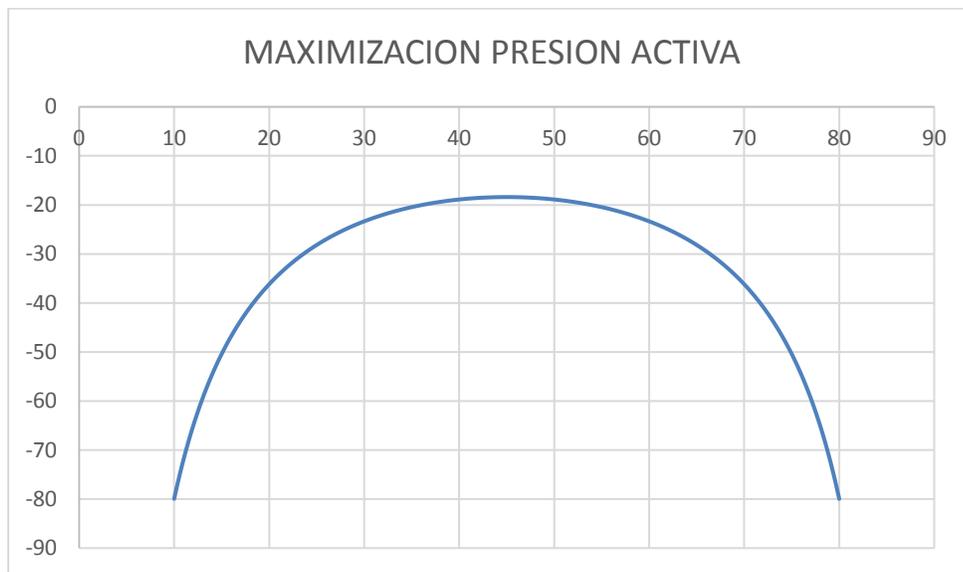


Figura 25. Maximización de la presión activa

Como se observa los valores de la presión activa son negativos, esto se debe a que la dirección de este vector de fuerza es opuesta a lo que se planteó en el equilibrio de fuerzas. También se observa que la presión activa máxima se encuentra en un ángulo de 45° lo cual es correcto para un suelo netamente cohesivo.

6.3.4. Calculo de Var (Pa)

El desarrollo del siguiente planteamiento está basado en el modelo desarrollado por el Ingeniero Ricardo Salazar en su tesis Doctoral *Métodos de Análisis en Geotecnia no convencionales* (Salazar, 1983).

Como ya se ha explicado, el método asume que C_u , la resistencia al corte no drenada, es un **proceso aleatorio** en cada posición vertical del suelo, idénticamente distribuida con media (μ_{Cu}) y varianza ($\text{Var}(C_u)$), y para este caso la presión activa será calculada por una integral tomando elementos infinitesimales sobre la superficie de falla. También se asume una función de correlación para un proceso estocástico de orden 2

$$\rho(C_u(z_1), C_u(z_2)) = e^{-\lambda|z_1 - z_2|} [\cos(|z_1 - z_2|\theta) + \tan\varphi \text{sen}(|z_1 - z_2|\theta)]$$

6.3.4.1. Calculo de $E(Pa)$:

Partiendo de la ecuación (6) y conociendo I' , el valor esperado de la presión activa será:

$$E(Pa) = E\left(-\left[\frac{1}{\cos(90 - \alpha)}\right] \int_0^H C_u \cdot dz\right) (\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha) + W_{cu\tilde{n}\alpha} \text{tan}\alpha$$

Ahora bien, para simplicidad en la lectura y escritura de $E(Pa)$, se reemplazan los términos de la ecuación por constantes así

$$A = -\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)}\right)$$

$$B = W_{cu\tilde{n}\alpha} \text{tan}\alpha$$

Realizando este reemplazo e integrando se tiene

$$E(Pa) = E(A * I + B)$$

$$E(Pa) = A * E(I) + B$$

$$E(Pa) = (A * Cu * H) + B$$

Reescribiendo el valor de E (Pa)

$$E(Pa) = - \left(\frac{(\text{sena. } \tan\alpha + \text{cosa})}{\cos(90 - \alpha)} \right) * Cu * H + W_{\text{cuña}} \tan\alpha$$

Donde α es el ángulo para el cual la cuña de falla maximiza la ecuación de Pa calculado anteriormente (45°), H la altura del muro, Cu la media de la resistencia al corte no drenada y W el peso de la cuña. Este último término estará dado por la ecuación

$$W_{\text{cuña}} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \cot(\alpha)$$

6.3.4.2. *Calculo de E (Pa²)*

El valor de E (Pa²) se obtiene de la siguiente forma:

$$E(Pa^2) = \left\{ - \left[\left(\frac{1}{\cos(90 - \alpha)} \right) \int_0^H Cu.* dz \right] (\text{sena. } \tan\alpha + \text{cosa}) + W_{\text{cuña}} \tan\alpha \right\}^2$$

$$E(Pa^2) = \left[\left(\frac{1}{\cos(90 - \alpha)} \right) \int_0^H Cu.* dz \right]^2 * (\text{sena. } \tan\alpha + \text{cosa})^2 - \left[2 * \int_0^H Cu.* dz * (\text{sena. } \tan\alpha + \text{cosa}) * W_{\text{cuña}} \tan\alpha \right] + [W_{\text{cuña}} \tan\alpha]^2$$

Como se realizó para al valor esperado de Pa, se reescribirá la anterior ecuación con la sustitución de las constantes anteriormente definidas.

$$E(Pa^2) = E[(A * I + B)]^2$$

Calculando el binomio cuadrado se obtiene que

$$E(Pa^2) = A^2 I^2 + 2AIB + B^2$$

En el segundo término del binomio el valor de I será el mismo calculado para el desarrollo de $E(Pa)$, el tercer término será una constante y el primer término, I^2 , se desarrolla de la siguiente forma

$$E(I^2) = E\left(\int_0^H Cu * dz\right)^2$$

$$I^2 = \int_0^H Cuz1 * dz1 * \int_0^H Cuz2 * dz2$$

$$I^2 = \iint_0^H E(Cuz1 * Cuz2) dz1 dz2$$

Partiendo de la definición de coeficiente de correlación

$$\rho(cuz1, cuz2) = \frac{E(cuz1, cuz2) - E(cuz1).E(cuz2)}{\sigma_{cuz1} * \sigma_{cuz2}}$$

Despejando el valor $E(cuz1, cuz2)$

$$E(cuz1, cuz2) = \rho(cuz1, cuz2) * \sigma_c^2 + \mu_c^2$$

Reemplazando en I^2

$$I^2 = \iint_0^H \rho(cuz1, cuz2) * \sigma_c^2 + \mu_c^2 dz1 dz2$$

En este punto, $\rho(cz1, cz2)$ se calculará a partir de la función de correlación para un proceso estocástico de orden dos

$$\rho(Cu(z_1), Cu(z_2)) = e^{-\lambda|z_1 - z_2|} [\cos(|z_1 - z_2|\theta) + \tan\varphi \operatorname{sen}(|z_1 - z_2|\theta)]$$

$$I^2 = \iint_0^H e^{-\lambda|z_1 - z_2|} [\cos(|z_1 - z_2|\theta) + \tan\varphi \operatorname{sen}(|z_1 - z_2|\theta)] * \sigma_c^2 + \mu_c^2 dz1 dz2$$

Para desarrollar esta integral se utilizará el método de integración numérica Cuadratura de Gauss que se explica a continuación

Cuadratura de Gauss

Para la aplicación del método de Cuadratura de Gauss, se realiza un cambio de variable de la siguiente forma

$$z_1 = \frac{b-a}{2} * r + \frac{b+a}{2}$$

$$z_2 = \frac{b-a}{2} * s + \frac{b+a}{2}$$

$$dz_1 = \frac{b-a}{2} dr$$

$$dz_2 = \frac{b-a}{2} ds$$

Donde b y a son los límites superior e inferior de la integral doble respectivamente, de esta forma los límites con este cambio de variable quedan desde -1 a 1 (Chapra & Canale, 2004).

Los valores de r y s serán los argumentos de la función para el uso de las fórmulas de Gauss-Legendre con 3 puntos. Igualmente los valores de factores de ponderación para 3 puntos se estipulan a continuación

Tabla 7. Factores de ponderación c y argumentos de la función x usados en las fórmulas de Gauss-Legendre

Puntos	Factor de ponderación	Argumentos de la función
3	$c_0 = 0.5555556$ $c_1 = 0.8888889$ $c_2 = 0.5555556$	$x_0 = -0.774596669$ $x_1 = 0.0$ $x_2 = 0.774596669$

Fuente: (Chapra & Canale, 2004)

Se realiza la siguiente tabla para desarrollar la metodología de Cuadratura de Gauss

Tabla 8. Desarrollo de la cuadratura de Gauss para una integral doble con 3 puntos

CUADRATURA DE GAUSS										
r	s	z1	z2	dz1	dz2	$ z2-z1 $	$\rho(z1,z2)$	c1	c2	$\rho(z1,z2)*c1*c2$
-0.77459667	-0.77459667							0.55555556	0.55555556	
-0.77459667	0							0.55555556	0.88888889	
-0.77459667	0.77459667							0.55555556	0.55555556	
0	-0.77459667							0.88888889	0.55555556	
0	0							0.88888889	0.88888889	
0	0.77459667							0.88888889	0.55555556	
0.77459667	-0.77459667							0.55555556	0.55555556	
0.77459667	0							0.55555556	0.88888889	
0.77459667	0.77459667							0.55555556	0.55555556	

Como se puede observar el resultado de esta integral dependerá de los valores de λ , θ , Φ que se obtienen de los correlogramas, igualmente los valores de σ^2 y μ que serán la desviación estándar y la media de la resistencia al corte no drenada obtenidos de los ensayos de CPT y de H, la altura del muro.

6.3.4.3. Grieta de tracción

Debido a las características del material detrás del muro (netamente cohesivo), el esfuerzo activo hasta una altura Z_0 resulta ser negativo como se muestra en la Figura 26.

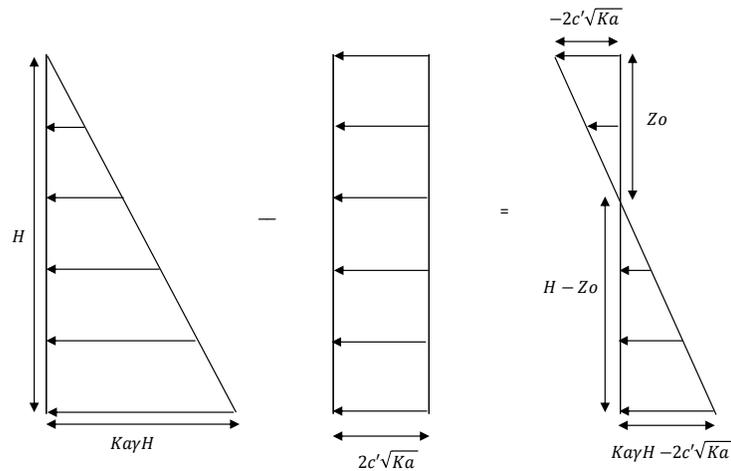


Figura 26. Distribución de presión contra un muro de contención para suelo cohesivo

Fuente: (DAS, 2014)

Dado que a la profundidad Z_0 la presión activa es igual a 0, este valor se puede calcular de la siguiente forma

$$\gamma z_0 - 2c_u = 0$$

Esta ecuación se obtiene para una condición no drenada, es decir, $\Phi = 0$ y $K_a = 1$.

El valor de Z_0 es igual a

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma}$$

Para el cálculo de la fuerza activa total es necesario tener en cuenta la grieta de tracción. Puesto que hasta la altura Z_0 no hay contacto entre suelo y el muro, se considera la presión activa debajo de esta zona es decir a una altura $H - Z_0$.

La presión activa para esta zona para una condición $\Phi = 0$ está dada por

$$P_a = \frac{1}{2}(\gamma H - 2c_u) \left(H - \frac{2c_u}{\gamma} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H + 2\frac{c_u^2}{\gamma}$$

Para el cálculo de la presión activa neta, es necesario el cálculo de $E(Pa^2)$ y $E(Pa)$ hasta la altura Z_0 , los cuales se restarán a los que se han calculado hasta ahora.

Para simplicidad en la lectura y escritura y aplicando el mismo procedimiento que se usó para el cálculo de $E(Pa)$, se reemplazan los términos de la ecuación por constantes así

$$A = -\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)}\right)$$

$$B = W_{\text{cuña hasta } Z_0} \text{tan}\alpha$$

Realizando este reemplazo e integrando se tiene que

$$E(Pa) = A * E(I) + B$$

$$E(Pa) = (A * C_u * H) + B$$

Reescribiendo el valor de $E(Pa)$

$$E(Pa) = -\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)}\right) * C_u * Z_0 + W_{\text{cuña hasta } Z_0} \text{tan}\alpha$$

El peso de la cuña hasta la altura Z_0 se calcula como

$$W_{\text{cuña hasta } Z_0} = \frac{1}{2} * \gamma * Z_0^2 * \cot(\alpha)$$

El valor esperado de la presión activa final será

$$E(Pa) = \left(-\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)}\right) * C_u * H + W_{\text{cuña}} \text{tan}\alpha\right) - \left(-\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)}\right) * C_u * Z_0 + W_{\text{cuña hasta } Z_0} \text{tan}\alpha\right)$$

A modo de verificación y comparación, los valores esperados de presión activa obtenidos con la anterior ecuación, son los mismos que se obtienen con la ecuación

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H + 2\frac{c_u^2}{\gamma}$$

El valor de $E(Pa^2)$ se obtiene de la misma forma pero esta vez solo partiendo de la profundidad Z_0

$$E(Pa^2) = \left\{ \left(-\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)} \right) * C_u * H + W_{\text{cuña}} \text{tan}\alpha \right) - \left(-\left(\frac{(\text{sen}\alpha \cdot \text{tan}\alpha + \text{cos}\alpha)}{\cos(90 - \alpha)} \right) * C_u * Z_0 + W_{\text{cuña hasta } z_0} \text{tan}\alpha \right) \right\}^2$$

Como se calculó para al valor esperado de P_a , se reescribirá la anterior ecuación con la sustitución de las constantes mencionadas y teniendo en cuenta que ahora son dos partes del binomio y serán nombradas con subíndices H y Z_0 haciendo referencia al valor esperado en la altura total y valor esperado hasta una altura Z_0 respectivamente

$$E(Pa^2) = E[(A * I + B)_H - (A * I + B)_{Z_0}]^2$$

Desarrollando el binomio cuadrado se obtiene que

$$E(Pa^2) = (A * I + B)_H^2 + 2(A * I + B)_H(A * I + B)_{Z_0} + (A * I + B)_{Z_0}^2$$

El primer término del anterior binomio será el mismo procedimiento explicado anteriormente, para el segundo término serán los valores esperados tanto para una altura H como para la altura Z_0 y por último, el tercer término tendrá el mismo procedimiento de desarrollo del primer término, pero ahora con valores hasta la altura de la grieta de tracción Z_0 . A continuación se muestra la secuencia del cálculo

$$E(I^2) = E\left(\int_0^H C_u * dz\right)^2$$

$$I^2 = \int_0^H C_{u1} * dz_1 * \int_0^H C_{u2} * dz_2$$

$$I^2 = \int_0^H \int_0^H E(Cuz1 * Cuz2) dz1 dz2$$

Para el cálculo del valor esperado de I^2 y partiendo de la definición de coeficiente de correlación se obtiene

$$\rho(cuz1, cuz2) = \frac{E(cuz1, cuz2) - E(cuz1).E(cuz2)}{\sigma_{cuz1} * \sigma_{cuz2}}$$

Despejando el valor $E(cuz1, cuz2)$

$$E(cuz1, cuz2) = \rho(cuz1, cuz2) * \sigma_c^2 + \mu_c^2$$

Reemplazando en I^2

$$I^2 = \int_0^H \int_0^H \rho(cuz1, cuz2) * \sigma_c^2 + \mu_c^2 dz1 dz2$$

En este punto, $\rho(cz1, cz2)$ se calcula a partir de la función de correlación para un proceso estocástico de orden 2

$$\rho(Cu(z_1), Cu(z_2)) = e^{-\lambda|z_1 - z_2|} [\cos(|z_1 - z_2|\theta) + \tan\varphi \operatorname{sen}(|z_1 - z_2|\theta)]$$

$$I^2 = \int_0^H \int_0^H e^{-\lambda|z_1 - z_2|} [\cos(|z_1 - z_2|\theta) + \tan\varphi \operatorname{sen}(|z_1 - z_2|\theta)] * \sigma_c^2 + \mu_c^2 dz1 dz2$$

Para desarrollar esta integral se utilizará el método de integración numérica Cuadratura de Gauss igual como se usó anteriormente pero los límites estarán desde 0 hasta Z_0 . La tabla que se usa es la misma Tabla 8 de este trabajo.

6.3.4.4. Obtención de parámetros λ , θ , Φ de los correlogramas

Partiendo de la función de correlación para un proceso estocástico de segundo orden

$$\rho(Cu(z_1), Cu(z_2)) = e^{-\lambda|z_1 - z_2|} [\cos(|z_1 - z_2|\theta) + \tan\phi \operatorname{sen}(|z_1 - z_2|\theta)]$$

Y de los correlogramas obtenidos de los ensayos de penetración de cono, se realiza una calibración de los datos teóricos con los de campo para la obtención de los parámetros λ , θ , Φ usando la anterior función de correlación.

Usando la herramienta de Excel se grafica esta función con los desfases usados en los correlogramas y se dan valores de λ , θ , Φ hasta obtener el correlograma experimental y poder usar estos valores en la integral anteriormente explicada. Un ejemplo de esto se presenta a continuación.

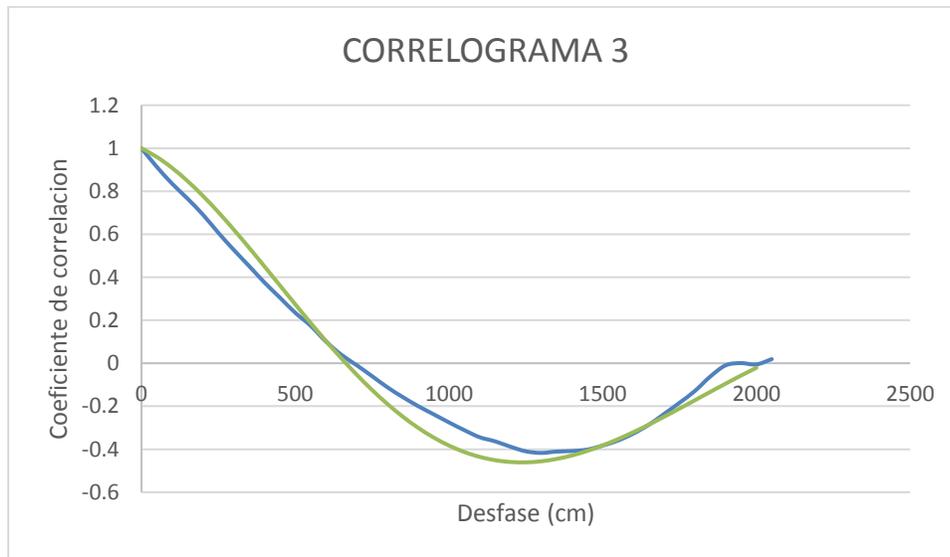


Figura 27. Calibración correlograma teórico y experimental

En esta grafica se observa el correlograma 3 obtenido experimentalmente (grafica azul), por otra parte la función de correlación de un proceso estocástico de

orden 2 (grafica verde) presenta un comportamiento bastante similar con valores calibrados de λ , θ , ϕ . Para esta grafica los valores que se obtienen de la calibración son:

λ	0.06
ϕ	3.1
θ	0.23

Este mismo procedimiento se realiza para los demás correlogramas. Estos gráficos y los valores obtenidos de cada uno se presentan a continuación.

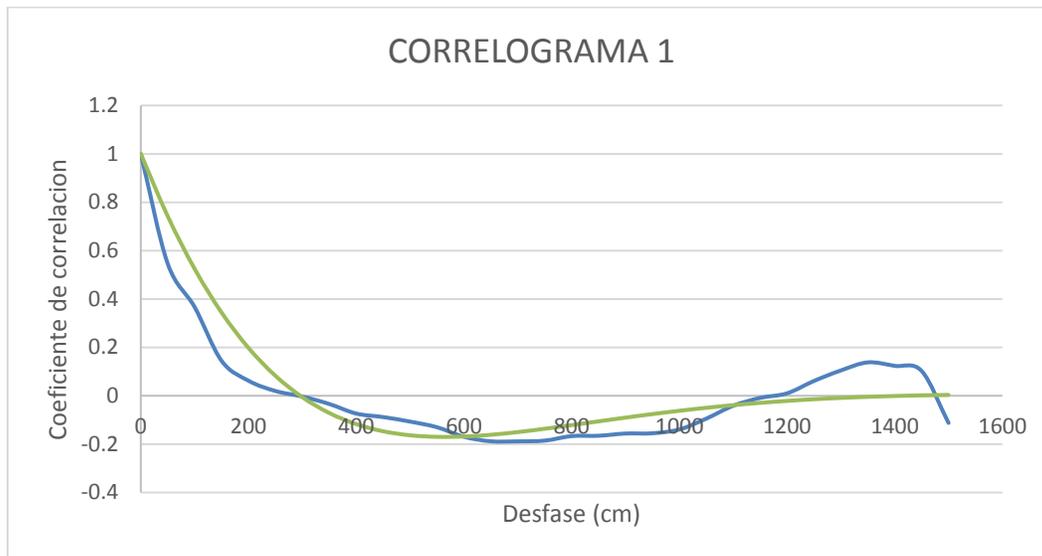


Figura 28. Calibración correlograma 1

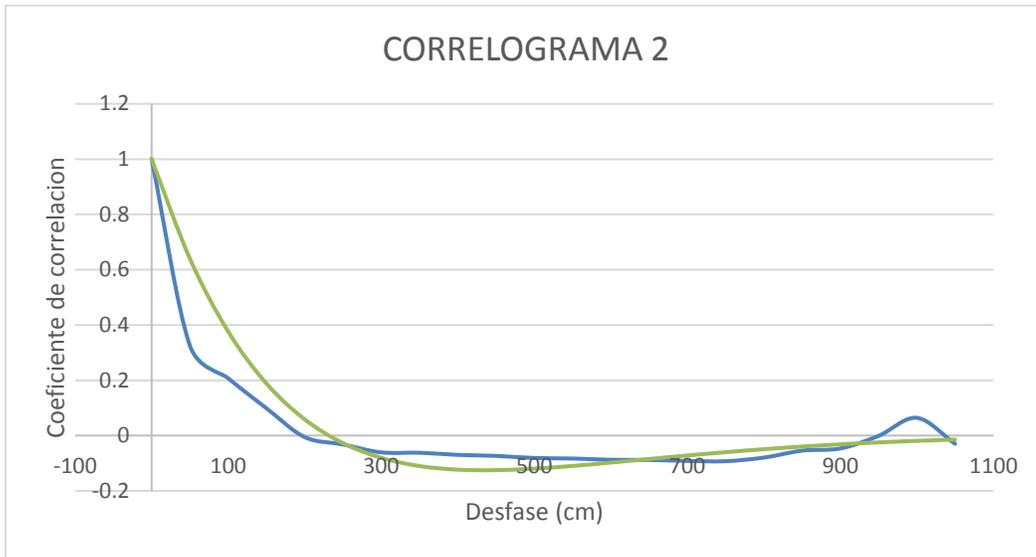


Figura 29. Calibración correlograma 2

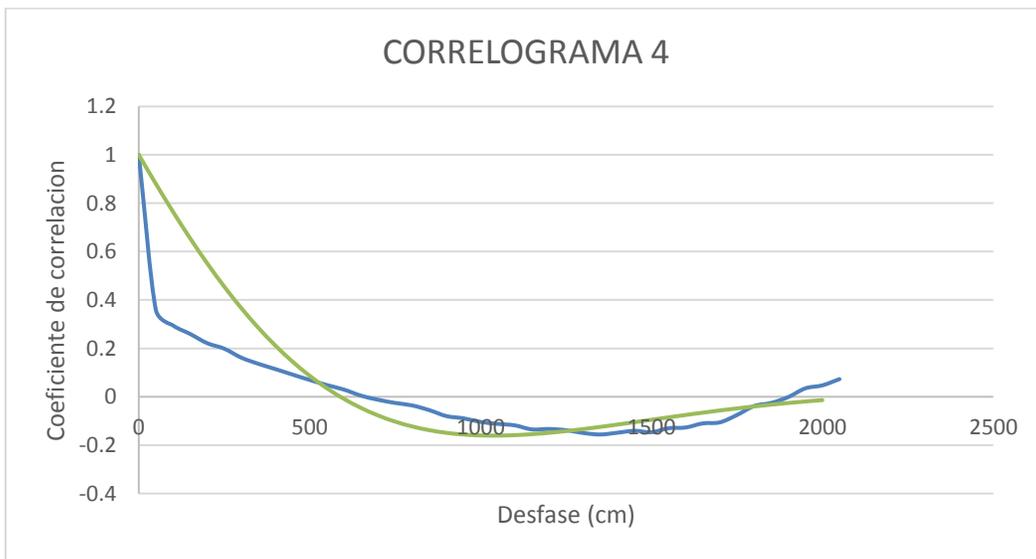


Figura 30. Calibración correlograma 4

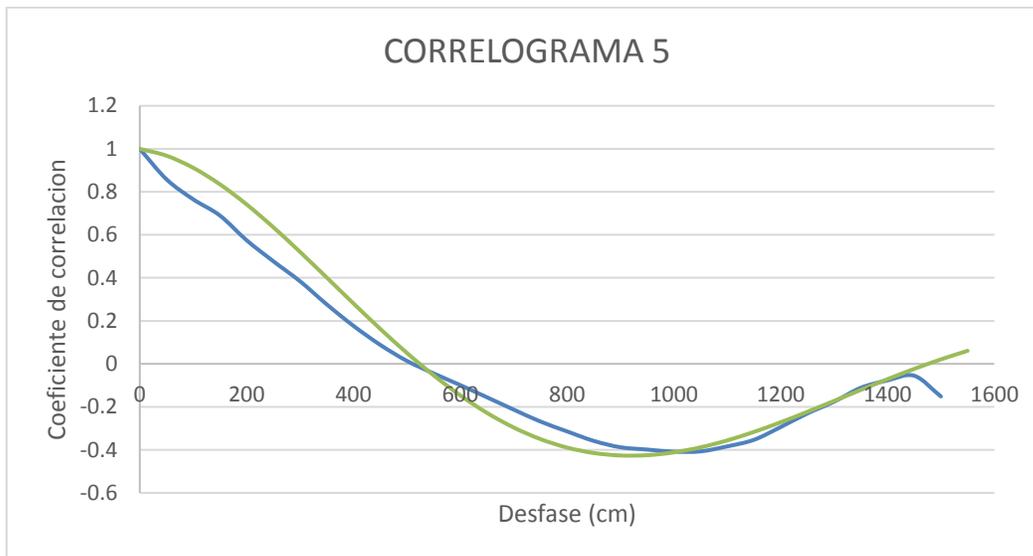


Figura 31. Calibración correlograma 5

Tabla 9. Valores obtenidos de los correlogramas

Correlograma	λ	φ	θ
1	0.3	2.4	0.28
2	0.45	2.15	0.25
3	0.06	3.1	0.23
4	0.16	2.75	0.2
5	0.09	3.3	0.33

Ahora bien, al haber obtenido los valores de $E(Pa^2)$ y $E(Pa)$ efectivos, es decir, teniendo en cuenta la grieta de tracción, es posible calcular la varianza de la presión activa de la siguiente forma:

$$Var(Pa) = E(Pa^2) - [E(Pa)]^2$$

En el siguiente capítulo, haciendo uso de ésta ecuación y la teoría de probabilidades, se calcularán probabilidades de falla en problemas de empuje lateral de tierras usando la resistencia no drenada como proceso aleatorio (metodología propuesta) y también como una variable aleatoria.

7. CALCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA

7.1. Introducción

Después de haber calculado la varianza de la presión activa con respecto a la variación de la resistencia al corte no drenada en profundidad aplicando la metodología anteriormente explicada, es posible realizar cálculos de probabilidades teniendo $E(Pa)$ y $Var(Pa)$.

7.2. Probabilidades de falla

7.2.1. Probabilidad de falla con Cu como proceso aleatorio (Metodología propuesta)

Para el cálculo de la probabilidad de falla se tiene lo siguiente:

$$\Pr falla \left(\frac{\sum Mr}{\sum Ma} < 1 \right)$$

$$\Pr falla (Ma > Mr)$$

$$\Pr falla (Pa * \bar{y} > Wmuro * \bar{x})$$

$$\Pr falla \left(Pa > \frac{Wmuro * \bar{x}}{\bar{y}} \right)$$

$$\Pr falla \left(\frac{Pa - \mu}{\sigma} > \frac{\left(\frac{Wmuro * \bar{x}}{\bar{y}} \right) - E(Pa)}{\sqrt{var(Pa)}} \right)$$

Se asume una distribución normal para Pa y se estandariza

En la parte derecha de la ecuación, se incluyen los valores obtenidos con la metodología propuesta $E(Pa)$ y $Var(Pa)$

$$\Pr falla \left(Z > \frac{\left(\frac{Wmuro * \bar{x}}{\bar{y}} \right) - E(Pa)}{\sqrt{Var(Pa)}} \right)$$

Utilizando la tabla de la distribución normal y el valor calculado en esta última ecuación se tiene que

$$k = \frac{\left(\frac{Wmuro * \bar{x}}{\bar{y}} \right) - E(Pa)}{\sqrt{Var(Pa)}}$$

Donde Φ es el valor leído en la tabla de la distribución normal a partir del resultado de k. Por último la probabilidad de falla será:

$$\Pr falla = 1 - \Phi$$

7.2.2. Probabilidad de falla con Cu cómo variable aleatoria

Ahora bien, después del cálculo de la probabilidad de falla usando la resistencia al corte no drenada como un proceso aleatorio, se realiza el mismo procedimiento pero esta vez usando Cu como una variable aleatoria.

Para el cálculo de la probabilidad de falla se tiene lo siguiente:

$$\Pr falla \left(\frac{\sum Mr}{\sum Ma} < 1 \right)$$

$$\Pr falla (Ma > Mr)$$

$$\Pr falla (Pa * \bar{y} > Wmuro * \bar{x})$$

$$\Pr falla \left(Pa > \frac{Wmuro * \bar{x}}{\bar{y}} \right)$$

$$\Pr falla \left(\frac{Pa - \mu}{\sigma} > \frac{\left(\frac{Wmuro * \bar{x}}{\bar{y}} \right) - E(Pa)}{\sqrt{Var(Pa)}} \right)$$

Se asume una distribución normal para P_a y se estandariza obteniendo

$$\Pr \text{ falla} \left(Z > \frac{\left(\frac{W_{\text{muro}} * \bar{x}}{\bar{y}} \right) - E(P_a)}{\sqrt{\text{Var}(P_a)}} \right)$$

Para este caso, $E(P_a)$ será el mismo que se usó para la metodología propuesta y el valor de $\text{Var}(P_a)$, se calcula a partir de las propiedades de la varianza de una función:

$$\text{Var}(ax + b) = a^2 * \text{Var}(x)$$

En este caso el valor de $\text{Var}(x)$ será el valor de $\text{Var}(C_u)$ y partiendo de la ecuación de P_a según (DAS, 2014) para un suelo $\Phi = 0$

$$P_a = \frac{1}{2}(\gamma H - 2c_u)(H - Z_o)$$

$$(H - Z_o) = H'$$

$$P_a = \frac{1}{2}(\gamma H - 2c_u)H'$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H \cdot H' - c_u H'$$

$$\text{Var}(P_a) = \text{Var}(c_u) * H'^2$$

Para el anterior cálculo se asume que Z_o es un valor constante debido a que el interés del presente trabajo es revisar los valores de presión activa en la altura efectiva H' , es decir, cuando son positivos.

$$\Pr \text{ falla} \left(Z > \frac{\left(\frac{W_{\text{muro}} * \bar{x}}{\bar{y}} \right) - E(P_a)}{\sqrt{\text{Var}(P_a)}} \right)$$

7.3. Ejercicios de probabilidades de falla y método determinístico

Para obtener resultados de comparación entre probabilidades de falla asumiendo C_u como proceso aleatoria (metodología propuesta), probabilidades de falla asumiendo C_u como variable aleatoria y métodos determinísticos. Se realizaron cálculos variando las dimensiones de un muro de contención obteniendo factores de seguridad fijos y calculando probabilidades de falla.

Estos cálculos se realizan usando cada uno de los ensayos CPT y los valores obtenidos en cada uno de estos $(\overline{C_u}, Var(C_u), \lambda, \theta, \Phi)$.

Para el desarrollo de todos estos cálculos, se usó una hoja de cálculo de Excel en donde se variaron cada uno de los parámetros mencionados. A continuación se muestran tablas de resumen de resultados para cada uno de los ensayos de CPT.

7.3.1. Cálculos y tablas de resultados

DIMENSIONES DEL MURO			CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE					DATOS GENERALES			
Corona (m)	1.7		SECCION	AREA	PESO	BRAZO	MOMENTO	PROCESO ALEATORIO	VARIABLE LEATORIA		
Altura (m)	10		1	17	40.8	1.55	63.24	E(Pa)	32.53		
Base (m)	2.4		2	3.5	8.4	0.47	3.92	Var (Pa) (1)	172.36		
			Momento resistente (Mr)				67.16	σ (Pa) (1)	13.129		
PARAMETROS DEL SUELO	C_u (Ton/m ²)	3.24	METODO DETERMINISTICO					PROBABILIDAD DE FALLA CON C_u COMO PROCESO ALEATORIO (1)			
	σ (Ton/m ²)	0.75	F_s	1.00				E(Pa)	32.532		
	γ (Ton/m ³)	1.70					E(Pa ²)	1234.603			
PARAMETROS CORRELOGRAMA	λ	0.09					Var (Pa)	172.360			
	ϕ	3.3						k	ϕ	Pr falla	Pr falla (%)
	θ	0.33						-0.00414862	0.498345	0.50165506	50.17
ALTURA MURO, GRIETA DE TRACCION Y PUNTO DE APLICACION P_a	H (m)	10.00	PROBABILIDAD DE FALLA CON C_u COMO VARIABLE ALEATORIA (2)					Var (Su)	0.569		
	Z_o (m)	3.8					Var (Pa)	21.799			
	\bar{y} (m)	2.06					σ (Pa)	4.669			
								k	ϕ	Pr falla	Pr falla (%)
								-0.01166541	0.495346	0.50465372	50.47

Figura 32. Interfaz de hoja de cálculo para probabilidades de falla.

La Figura 32, muestra un ejemplo de la hoja de Excel usada para el cálculo de probabilidades de falla y factores de seguridad con valores específicos. Las casillas en amarillo, son las que el usuario puede modificar dependiendo las propiedades de resistencia del material, las dimensiones del muro y los valores obtenidos en los correlogramas.

Fs	METODO DETERMINISTICO
Pr falla 1 (%)	Cu COMO PROCESO ALEATORIO
Pr falla 2 (%)	Cu COMO VARIABLE ALEATORIA

Tabla 10. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT1

CPT 1		FS	Pr falla 1 (%)	Pr falla 2 (%)	Dimensiones de muro (m)		
					ALTURA	BASE	CORONA
Cu	3.88	1	50.21	50.36	10	2	1.2
$\sigma(Cu)$	1.76						
γ	1.7	2	5.80	0.38	10	3	1
λ	0.3						
ϕ	2.4	3	0.1	≈ 0	10	3.5	1.9
θ	0.28						

Tabla 11. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT2

CPT 2		FS	Pr falla 1 (%)	Pr falla 2 (%)	Dimensiones de muro (m)		
					ALTURA	BASE	CORONA
Cu	3.97	1	48.94	48.7	10	2	1
$\sigma(Cu)$	3.43						
γ	1.7	2	13.76	9.03	10	2.9	1
λ	0.45						
ϕ	2.15	3	1.38	0.34	10	3.4	2
θ	0.25						

Tabla 12. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT3

CPT 3		FS	Pr falla 1 (%)	Pr falla 2 (%)	Dimensiones de muro (m)		
					ALTURA	BASE	CORONA
Cu	3.27	1	49.81	49.46	10	2.5	1
$\sigma(\text{Cu})$	0.93						
γ	1.7	2	2.39	≈ 0	10	3.4	2
λ	0.06						
ϕ	3.1	3	≈ 0	≈ 0	10	4.3	2
θ	0.23						

Tabla 13. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT4

CPT 4		FS	Pr falla 1 (%)	Pr falla 2 (%)	Dimensiones de muro (m)		
					ALTURA	BASE	CORONA
Cu	3.19	1	53.65	58.01	10	2.5	1
$\sigma(\text{Cu})$	1.16						
γ	1.7	2	1.94	≈ 0	10	3.5	2
λ	0.16						
ϕ	2.75	3	≈ 0	≈ 0	10	4.3	2.5
θ	0.2						

Tabla 14. Probabilidades de falla usando parámetros de CPT5

CPT 5		FS	Pr falla 1 (%)	Pr falla 2 (%)	Dimensiones de muro (m)		
					ALTURA	BASE	CORONA
Cu	3.24	1	50.17	50.47	10	2.4	1.7
$\sigma(\text{Cu})$	0.75						
γ	1.7	2	0.69	≈ 0	10	3.5	1.7
λ	0.09						
ϕ	3.3	3	≈ 0	≈ 0	10	4.2	2.5
θ	0.33						

Partiendo de los resultados, es fácil observar que los valores de probabilidad de falla asumiendo Cu como un proceso aleatorio (metodología propuesta) son diferentes y por lo general superiores a los obtenidos asumiendo Cu como una variable aleatoria. Esto muestra las ventajas que tiene la metodología introduciendo la variabilidad de las propiedades de resistencia del suelo dentro del planteamiento mismo del problema.

Otro aspecto importante para resaltar, es que las probabilidades de falla incrementan a medida que incrementa la variación en el suelo (como es de esperarse). La Tabla 11 presenta probabilidades de falla de un 13% con factor de seguridad de 2 debido a que la variación de la resistencia al corte no drenada en este punto resulta ser más alta que las demás. Es por esto que el uso de un modelo

determinístico como el Factor de Seguridad en algunos problemas de la ingeniería geotécnica, resulta ser poco confiable ya que este valor no contempla la variación y la incertidumbre de las propiedades del suelo, es decir, un factor de seguridad “alto” no siempre significa una seguridad adecuada para una estructura.

El tener en cuenta la variación de la presión activa con respecto a la variación de las propiedades de resistencia del suelo con respecto a la profundidad, es una de las ventajas del modelo propuesto.

8. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

Se ha desarrollado un método alternativo para efectuar análisis probabilísticos en ejercicios de empuje lateral de tierras. Con este modelo se ha demostrado que el introducir la variación de las propiedades del suelo en el planteamiento del problema resulta ser más racional que aleatorizar una expresión determinística. Vale recalcar, que generalmente la resistencia al corte no drenada se asume como una variable aleatoria dentro de una ecuación, en este caso, la presión activa. Sin embargo la metodología nace a partir de una deducción matemática considerando las propiedades del suelo variando punto a punto, es decir, como un proceso aleatorio.

Los valores de probabilidad de falla obtenidos cuando se asume la resistencia al corte no drenada como un proceso aleatorio y no como una variable aleatoria, en algunos casos resultan ser mayores, lo cual demuestra que es de suma importancia tener en cuenta la variabilidad del suelo y que en la práctica de la ingeniería geotécnica es necesario analizar distintos modelos que permitan reducir la incertidumbre y poder realizar diseños de estructuras confiables, seguros y duraderos.

Tal como lo dijo el padre de la mecánica de suelos Karl von Terzaghi: *"Desafortunadamente, los suelos son fabricados por la naturaleza y no por el hombre, y los productos de la naturaleza son siempre complejos ... Tan pronto como se pasa del acero y el concreto al suelo, la omnipotencia de la teoría deja de existir. El suelo natural nunca es uniforme. Sus propiedades cambian de punto a punto, mientras que nuestro conocimiento de sus propiedades se limita a los pocos sitios en que las muestras han sido recogidas. En la mecánica de suelos la exactitud de los resultados calculados nunca supera a la de una estimación aproximada, y la función principal de la teoría consiste en que nos enseña qué y cómo observar en el campo"*.

En la ingeniería geotécnica los análisis por confiabilidad son necesarios debido a que esta rama de la ingeniería no es una ciencia exacta. Las predicciones realizadas en el comportamiento de una estructura no pueden ser hechas con certeza debido a la variación espacial de las propiedades del suelo, las propiedades de carga, la exploración del sitio y las incertidumbres en los parámetros. Estos análisis basados en confiabilidad permiten evaluar las incertidumbres que se incluyen en un problema geotécnico.

Por otra parte, es importante tener en cuenta que un factor de seguridad “alto” no necesariamente resulta ser el más confiable o seguro y todo esto depende de la variabilidad y el grado de incertidumbre en las propiedades de un depósito.

Para aplicar la metodología propuesta, debe destacarse que los profesionales en la ingeniería geotécnica no deben tener conocimientos profundos en la teoría de probabilidades; basta con conocer las definiciones de media, varianza y coeficientes de correlación para el planteamiento de la metodología. A partir de ahí, es posible replantear modelos tradicionales introduciendo probabilidades de falla y no factores de seguridad.

Otro aspecto importante, es que la metodología propuesta parte de la teoría convencional de empuje lateral de tierras (Teoría de Coulomb), es decir, no se pretende cambiar las teorías con las que hasta ahora se ha trabajado, simplemente se introduce el efecto de la variabilidad del suelo lo cual resulta ser más razonable.

Vale la pena recalcar que para el desarrollo de esta metodología y el problema que se plantea, se asume que el suelo detrás del muro es netamente cohesivo, con terreno horizontal y pared vertical del espaldar del muro.

Igualmente y a partir del tipo de suelo que se trabaja, la altura de la grieta de tracción (altura típica en suelos cohesivos) se asume constante debido a que la finalidad de la metodología propuesta es trabajar la presión activa positiva, es decir, donde existe contacto suelo – muro.

Como se dijo, el trabajo continuo para reducir la incertidumbre en la ingeniería geotécnica como en ejecución de diseños, obtención de parámetros del suelo, entre otros., es un proceso de nunca acabar. Es por esto que este modelo podría extenderse a situaciones más complejas como la introducción del ángulo de fricción, la existencia de diferentes estratos con características específicas, inclinación del talud detrás del muro, variabilidad no solo vertical sino también horizontal, entre otras, más sin embargo esta última presenta una limitación debido a que no existen ensayos (CPT o SPT) que permitan caracterizar los procesos aleatorios de forma horizontal.

REFERENCIAS

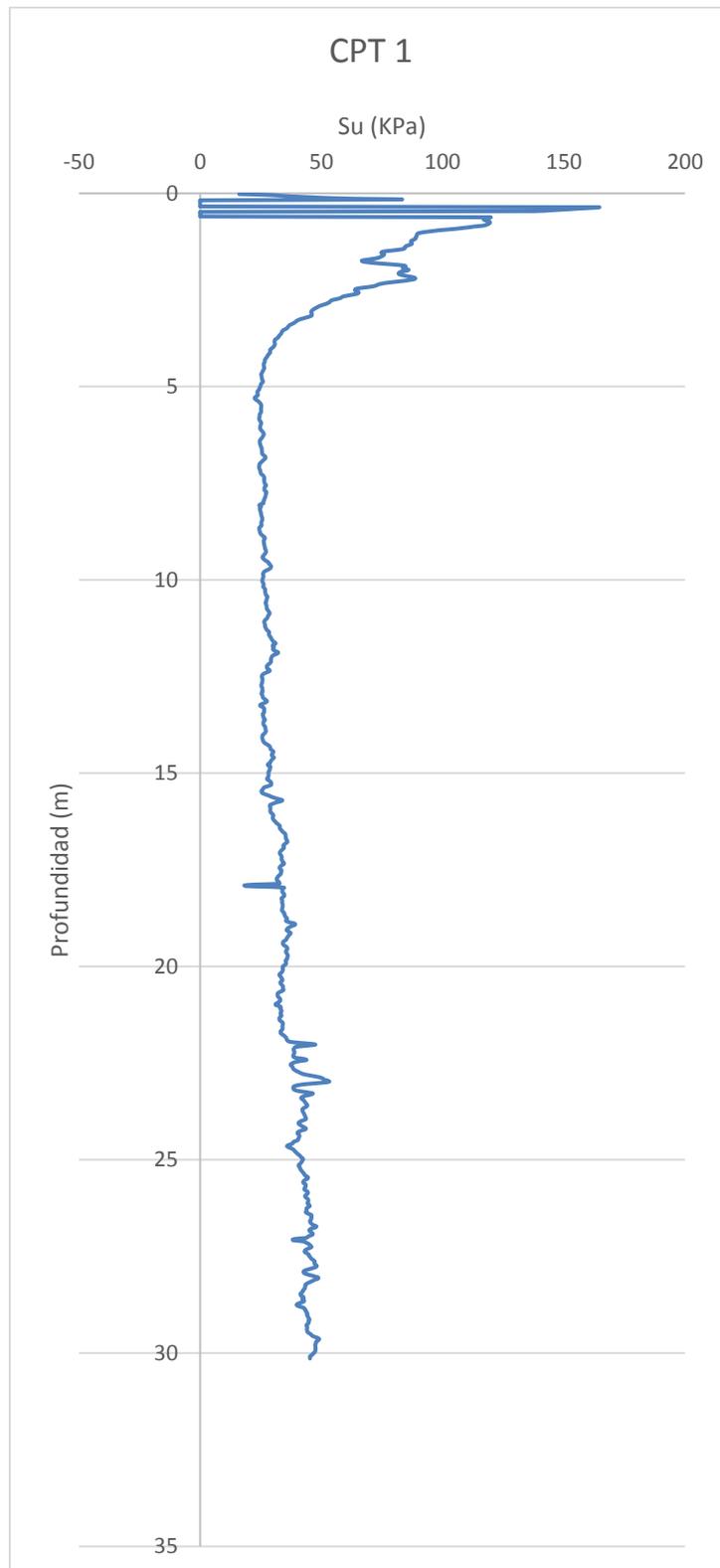
- A.C., B. R. J. y C. (1970). Jack-Benjamin-C-a-Cornell-Probability-Statistics-And-
Decisions-for-Civil-Engineers-McGraw-Hill-Companies-1960 @ es.scribd.com.
Retrieved from <https://es.scribd.com/document/207775073/Jack-Benjamin-C-a-Cornell-Probability-Statistics-And-Decisions-for-Civil-Engineers-McGraw-Hill-Companies-1960>
- Ahmed M. Hassan and Thomas F Wolff. (2000). Effect of Deterministic and
Probabilistic Models on Slope Reliability Index Ahmed M. Hassan I and
Thomas F. Wolff =, M. ASCE, 194–208.
- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical
Engineering*.
- Berveiller, M., Sudret, B., Lemaire, M., R, E. D. F., Division, D., & Renardières, S.
(2006). Stochastic finite element : a non intrusive approach by regression, 15,
81–92. Retrieved from [http://bruno.sudret.free.fr/docs/2006 - REMN
Berveiller.pdf](http://bruno.sudret.free.fr/docs/2006 - REMN Berveiller.pdf)
- Chapra, S., & Canale, R. (2004). *Metodos numéricos para Ingenieros* (Cuarta edi).
- Chiles. (1989). *Geostatistics Modeling Spatial Uncertainty. The American
Statistician* (Vol. 43). <https://doi.org/10.2307/2685361>
- Clayton, C., Woods, R., Bond, A., & Milititsky, J. (2013). *EARTH PRESSURE and
EARTH-RETAINING STRUCTURES* (Third).
- DAS, B. M. (2014). *Fundamentos de INGENIERIA GEOTECNICA* (Fourth).
- De Arce, R., & Mahia, R. (2001). MODELOS ARIMA, 1–3. Retrieved from
http://www.uam.es/personal_pdi/economicas/rarce/pdf/Box-Jenkins.PDF
- Díaz Viera, M. A. (2002). Geoestadística aplicada. *Instituto de Geofísica*, 144.
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Duncan. (1999). Factors of safety and reliability. *The Seventh Spencer J.
Buchanan Lecture*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:4\(307\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:4(307))
- Duque, G., & Escobar, C. (2002). Erosión De Suelos. *Mecanica de Los Suelos*,
68–79. Retrieved from <http://www.bdigital.unal.edu.co/1864/9/cap8.pdf>
- Folayan, J. (1970). *DECISION THEORY APPLIED TO SETTLEMENT
PREDICTIONS*. Retrieved from <https://trid.trb.org/view/127463>
- Gonzalez, A. (2009). *FACTORES DE SEGURIDAD....POR QUE TANTOS?*
Retrieved from <http://www.scg.org.co/wp-content/uploads/FACTORES-DE->

SEGURIDAD-BASICOS-E-INDIRECTOS-AJGG2.pdf

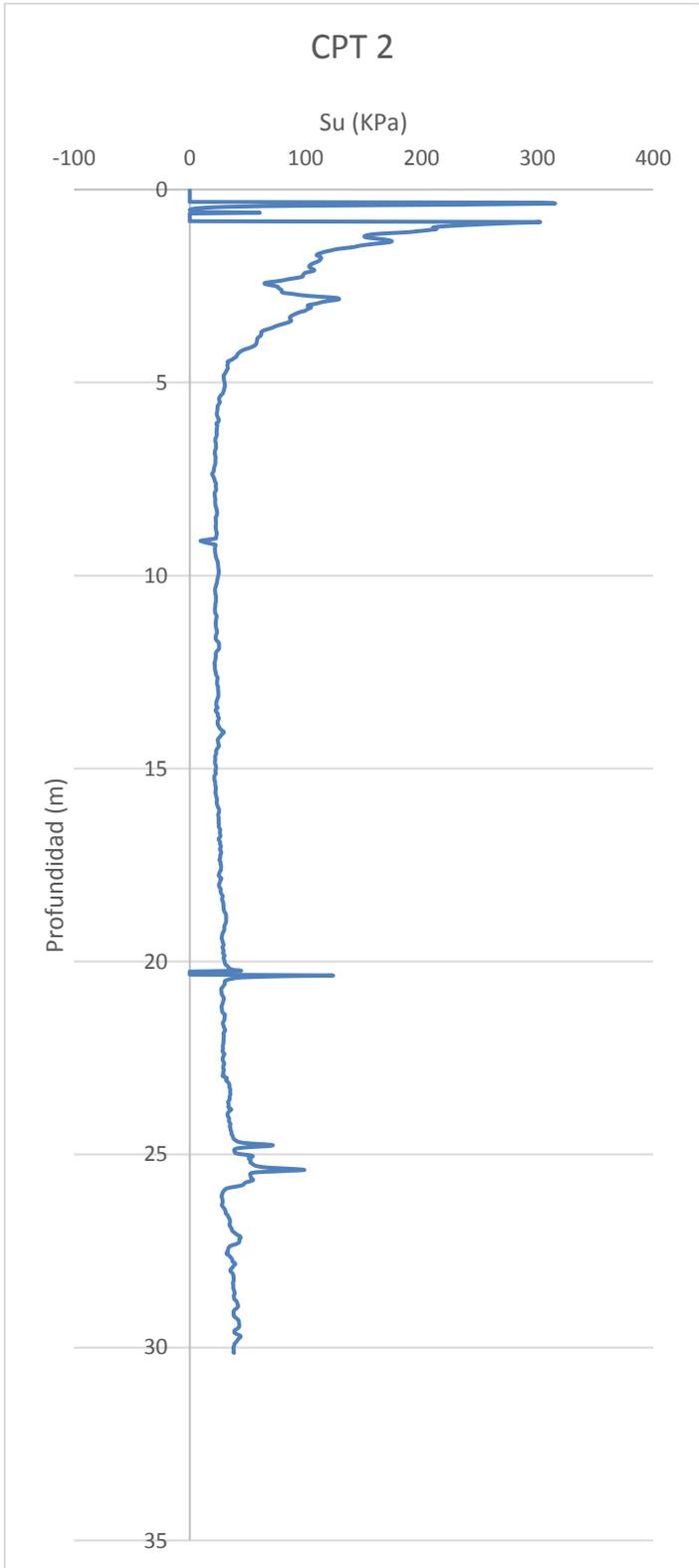
- Hillier, S. (1995). *Origin and Mineralogy of Clays*. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-12648-6>
- Hoeg, K., & Murarka, R. (1974). Probabilistic Analysis and Design of a Retaining Wall. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(3), 349–366.
- Kirsten, H. (1983). Significance of the probability of failure in slope engineering. Retrieved from http://journals.co.za/docserver/fulltext/civeng1/25/1/civeng1_v25_n1_a1.pdf?expires=1507314645&id=id&accname=guest&checksum=9F8387528081779FDCB4B618100F51E5
- Lacasse, S., & Nadim, F. (1998). Risk and reliability in geotechnical engineering. ... in *Geotechnical Engineering (1998: ...)*, 1172–1192. <https://doi.org/10.1080/17499518.2015.1070784>
- Leonards. (1979). Stability of slopes in soft clays., 51.
- Martinez, A., & Ramírez, J. (2005). Present development of geostatistics in the world. *Minería y Geología*, 21(4), 22. Retrieved from <http://www.redalyc.org/pdf/2235/223516052001.pdf>
- Meyerhof, G. G. (1970). Safety factors in soil mechanics. *Canadian Geotechnical Journal*, 7.
- Phoon, K.-K. (2008). *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering*.
- Pineda-Contreras, A. R., & Auvinet-Guichard, G. (2013). Método del elemento finito estocástico en geotecnia. Enfoque espectral. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 14(1), 11–22. [https://doi.org/10.1016/S1405-7743\(13\)72221-2](https://doi.org/10.1016/S1405-7743(13)72221-2)
- Salazar, R. (1983). *Metodos de Analisis en Geotecnia no convencionales*. Satate University of New York.
- Terzaghi, K. (1955). Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments. In *A History of Progress, Selected U.S. Papers in Geotechnical Engineering* (pp. 557–618). Retrieved from https://books.google.com.co/books?id=vGCqACNvq7UC&pg=PA604&lpg=PA604&dq=influence+of+geological+factors+on+the+engineering+properties+of+sediments&source=bl&ots=EAWbLvJL1X&sig=DRJqAfsFyVG3uJbdPrsu1Bs_Qq0&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiGkL7YldTbAhVis1kKHREBBEKQ6AE
- USGS. (1999). Environmental Characteristics of Clays and Clay Mineral Deposits. Retrieved from <https://pubs.usgs.gov/info/clays/clays.pdf>
- Wu, T., Gilbert, R., Tank, W., & Fenton, G. (1997). Probabilistic methods in

geotechnical engineering, 95. Retrieved from
<http://books.google.com/books?id=S1LPULTeJXEC&pgis=1%5Cnhttp://link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-211-73366-0.pdf>

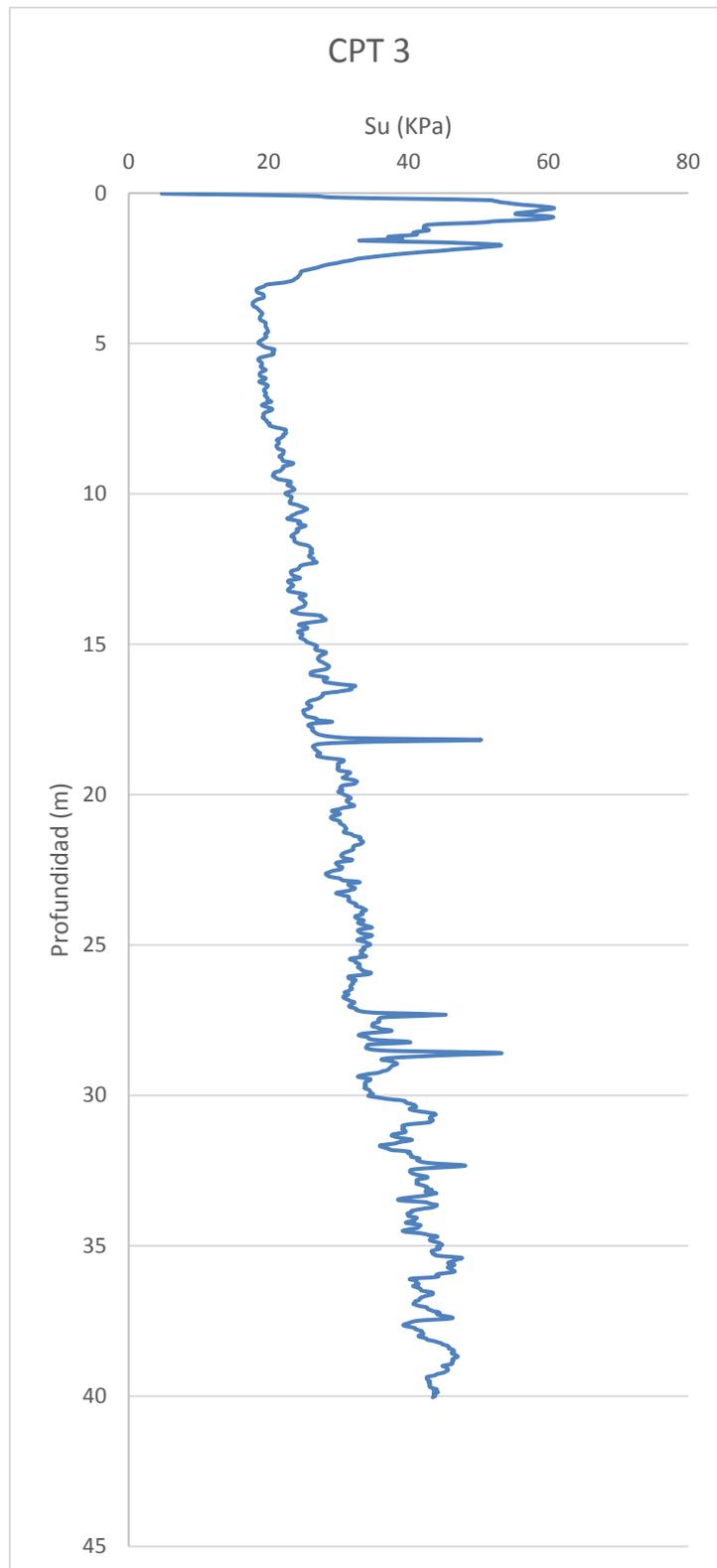
ANEXOS



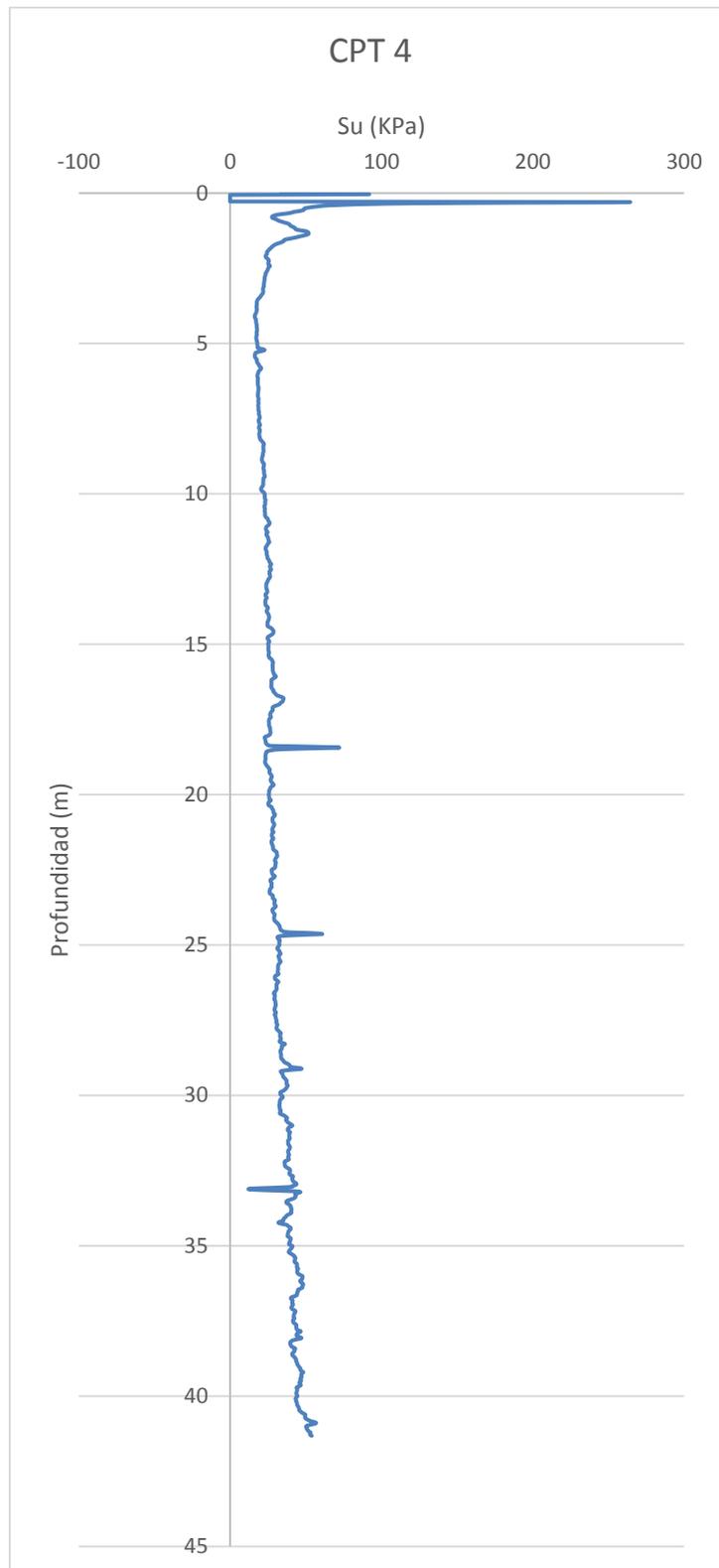
Anexo 1. Ensayo CPT 1.



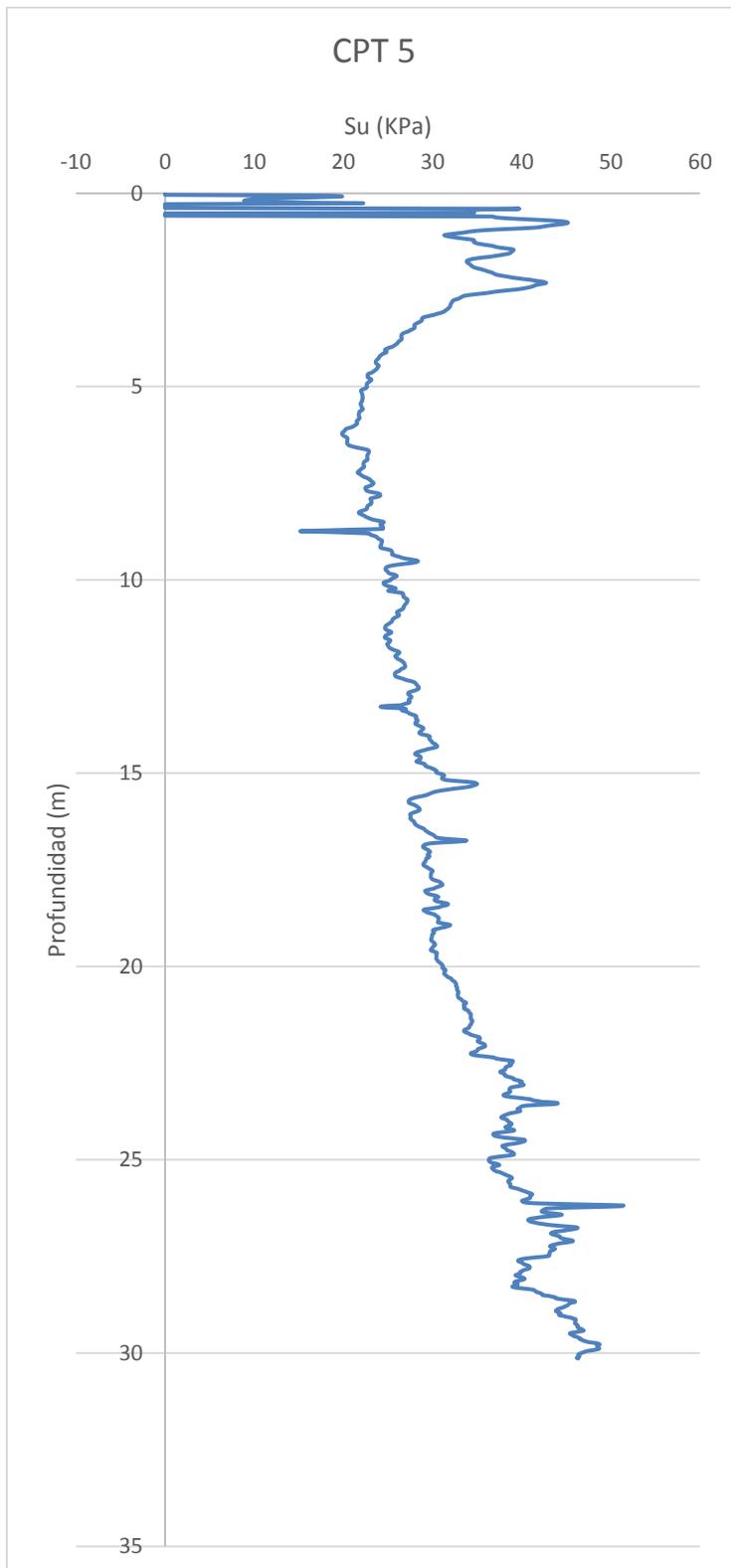
Anexo 2. Ensayo CPT 2



Anexo 3. Ensayo CPT 3



Anexo 4. Ensayo CPT 4



Anexo 5. Ensayo CPT 5

Desfase	Coef correl
0	1
50	0.545742086
100	0.366630815
150	0.144435859
200	0.062221079
250	0.019731415
300	-0.003260738
350	-0.033963799
400	-0.073628696
450	-0.088120319
500	-0.106813175
550	-0.130117232
600	-0.169472883
650	-0.188244081
700	-0.188544857
750	-0.185541073
800	-0.166873105
850	-0.165439636
900	-0.156279453
950	-0.155131378
1000	-0.139531975
1050	-0.094731531
1100	-0.041467812
1150	-0.009051328
1200	0.009977015
1250	0.061033917
1300	0.104500736
1350	0.137996455
1400	0.123622734
1450	0.102764583
1500	-0.112371821

Anexo 6. Coeficientes de correlación, CPT 1

Desfase	Coef correl
0	1
50	0.325470538
100	0.20729017
150	0.098834103
200	-0.005502024
250	-0.032203747
300	-0.06078071
350	-0.062210599
400	-0.069862854
450	-0.073452235
500	-0.081149649
550	-0.083062851
600	-0.08766877
650	-0.08824535
700	-0.091864258
750	-0.092667698
800	-0.079804473
850	-0.054539738
900	-0.046686838
950	-0.001271247
1000	0.064079982
1050	-0.02966288
1100	-0.012083415
1150	-0.006926856
1200	0.029359121
1250	0.03093158
1300	0.002597752
1350	0.021508795
1400	0.020451443
1450	0.019014304
1500	-0.070543531

Anexo 7. Coeficientes de correlación, CPT 2

Desfase	Coef correl
0	1
50	0.91334526
100	0.83480047
150	0.76545079
200	0.69123041
250	0.60693447
300	0.52775494
350	0.45241982
400	0.37568429
450	0.3057091
500	0.23508144
550	0.17485453
600	0.10111959
650	0.0395421
700	-0.00904034
750	-0.06001451
800	-0.11195773
850	-0.15738993
900	-0.19947791
950	-0.23712644
1000	-0.27503302
1050	-0.3111871
1100	-0.34422889
1150	-0.36326761
1200	-0.38825734
1250	-0.40966076
1300	-0.41709929
1350	-0.41081339
1400	-0.40827379
1450	-0.40167051
1500	-0.38290365
1550	-0.35953714
1600	-0.32699563
1650	-0.28644583
1700	-0.23573824
1750	-0.18383344
1800	-0.12887331
1850	-0.06194839
1900	-0.00971816
1950	0.00049688
2000	-0.00560901
2050	0.01904357

Anexo 8. Coeficientes de correlación, CPT 3

Desfase	Coef correl
0	1
50	0.359312567
100	0.294921343
150	0.259868247
200	0.221615641
250	0.198836862
300	0.161643027
350	0.136259325
400	0.114323606
450	0.091608007
500	0.069480256
550	0.048369345
600	0.029812593
650	0.004524501
700	-0.01233671
750	-0.025605953
800	-0.035934283
850	-0.055359119
900	-0.079810529
950	-0.089178711
1000	-0.103991984
1050	-0.112120038
1100	-0.118239104
1150	-0.134960326
1200	-0.133234495
1250	-0.138195776
1300	-0.149816493
1350	-0.156092817
1400	-0.148739144
1450	-0.140658693
1500	-0.146549816
1550	-0.130065668
1600	-0.127065963
1650	-0.110148345
1700	-0.105824188
1750	-0.075499127
1800	-0.038515695
1850	-0.025462699
1900	-0.001361633
1950	0.034771006
2000	0.047199564
2050	0.07301567

Anexo 9. Coeficientes de correlación, CPT 4

Desfase	Coef correl
0	1
50	0.8584508
100	0.76526532
150	0.689968202
200	0.574962231
250	0.477299304
300	0.384312655
350	0.27673909
400	0.176869215
450	0.088765846
500	0.013950533
550	-0.044334768
600	-0.098697699
650	-0.155318286
700	-0.21270922
750	-0.26804894
800	-0.314238489
850	-0.358385956
900	-0.387999003
950	-0.398663617
1000	-0.40848588
1050	-0.407042973
1100	-0.383775555
1150	-0.353335055
1200	-0.29381546
1250	-0.230592712
1300	-0.176091067
1350	-0.111344098
1400	-0.077010324
1450	-0.055161828
1500	-0.151684652

Anexo 10. Coeficientes de correlación, CPT 5

DIMENSIONES DEL MURO	
Corona (m)	1.7
Altura (m)	10
Base (m)	2.4

CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE				
SECCION	AREA	PESO	BRAZO	MOMENTO
1	17	40.8	1.55	63.24
2	3.5	8.4	0.47	3.92
Momento resistente (Mr)				67.16

DATOS GENERALES			
PROCESO ALEATORIO		VARIABLE LEATORIA	
E(Pa)	32.59	E(Pa)	32.59
Var (Pa) (1)	172.36	Var (Pa) (2)	21.80
σ (Pa) (1)	13.123	σ (Pa) (2)	4.67

PROBABILIDAD DE FALLA CON C_u COMO PROCESO ALEATORIO (1)			
E(Pa)	32.592	k	ϕ
E(Pa ²)	1234.603		
Var (Pa)	172.360		
		Pr falla	Pr falla (%)
		-0.00414862	0.50165506
		0.498345	50.17

PROBABILIDAD DE FALLA CON C_u COMO VARIABLE ALEATORIA (2)			
Var (Su)	0.569	k	ϕ
Var (Pa)	21.799		
σ (Pa)	4.669		
		Pr falla	Pr falla (%)
		-0.01166541	0.50465372
		0.495346	50.47

PARAMETROS DEL SUELO	
Cu (Ton/m ²)	3.24
σ (Ton/m ²)	0.75
γ (Ton/m ³)	1.70

PARAMETROS CORRELOGRAMA	
λ	0.09
ϕ	3.3
θ	0.33

ALTIMETRIA MURO, GRIETA DE TRACCION Y PUNTO DE APLICACION Pa	
H (m)	10.00
Zo (m)	3.8
\bar{y} (m)	2.06

METODO DETERMINISTICO	
Fs	1.00

Anexo 11. Hoja de cálculo de Excel