

**DESARROLLO DEL PROYECTO DE GRADO DE MAESTRÍA**

***APROXIMACIÓN A LA IMPLEMENTACIÓN DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN, CON ENFOQUES PROBABILÍSTICOS***

**CANDIDATO:**

**NELSON EDUARDO ROZO BOGOTÁ**

**INGENIERO CIVIL**

**CÓDIGO:**

**2096712**



**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS**

**DIVISIÓN DE INGENIERÍAS**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL**

**ABRIL DE 2016**

***APROXIMACIÓN A LA IMPLEMENTACIÓN DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN, CON ENFOQUES PROBABILÍSTICOS***

**NELSON EDUARDO ROZO BOGOTÁ**

**INGENIERO CIVIL**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE:**

**MAGISTER EN INFRAESTRUCTURA VÍAL**

**DIRECTOR:**

**JORGE ARTURO PINEDA JAIMES**

**INGENIERO CIVIL, MG, PhD**

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS**

**DIVISIÓN DE INGENIERÍAS**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL**

**ABRIL DE 2016**

**Nota de Aceptación**

---

---

**Jurado:**

---

---

**Jurado:**

---

---

**Ciudad y Fecha:**

---

---

## **DEDICATORIA**

A Dios, por la vida, por permitirme soñar, por ser mi impulso, mi Padre y fortaleza en cada instante de mi vida.

A mis padres, Jorge y Nidia, porque me dieron ojos, sabiduría, confianza, comprensión y apoyo incondicional.

A mis hermanos, Jorge Andrés y Andrea, por su solidaridad, tolerancia y compañía incondicional.

A mi primo Edgar Santacruz, por sus consejos y por ser la inspiración de mi profesión.

A mis tíos y primos, por su confianza y por enseñarme que lo más importante es la familia.

A mi asesor Jorge Pineda, por su apoyo constante y grandes enseñanzas.

**Nelson Rozo**

## TABLA DE CONTENIDO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>8</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>11</b>
<b>LISTA DE ANEXOS</b> .....	<b>11</b>
<b>JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>12</b>
<b>ANTECEDENTES</b> .....	<b>13</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>16</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>18</b>
<b>1. OBJETIVOS DEL PROYECTO</b> .....	<b>19</b>
1.1 OBJETIVO GENERAL .....	19
1.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	19
<b>2. DETERMINACIÓN DE EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN</b> .....	<b>20</b>
2.1 GENERALIDADES.....	20
2.2. TEORIAS CONVENCIONALES.....	21
2.2.1 DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS: .....	22
2.2.1.1 <i>Contribuciones iniciales</i> .....	22
2.2.1.2 <i>Formulaciones a partir de métodos de equilibrio límite</i> .....	24
2.2.1.3 <i>Inicios en el campo de esfuerzos</i> .....	25
2.2.1.4 <i>Estimación de empujes a partir de superficies de rotura curvas</i> .....	26
2.2.2 LA TEORÍA DE EMPUJE DE TIERRAS DE RANKINE .....	27
2.2.2.1 <i>El estado activo de Rankine en suelos sin cohesión</i> .....	27
2.2.2.2 <i>El estado pasivo de Rankine en suelos sin cohesión</i> .....	29
2.2.2.3 <i>Estados activo y pasivo de Rankine en suelos sin cohesión</i> .....	30
2.2.2.4 <i>Estados de Rankine en suelos con cohesión</i> .....	31
2.2.2.5 <i>Estados activo y pasivo de Rankine con relleno inclinado</i> .....	33
2.2.2.6 <i>Empujes de tierra a partir de los estados activo y pasivo de Rankine</i> .....	34
2.2.3 TEORÍA DE EMPUJE DE TIERRAS DE COULOMB .....	37
2.2.3.1 <i>Empuje activo de Coulomb en suelos sin cohesión</i> .....	38
2.2.3.2 <i>Empuje pasivo de Coulomb en suelos sin cohesión</i> .....	39
2.2.3.3 <i>El método de Coulomb en suelos con cohesión</i> .....	40
2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS TEORIAS CONVENCIONALES.....	42
2.4 SÍNTESIS CAPÍTULO 2.....	51
<b>3. MÉTODOS QUE INVOLUCRAN LA CONDICION DE SATURACION PARCIAL</b> .....	<b>52</b>
3.1 FASES CONSTITUYENTES .....	53
3.1.1 FASE SÓLIDA.....	53

3.1.2 FASE LÍQUIDA.....	54
3.1.3 FASE GASEOSA.....	55
3.1.4 INTERACCIÓN ENTRE LAS FASES .....	55
3.1.5 LAS RELACIONES DE FASES EN UN SUELO PARCIALMENTE SATURADO.....	56
3.1.6 COMPORTAMIENTO DEL AGUA EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS .....	59
3.2 DEFINICIONES ASOCIADAS A LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS .....	63
3.2.1 CONCEPTO DE CAPILARIDAD.....	63
3.2.2 SUCCIÓN.....	65
3.3 PROPIEDADES DE RETENCIÓN DE HUMEDAD .....	67
3.3.1 RELACIÓN ENTRE SUCCIÓN Y HUMEDAD .....	67
3.3.1.1 <i>Propiedades de la relación succión - humedad</i> .....	67
3.3.1.2 <i>Modelo matemático de la curva de retención de humedad</i> .....	71
3.3.1.3 <i>Etapas del secado</i> .....	72
3.4 INCLUSIÓN DE LAS VARIABLES DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN EMPUJES LATERALES .....	75
3.4.1 RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.....	75
3.4.2. FORMULAS GENERALES PARA CÁLCULO DE EMPUJES DE TIERRA EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.....	78
3.4.2.1 <i>Aproximación del esfuerzo efectivo</i> .....	78
3.4.2.2 <i>Aproximación del esfuerzo total</i> .....	81
3.4.2.3 <i>Distribución de la succión</i> .....	83
3.4.2.4 <i>Cálculo de la presión de tierra para materiales de relleno con componente cohesiva</i> .	85
3.5 SÍNTESIS CAPÍTULO 3.....	87
<b>4. ANÁLISIS PROBABILÍSTICOS ENFOCADOS A MUROS DE CONTENCIÓN.....</b>	<b>89</b>
4.1 CONCEPTO DE PROBABILIDAD .....	89
4.2 CONFIABILIDAD, FACTORES DE SEGURIDAD, Y PROBABILIDAD DE FALLA.....	89
4.2.1 CONFIABILIDAD .....	89
4.2.2 FACTOR DE SEGURIDAD DETERMINISTA .....	90
4.2.3 ÍNDICE DE CONFIABILIDAD .....	91
4.2.4 ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DEL FACTOR DE SEGURIDAD .....	94
4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES MÉTODOS PROBABILÍSTICOS PARA EL DESARROLLO DEL MODELO.....	95
4.3.1 MÉTODO DEL PRIMER ORDEN SEGUNDO MOMENTO ( <i>FOSM</i> ).....	95
4.3.2 MÉTODO DEL SEGUNDO ORDEN SEGUNDO MOMENTO ( <i>SOSM</i> ).....	96
4.3.3 MÉTODO DE LA ESTIMACIÓN PUNTUAL .....	97
4.3.4 MÉTODO DE HASOFER – LIND .....	97
4.3.5 MÉTODO MONTE CARLO.....	98
4.4 ANTECEDENTES RELACIONADOS CON EL USO DE ENFOQUES PROBABILÍSTICOS EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.....	99
4.5 ENFOQUE PROBABILÍSTICO QUE SE EMPLEARÁ EN ESTE TRABAJO .....	103
4.6 SÍNTESIS DEL CAPÍTULO.....	105

<b>5. INFLUENCIA DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN LA ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN: ENFOQUE DETERMINÍSTICO .....</b>	<b>106</b>
5.1 INTRODUCCIÓN.....	106
5.2 ANÁLISIS PARAMÉTRICO ACERCA DE LA INFLUENCIA DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN LA ESTABILIDAD DE MUROS DE GRAVEDAD.....	107
5.2.1. PROBLEMA DE ANÁLISIS.....	108
5.2.2. INFLUENCIA DE LA ALTURA EN LOS FACTORES DE SEGURIDAD .....	110
5.2.3. INFLUENCIA DE LA SUCCIÓN MATRICIAL EN LOS FACTORES DE SEGURIDAD.....	111
5.2.4. INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE RESISTENCIA EN LOS FACTORES DE SEGURIDAD.....	113
5.2.5. INFLUENCIA DEL PESO UNITARIO TOTAL EN LOS FACTORES DE SEGURIDAD .....	115
5.3 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS .....	118
<b>6. FORMULACIÓN PARA INVOLUCRAR LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL MEDIANTE UN ENFOQUE PROBABILÍSTICO – CASO APLICACIÓN.....</b>	<b>120</b>
6.1 INTRODUCCIÓN.....	120
6.2 DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL MODELO DE ANÁLISIS .....	120
6.2.1 RESUMEN DE LA METODOLOGÍA.....	123
6.3 DESARROLLO MATEMÁTICO.....	124
6.3.1 FORMULACIÓN MÉTODO CONVENCIONAL .....	124
6.3.1.1 <i>Factor de seguridad contra deslizamiento, método convencional FSD:</i> .....	125
6.3.1.2 <i>Formulación factor de seguridad contra volteo método convencional, (FSV):</i> .....	127
6.3.2 FORMULACIÓN MÉTODO PARCIALMENTE SATURADO .....	128
6.3.2.1 <i>Formulación factor de seguridad contra deslizamiento método parcialmente saturado, (FSD)</i> .....	128
6.3.2.2 <i>Formulación factor de seguridad contra volteo método parcialmente saturado, (FSV)</i> .....	130
6.4 SIMULACIÓN ESTADÍSTICA – MÉTODO CONVENCIONAL .....	131
6.5 SIMULACIÓN ESTADÍSTICA – MÉTODO PARCIALMENTE SATURADO.....	137
<b>7. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>140</b>
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>147</b>
<b>9. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>150</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Esquema del empuje de tierras al comienzo del siglo XVIII. Teoría de la cuña de Gautier, 1717, tomado de Osorio en 2012. ....	24
Figura 3 Determinación de empuje pasivo a partir de superficies de rotura curvas. Tomado de Terzaghi, Peck, y Mesri en 1996. ....	26
Figura 4 Estados activo, pasivo y al reposo de Rankine en suelos con cohesión y rozamiento. Tomado de Jara en 2008. ....	31
Figura 5 Presión activa de Coulomb. Tomado de Das en 2006. ....	38
Figura 7 Zonas de suelo saturado y parcialmente saturado. Tomado de Fredlund, D.G., 2000. ....	44
Figura 9 Presiones en el menisco de un tubo capilar. Tomado de Fredlund y Rajardho, 1993. ....	61
Figura 10 Modelos capilares: a) esferas; c) discos. Tomado de Cho y Santamarina, 2001. ....	62
Figura 12 Forma típica de la curva de retención de humedad. Tomado de Fredlund y Xing, 1994. ....	68
Figura 13 Efectos sobre la curva de retención por: a) textura del suelo, b) consolidación, c) compactación. Tomada de Barbour, 1998. ....	70
Figura 14 Etapas de secado en la curva de retención de humedad. Tomada de Vanapalli, Fredlund, y Barbour en 1996. ....	73
Figura 15 Criterio de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados. ....	77
Figura 16. No linealidad entre la resistencia al corte y la succión matricial. Datos experimentales de Gan, Fredlund, y Rahardjo, 1988. ....	78
Figura 17 Diferentes escenarios de variación de succión matricial con respecto a la profundidad. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011. ....	84
Figura 18 La estimación de la profundidad de la grieta en suelos de relleno parcialmente saturado. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011. ....	85
Figura 19 Diagrama de distribución de presión activa de la tierra en la condición saturada. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011. ....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 20 Diagrama de distribución de presión de la Tierra teniendo en cuenta la succión matricial y considerando la influencia de la grieta de tracción. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011. ....	86
Figura 21 Distribución del empuje pasivo detrás de la estructura de contención para el material no cohesivo, teniendo en cuenta la succión matricial. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011. ....	87
Figura 22 Densidad de Cargas y Resistencias, Fuente (Beacher, 2003). ....	92



Figura 23 Esquema del Índice de Confiabilidad, (Beacher, 2003) .....	93
Figura 24 Curva de retención de humedad de (2) dos clases de suelo Limo Botkin y India Head Till. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli en 2011 .....	108
Figura 25 Geometría inicial del Muro. ....	109
Figura 26 Variación FSD vs Altura $H$ (m).....	110
Figura 27 Variación FSV vs $H$ (m) .....	111
Figura 28 Variación FSD vs Succión ( $u_a - u_w$ ) en (kPa) .....	112
Figura 29 Variación FSV vs Succión ( $u_a - u_w$ ) en (kPa).....	113
Figura 30 Variación FSD vs ángulo de resistencia $\phi$ en ( $^\circ$ ) .....	114
Figura 31 Variación FSV vs ángulo de resistencia $\phi$ en ( $^\circ$ ) .....	115
Figura 32 Variación FSD vs Peso unitario $\gamma$ en ( $\text{kN/m}^3$ ) .....	116
Figura 33 Variación FSD vs Peso unitario $\gamma$ en ( $\text{kN/m}^3$ ) .....	117
Figura 34 Geometría inicial del muro de contención .....	121
Figura 35 Geometría inicial y diagrama de empujes en metodología parcialmente saturado .....	128
Figura 36 Histograma de peso unitario del suelo utilizando distribución Normal. ....	132
Figura 37 Histograma de ángulo de fricción del suelo utilizando distribución Normal. ....	132
Figura 38 Histograma de la cohesión del suelo utilizando distribución Normal.....	133
Figura 39 FSD por el método convencional en función de la base de muro B.....	134
Figura 40 FSV por el método convencional en función de la base de muro B.....	135
Figura 41 Probabilidad de falla vs FSD método convencional.....	136
Figura 42 Probabilidad de falla vs FSV método convencional.....	136
Figura 43 FSD por el método para suelos parcialmente saturados en función de la base de muro B.....	137
Figura 44 FSV por el método para suelos parcialmente saturados en función de la base de muro B .....	138
Figura 45 Probabilidad de falla vs FSD método para suelos parcialmente saturados .....	139
Figura 46 Probabilidad de falla vs FSV método para suelos parcialmente saturados .....	139
Figura 47 Comparativo de FSD convencional en suelos saturados y FSD en suelos parcialmente saturados .....	142
Figura 48 Comparativo de FSV convencional en suelos saturados y FSV en suelos parcialmente saturados .....	142
Figura 49 Comparativo de Probabilidad de falla vs FSD convencional y FSD parcialmente saturado.....	144
Figura 51 Graficas FSD y FSV vs base de muro (m) en metodología convencional.....	165
Figura 52 Graficas FSD y FSV vs base de muro (m) en metodología parcialmente saturado.....	169
Figura 53 Cuadro estadístico de la gráfica FSD convencional vs ancho de muro .....	170

Figura 54 Cuadro estadístico de la gráfica FSD para suelos parcialmente saturados vs ancho de muro.....171

Figura 55 Cuadro estadístico de la gráfica FSV convencional vs ancho de muro .....172

Figura 56 Cuadro estadístico de la gráfica FSV para suelos parcialmente saturados vs ancho de muro.....173

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Relleno y ángulos de talud natural definidos por Gautier en 1717.....	23
Tabla 2 Relación entre masa y volumen.....	58
Tabla 3 Combinaciones de variables de estado de esfuerzo. Tomado de Fredlund y Morgenstern en 1977.....	76
Tabla 4. Parámetros iniciales ejercicio.....	109
Tabla 5 Resumen FSD vs Incremento $H$ en (m).....	110
Tabla 6 Resumen FSV vs Incremento $H$ en (m).....	111
Tabla 7 Resumen FSD vs Succión en (kPa).....	112
Tabla 8 Resumen FSV vs Succión en (kPa).....	113
Tabla 9 Resumen FSD vs ángulo de resistencia $\phi$ en ( $^{\circ}$ ).....	114
Tabla 10 Resumen FSV vs ángulo de resistencia $\phi$ en ( $^{\circ}$ ).....	115
Tabla 11 Resumen FSD vs Peso unitario $\gamma$ en ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ).....	116
Tabla 12 Resumen FSV vs Peso unitario $\gamma$ en ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ).....	117
Tabla 13 Parámetros iniciales formulación.....	121
Tabla 14 Cuadro resumen de formulación Fuerzas y Momentos.....	125
Tabla 15 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSD convencional..	170
Tabla 16 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSD para suelos parcialmente saturados.....	171
Tabla 17 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSV convencional..	172
Tabla 18 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSV para suelos parcialmente saturados.....	173

## LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 CÓDIGO MÉTODO CONVENCIONAL.....	161
Anexo 2 CÓDIGO MÉTODO PARCIALMENTE SATURADO.....	166
Anexo 3 DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA.....	170

## JUSTIFICACIÓN

Numerosos estudios realizados han permitido comprobar que en el diseño y construcción de muros de contención no se han venido teniendo en cuenta las condiciones reales del suelo y de los rellenos que se utilizan.

Los métodos utilizados son muy tradicionales, por lo tanto; este enfoque debe ser modificado y comenzar a utilizar conceptos de mecánica de suelos parcialmente saturados para la estimación de las presiones de la tierra en los suelos que se encuentran en estas condiciones; y por ello es conveniente profundizar en los cálculos de resistencia al corte total y efectivo de los suelos parcialmente saturados en las estructuras de contención que se van a construir.

Esta aproximación se presenta, como parte de la reflexión que debe hacerse en cuanto a la pertinencia y la importancia de incluirlos en la cátedra universitaria y así aportar de la teoría a la práctica en la solución de problemas de la ingeniería geotécnica relacionados con los suelos parcialmente saturados. De igual manera con este trabajo se pretende incluir conceptos probabilísticos en el análisis para calcular o aproximar los empujes en condiciones más reales, lo que llevaría a dimensionar, eventualmente, estructuras de contención de forma más efectiva, beneficiando el costo directo de las mismas.

## ANTECEDENTES

En gran parte del territorio colombiano, se localizan suelos que se encuentran por encima del nivel freático y que pueden considerarse parcialmente saturados, esto es, materiales en los cuales el volumen de agua de una muestra representativa es menor al volumen de vacíos de dicha muestra (el cociente  $V_w/V_v$  es inferior a 1). La presencia de estos materiales se asocia principalmente a la localización geográfica del país, el cual se encuentra cerca al ecuador, lo cual propicia un clima tropical que junto con los niveles de precipitación media anual y la topografía, ocasiona fenómenos de evapotranspiración que originan la fluctuación permanente de los niveles freáticos superficiales (García - Leal, 2003). Esta situación es especialmente importante en suelos residuales y cenizas volcánicas, materiales presentes en las cordilleras central y oriental de Colombia.

En nuestro medio, y por definición, los suelos compactados al 95% del próctor modificado alcanzan su densidad máxima posible para un contenido de humedad dado a partir del desarrollo de fuerzas capilares. En este sentido, los suelos compactados empleados en capas granulares de pavimento, rellenos estructurales y rellenos detrás de muros de contención, se encuentran en condiciones de saturación parcial, (Fredlund y Rahardjo, 1993).

A pesar de que se emplean, en el caso específico de estructuras de contención, códigos en los que se especifican factores de seguridad mínimos que deben ser cumplidos, existen incertidumbres relacionadas con la interacción entre las condiciones de drenaje, el grado de compactación del suelo y el desarrollo de los empujes laterales que actuarían sobre dichas estructuras.

La resistencia al corte del suelo y la fricción suelo-muro, parámetros claves durante la estimación de la estabilidad de muros de contención y la cuantificación de los empujes, son considerados en los métodos clásicos de Rankine y Coulomb para determinación de presiones laterales, los cuales consideran al material como saturado ó seco, empleando el concepto clásico del esfuerzo efectivo propuesto por Terzaghi y Peck en 1948. No obstante, los empujes laterales calculados por este medio, suelen ser conservativos, y en el caso de la succión desarrollada durante el proceso de compactación mediante métodos vibratorios durante la construcción del muro, que hace que la condición de saturación parcial esté presente en los materiales, los métodos de análisis convencionales muy probablemente se alejan de la realidad. Esto es especialmente cierto para suelos y proyectos localizados regiones áridas y semiáridas, y regiones tropicales, en donde la evapotranspiración inducen variaciones estacionales de humedad, las cuales abarcan también los rellenos estructurales localizados sobre los muros de contención.

Debido a que la variación estacional de los contenidos de humedad, y por ende de la resistencia y las condiciones de compactación de los suelos detrás de una estructura de contención puede influir en la estabilidad de la misma a lo largo del tiempo, se hace necesario pensar en la aplicación de un método de análisis en la estimación de las presiones laterales que involucre la condición de saturación parcial, incluyendo elementos probabilísticos asociados a la variación (variabilidad) de las condiciones que determinan el problema.

Recientemente, el trabajo desarrollado por Tavvakoli y Vanapalli (2011), presenta una primera aproximación a la incorporación de la condición de saturación parcial que involucra el análisis de empujes laterales sobre muros de contención. A partir de dicho enfoque, y empleando datos experimentales recolectados en suelos colombianos, este trabajo pretende involucrar elementos probabilísticos en el

robustecimiento del método de análisis presentado por los autores para fomentar su aplicación en el medio colombiano, en un primer acercamiento.

## RESUMEN

Se estudiaron los empujes naturales sobre estructuras de contención usando la mecánica convencional de suelos saturados y también bajo condiciones de saturación parcial. Para el cálculo de empujes de la mecánica de suelos parcialmente saturados se tuvo en cuenta la influencia de las fuerzas capilares, (es decir de la succión matricial). Para evaluar los factores de seguridad al deslizamiento (*FSD*) y al volcamiento (*FSV*) de un muro de gravedad, en metodología convencional y metodología en suelos parcialmente saturados, se realizó una formulación matemática para poder definir las fuerzas actuantes, fuerzas resistentes, momentos iniciales y momentos resistentes, para lograr resolver ecuaciones que facilitarán la programación en el programa MATLAB®, y así poder calcular la probabilidad de falla en términos del factor de seguridad (*FS*) y de la geometría del muro.

Finalmente en este trabajo se presentan las diferencias obtenidas en los factores de seguridad (*FS*), usando la mecánica de suelos convencional y la metodología de la mecánica de suelos parcialmente saturados, comparando los resultados y se discute la conveniencia del análisis para el caso estudiado.

Abstract:

Natural thrust on retaining structures using conventional mechanics of saturated soils and under conditions of partial saturation was studied. For the calculation of thrust of unsaturated soils mechanics took into account the influence of the capillary stress (i.e., matric suction). To assess the factor of safety against sliding (*FSD*) and to overturning (*FSV*) of a gravity wall, in conventional methodology and partially saturated methodology, a mathematical formulation was determined to define the



forces acting, resisting forces, initial moments and moments resistant, to achieve solving equations to facilitate programming in MATLAB® software, so we can make the probability of failure in terms of the safety factor (*FS*) and width wall.

Finally in this paper the differences obtained safety factors (*FS*) are presented using conventional soil mechanics and methodology of soil mechanics in partially saturated, comparing results and convenience of analysis is discussed for the case studied.

Keywords: unsaturated soil, matric suction, probability of failure, safety factors.

## INTRODUCCIÓN

El propósito del presente documento, consiste en plantear una aproximación a la incorporación de los efectos de la succión matricial (fuerzas capilares) existente en los suelos instalados por compactación, detrás de muros de contención, en el análisis de empujes laterales, incorporando elementos probabilísticos.

Normalmente, en el análisis de los empujes laterales sobre estructuras de contención, se usa la mecánica convencional de suelos saturados y elementos tales como los parámetros de resistencia al corte mediante el concepto de esfuerzo efectivo, el peso unitario total sin correcciones por saturación parcial y la ausencia de presiones de agua sobre los muros. Sin embargo, el material de relleno utilizado detrás de los muros de contención, generalmente, se encuentra en condición parcialmente saturada luego de su instalación; esta condición se origina en el proceso de compactación correspondiente. Incorporar algunos elementos de la mecánica de suelos parcialmente saturados para estimar la presión de lateral en el diseño de un muro de contención podría resultar más adecuado en el análisis de condiciones reales. Hipotéticamente, llevaría a construir las estructuras de contención menos robustas, con factores de seguridad adecuados, con inversiones más razonables. A este análisis se incorporó conceptos probabilísticos, para lograr que los factores de seguridad puedan ajustarse de una forma más adecuada a las situaciones particulares de nuestro entorno. Finalmente se comparan los resultados obtenidos por las dos metodologías, convencional y parcialmente saturado para el cálculo de los Factores de seguridad FSD y FSV y se analiza la conveniencia para ser utilizada en el caso estudiado.

## **1. OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.1 OBJETIVO GENERAL**

Plantear un método de análisis con enfoque probabilístico, para la determinación de empujes sobre estructuras de contención empleando elementos de la mecánica de suelos parcialmente saturados.

### **1.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS**

1. Realizar una revisión crítica de los métodos de análisis empleados en la determinación de empujes sobre estructuras de contención.
2. Comparar la metodología para la determinación de empujes sobre estructuras de contención entre la mecánica de suelos convencional y la mecánica de suelos parcialmente saturados.
3. Aplicar la metodología de la mecánica de suelos parcialmente saturados involucrando elementos probabilísticos, en el estudio de un caso hipotético de una estructura de contención.

## **2. DETERMINACIÓN DE EMPUJES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

### **2.1 GENERALIDADES**

Cuando se realizan obras de corte, rellenos o terraplenes, y dependiendo del tipo del proyecto se requiere la construcción de muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o vertical, también cuando hay diferencias de nivel para ofrecer estabilidad, y como cimiento para transmitir cargas de pilares o de elementos estructurales.

Esta necesidad se debe a que se generan unas presiones horizontales adentro del suelo que pueden generar la falla o deslizamiento de una masa de suelo.

Esta presión horizontal se origina de las propiedades de los materiales y las sobrecargas que la estructura soporta, como también de la magnitud y dirección de movimiento de la estructura y del nivel freático. Estos esfuerzos en el suelo, ya han sido estudiados a través del círculo de Mohr, en donde se determinó la envolvente de falla. Esta envolvente se supone en línea recta para facilidades de cálculo y de su entendimiento.

De acuerdo a los desplazamientos que existen entre el suelo y la estructura de contención, se originan las siguientes presiones: Presión en reposo, Presión activa y Presión pasiva.

Se supone que la presión en reposo se da cuando el suelo no se mueve detrás de la estructura de contención y se le ha confinado para evitar que se expanda o se contraiga. Como es el caso del presente documento, en una estructura de contención en concreto, muro de gravedad, y donde se ha colocado un relleno atrás

de la estructura para analizar su comportamiento de estabilidad al deslizamiento y al volcamiento.

Finalmente la presión activa y presión pasiva ayuda a describir la situación límite de las presiones de tierra en una estructura de contención.

Se entiende que la presión activa es la presión que ejerce el suelo atrás de la estructura de contención y ésta a su vez presenta un valor mínimo. Por otro lado está la presión pasiva que es la presión lateral ejercida cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo y ésta por su parte alcanza un valor máximo.

El estado de reposo es una condición de equilibrio, indicando que no ha sufrido ninguna deformación lateral. Si ésta por el contrario ha sufrido alguna deformación, se podría entender que está en un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa, (Suarez, 1998).

La mecánica de suelos se basa en varias teorías para calcular la distribución de esfuerzos que se producen en los suelos y sobre las estructuras de retención. Cronológicamente, Coulomb en 1776 fue el primero que estudió la distribución de esfuerzos sobre muros. Posteriormente Rankine en 1857 publicó sus experiencias, y por último y ya en el siglo XX se conoce la teoría de la cuña, debida a varios autores, pero especialmente a Terzaghi en 1920.

## **2.2. TEORIAS CONVENCIONALES**

A partir del siglo XVIII se han presentado diversas teorías y métodos para el cálculo de empujes en estructuras de contención, pero las principales se han basado en las teorías de Coulomb en 1776 y de Rankine en 1857. Sin embargo, otros métodos se han desarrollado hasta la actualidad, como las formulaciones a partir de métodos

de equilibrio límite, métodos en el campo de esfuerzos, estimación de empujes a partir de superficies de rotura curvas, métodos gráficos, y métodos con base al empleo de ábacos.

Es importante mencionar que estas metodologías permiten calcular de manera aproximada los empujes activos y pasivos, sirviendo así para el dimensionamiento de estructuras de contención convencionales empleados en la infraestructura vial.

#### 2.2.1 Determinación del empuje de tierras:

Skempton en 1985 y Kerisel en 1993, trabajaron de manera general la evolución de los métodos principales para el cálculo de empujes de tierras y que aún son utilizados para los diseños de estructuras de contención.

Estos trabajos presentan los principales aportes desarrollados entre los siglos XVIII y XIX, desde los primeros estudios realizados por Gautier en 1717 y Bélidor en 1729, hasta Coulomb en 1776, Rankine en 1857 y Boussinesq en 1883.

En la actualidad el desarrollo de estas teorías han servido de base para la aplicación de otras metodologías de cálculo de empujes de tierras, como el uso de tablas, de métodos gráficos e incluso métodos numéricos.

##### 2.2.1.1 Contribuciones iniciales

Entre los primeros aportes está Gautier en 1717, él mencionó tres clases de rellenos que hacían parte de la estructura para los estribos de puentes.

Gautier determinó diferentes ángulos para el talud natural que se presentan en la siguiente Tabla 1:

Tabla 1 Relleno y ángulos de talud natural definidos por Gautier en 1717.

Clases de relleno	Ángulo de talud natural
Arena limpia y seca	31°
Tierras ordinarias	45°
Arcilla compactada	Variable > 45°

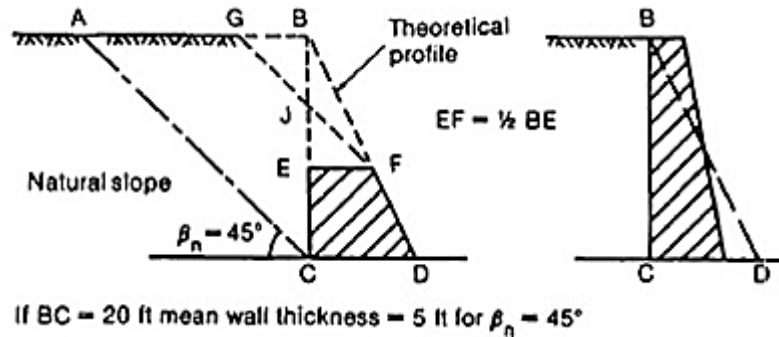
Tal como aparece en la Figura 1, Gautier consideró que el empuje de tierras era por causa de la cuña de tierra. Gracias a este concepto, el autor en 1729 determinó un coeficiente de empuje, y se estipuló el ángulo de talud natural de las tierras ordinarias de 45°, y desarrolló que el empuje  $E$  en la cara del muro en contacto con el suelo se calcula de la siguiente manera:

$$E = \frac{1W}{2} \quad (1)$$

Donde:

$W$  = Peso de la cuña que soporta el muro

Figura 1 Esquema del empuje de tierras al comienzo del siglo XVIII. Teoría de la cuña de Gautier, 1717, tomado de Osorio en 2012.



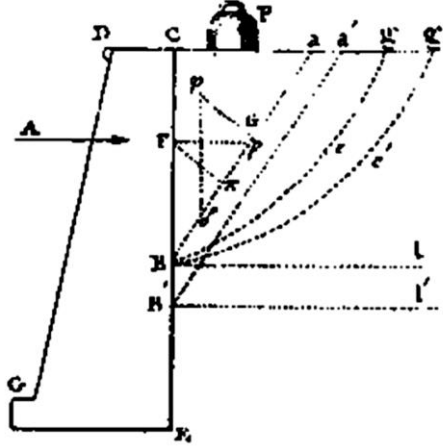
Se determinó un coeficiente de empuje  $K = 0.5$ , suponiendo que el empuje y el peso de la cuña del suelo que soporta el muro, son iguales pero cuando la línea que corresponde al ángulo del talud natural no oponga resistencia.

#### 2.2.1.2 Formulaciones a partir de métodos de equilibrio límite

Coulomb en 1776, presentó un aporte importante para el cálculo de los empujes activos en las estructuras de contención, realizó un estudio de máximos y mínimos explicando la manera como se comporta la rotura de los suelos mediante la línea de rotura crítica, que se da en la cara del muro que hace contacto con el suelo, cuando se alcanza el equilibrio límite.



Figura 2 Esquema de Coulomb para el empuje de tierras. Kerisel en 1993



Esta línea de rotura sirvió de base para Boussinesq en 1883 y Caquot y Kerisel en 1948 para el desarrollo de ábacos.

### 2.2.1.3 Inicios en el campo de esfuerzos

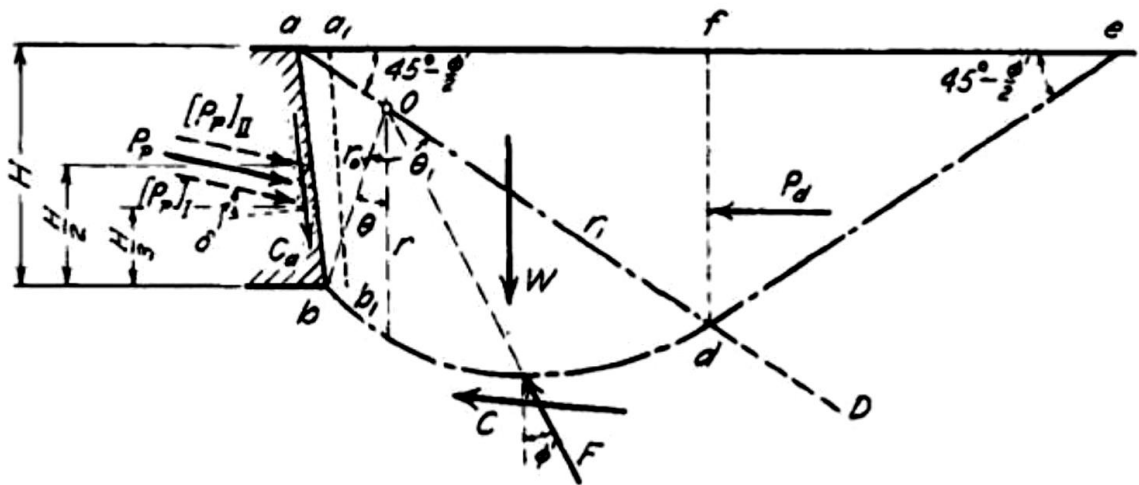
Casi un siglo después de Coulomb, Rankine en 1857 desarrolló lo que sucede en la cara del muro que hace contacto con el suelo, concretando los estados de equilibrio plástico, argumentando que todos los puntos de una masa semiinfinita de suelo están al borde de la falla.

Los esfuerzos definidos por Rankine son basados en estados de relajación o compresión en una masa de suelo seco. Además, se analizó para una superficie horizontal correspondiendo a un caso más sencillo de la teoría del campo de esfuerzos para suelos no cohesivos (Ortuño, 2005).

#### 2.2.1.4 Estimación de empujes a partir de superficies de rotura curvas

Los métodos de Coulomb y Rankine se desarrollaron a partir de superficies planas. Esta condición favorece la determinación del empuje activo; sin embargo, para el empuje pasivo su diferencia se condiciona para valores de rozamiento tierras – muro, alejándose de los valores más reales. Es por ello que existen algunos métodos que permiten determinar los empujes activo y pasivo suponiendo superficies de rotura curvas. Entre los que se destacan los correspondientes a cálculos de equilibrio límite con superficie de rotura no plana o espiral logarítmica (Terzaghi y Peck, 1948) y combinaciones entre campos de esfuerzos de Rankine y equilibrio límite (Caquot y Kérisel, 1948). Caquot y Kerisel han desarrollado a partir de este método, ábacos para estimar los coeficientes de empuje activo y pasivo, considerando que el empuje actúa normal al paramento del muro.

Figura 3 Determinación de empuje pasivo a partir de superficies de rotura curvas. Tomado de Terzaghi, Peck, y Mesri en 1996.



## 2.2.2 La teoría de empuje de tierras de Rankine

Con el fin de determinar el estado de esfuerzos que se presenta en una masa de suelo antes de la rotura, Rankine en 1857 logró plasmar cómo se comporta un suelo en condiciones normales y también cuando se comprime, determinando que el estado de rotura es cuando el suelo pasa a un estado de plastificación o estado en equilibrio plástico.

Resumiendo que los estados de tensión se dan en estado activo y estado pasivo, indicando que el estado activo se presenta cuando la masa de suelo tiene un movimiento horizontal por relajación en su interior, y el estado pasivo por movimiento horizontal de compresión en sus partículas.

### 2.2.2 .1 El estado activo de Rankine en suelos sin cohesión

Al analizar una muestra de suelo a una profundidad determinada en donde se estudia los estados de esfuerzos y suponiendo que la masa se relaja horizontalmente, el círculo de Mohr resultante se muestra de manera progresiva desde la condición de reposo hasta cuando toca la envolvente de falla y ésta se encuentra definida por  $\sigma'_{vo}$  y  $\sigma'_{ho}$ .

El equilibrio plástico en la condición activa se refleja cuando toda la tensión tangencial se puede reducir  $\sigma'_h$  sobrepasando su estado de condición límite.

Esta presión efectiva horizontal en el estado límite se le llama presión de tierras activa de Rankine ( $\sigma'_{ha}$ ), y se asimila a la mínima presión efectiva horizontal que el terreno puede alcanzar para una presión efectiva vertical ( $\sigma'_{vo}$ ) sin variar.

Para la condición activa, la relación entre los dos esfuerzos que actúan a una profundidad determinada es:

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \sigma'_{vo} \quad (2)$$

Donde:

$K_a$  = Coeficiente de presión de tierras activa.

$\sigma'_{ha}$  = Presión de tierras activa de Rankine.

$\sigma'_{vo}$  = Presión efectiva vertical

La relación entre ambos esfuerzos corresponde a:

$$\sigma'_{ha} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \cdot \sigma'_{vo} \quad (3)$$

De las ecuaciones 2 y 3 se desprende que el coeficiente de presión de tierras activa es:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} \quad (4)$$

El valor del coeficiente de presión de tierra activa así obtenido es menor al correspondiente al estado en reposo del suelo normalmente consolidado. (Jara, 2008).

### 2.2.2 .2 El estado pasivo de Rankine en suelos sin cohesión

El círculo de Mohr que corresponde al estado pasivo que se genera en toda la masa de suelo, pasa por dos estados a diferencia de la condición activa, debido a que inicialmente disminuye sin embargo se igualan los círculos de Mohr  $\sigma'_{vo}$  y  $\sigma'_{ho}$ .

Así mismo, este círculo luego aumenta hasta tocar con la envolvente de falla. Para este caso el material ha alcanzado su estado plástico en la condición pasiva.

La presión efectiva horizontal correspondiente a este estado límite se denomina presión de tierras pasiva de Rankine ( $\sigma'_{hp}$ ), y se asemeja a la máxima presión efectiva horizontal que el terreno puede alcanzar para una presión efectiva vertical  $\sigma'_{vo}$ , que permanece sin variar.

En la condición pasiva, la relación entre los dos esfuerzos actuantes a una profundidad determinada es:

$$\sigma'_{hp} = K_p \cdot \sigma'_{vo}$$

(5)

Donde:

$K_p$  = Coeficiente de presión de tierras pasiva.

$\sigma'_{hp}$  = Presión de tierras pasiva de Rankine

$\sigma'_{vo}$  = Presión efectiva vertical

La relación entre ambos esfuerzos corresponde a:

$$\sigma'_{hp} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot \sigma'_{vo}$$

(6)

De las ecuaciones 2 y 3 se desprende que el coeficiente de presión de tierras activa es:

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'}$$

(7)

### 2.2.2.3 Estados activo y pasivo de Rankine en suelos sin cohesión.

Al profundizar en los estados activo y pasivo de Rankine para suelos sin cohesión, se concreta que el esfuerzo horizontal necesario para que se desarrolle por completo la condición pasiva es superior al esfuerzo horizontal que se requiere para que se presenten las condiciones activa y al reposo. Entendiéndose de la siguiente manera, que:

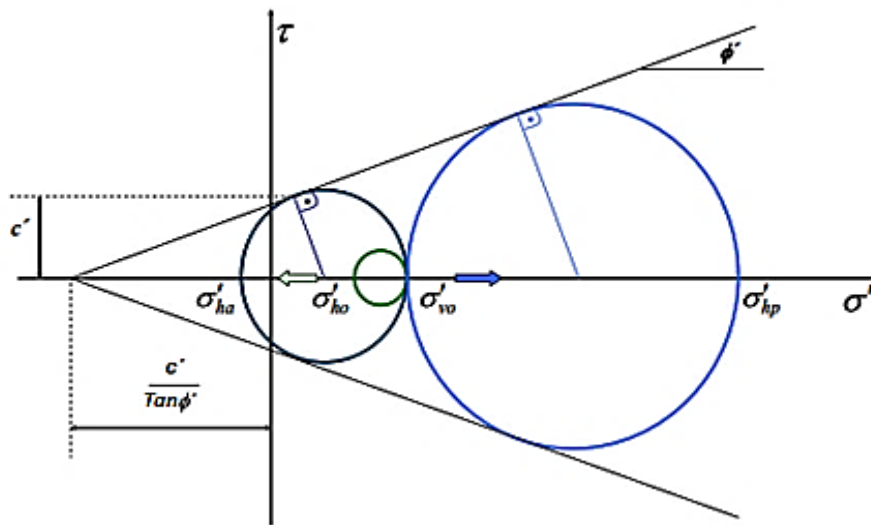
$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Tanto  $K_a$  como  $K_o$  disminuyen en forma aproximadamente lineal con el aumento de  $\phi'$ , mientras que  $K_p$  aumenta de forma exponencial con el aumento de  $\phi'$  (Jara, 2008).

#### 2.2.2.4 Estados de Rankine en suelos con cohesión

La Figura 4 presenta el círculo de Mohr en condición activa y pasiva en un relleno horizontal. Para suelos con cohesión se desarrolló la contribución de la raíz de  $K$  para el cálculo de la presión resultante, (Bell, 1915). Las ecuaciones planteadas anteriormente pueden ser ampliadas para suelos que presentan cohesión y bajo estas condiciones, aplicando relaciones trigonométricas establecidas, se deduce para la condición activa lo siguiente:

Figura 4 Estados activo, pasivo y al reposo de Rankine en suelos con cohesión y rozamiento. Tomado de Jara en 2008.



$$\text{sen } \phi' = \frac{\frac{\sigma'_{vo} - \sigma'_{ha}}{2}}{\frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{ha}}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'}}$$

(8)

Despejando  $\sigma'_{ha}$ , se tiene lo siguiente:

$$\sigma'_{ha} = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \cdot \sigma'_{vo} - 2 \cdot c' \cdot \frac{\text{cos}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad (9)$$

Considerando que  $K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'}$  y que  $\frac{\text{cos}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$ , se tiene finalmente que:

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \sigma'_{vo} - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (10)$$

La ecuación 10 corresponde a la presión de tierras activa para un suelo que presenta cohesión y fricción.

Del mismo modo se determina la ecuación correspondiente a la presión de tierras pasiva como:

$$\sigma'_{hp} = K_p \cdot \sigma'_{vo} + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p} \quad (11)$$

Este análisis indica un caso particular en el que la presión de tierras activa  $\sigma'_{ha}$  es negativa, lo que implica que el suelo está sometido a estiramiento o tracción. Debido a que un suelo no puede soportar esto, el mínimo esfuerzo horizontal  $\sigma'_h = 0$ .

La profundidad teórica que alcanzaría una eventual grieta de tracción en un suelo con cohesión debido a relajación horizontal, es de:

$$Z_o = \frac{2c'}{\gamma} \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (12)$$



### 2.2.2.5 Estados activo y pasivo de Rankine con relleno inclinado

La teoría de Rankine es la solución a un campo de esfuerzos que se encuentran en una masa de suelo que predice las presiones de tierras activo y pasivo, (Rankine, 1857).

Sin embargo esta teoría de Rankine puede ser adaptada para un terreno que presenta un ángulo de inclinación  $\beta$ .

Con respecto a la inclinación el ángulo de rozamiento interno  $\phi'$  y el ángulo de inclinación del terreno  $\beta$ , se expresa de la siguiente manera:

$$\beta \leq \phi'$$

En la condición activa, la relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical para un plano paralelo a  $\beta$  está dada por:

$$K'_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_z} = \frac{\sigma'_a}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta} \quad (13)$$

Entendiendo  $\sigma'_a$  como esfuerzo efectivo horizontal y  $\sigma'_z$  como esfuerzo efectivo vertical.

El coeficiente de presión de tierras activa para un terreno inclinado se determina a partir de la siguiente expresión (Bowles, 1996):

$$K'_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi'}} \quad (14)$$

Finalmente, la presión de tierras activa en el plano horizontal considerando que el terreno tiene un ángulo de inclinación  $\beta$  y que  $\sigma'_{ha} = \sigma_a \cos \beta$ , es:

$$K'_a = \cos \beta \cdot K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (15)$$

Del mismo modo el coeficiente de presión de tierras pasiva en un plano horizontal, considerando que el terreno tiene un ángulo de inclinación  $\beta$ , es:

$$K'_p = \cos \beta \cdot K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (16)$$

La aplicación de estos coeficientes en la práctica es mínima, por lo que en el caso de que el ángulo de inclinación del terreno  $\beta$  sea igual al ángulo de fricción interna del suelo  $\phi'$ , los estados de esfuerzos activos y pasivos obtenidos son teóricamente iguales. Por otro lado, si  $\beta > \phi'$  los valores de  $K'_a$  y  $K'_p$  no se podrían determinar.

Para cuando  $\beta = 0$ ,  $K'_a$  adquiere la expresión definida en la ecuación 4 y  $K'_p$  adquiere la expresión definida en la ecuación 7.

#### 2.2.2.6 Empujes de tierra a partir de los estados activo y pasivo de Rankine

Los estados activo y pasivo definidos por Rankine permiten determinar los empujes que se presentan en una estructura de contención. La aplicabilidad de la teoría de Rankine al cálculo de empuje de tierras, debe cumplir los siguientes puntos (Jara, 2008):

- Se supone que todo el relleno de la estructura, se encuentra en estado plástico.
- La cara del muro que hace contacto con el suelo es vertical.
- El relleno debe ser homogéneo.
- La superficie del relleno debe ser plana, ya sea horizontal o inclinada, y no existe rozamiento entre el relleno y el muro.

Partiendo de estas suposiciones, la teoría de Rankine limita las condiciones reales del terreno. Esto indica que el suelo se encuentra en estado de rotura, lo que en la realidad no sucede (Ortuño, 2005). Por otra parte se debe tener claro el ángulo que se presenta en el muro y esto desarrolla otro tipo de esfuerzos (Peck, Hanson, y Thornburn, 2001). Al calcular bajo esta premisas, se reduce el empuje activo y aumenta el empuje pasivo (Ortuño, 2005).

Así mismo se debe tener presente en el cálculo de la presión de tierras, la cantidad de movimiento que se presente (Terzaghi, Peck, y Mesri, 1996).

Para el caso general de una estructura de contención de tierras de altura  $H$  con un relleno que presenta cohesión, con una densidad aparente  $\gamma$  y un ángulo de rozamiento interno efectivo  $\phi'$ , sin presencia de nivel freático, el esfuerzo horizontal efectivo (Bell, 1915) a cualquier profundidad determinada  $z$ , es:

$$\sigma'_{ha} = K'_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K'_a}$$

(17)

Que corresponde a la ecuación 10, donde  $K_a$  se obtiene a partir de la ecuación 4.

El esfuerzo efectivo horizontal para la condición activa debida al peso del suelo, aumenta de forma lineal con la profundidad desde un valor igual a 0 para la superficie del relleno hasta un valor igual  $K_a \cdot \gamma \cdot z$ .

Por su parte, el esfuerzo efectivo horizontal debido a la cohesión toma un valor de  $-2 \cdot c' \cdot K_a$  para toda la altura del muro.

El empuje de tierras, de la ecuación 10 entre 0 y  $H$  es:

$$E_a = \int_0^H (K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}) \cdot dz \quad (18)$$

Al desarrollar esta integral, se obtiene el empuje activo total como:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \quad (19)$$

Del mismo modo se obtiene el empuje de tierras pasivo de la teoría de Rankine.

Para el caso de suelos, cuando la cohesión es igual a 0, el valor del empuje activo de tierras es:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (20)$$

### 2.2.3 Teoría de empuje de tierras de Coulomb

El método propuesto por Coulomb en 1776 en estructuras de contención tiene sustento en las teorías de equilibrio límite.

Para su aplicabilidad al dimensionamiento de una estructura de contención de tierras, al igual que la teoría de Rankine es necesario considerar las siguientes suposiciones (Bowles, 1996):

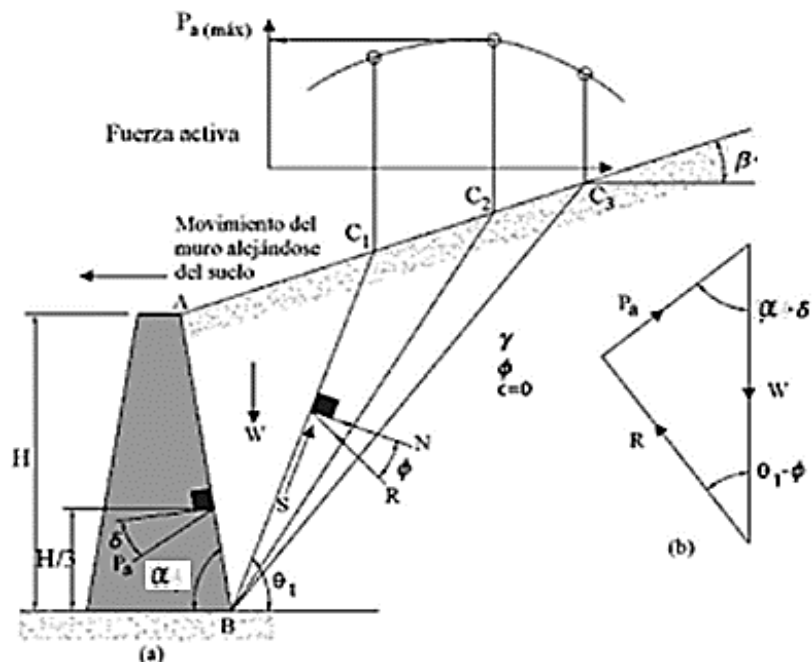
- El suelo es homogéneo, tiene fricción y es suelo no cohesivo.
- Las superficies del relleno y de deslizamiento son planas.
- En la superficie de deslizamiento tiene resistencia a la fricción que es distribuida uniformemente a lo largo de ella, el coeficiente de fricción suelo-suelo es  $\mu = \tan \phi'$ .
- Existe fricción entre el suelo y el espaldón del muro, debido al movimiento de la cuña de falla respecto a la cara de la estructura. Esta fricción se identifica mediante un ángulo denominado  $\delta$ .
- La falla es un problema bidimensional.

Las teorías de Rankine y de Coulomb difieren de la realidad debido a que estas consideran que la estructura de contención se puede mover libremente en el plano horizontal, para las condiciones activas y pasivas; sin embargo, el escenario es diferente cuando las estructuras tienden a rotar en su pie por la presión de tierras que se ejerce.

### 2.2.3.1 Empuje activo de Coulomb en suelos sin cohesión

La Figura 5, considera un muro de contención con el paramento inclinado con un ángulo  $\beta$  respecto a la horizontal. El relleno es granular y se inclina con un ángulo  $\alpha$  con la horizontal y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro, (Das, 2006). La Figura 5b describe un triángulo de fuerzas para fines de equilibrio, en donde  $P_a = E_a$ , es determinado a partir de  $W$  (peso de la cuña de suelo) y de las otras fuerzas que son valores conocidos. El valor de  $\theta$ , corresponde al ángulo que se forma entre la línea  $BC_1$  con la horizontal.

Figura 5 Presión activa de Coulomb. Tomado de Das en 2006.



Al considerar el suelo sin cohesión, la resistencia al esfuerzo cortante en el plano de deslizamiento queda expresada por la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (21)$$

Y el empuje activo  $E_a$  en suelos sin cohesión por Coulomb es:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\phi - \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}} \right]} \quad (22)$$

Considerando que el empuje de tierras en la cara de la estructura es  $E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$ , el coeficiente de empuje lateral activo queda definido por:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\phi - \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}} \right]} \quad (23)$$

Cuando  $\delta = \beta = 0$  y  $\alpha = 90^\circ$ , la expresión 23 se iguala la expresión 4 definida para el estado activo de Rankine.

### 2.2.3.2 Empuje pasivo de Coulomb en suelos sin cohesión

Para este caso el empuje pasivo  $E_p$ , en suelos sin cohesión definido por Coulomb es:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\phi - \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}} \right]} \quad (24)$$

Considerando que el empuje de tierras en la cara de la estructura es  $E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$ , el coeficiente de empuje lateral activo queda definido por:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi')}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}} \right]} \quad (25)$$

Cuando  $\delta = \beta = 0$  y  $\alpha = 90^\circ$ , la expresión 25 se iguala a la expresión 7 definida para el estado pasivo de Rankine.

### 2.2.3.3 El método de Coulomb en suelos con cohesión

La teoría de Coulomb se aplica a suelos con cohesión teniendo presente en el polígono de fuerzas la inclusión de la adherencia entre terreno y estructura en la cara de la estructura, las presiones intersticiales en el plano de rotura y en la cara de la estructura si hubiera filtración y de la cohesión a lo largo del plano de rotura igual.

Al considerar un muro con la cara de la estructura vertical y superficie de terreno horizontal, sin presiones intersticiales ni grietas en el relleno, se define la componente normal del empuje activo total como:

$$E_a \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - K_{ac} \cdot c' \cdot H \quad (26)$$

Donde:



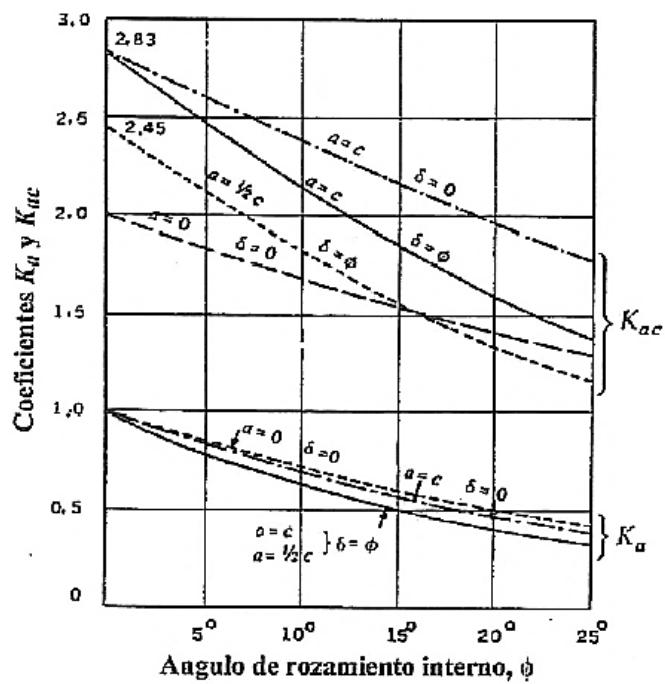
$K_a$  = Coeficiente de empuje activo.

$K_{ac}$  = Coeficiente de empuje activo para el término de cohesión.

$\delta$  = Ángulo de fricción de la estructura – suelo.

Los coeficientes  $K_a$  y  $K_{ac}$  pueden ser definidos a partir de la Figura 6:

Figura 6 Coeficientes de empuje activo en suelos con cohesión. Tomado de Jiménez Salas, en 1981.



Cuando el rozamiento estructura - suelo sea nulo ( $\delta = 0$ ), los coeficientes  $K_a$  y  $K_{ac}$  pueden ser obtenidos a partir de:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (27)$$

$$K_{ac} = 2 \cdot \sqrt{1 + \frac{a}{c}} \cdot \tan \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (28)$$

Donde:

a= La cohesión adhesiva a lo largo de la longitud de la pared de la estructura. (kPa)

c= Valor de la cohesión lo largo del plano de ruptura. (kPa)

### 2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS TEORIAS CONVENCIONALES

Para definir este punto, es necesario describir las variables y las condiciones de estado del suelo en las que se analizan los empujes de tierra con teorías convencionales y la propuesta en condiciones parcialmente saturadas.

Los suelos saturados y los suelos secos, constituyen un sistema de 2 fases: partículas sólidas-agua y partículas sólidas-aire, respectivamente. Pero en el caso intermedio, cuando el suelo está parcialmente saturado, se involucran tres fases en el suelo que interactúan entre sí, partículas sólidas, agua y aire y de acuerdo con (Fredlund y Morgenstern, 1977), se podría hablar de una cuarta fase: la interfase aire-agua, o membrana contráctil.

Debido a la interacción entre las fases, además de los principios de la mecánica y la hidráulica, se requiere utilizar los principios de termodinámica entre las diferentes

fases del suelo, lo cual hace un poco más complejo el estudio del suelo parcialmente saturado.

Para representar los estados del suelo dependiendo de las fases presentes Fredlund en el 2000 definió que los suelos que se encuentran por debajo del nivel freático se consideran en estado saturado; es decir, que los espacios vacíos están ocupados completamente por agua. De acuerdo con las leyes de la hidráulica, bajo esta condición, el agua en los poros se encuentra a una presión positiva; es decir que ejerce una fuerza positiva de igual magnitud y en todas las direcciones y se le conoce como presión de poros debida al agua.

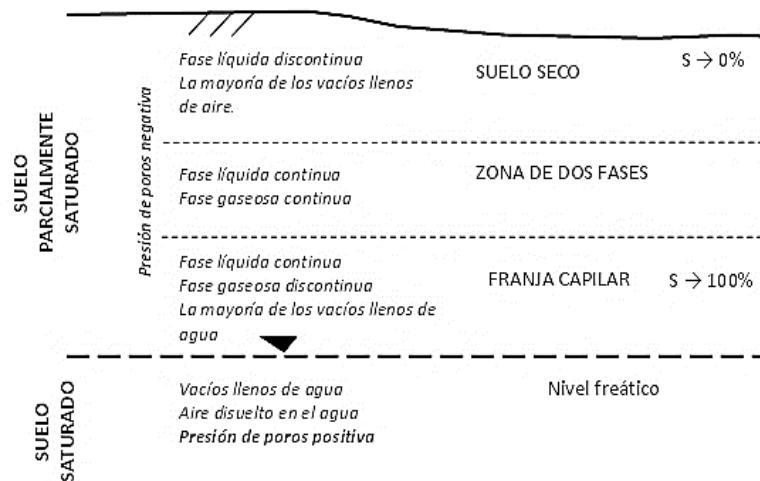
Por otra parte los suelos que se encuentran por encima del nivel freático, pueden estar en estado seco, saturados por capilaridad o parcialmente saturado. La zona de suelo seco es la que se encuentra más cerca a la superficie del terreno, y de acuerdo con (Fredlund, D.G., 2000) la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de aire, pudiendo existir una fase líquida pero en estado discontinuo; es decir, como pequeñas gotas de agua aisladas.

La franja más cercana al nivel freático es la franja capilar, donde la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de agua de manera continua, pero puede existir una fase gaseosa discontinua, es decir, se presentan burbujas de aire. El grado de saturación del suelo en la franja capilar es cercano al 100%, pero el suelo no se considera saturado y a diferencia de este, el agua que ocupa los vacíos, se encuentra a una presión negativa, es decir la presión de poros debida al agua es negativa y se rige por el fenómeno de capilaridad, (Mesa, 2011).

Entre la zona del suelo seco y la franja capilar, existe una zona intermedia denominada por (Fredlund, D.G., 2000) como zona de dos fases, que corresponde a la zona del suelo parcialmente saturado, propiamente dicha. En esta zona, el agua y el aire se encuentran ocupando los poros, ambos de manera continua y el grado

de saturación se encuentra en un intervalo entre el 20% y el 80%. La presión en los poros del suelo es negativa, pero es debida a la diferencia de presión entre ambas fases; es decir, a la presión del agua en los poros y a la presión del aire en los poros.

Figura 7 Zonas de suelo saturado y parcialmente saturado. Tomado de Fredlund, D.G., 2000.



La mecánica del suelo parcialmente saturado, se ha desarrollado para esta zona intermedia, donde hay continuidad de las fases líquidas y gaseosa; sin embargo, las teorías propuestas se pueden extender para los tres casos.

Partiendo de este punto, se podría decir que una de las desventajas presentes en los análisis convencionales es que no tiene presente el comportamiento que presentan estos suelos frente a cambios de esfuerzos y de succión.

Por ejemplo, el principio de los esfuerzos efectivos, que constituye uno de los puntos básicos del comportamiento del suelo saturado, cuando se aplica a los suelos parcialmente saturados presenta dificultades que todavía no están totalmente resueltas, (Barrera y Garnica, 2002). En la actualidad se considera aún escaso el conocimiento que se tiene sobre este tema, debido a la complejidad y gran cantidad de factores que intervienen en el mismo. Los problemas que entraña el

conocimiento de la influencia de nuevas variables de esfuerzos, como la succión, los fenómenos de histéresis, respecto a los cambios de humedad, los fenómenos acoplados hidro-mecánicos, los problemas de flujo no lineales y otros aspectos del comportamiento de estos suelos han llevado a trabajar de manera inapropiada la teoría de los suelos saturados o en el caso extremo del suelo seco. La mecánica de suelos parcialmente saturados se encuentra en continuo avance, y los principios fundamentales están listos para ser incorporados en los análisis y diseños.

Los suelos parcialmente saturados, como el caso de los suelos compactados para la construcción de obras de ingeniería civil ha sido frecuente a lo largo de la historia. A pesar de que el comportamiento de estos suelos ha sido estudiado por numerosos autores, es necesario continuar con la sistematización de la información disponible sobre los mismos para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que intervienen.

Desde un punto de vista práctico, el estudio experimental del comportamiento de los suelos compactados al igual que el desarrollo de un marco conceptual de un modelo constitutivo que permita simular el comportamiento de dichos suelos (suelos parcialmente saturados) frente a cambios de succión y de esfuerzo es de gran interés en el campo de obras de ingeniería, como en el caso de las vías terrestres con retos a resolver problemas de estabilidad de laderas naturales y taludes, construcción de terraplenes, empujes de tierras contra toda clase de elementos de retención, cimentaciones para puentes, obras viales y presas de tierra, constituyen un catálogo cuya sola enumeración fundamenta lo dicho.

El diseño geotécnico de un muro de contención de tierras se realiza a partir de la determinación de los esfuerzos a los que estará sometida la estructura, mediante los cuales se evalúa su estabilidad y se define la configuración geométrica capaz

de resistir dichos esfuerzos en forma segura. Estos esfuerzos, denominados comúnmente “empujes”, se obtienen considerando las siguientes acciones: empujes de las tierras ubicadas en la cara del muro de la estructura; eventuales sobrecargas existentes en la superficie del relleno de la cara del muro; acción del agua por presencia de un nivel freático (esfuerzo hidrostático) o cursos de agua (esfuerzos de filtración); efectos del proceso de compactación en los empujes en la cara del muro de la estructura; y/o, acciones de carácter extraordinario o temporal, como puede ser la acción de un sismo.

Los empujes de tierra son generalmente obtenidos mediante métodos de cálculo simplificados, de base analítica o empírica, los cuales han sido desarrollados a partir del siglo XVIII y que actualmente siguen siendo empleados para el diseño de muros de contención de tierras. De todos ellos, los de más amplia aplicación corresponden a los métodos empíricos propuestos por Coulomb en 1776 y Rankine en 1857.

Estos métodos de cálculo desarrollados por estos investigadores permiten determinar la magnitud del empuje de tierras que se genera en la cara del muro de contención, para posteriormente evaluar su estabilidad ante dichas sollicitaciones. La obtención de estos empujes está basada en consideraciones de equilibrio límite, mediante la definición, según el caso, de dos estados de esfuerzos, activo y pasivo, a partir de los cuales el suelo alcanza su estado de rotura. En la actualidad siguen siendo los métodos más empleados para el dimensionamiento de diversos muros de contención de tierras con resultados satisfactorios, como los muros convencionales y los muros de tierra mecánicamente estabilizados, entre otros.

Sin embargo las principales diferencias en las presiones que se calculan utilizando estos métodos se deben principalmente a las suposiciones que se hacen en relación con el ángulo o el desarrollo de fricción de la pared, la forma de la superficie de falla, la cantidad o el tipo de movimiento de la pared, y la aplicación de la estática de la

tierra, (Pufahl, Fredlund, y Rahardio, 1983). Cuando las presiones de agua están involucrados, la presión resultante en la pared por lo general se dividen en dos componentes: los creados por la estructura del suelo (esfuerzos efectivos) y los creados por el agua (esfuerzos neutros). Si el suelo tiene un intercepto cohesión aparente sobre la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb la parte superior de la "estructura del suelo" en condiciones de falla activa es aparentemente en tensión. Con frecuencia, esta parte de la distribución de la presión efectiva se descuida cuando la fuerza total se calcula sobre la pared. Esta modificación presupone que la estructura del suelo no puede adherirse a la pared a pesar de que el esfuerzo total en la pared puede estar en compresión, (Pufahl, Fredlund, y Rahardio, 1983).

Alguna dificultad surge cuando se aplica el mismo procedimiento a los suelos parcialmente saturados porque una sola ecuación de esfuerzo efectivo no puede utilizarse para describir el comportamiento de la estructura del suelo, (Fredlund y Morgenstern, 1977).

Y para ello las dos variables de estado de esfuerzos que parecen ser más satisfactoria para la mayoría de problemas de mecánica de suelos parcialmente saturados son el esfuerzo total neto, y por otra parte está la succión matricial (que es la diferencia entre la presión de poros o del agua, la presión del agua intersticial y el aire).

En estas condiciones las presiones que actúan sobre la pared se pueden calcular en términos de esfuerzos totales, las presiones de poros de aire y succión matricial. Puesto que la presión de poros de aire no es tan variable se consideran igual a cero con respecto a la atmósfera, su inclusión en las ecuaciones es un tanto académica y por lo que se suelen desaparecer en el resultado final.

Si se hace comparación entre las presiones ejercidas por el mismo suelo cuando está saturado y cuando está parcialmente saturado, la presión resultante en la pared

para todos los grados de saturación debe ser formulada en términos de presión total. Además se ha sugerido que el efecto de succión matricial en un suelo puede ser visualizado más fácilmente si se considera que contribuyen a la aparente intersección de cohesión sobre la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (Fredlund y Morgenstern, 1977). De acuerdo a ésta última propuesta, el efecto de la presión de agua de los poros en suelos saturados se podría evaluar de la misma manera de modo que una comparación directa se puede hacer.

La superficie de falla se supone que es plana, la superficie del relleno es horizontal, y la fricción de la pared no es tomada en cuenta; a este conjunto de condiciones es de acuerdo con la teoría clásica de la presión de tierras de Rankine.

Por otra parte, las presiones de tierra generados en estructuras de contención se puede entender mejor en términos de los cambios que surgen en los esfuerzos principales que pueden abordarse mediante el comportamiento de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos como se aplica en la teoría de Rankine.

Esta metodología es convencional y se basa en el comportamiento de la resistencia al corte en suelos saturados; al contrario de los suelos parcialmente saturados, que influyen además los esfuerzos que surgen en las tres fases de un suelo (es decir, sólido, líquido, y aire). Esta metodología de entender el comportamiento de la ingeniería de suelos parcialmente saturados se basa en determinar la relación de una fase sólida para las otras dos fases (líquido, y gas) o básicamente agua y aire.

Otra de las desventajas de la teoría convencional en la determinación de empujes se ve reflejada en la ausencia del detalle de la importancia de la estructura en los fenómenos asociados a la expansión y al colapso. En el caso de arcillas expansivas, la microestructura y su estado de esfuerzo son aspectos fundamentales para el análisis de su comportamiento. También para los suelos compactados en general, la estructura desempeña un papel fundamental en su comportamiento, siendo



necesario conocer además de la distribución y orientación del conjunto de partículas, las uniones o enlaces, las agrupaciones y la forma con que actúa la succión en cada caso.

Respecto a los cambios de humedad, se resalta la importancia de la curva característica para los análisis de la relación succión - humedad del suelo parcialmente saturado, y también sus aplicaciones para la determinación de otros parámetros del suelo, y que a diferencia de la metodología convencional no es tomada en cuenta. Esta relación que es tan importante, también es conocida en la ciencia del suelo como curva de retención de agua.

Nuevamente con referente al comportamiento mecánico del suelo, la resistencia al corte crece de forma no lineal con el aumento de la succión. Este hecho conduce a que las expresiones existentes en la actualidad tengan validez condicional a estrictos rangos de succión. Respecto a las magnitudes de deformación del suelo bajo succión, se analiza que están fuertemente influidas por el estado de esfuerzo, por las trayectorias de esfuerzo y humedad seguida; además por su puesto, de las características del suelo. Los parámetros elásticos del suelo están también fuertemente influidos por la succión.

Por otra parte, otra desventaja de la teoría convencional se manifiesta en los procesos de compactación del relleno, debido a que las propiedades mecánicas del suelo no son las más cercanas a la realidad.

Un aspecto interesante es el establecimiento de criterios de compactación, que conduzcan a un suelo esencialmente estable volumétricamente frente a futuros cambios de humedad. La compactación por el lado seco tiene siempre un riesgo asociado de cambio de volumen. Las energías en torno al Proctor Normal no evitan en muchos casos el colapso al humedecer. Las energías cercanas al Proctor Modificado sobre suelos arcillosos conducen con frecuencia a condiciones de

expansión. Son más seguros los contenidos de humedad óptimos e incluso superiores. Un buen criterio práctico debe especificar tanto la densidad como la humedad a partir de una caracterización previa mediante ensayos (Barrera y Garnica, 2002).

A modo de síntesis, se considera oportuno destacar que la concepción y ejecución de un relleno compactado deben ser contempladas desde una perspectiva global, comenzando por tener en cuenta los materiales disponibles en el entorno, y los medios de puesta en obra. Un proyecto de un terraplén tendrá en cuenta esas circunstancias, adoptando las soluciones oportunas para que el producto final obtenido cumpla los objetivos perseguidos en relación con su estabilidad, deformabilidad y durabilidad.

En el conjunto de labores a ejecutar, quizá la compactación es la de mayor trascendencia, pues influye decisivamente tanto en las características del producto obtenido, como en los rendimientos y economía de la obra. A su vez la compactación debe ser analizada desde una perspectiva global, que tenga en cuenta la gran interrelación entre los distintos factores, tales como son el tipo de material, la maquinaria, la humedad inicial y la climatología.

Aunque estos son parámetros difíciles de cuantificar de forma precisa, la teoría convencional es la más lejana a este punto, debido a que se analizaría de manera extrema, hacia el lado seco y/o por el contrario hacia al lado húmedo del suelo analizado.

Estas variaciones de resultados de la teoría convencional finalmente se verían expresadas en la economía del proyecto, puesto que el proyecto se realizaría en condiciones de seguridad extremas en comparación al entorno existente, es decir probablemente como ventaja de esta teoría, se distinguiría la seguridad que esta proporcionaría, pero se vería condicionada a lo que realmente podría valer la

construcción sin ninguna alteración dañina para el proyecto, si no que sea el adecuado en el escenario real.

## **2.4 SÍNTESIS CAPÍTULO 2**

En el capítulo 2 se relata el origen de las teorías convencionales para la determinación de los empujes de tierras hasta los métodos actuales usados de manera convencional. Se ha realizado una recopilación de los aspectos principales del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, en donde se describen las ventajas y desventajas que se ha realizado para el cálculo de empujes para el diseño de estructuras de contención de manera convencional, y de la diferencia que hay cuando el suelo es parcialmente saturado. La descripción matemática planteada en el capítulo está resumida para el entendimiento de los estados activos y pasivos que existen y de los empujes que se crean sobre una estructura de contención de tierras en sus dos caras del muro.

### **3. MÉTODOS QUE INVOLUCRAN LA CONDICION DE SATURACION PARCIAL**

El suelo parcialmente saturado se le podría considerar como un sistema de tres fases compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones existentes entre estas fases y los componentes del suelo están presentadas en la Figura 8 de forma resumida, (Yoshimi y Osterberg, 1963)

Pero también se habla de una cuarta fase, considerando a la inter fase entre el aire libre y el agua libre como una fase independiente. Esta inter fase, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene propiedades distintas de las del agua y el aire a las que separa. Al analizar los esfuerzos presentes se consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas en partículas sólidas y membrana contráctil y las otras dos fases fluyen bajo las presiones aplicadas en aire y agua. Entender estas interacciones que existen entre las tres fases del sistema es el punto de partida para comprender el comportamiento del suelo parcialmente saturado.

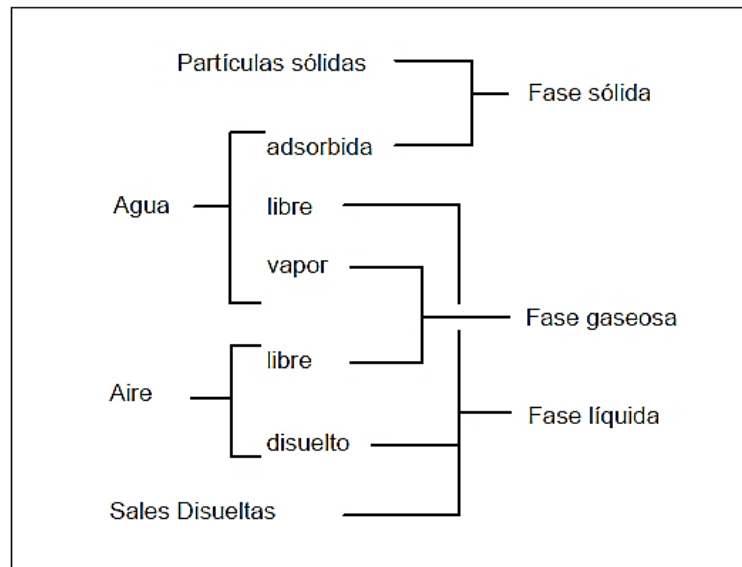


Figura 8 Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado. Tomado de Yoshimi y Osterberg, 1963.

### 3.1 FASES CONSTITUYENTES

#### 3.1.1 Fase sólida

Compuesta por las partículas del suelo, esta podría presentar características variables entre ellas; para este punto se describen sus propiedades morfológicas y químicas que son fundamentales en su comportamiento. Esta estructura de las partículas sólidas es especialmente importante en el caso de suelos en estado no saturado, debido a la influencia que tiene en el efecto del estado de esfuerzos provocado en las inter fases entre dichas partículas, el agua y aire.

Por otra parte, la compactación por el lado seco o húmedo del óptimo puede variar en la masa del suelo interna debido a la alternación externa que se hace.

Las partículas de suelo arcillosas se aglomeran en partículas elementales mayores que son las que originan una determinada masa del suelo (Jiménez Salas, 1980).

### 3.1.2 Fase líquida

Fundamentalmente compuesta por agua. Las soluciones del suelo proceden de la alteración de los minerales y de la materia orgánica. El agua ejerce importantes acciones en la formación del suelo como la fertilidad del mismo. La fase líquida circula a través del espacio poroso, quedando retenida en los poros del suelo; alternando sus espacios constantemente con la fase gaseosa. Los cambios climáticos estacionales y las precipitaciones atmosféricas, hacen variar los porcentajes de cada fase en cada momento.

Se podría clasificar cinco tipos de agua en el suelo, (Villarroya, 2006): *el agua estructural*, es el agua que se encuentra formando parte de la estructura cristalina de los minerales presentes en el medio. *El agua higroscópica*, absorbida directamente de la humedad atmosférica, forma una fina película que recubre a las partículas del suelo. *El Agua retenida osmóticamente en las dobles capas*, se encuentra a una distancia comprendida entre 0,1 y 0,5  $\mu\text{m}$  de la superficie de las partículas; se encuentra una capa de moléculas retenida por la atracción ejercida por los iones presentes en las dobles capas eléctricas difusas. El agua capilar, contenida en los conductos capilares del suelo. Dentro de ella se distingue el agua capilar no absorbible y la absorbible, y *el agua gravitacional*, que no está retenida en el suelo, y se clasifica en agua gravitacional de flujo lento y agua gravitacional de flujo rápido en función de su velocidad de circulación, (Brissio, 2005).

### 3.1.3 Fase gaseosa

Esta fase compuesta por aire, donde su característica es su compresibilidad al contrario del agua con la incompresibilidad. El comportamiento se resume en la relación que hay entre el volumen, la presión y la temperatura, la cual se describe en la ley de los gases perfectos. (Barrow, 1961).

Es la mezcla de gas que ocupa los espacios que la fase líquida deja libres en la porosidad de suelo. Debido a sus características intrínsecas como fluido, la fase gaseosa presenta una marcada similitud con la fase líquida del suelo, sobre todo en lo que se refiere a su dinámica, aunque tiene algunas diferencias con respecto a ésta (Brissio, 2005).

### 3.1.4 Interacción entre las fases

Entre las fase líquida y gaseosa existen interacciones. La capa viscosa del agua absorbida, que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suelen incluirse en esta última pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación, conocida como secado (Juárez y Rico, 2005).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos. (Juárez y Rico, 2005).

### 3.1.5 Las relaciones de fases en un suelo parcialmente saturado

Las relaciones de masa - volumen se definen tomando como base el sistema de tres fases: sólidos, agua y aire, en el cual se descarta el volumen de la membrana contráctil, porque es demasiado pequeño para influir en los cálculos y porque se considera su masa como parte de la masa del agua.

Dentro de las propiedades volumétricas y gravimétricas del suelo de tres fases, está uno de los conceptos más elementales y básicos: la Porosidad ( $n$ ), definida en la ecuación 29, como la relación entre el volumen de los vacíos ( $V_v$ ); esto es la suma de los volúmenes de aire y agua, respecto al volumen total ( $V$ ).

$$\boxed{n = \frac{V_v}{V}} \quad (29)$$

Otras relaciones importantes son: la Relación de vacíos ( $e$ ) definida en la ecuación 30 por la relación entre el volumen de los vacíos ( $V_v$ ), y el volumen de los sólidos ( $V_s$ ):

$$\boxed{e = \frac{V_v}{V_s}} \quad (30)$$

Una variable parecida a la anterior, que ha sido utilizada para representar el contenido de agua del suelo parcialmente saturado, se llama la relación de vacíos equivalente ( $e_w$ ), y se define en la ecuación 31 como la relación entre el volumen de agua ( $V_w$ ), y el volumen de los sólidos ( $V_s$ ):

$$\boxed{e_w = \frac{V_w}{V_s}} \quad (31)$$



El grado de saturación ( $S$ ) de la ecuación 32, es el porcentaje del volumen de los vacíos ( $V_v$ ) ocupado por un volumen de agua ( $V_w$ ):

$$S = \frac{100 V_w}{V_v} \quad (32)$$

*Humedad o contenido de agua ( $w$ )*, se define en la ecuación 33 como la relación entre la masa del agua ( $M_w$ ) respecto a la masa de los sólidos ( $M_s$ ). También se le da el nombre de contenido de agua gravimétrico, para enfatizar que su definición está en términos de las masas (o también de los pesos) de agua y sólidos.

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (33)$$

*Contenido de agua volumétrica o humedad volumétrica ( $\theta$ )*, se define en la ecuación 34 como la relación entre el volumen del agua ( $V_w$ ) respecto al volumen total ( $V$ ):

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (34)$$

En los suelos parcialmente saturados, la humedad volumétrica ( $\theta$ ), constituye una variable importante para el análisis de los cambios volumétricos asociados a variaciones del contenido de agua.

Las relaciones entre masa y volumen se definen como:

Tabla 2 Relación entre masa y volumen

Descripción	Formula	Numero de ecuación
Densidad o densidad total ( $\rho$ ):	$\rho = \frac{M_w + M_s}{V}$	(35)
Densidad seca ( $\rho_d$ ):	$\rho_d = \frac{M_s}{V}$	(36)
Densidad de los sólidos ( $\rho_s$ ):	$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$	(37)
Densidad del agua ( $\rho_w$ ):	$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$	(38)

La relación entre la densidad de los sólidos ( $\rho_s$ ) respecto a la densidad del agua ( $\rho_w$ ), a temperatura de 4°C y presión atmosférica, se denomina densidad relativa de sólidos o gravedad específica ( $G_s$ ).

Por sustitución de variables, se pueden encontrar algunas otras formas fundamentales de las relaciones masa - volumen en el suelo parcialmente saturado. El contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ), puede expresarse en la ecuación 39 en términos de la porosidad y el grado de saturación:

$$\theta = Sn \quad (39)$$

La ecuación 39 permite observar que en suelo saturado  $S=1$ ; ( $S=100\%$ ) el contenido de agua volumétrico tiene el mismo valor de la porosidad ( $\theta = n$ ).

Los contenidos de agua gravimétrico ( $w$ ) y volumétrico ( $q$ ) se relacionan por medio de la ecuación 40:

$$\theta = w \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (40)$$

La relación de vacíos equivalente ( $e_w$ ) es una medida de la cantidad de agua, relacionada con el contenido de agua ( $w$ ) de la siguiente forma:

$$e_w = wG_s$$

(41)

### 3.1.6 Comportamiento del agua en suelos parcialmente saturados

Para comienzos del siglo XX, se trató el concepto de potencial capilar para entender la atracción que hay entre el suelo y el agua (Buckingham, 1907).

Desde el punto de vista de la física este concepto expresa el trabajo para retirar una cantidad dada de agua del suelo, lo que significa, el potencial que representa la capacidad del suelo de retener humedad.

Posteriormente, se demostró que el potencial capilar depende del contenido de agua. Estos dos enfoques, el del tubo capilar y el de potencial capilar, no se excluyen entre sí. Las presiones capilares y el potencial capilar son de signo negativo, porque las moléculas del interior del agua ejercen atracción sobre las moléculas de la inter fase aire - agua, causando esfuerzos de tensión en la superficie.

En los vacíos del suelo actúan otras fuerzas, además de las capilares, las cuales se suman para conformar el potencial total. También se refieren a cuatro componentes: el potencial gravitacional, la diferencia de presiones en la inter fase aire - agua, la presión osmótica, y el potencial de adhesión (Gonzalez, 2004). La diferencia de presiones de aire y de agua en la inter fase ( $u_a - u_w$ ), constituye la componente conocida como succión matricial. La componente osmótica es la presión negativa

producida por la presencia de sales solubles en el fluido de poros o por diferencias en la disociación de iones adsorbidos sobre la superficie de las partículas arcillosas.

La suma de la succión matricial y la succión osmótica se conocen como succión total o energía libre del agua en el suelo.

En los suelos parcialmente saturados el comportamiento del agua está ligado principalmente al fenómeno de la succión, aunque también está condicionado por fenómenos como evaporación, presión de vapor y cavitación (Cho y Santamarina, 2001).

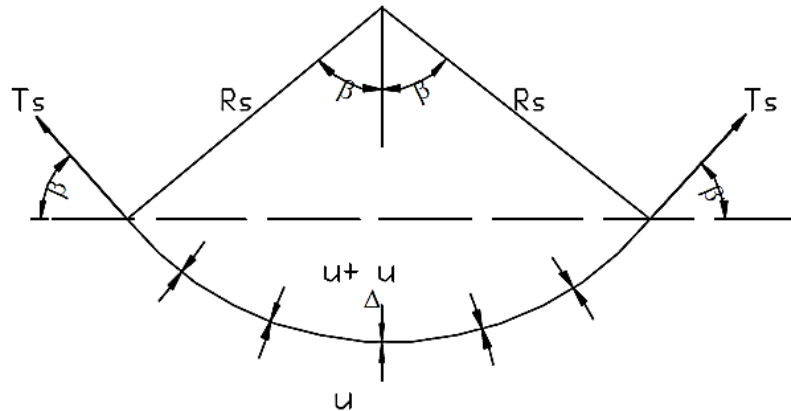
Los cambios de temperatura, de presión de vapor, o de suministro de agua, que tienen lugar en el interior de los poros no saturados, producen agitación térmica de las moléculas de agua en la inter fase aire - agua, las cuales empiezan a pasar desde el fluido hacia el vapor, hasta que logra establecerse el equilibrio cuando se alcanza el punto de saturación del vapor. Este fenómeno lo describe la termodinámica cuando define la succión total por medio de la ley de Kelvin, (Fredlund y Rajardho, 1993):

$$\psi = -\frac{RT\rho_w}{M} \ln\left(\frac{P}{P_o}\right)$$

(42)

Donde,  $\psi$  = succión total;  $R$  = constante universal de los gases;  $T$  = temperatura absoluta;  $\rho_w$  = densidad del agua;  $M$  = masa molecular del vapor de agua;  $P$  = presión de vapor observada humedad relativa  $HR$  (%); de allí se deduce que un suelo con humedad relativa de 100% tiene valor nulo de la succión, y sólo cuando la humedad relativa sea menor de 100% se tendrá algún valor de succión.

Figura 9 Presiones en el menisco de un tubo capilar. Tomado de Fredlund y Rajardho, 1993.



En el menisco formado en un tubo capilar, la interfase aire - agua o membrana contráctil tiene la propiedad de resistir esfuerzos de tensión ( $T_s$ ). Las diferencias de presión en uno y otro lado de una membrana curvada, con radio ( $R_s$ ), se equilibran con las fuerzas de tensión a lo largo de ésta Figura 9. La diferencia de presiones  $\Delta u$  está dada por:

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s}$$

(43)

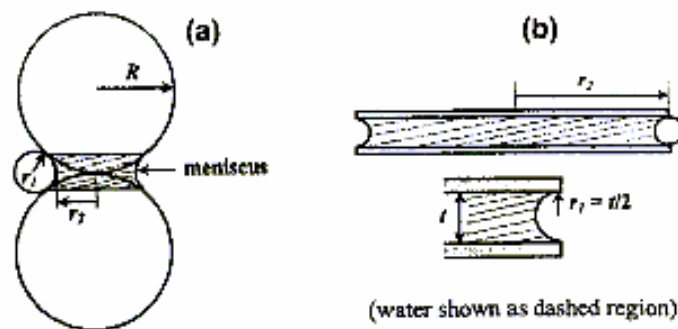
En el modelo físico, la cara cóncava está expuesta a la presión de aire ( $u_a$ ), que es mayor que la presión del agua ( $u_w$ ) que actúa sobre la cara convexa, y la diferencia entre ambas presiones  $\Delta u = (u_a - u_w)$  representa la succión. La ecuación (43) se puede extender al modelo de superficie curvada en forma de cascarón, con radios de curvatura en las dos dimensiones ortogonales  $R_1$  y  $R_2$ , o al micro - modelo de esferas o discos como se muestra en la Figura 10. La diferencia de presiones sobre la membrana contráctil o succión, se expresará en esos casos como:

$$(u_a - u_w) = T_s \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

(44)

De las ecuaciones (43) y (44) se deduce que hay aumento de la succión matricial cuando decrece el radio de curvatura de la inter fase aire - agua. La relación entre los conceptos de tubo capilar y potencial capilar, o la relación entre la presión de vapor y la curvatura de la membrana contráctil, permite deducir que al evaporarse el agua durante algún proceso de secado, la inter fase aire - agua se curva debido a las diferencias de presión en el aire y el agua, (Cho y Santamarina, 2001).

Figura 10 Modelos capilares: a) esferas; c) discos. Tomado de Cho y Santamarina, 2001.



Otro factor que influye en el fenómeno de la succión osmótica, que es la presencia de sales en el agua del suelo. Cuando éstas se encuentran presentes, se reduce la presión de vapor sobre la superficie de la inter fase aire - agua, y disminuye la evaporación. Esta relación entre la concentración de sales y la presión de vapor, es aprovechada como técnica para generar determinado nivel de succión en algunas pruebas de laboratorio de suelos.

El fenómeno de la succión se puede resumir en términos de acuerdo con los niveles en los cuales se puede hacer su medición, (Ridley y Wray, 1995): el primer nivel de medición es la succión matricial ( $u_a - u_w$ ), definida como la medida de la energía

necesaria para mover una molécula de agua dentro de la matriz del suelo; y el segundo nivel es la succión total  $\psi$ , definida por la medida de la energía requerida para remover una molécula del agua hacia la fase de vapor. Cuando el agua del suelo no contiene sales, ambos valores son iguales; en caso contrario, la presión de vapor se reduce, y se incrementa la energía necesaria para remover una molécula de agua, esto es, se incrementa la succión total. Este incremento se denomina succión osmótica  $\pi$ . Las sales disueltas no cambian el nivel de energía necesario para mover una molécula de agua dentro de la matriz; por lo tanto, la succión osmótica y la succión matricial son independientes, (Ridley y Wray, 1995).

## **3.2 DEFINICIONES ASOCIADAS A LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS**

### **3.2.1 Concepto de capilaridad**

La capilaridad es el fenómeno que permite que el líquido ascienda dentro del tubo de bajo diámetro, en contra de la gravedad, hasta una altura llamada altura capilar ( $h_c$ ).

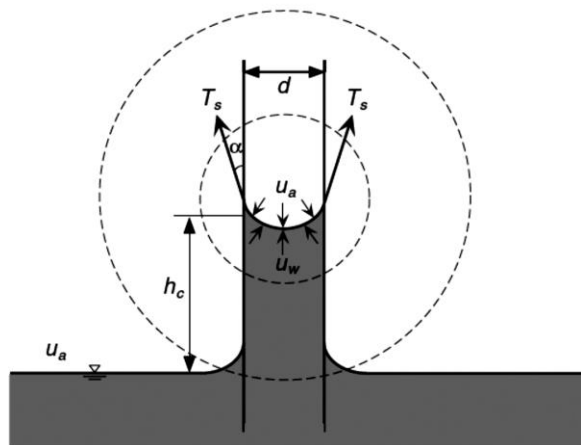
Esta altura capilar dependerá de la tensión superficial ( $T_s$ ), la fuerza de adhesión entre el líquido y el material del tubo capilar ( $\alpha$ = ángulo de contacto) y el diámetro del tubo capilar ( $d$ ). Del equilibrio de fuerzas verticales en la columna de agua dentro del tubo capilar, como se muestra en la Figura 11, se determina la altura capilar:

$$h_c = \frac{4T_s \cos \alpha}{\rho d g}$$

(45)

Donde  $h_c$ = altura capilar,  $T_s$ = tensión superficial,  $\alpha$ : ángulo de contacto,  $d$ : diámetro del tubo capilar,  $\rho$ = densidad del líquido y  $g$ = aceleración de la gravedad.

Figura 11 Equilibrio mecánico de fuerzas dentro del tubo capilar, para determinar la altura capilar. Tomado de Lu y Likos en 2004.



Esta situación se presenta en suelos con presencia del nivel freático, cuando ésta se encuentra por encima se utiliza el termino de altura capilar, y es cuando el agua asciende por los poros y de allí se forma la franja capilar.

Esta franja capilar hace parte del suelo parcialmente saturado. El diámetro del tubo capilar en el modelo mecánico es análogo al diámetro de los vacíos o poros en el suelo, por tanto, la altura capilar en los suelos de grano fino es mayor que en los suelos de grano grueso. (Mesa, 2011).



### 3.2.2 Succión

En mecánica del suelo parcialmente saturado, el significado de succión fue introducido en Inglaterra a mitad del siglo XX (Croney y Coleman, 1948), a partir de un contexto termodinámico.

Así mismo, la succión total es entendida como la energía asociada a la capacidad del suelo para retener agua (Lee y Wray, 1995). Por otra parte, (Ridley. A. M., 1993), define la succión total como la energía requerida para remover una molécula de agua de la matriz de suelo por medio de la evaporación.

Esta energía necesaria para remover el agua del suelo o succión total tiene dos componentes, donde se conoce el efecto de la capilaridad denominada succión matricial ( $\psi_m$ ) y una componente debida a la presencia de sales disueltas en el agua, llamada *succión osmótica*  $\pi$ .

La *succión matricial* ( $\psi_m$ ), es la componente de la succión total asociada a la capilaridad, debida a la tensión superficial en la inter fase agua - aire y a la adsorción desarrollada en la superficie de las partículas. La succión matricial se expresa como la diferencia entre la presión del agua y la presión del aire en los poros ( $u_a - u_w$ ).

$$\psi_m = u_a - u_w$$

(46)

Donde ( $\psi_m$ ) es la succión matricial,  $u_w$  es la presión del agua en los poros y  $u_a$  es la presión del aire en los poros.

El valor de la succión matricial depende del tamaño y distribución de las partículas, del tamaño de los poros y del grado de saturación (Dineen, 1997). Cuando el grado de saturación disminuye, la succión matricial se incrementa. (Mesa, 2011)

La succión osmótica ( $\pi$ ) es la componente de la succión asociada a la presencia de sales disueltas en el agua. La presencia de sales disueltas, reduce la presión de vapor en el espacio que se encuentra por encima de la inter fase agua - aire; por lo tanto, se requiere de una mayor energía para remover una molécula de agua. Esta energía adicional requerida, es la succión osmótica, y es independiente de los efectos por capilaridad. (Mesa, 2011)

La succión total es considerada como la suma algebraica de las componentes matricial y osmótica.

$$\psi = \psi_m + \pi$$

(47)

Donde ( $\psi$ ) es la succión total, ( $\psi_m$ ) es la succión matricial y ( $\pi$ ) es la succión osmótica.

Teniendo en cuenta la definición de succión total como un estado de energía, la succión del suelo puede ser expresada con unidades de energía por unidad de masa. En ingeniería geotécnica, la succión se expresa en unidades de presión, kilopascales ( $kPa$ ) en el sistema internacional de unidades ( $S$ ).

Los principales problemas geotécnicos que involucran a los suelos no saturados, están relacionados con cambios ambientales, y estos cambios modifican principalmente la succión matricial, mientras que los cambios en la succión osmótica son menos significativos. En general, la succión osmótica tiene importancia en el comportamiento del suelo, cuando se presentan problemas que involucren contaminación química, (Fredlund y Rajardho, 1993).

### 3.3 PROPIEDADES DE RETENCIÓN DE HUMEDAD

#### 3.3.1 Relación entre succión y humedad

##### 3.3.1.1 Propiedades de la relación succión - humedad

La succión es función del contenido de humedad (Vehimeyer y Edlefsen, 1937). En suelo homogéneo, a cada valor del contenido de agua corresponde un valor de la succión y, un gráfico que relacione ambas variables, se denomina curva suelo-agua<sup>1</sup> (SWCC) o curva de retención de humedad. En esta curva el contenido de agua puede estar expresado en términos de humedad gravimétrica ( $w$ ), humedad volumétrica ( $\theta$ ), o grado de saturación ( $S$ ). Como la curva presenta una parte en la cual una pequeña variación de humedad está asociada con un cambio bastante amplio de la succión, se prefiere dibujar el logaritmo de la succión contra el contenido de agua, (Vehimeyer y Edlefsen, 1937).

La curva de retención de humedad presenta forma típica en  $S$  (en gráfico semi- log), con dos puntos característicos ideales como se ve en la Figura 12:

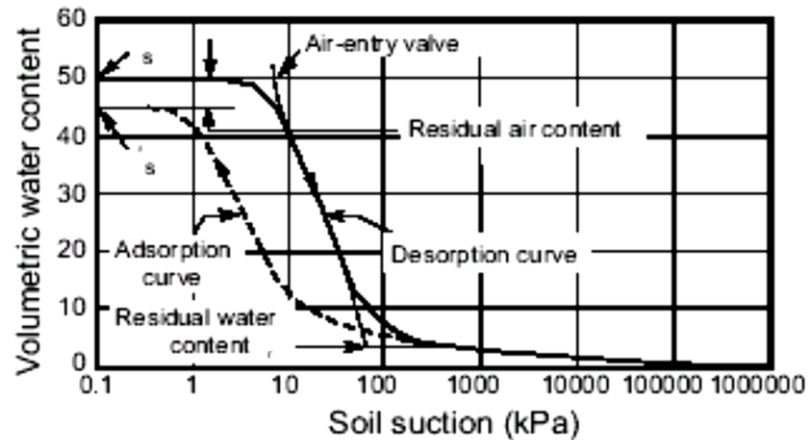
- 1) El valor de entrada de aire  $(u_a - u_w)_b$ , correspondiente a la succión que produce el ingreso del aire a los poros más grandes. Este punto también indica el comienzo del drenaje.
- 2) El contenido de agua residual o la saturación residual ( $S_r$ ,  $\theta_r$ , o  $w_r$ ) es el punto de la curva donde se requiere gran cantidad de energía (succión) para producir un pequeño cambio de humedad; se conoce también como el punto de succión residual,  $(\psi_r)$  Para valores de succión por encima de este punto, cesa la capacidad

---

<sup>1</sup> En idioma inglés se acostumbra designar la curva de retención de humedad por medio de la abreviatura SWCC (*soil-water characteristic curve*), denominación que se propuso en el año 1940 (Barbour 1998).

de remover agua de la matriz del suelo, y cualquier remoción posterior debe hacerse a través del vapor.

Figura 12 Forma típica de la curva de retención de humedad. Tomado de Frenlund y Xing, 1994.



La capacidad del suelo para retener agua es diferente en los procesos de secado y de humedecimiento. Para el mismo contenido de humedad es mayor la succión en secado que en humedecimiento. Esta característica se denomina histéresis hidráulica, y se traduce en una forma diferente de la curva de retención en cada proceso, (García - Leal, 2003). El fenómeno tiene varias explicaciones, tales como: a) el tamaño de los poros y la estructura del suelo que cambian como resultado de la retracción por secado o de la expansión por humedecimiento; b) el aire atrapado como burbujas durante el humedecimiento que produce menor contenido de agua; c) el ángulo de contacto de los meniscos, que es mayor en proceso de humedecimiento, lo que hace aumentar el radio de curvatura de la inter fase aire - agua, y por consiguiente reduce la succión; d) el tamaño y la forma de los vacíos que afecta la manera como el agua entra y sale de ellos (Harrison y Bligh, 2000).

En la forma de la curva de retención de humedad tienen que ver factores como el tipo de suelo, el contenido de agua inicial, la densidad, la historia y el estado de esfuerzos, la historia secado-humedecimiento y la estructura del suelo.

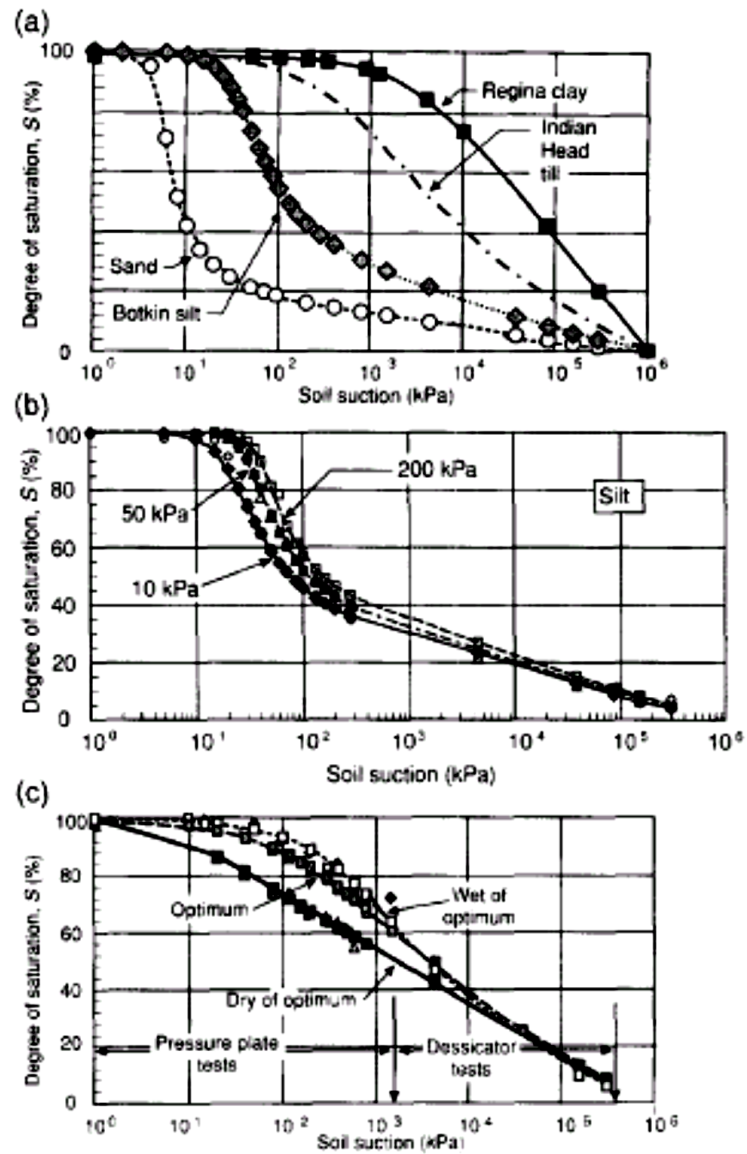
Cada tipo de suelo tiene su propia forma de la curva *SWCC*, de acuerdo con la distribución de tamaños de poros, composición, estructura y fábrica. En la (Figura 13a) se observa que entre más finas son las partículas del suelo, se incrementa el valor de entrada de aire  $(U_a - U_w)_b$ .

La influencia del estado y la historia de esfuerzos se observa en las curvas de retención de humedad de muestras sometidas a diferentes esfuerzos de consolidación (Figura 13b). El aumento del esfuerzo de consolidación produce la disminución del tamaño de los poros grandes, y por tanto el incremento del valor de entrada de aire  $(U_a - U_w)_b$ .

La manera cómo influye la humedad de compactación sobre la forma de la curva de retención se observa en los suelos arcillosos compactados. Cuando se compacta por debajo de la humedad óptima, se produce una estructura más abierta, y por tanto se tiene menor valor de entrada de aire  $(U_a - U_w)_b$  que cuando se compacta con la humedad óptima o por encima (Figura 13c).

La influencia de la historia de secado - humedecimiento se observó en un suelo volcánico sometido a ciclos repetidos secado – humedecimiento (Ng & Pang, 2000). En ese material las tasas de secado y de humedecimiento fueron más altas en el primer ciclo que en los siguientes. Además, en el primer ciclo el valor de la humedad de saturación que se alcanzó al final del proceso de humedecimiento fue muy inferior a la humedad de saturación que se tuvo al inicio del proceso de secado; mientras que en los demás ciclos de secado-humedecimiento los valores del contenido de agua de saturación al inicio y al final fueron muy parecidos.

Figura 13 Efectos sobre la curva de retención por: a) textura del suelo, b) consolidación, c) compactación. Tomada de Barbour, 1998.



### 3.3.1.2 Modelo matemático de la curva de retención de humedad

En la implementación de la mecánica de suelos parcialmente saturados para aplicaciones en los fenómenos de resistencia al corte, compresibilidad y flujo, se requiere conocer las funciones de comportamiento característico suelo-agua (curva de retención de humedad), debido a la correspondencia que hay entre este comportamiento y el estado de esfuerzos en los poros del suelo, y que existe entre la curva de retención y la función de permeabilidad.

En los primeros trabajos de modelación, en la segunda década del siglo XX (Baver, 1966), se definió una relación hiperbólica entre la succión y el contenido de agua:

$$\psi = \frac{A}{\theta} + B$$

(48)

Donde ( $\psi$ ) es la succión total, ( $\theta$ ) es la humedad, ( $A$ ) y ( $B$ ) son constantes.

Muchos modelos en la literatura son de tipo hiperbólico. Algunos modelos están elaborados con base en la observación de la relación estrecha entre la forma de la curva de distribución de tamaños de los poros y la forma de la curva de retención de humedad; el modelo de (Fredlund y Xing, 1994) fue formulado bajo este principio, y se escribe como:

$$\theta(\psi, a, n, m) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi + a)^n]\}^m}$$

(49)

Donde  $(e)$ = base de los logaritmos naturales;  $(\theta_s)$ = contenido de agua de saturación;  $(\psi)$ = succión;  $(a, n$  y  $m)$ = parámetros de ajuste ( $a$  tiene las mismas unidades de  $(\psi)$ ), y  $C(\psi)$  = función de corrección.

Se ha comprobado, experimentalmente y a través de principios termodinámicos, que la mayoría de los suelos presentan humedad nula ( $\theta = 0$ ) para el valor de la succión  $(\psi) = 10^6$  kPa ( $10^3$  MPa). La función de corrección obliga al paso de la ecuación (49) por ese punto, y está definida por:

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln[10^6 + \psi_r]} \quad (50)$$

Donde  $(\psi_r)$ = succión correspondiente al contenido de agua residual en kPa.

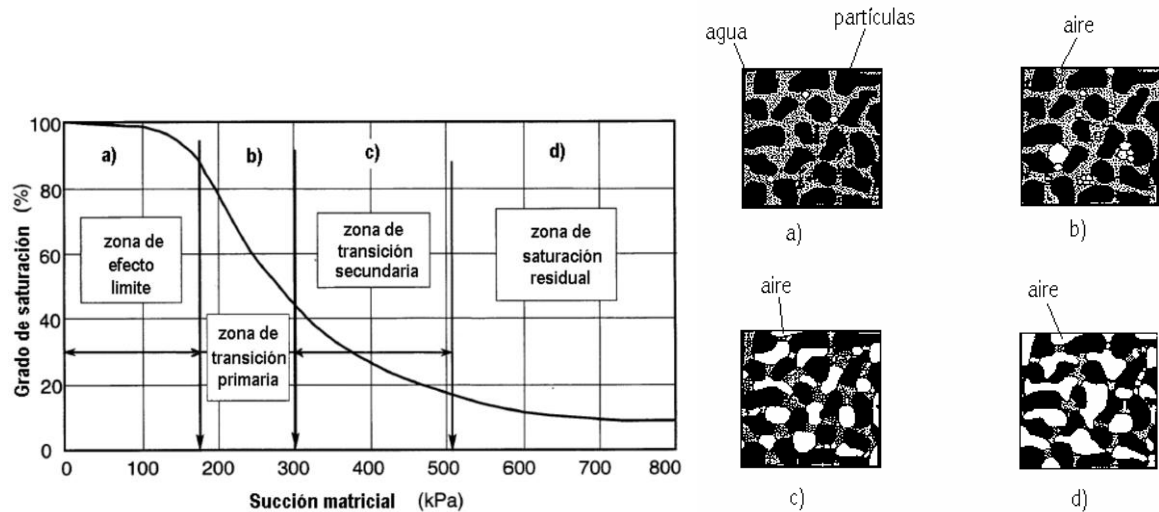
Este modelo tiene la ventaja de ser válido para diferentes tipos de suelo y para cualquier rango de la succión (Fredlund y Xing, 1994).

### 3.3.1.3 Etapas del secado

Es conveniente configurar un modelo conceptual del comportamiento suelo-agua, en procesos de secado y de humedecimiento, con el fin de entender la manera cómo cambian las propiedades del suelo, tales como la resistencia y la compresibilidad. En ese sentido, la curva de retención de humedad constituye la herramienta conceptual e interpretativa, fundamental para entender el comportamiento de los suelos parcialmente saturados (Vanapalli, Fredlund, Pufahl, y Clinton, 1996).



Figura 14 Etapas de secado en la curva de retención de humedad. Tomada de Vanapalli, Fredlund, y Barbour en 1996.



El proceso de secado comprende fundamentalmente cuatro etapas: a) etapa de saturación bajo tensión o etapa de efecto límite; b) etapa de transición primaria; c) etapa de transición secundaria; y d) etapa de saturación residual (Figura 14).

En la etapa de efecto límite, que ocurre desde  $S=100\%$  hasta el valor de entrada de aire, todos los poros se encuentran llenos de agua y, si bien el suelo se encuentra prácticamente saturado y hay continuidad en la fase de agua, las presiones de poros son negativas.

Se pasa a la etapa de transición cuando el suelo comienza a perder saturación en el valor de entrada de aire  $(u_a - u_w)_b$ , al penetrar el aire en los poros más grandes. En esta etapa se pierde agua rápidamente con cualquier incremento de la succión, y se reduce la continuidad del agua en los meniscos; el camino del agua se vuelve tortuoso. En la etapa de transición primaria se supone que hay continuidad entre la fase de aire y la atmósfera, pero no a través o en el interior de un elemento de suelo; de esa manera alguna compresión producirá flujo de agua y aire desde el elemento.

En la parte secundaria de esta etapa, la fase de aire se vuelve continua dentro del suelo, y de ese modo la compresión producirá el flujo de aire principalmente.

El límite con la etapa residual es la humedad o saturación residual, y es alcanzado cuando la fase de agua se vuelve discontinua y la cantidad de agua en los meniscos es muy pequeña. En esta etapa la cantidad de agua disminuye principalmente por movimiento de vapor, que se produce hasta que el agua en el suelo alcanza el punto de equilibrio con la presión de vapor circundante. Una eventual compresión en esta etapa producirá mínimo flujo de agua.

En suelo seco en proceso de humedecimiento, el agua es adsorbida primero por los minerales arcillosos, que ejercen mayor fuerza de atracción que la tensión capilar. Cuando empieza el humedecimiento la fase de agua es discontinua, por lo que el flujo de agua hacia los instrumentos de medida de la succión ocurrirá a través del vapor. Con el aumento de la cantidad de agua, las fuerzas de adsorción de los minerales arcillosos disminuyen, y comienzan a llenarse todos los poros por efecto de la tensión capilar. (Harrison y Blight, 2000) sugieren que el punto donde se presenta el cambio de pendiente en la curva de retención de humedad en proceso de humedecimiento, indica el cambio de la forma de transmisión de la succión por la fase de vapor a transmisión a través de la fase de agua.

### **3.4 INCLUSIÓN DE LAS VARIABLES DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN EMPUJES LATERALES**

#### **3.4.1 Resistencia al corte de suelos parcialmente saturados**

En la determinación del comportamiento del suelo se requiere conocer la resistencia al corte del suelo en problemas relacionados con la capacidad de soporte, estructuras de contención y otros tipos de obras.

La resistencia al corte para suelos parcialmente saturados, es una relación que define la resistencia al corte en función de las variables de estado de esfuerzos y de las propiedades del suelo (Mesa, 2011).

Las variables más usadas en este tipo de suelos saturados son el esfuerzo total, el esfuerzo efectivo y la presión de poros. El esfuerzo efectivo ( $\sigma - u_w$ ), es la variable de estado de esfuerzos fundamental para describir el estado de esfuerzos en el suelo saturado y la responsable de los cambios de volumen y cambios de resistencia al corte. Para los suelos no saturados, que están constituidos por sus tres fases, se requieren nuevas variables de estado de esfuerzos, dado que una sola variable no explica completamente el comportamiento del suelo parcialmente saturado.

(Fredlund y Morgenstern, 1977), presentaron varias combinaciones de variables de estado de esfuerzo, que son independientes entre sí, y propusieron dos nuevas variables: el esfuerzo normal neto o esfuerzo compresivo neto ( $\sigma - u_a$ ) y la succión matricial ( $u_a - u_w$ ). La Tabla 3 muestra las combinaciones de las variables de estado de esfuerzos, propuestas por (Fredlund y Morgenstern, 1977) para los suelos parcialmente saturados.

Tabla 3 Combinaciones de variables de estado de esfuerzo. Tomado de Fredlund y Morgenstern en 1977.

Presión de referencia	Variables de estado de esfuerzo
<i>Aire</i> ( $u_a$ )	$(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$
<i>Agua</i> ( $u_w$ )	$(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$
<i>Total</i> ( $\sigma$ )	$(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$

Una vez definidas las variables de estado de esfuerzo, que mejor representan el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, propusieron una ecuación de resistencia al corte, en términos de dichas variables  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$  y en términos de algunas propiedades del suelo independientes.

La ecuación de resistencia, es una extensión de la ecuación de resistencia de Mohr-Coulomb, (Fredlund y Morgenstern, 1977):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b$$

(51)

Dónde:

$\tau$  = resistencia al corte del suelo parcialmente saturado.

$c'$  = cohesión efectiva a succión cero (del suelo saturado)

$\phi'$  = ángulo de fricción interna efectivo (del suelo saturado)

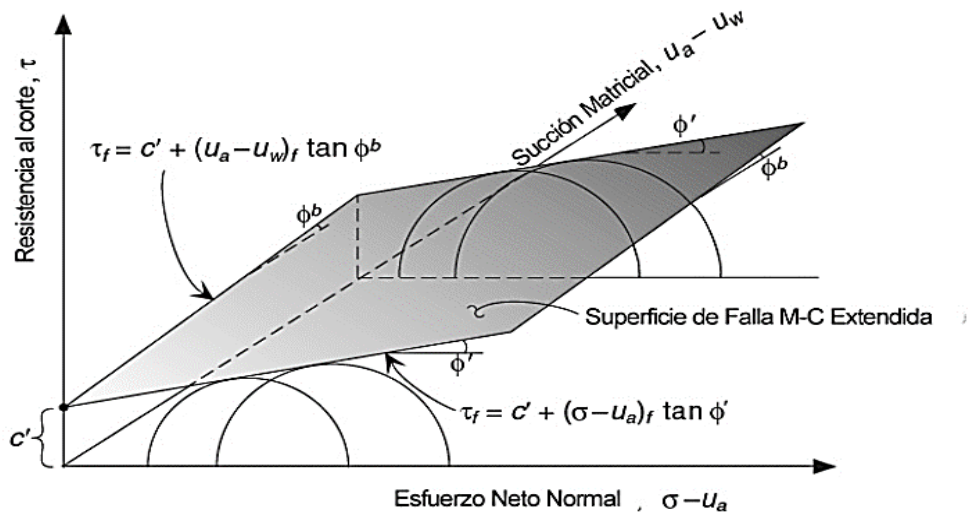
$\phi^b$  = ángulo que define la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión del suelo.

$(\sigma - u_a)$  = esfuerzo normal neto sobre el plano de falla, en la falla.

$(u_a - u_w)$  = succión matricial del suelo en el plano de falla.

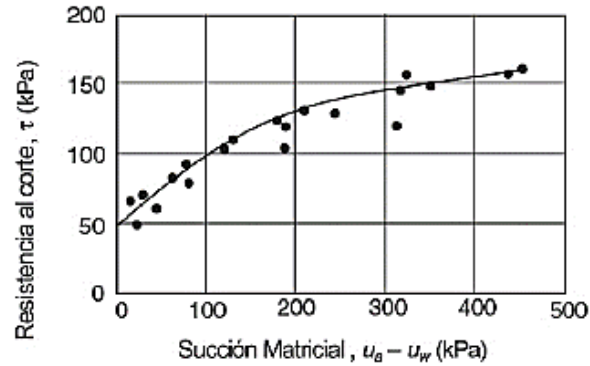
En suelos parcialmente saturados, la envolvente de falla es una superficie plana en el espacio  $\tau$ ,  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ , como lo muestra la Figura 15.

Figura 15 Criterio de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados. Tomado de Lu y Likos, 2004.



El ángulo de resistencia que se relaciona con la succión ( $\phi^b$ ), no es una constante, y la superficie de resistencia no varía de manera lineal en relación a la succión, y se plasma como una superficie curva como se muestra en la Figura 16.

Figura 16. No linealidad entre la resistencia al corte y la succión matricial. Datos experimentales de Gan, Fredlund, y Rahardjo, 1988.



### 3.4.2. Formulas generales para cálculo de empujes de tierra en suelos parcialmente saturados

#### 3.4.2.1 Aproximación del esfuerzo efectivo

Fredlund en 1999 y Vanapalli, Fredlund, Pufahl, y Clinton en 1996, sugirieron que la variación de  $\tan\phi^b$  con respecto a la succión matricial se puede estimar usando la Curva Característica de Succión en el Suelo (SWCC) y el parámetro de ajuste,  $\kappa$ .

$$\tan\phi^b = S^\kappa \tan\phi'$$

(52)

S= Grado de saturación

Utilizando el concepto en la ecuación anterior, la ecuación de resistencia (51) (Fredlund y Morgenstern, 1977), puede ser reescrita como la ecuación (53), (Tavakkoli y Vanapalli, 2011).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) S^k \tan \phi' \quad (53)$$

La cohesión total,  $c_t$  se puede expresar como la ecuación (54):

$$c_t = c' + (u_a - u_w) S^k \tan \phi' \quad (54)$$

Esta ecuación se puede utilizar para predecir el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados en toda la gama de succión (Tavakkoli y Vanapalli, 2011) es decir, desde completamente saturado hasta la condición seca. (Garven y Vanapalli, 2006), sugirieron que el parámetro de ajuste  $\kappa$ , es una función del índice de plasticidad,  $I_p$  después de analizar los resultados de ensayo de resistencia al corte para varios suelos compactos.

$$k = -0.0016 I_p^2 + 0.0975 I_p + 1 \quad (55)$$

En el caso del estado activo, la presión vertical ( $\sigma_v - u_a$ ) es constante ya que la pared se aleja del material de relleno, mientras que la presión horizontal ( $\sigma_h - u_a$ ) disminuye (es decir, aumenta el tamaño de círculo de Mohr y se aproxima a la envolvente de falla). Por lo tanto,  $\sigma_1 = (\sigma_v - u_a)$  y  $\sigma_3 = (\sigma_h - u_a)$  para el estado activo. En caso de estado pasivo, la presión vertical ( $\sigma_v - u_a$ ) es constante como la pared se mueve en el material de relleno mientras que la presión horizontal ( $\sigma_h - u_a$ ) aumenta hasta que el círculo de Mohr toca la envolvente de falla. Por lo tanto,  $\sigma_1 = (\sigma_h - u_a)$  y  $\sigma_3 = (\sigma_v - u_a)$  para el estado pasivo.

El concepto del círculo de Mohr puede ser expresado usando las ecuaciones como se muestra a continuación:

$$\sin\phi' = \frac{1/2(\sigma_1 - \sigma_3)}{1/2(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c_t \cot\phi')} \quad (56)$$

$$\sigma_1 \sin\phi' + \sigma_3 \sin\phi' + 2c_t \cos\phi' - \sigma_1 + \sigma_3 = 0 \quad (57)$$

Combinando la ecuación (54) y la ecuación (57) se obtienen las siguientes relaciones:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left( \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \right) - 2[c' + (u_a - u_w)S^k \tan\phi'] \sqrt{\left( \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \right)} \quad (58)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left( \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \right) + 2[c' + (u_a - u_w)S^k \tan\phi'] \sqrt{\left( \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \right)} \quad (59)$$

De las relaciones anteriores derivadas matemáticas, es decir, la (58) y la (59), el empuje activo y pasivo de suelos no saturados se puede estimar usando la ecuación (60) y la ecuación (61), respectivamente:

$$\sigma_h - u_a = (\sigma_v - u_a) \left( \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \right) - 2[c' + (u_a - u_w)S^k \tan\phi'] \sqrt{\left( \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \right)} \quad (60)$$



$$\sigma_v - u_a = (\sigma_h - u_a) \left( \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \right) + 2[c' + (u_a - u_w)S^k \tan\phi'] \sqrt{\left( \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \right)} \quad (61)$$

El coeficiente de empuje activo y pasivo,  $k_a$  y  $k_p$ , respectivamente, para las condiciones del suelo parcialmente saturado son los mismos que en el estado saturado como el ángulo de fricción interna del esqueleto mineral,  $\phi'$  que no está influenciado por la succión matricial. La ecuación (60) y la ecuación (61) pueden ser simplificadas como la (62) y la ecuación (63), respectivamente:

$$\sigma_a = \gamma Z k_a - 2[c' + (u_a - u_w)S^k \tan\phi'] \sqrt{k_a} \quad (62)$$

$$\sigma_p = \gamma Z k_p + 2[c' + (u_a - u_w)S^k \tan\phi'] \sqrt{k_p} \quad (63)$$

#### 3.4.2.2. Aproximación del esfuerzo total

La contribución de la succión matricial en la resistencia al corte de los suelos puede ser calculada con el contenido de agua con la medición de succión. Sin embargo, la obtención de la condición de equilibrio con respecto al volumen y la succión en las muestras de suelo parcialmente saturado requiere de mucho tiempo y la medición de los poros de aire y agua intersticial durante las etapas de corte requiere de equipo de pruebas especiales (Tavakkoli y Vanapalli, 2011).

Debido a esta razón, Oh y Vanapalli en 2009, sugirieron el uso de la aproximación del esfuerzo total para interpretar el comportamiento mecánico de los suelos parcialmente saturados en lugar del esfuerzo efectivo. El concepto principal del esfuerzo total es que el parámetro de cohesión,  $c_{cw}$  en términos del esfuerzo total incluye la contribución de succión matricial a la resistencia al corte. Los parámetros de resistencia al corte obtenidas a partir de la prueba de compresión no confinada o prueba de confinamiento isotrópico no drenada obtenidos para los suelos parcialmente saturados sin medición de succión durante las etapas de carga también se puede utilizar en lugar de  $c_{cw}$  debido a las similitudes en las condiciones drenadas (poro-aire es condición drenada y el agua intersticial es una condición no drenada) y su simplicidad.

Oh y Vanapalli en 2009, propusieron una ecuación para estimar la variación de la resistencia al corte sin drenaje de suelos parcialmente saturado con respecto a la succión matricial como sigue:

$$c_{u(\text{parcialmente saturado})} = c_{u(\text{saturado})} \left[ 1 + \frac{u_a - u_w}{p_a/100} S^v / \mu \right] \quad (64)$$

Donde  $c_{u(\text{saturado})}$ ,  $c_{u(\text{parcialmente saturado})}$  = resistencia al corte bajo condición saturado y parcialmente saturado, respectivamente,  $p_a$  = presión atmosférica (101,3 kPa),  $S$  = grado de saturación y  $v, \mu$ , = Parámetros de ajuste, (Oh y Vanapalli, 2009).

El parámetro de ajuste  $v = 2$  es necesario para suelos parcialmente saturados de grano - fino y  $\mu = 9$  para suelos con valores de índice de plasticidad entre el 8% y el 15,5%, (Oh y Vanapalli, 2009).

Cuando la deformación se lleva a cabo en suelos parcialmente saturados de grano fino, la presión de poros de aire es la presión atmosférica (en condiciones drenadas

en laboratorio), mientras que el agua intersticial está bajo condición no drenada. Esta condición de drenaje puede ser más fiable representado mediante la prueba de humedad.

La presión de la tierra de los suelos parcialmente saturados se puede estimar como, (Tavakkoli y Vanapalli, 2011):

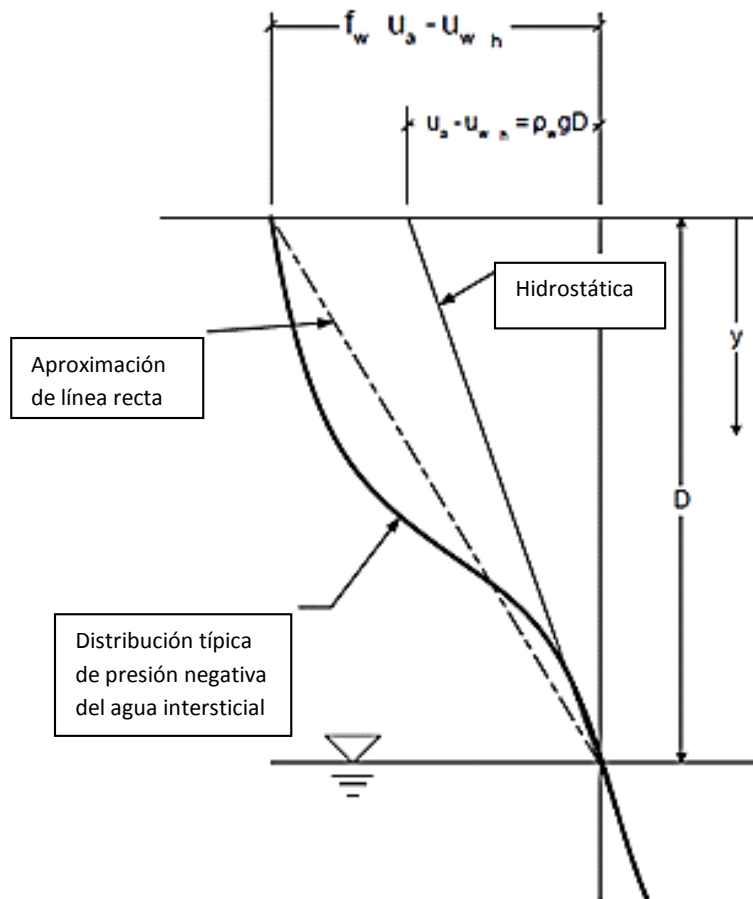
$$\sigma_a = \gamma Z k_a - 2c_{cw} \sqrt{k_a} \quad (65)$$

#### 3.4.2.3 Distribución de la succión

La variación de succión matricial con la profundidad por encima del nivel freático es típicamente no lineal. Sin embargo, la distribución de la succión matricial por encima del nivel freático puede suponerse que es hidrostática. Este enfoque es simple, práctico y razonable para abordar los problemas de ingeniería geotécnica. Esto es debido a que los valores medidos de succión matricial son mayores que los de la hidrostática supuesta del diagrama de distribución de succión (Figura 17).

La Figura 18 muestra la presión hidrostática supuesta del diagrama de distribución de succión y la profundidad de la grieta de tensión de succión matricial inducida. La grieta de tensión en suelos parcialmente saturados se propaga desde la superficie hasta la profundidad donde la presión activa horizontal se convierte en cero.

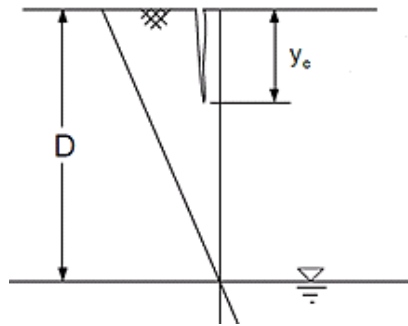
Figura 17 Diferentes escenarios de variación de succión matricial con respecto a la profundidad. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011.



De la Figura 18, el valor de succión matricial del suelo en condición de equilibrio con respecto al nivel freático se puede calcular como  $(u_a - u_w) = \gamma_w (D - y_c)$ . Mediante la sustitución de estos factores en la ecuación de la presión activa ecuación (62), la profundidad de la grieta de tensión inducida por la succión matricial inducida para suelos parcialmente saturados de arenas finas o limos ( $c' = 0$ ) se puede estimar usando la ecuación (66).

$$y_c = \frac{\gamma_w D S^k \tan \phi'}{\gamma_w S^k \tan \phi' - 0.5 \gamma_{\text{suelos parcialmente saturados}} \sqrt{k_a}} \quad (66)$$

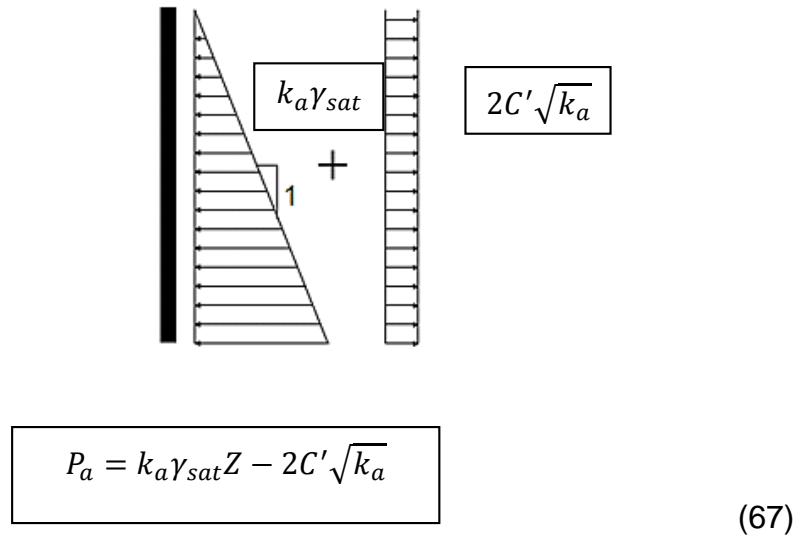
Figura 18 La estimación de la profundidad de la grieta en suelos de relleno parcialmente saturado. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011.



#### 3.4.2.4 Cálculo de la presión de tierra para materiales de relleno con componente cohesiva

La Figura 19 muestra el diagrama de distribución de presión de tierra para relleno no cohesivo, suponiendo condiciones de saturación utilizando, mecánica convencional del suelo.

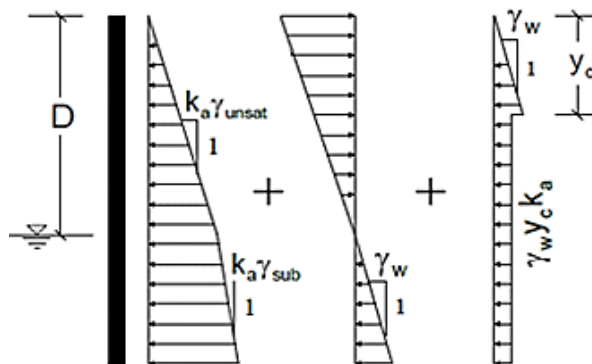
Figura 19 Diagrama de distribución de presión activa de la tierra en la condición saturada. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011



El diagrama de empuje pasivo partiendo de la mecánica de suelos parcialmente saturados se puede estimar como se muestra en la Figura 21.

$$\text{Pendiente} = 1 : 2\gamma_w D - y S^k \tan \phi' \sqrt{k_a}$$

Figura 20 Diagrama de distribución de presión de la Tierra teniendo en cuenta la succión matricial y considerando la influencia de la grieta de tracción. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011.

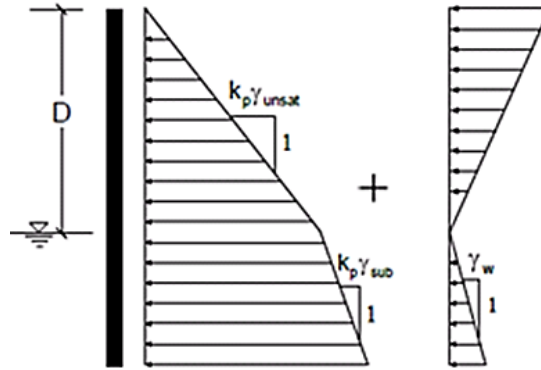


$$P_a = \gamma Z k_a - 2c' + (u_a - u_w) S^k \tan \phi' \sqrt{k_a}$$

(68)

$$\text{Pendiente} = 1 : 2\gamma_w \quad D - y S^k \tan \phi' \sqrt{k_p}$$

Figura 21 Distribución del empuje pasivo detrás de la estructura de contención para el material no cohesivo, teniendo en cuenta la succión matricial. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli, 2011.



$$P_p = \gamma Z k_p + 2c' + (u_a - u_w) S^k \tan \phi' \sqrt{k_p}$$

(69)

### 3.5 SÍNTESIS CAPÍTULO 3

En el presente capítulo, se hace un recuento de las fases existentes y de sus componentes principales en un suelo parcialmente saturado, se describe el fenómeno de succión matricial como las diferencias de las presiones del aire y del agua en la inter fase del suelo, como también del fenómeno de la capilaridad en el suelo, para dar el paso siguiente a la descripción de las propiedades de retención

de humedad y así mencionar la curva característica de suelo – agua que resume factores como el tipo de suelo, el contenido de agua inicial de compactación, la densidad, la historia y el estado de esfuerzos, la historia secado – humedecimiento y la estructura del suelo, y da un aporte importante en el acercamiento del análisis de los suelos parcialmente saturados.

Se hace descripción de las variables que rigen la condición de saturación parcial en el cálculo de empujes para el diseño de las estructuras de contención, en las variables de la resistencia al corte, y de los coeficientes de empuje pasivo y activo respectivamente.



## **4. ANÁLISIS PROBABILISTICOS ENFOCADOS A MUROS DE CONTENCIÓN**

### **4.1 CONCEPTO DE PROBABILIDAD**

Para el cálculo final de muros de contención se requiere que la estructura actúe de la mejor manera según su diseño inicial, abarcando sus límites, siguiendo el parámetro de su función, de resistencia y seguridad. Basándose en estos puntos los diseñadores hacen sus trabajos con parámetros promedio o con resultados extremos.

A través de este planteamiento el diseño es encauzado y las fuerzas son analizadas con una metodología determinística, basándose en el conocimiento de los valores iniciales, para saber el resultado final del diseño, (Beacher & Christian, 2005). Sin embargo prevalece la inseguridad en estas herramientas usadas para el diseño, y resultan ser desfavorables para la estructura.

### **4.2 CONFIABILIDAD, FACTORES DE SEGURIDAD, Y PROBABILIDAD DE FALLA**

#### **4.2.1 Confiabilidad**

Podría definirse como la probabilidad de falla con la que se ha diseñado una estructura, lo que implica que esta cumpla con las funciones para las que se hizo o para lo que fue diseñado, (Crespo, 2002), (Van Der Merwe y Mathey, 2013).

$$P(f) = 1 - \alpha$$

(70)

Dónde:

$\alpha$  = Confiabilidad.

$P(f)$  = Probabilidad de falla.

El término de falla en ingeniería se resume como el punto donde una estructura no realiza sus funciones a la cual fue diseñada, no indica el colapso completo, pero si cuando una estructura ha deformado más de lo permitido, se podría decir que la estructura ha fallado.

#### 4.2.2 Factor de seguridad determinista

El Factor de seguridad  $FS$  es el parámetro que indica cuando la estructura está en riesgo, y se define como la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas que actúan en una determinada estructura; este factor es usado para el cálculo de la estabilidad de la estructura en deslizamiento, volcamiento.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Actuales}}$$

(71)

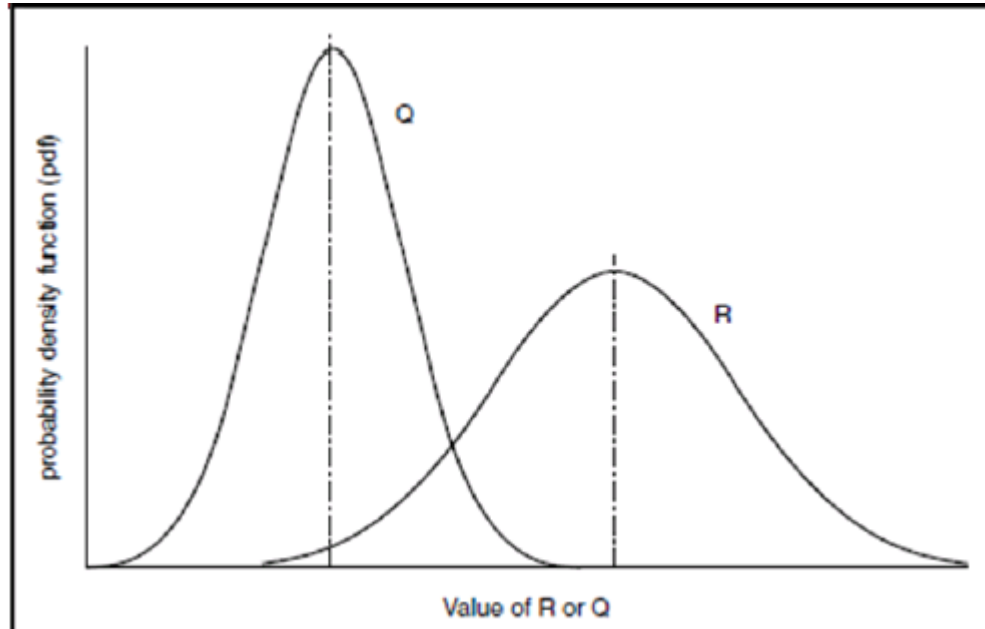
Una de las limitantes del (*FS*) radica en que presentan variabilidad en los datos de ingreso de la formula y en ocasiones estos parámetros son grandes y/o pequeños, para este caso se adopta un mismo (*FS*). En la práctica ingenieril se utilizan (*FS*) mayores cuando las estructuras son de gran complejidad, ó con valores de acuerdo a la norma, sin embargo esta técnica es instintiva ya que la incertidumbre no se puede calcular. Y por ello los nuevos valores de factor de seguridad sean difíciles de sustentar.

La incertidumbre que se trata en el diseño de estructuras va enfatizada en los factores de seguridad, y por ello la importancia en este parámetro, donde el resultado de ella establece la geometría de la estructura, y por ende en los costos.

#### 4.2.3 Índice de confiabilidad

Teniendo presente que las fuerzas resistentes y actuantes en una estructura no son determinísticos en la realidad, debido a que las cargas en sí son probabilísticas y su ocurrencia con otras también es de naturaleza variable; se podría decir que éstas se encuentran en funciones de densidad de probabilidad, como lo muestra la Figura 22.

Figura 22 Densidad de Cargas y Resistencias, Fuente (Beacher y Christian, 2005).



El margen de seguridad (MS) se define como la diferencia entre las medias de resistencias y de las cargas aplicadas:

$$MS = R - Q$$

(72)

Dónde:

MS= Margen de Seguridad.

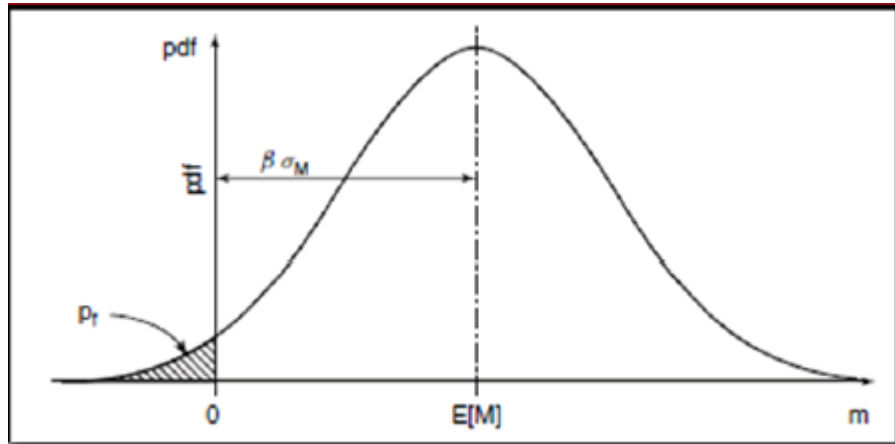
R= Valor medio de Resistencias

Q= Valor medio de Cargas

La Figura 22 describe la diferencia que hay en los valores medios de resistencia en comparación con los de carga; sin embargo estos valores, podrían ser al contrario,

y por ello el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) serviría para poder calcular esta probabilidad, como se muestra en la Figura 23.

Figura 23 Esquema del Índice de Confiabilidad, (Beacher y Christian, 2005)



El índice de confiabilidad ( $\beta$ ) es el resultado de la distancia del margen medio de seguridad hasta su valor ( $MS=0$ ), en términos de su desviación estándar. Como describe la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{R-Q}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_Q^2}} \quad (73)$$

Dónde:

$\beta$ = índice de Confiabilidad

$\sigma_R$ = Desviación estándar de las resistencias

$\sigma_Q$ = Desviación estándar de las cargas

$R$ = Valor medio de las resistencias

Q= Valor medio de las cargas

#### 4.2.4 Índice de confiabilidad del factor de seguridad

Al analizar el parámetro ( $\beta$ ) simplificamos el proceso debido a que no se analiza dos curvas de distribución sino solamente una asociada al ( $FS$ ), teniendo presente que el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) se relaciona con las fuerzas actuantes y con las resistentes de la estructura.

Al suponer que la falla de una estructura sea el punto en que el factor de seguridad asociado a esta sea menor a uno, se define el margen de seguridad como:

$$MS = FS - 1$$

(74)

Dónde:

$MS$ = Margen de Seguridad.

$FS$ = Factor de Seguridad

Asimismo, puede definirse la confiabilidad  $\alpha$  , tomando en cuenta el factor de seguridad, como:

$$\alpha = \varphi \left[ \frac{\ln(FS)}{\sigma_{FS}} \right]$$

(75)

Donde ( $\varphi$ ) es la función de distribución log normal acumulativa. Lo anterior describe que si se estima la distribución de densidad del Factor de Seguridad ( $FS$ ), podrá

estimarse la probabilidad de falla asociada a un fenómeno en análisis (Van Der Merwe y Mathey, 2013).

### **4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES MÉTODOS PROBABILÍSTICOS PARA EL DESARROLLO DEL MODELO**

Diferentes modelos matemáticos son utilizados para valorar la distribución estándar de variables dependientes y de las cuales se podría aplicar en el diseño de estructuras de contención. Estas son las metodologías probabilísticas más utilizadas:

- Método del Primer Orden Segundo Momento (FOSM)
- Método del Segundo Orden Segundo Momento (SOSM)
- Método de la Estimación Puntual
- Método de Hasofer – Lind
- Método Monte Carlo

#### 4.3.1 Método del primer orden segundo momento (*FOSM*)

Este método utiliza series de Taylor en su función, en donde solo es usado el primer término suponiendo que el valor de " $x_i - \mu$ " es pequeño ( $x_i$  es la variable aleatoria y  $\mu$  es el valor esperado de la variable), y por ello sus valores de potencias son más pequeños y se podrían no tener en cuenta, (Prada, Ramos, Solaque, y Caicedo, 2011).

El método *FOSM* conocido por sus siglas en inglés, tiene presente que el valor esperado es función de las variables de ingreso, y lo indica la ecuación (76):

$$E[F] = f(\mu_1, \mu_2, \mu_3, \dots, \mu_n)$$

(76)

La formulación de la desviación estándar del método *FOSM* está dada con la ecuación (77):

$$\sigma^2[F] = \sum_{i=1}^n \sum_{f=1}^n \frac{\left| \frac{\delta F}{\delta X_t} \right| (E|X_t|) \delta F}{\delta X_f} \left( \frac{[\sigma|X_t| \sigma|X_f| \rho_{X,Y|X_t X_f}]}{E|X_t|} \right)$$

(77)

Esta ecuación se reduce suponiendo que las variables de ingreso son independientes y queda de la siguiente manera:

$$\sigma^2[F] = \sum_{i=1}^n \frac{\left| \frac{\delta F}{\delta X_t} \right| (E|X_t|)}{1} (\sigma^2|X_t|)$$

(78)

Con las ecuaciones anteriores se calcularía la desviación estándar en función de las variables supuestas de ingreso. Por otra parte, este método se hace exacto debido a que el segundo término en las series de Taylor se hace cero, sin embargo en funciones no lineales estos resultados cambian.

#### 4.3.2 Método del segundo orden segundo momento (*SOSM*)

De similar metodología al método (*FOSM*), desarrolla su metodología en series de Taylor sin embargo, el (*SOSM*) Método del segundo Orden Segundo Momento



utiliza los dos primeros términos de las series. Su complejidad es debido a que incluye una fórmula de esfuerzo en el cálculo grande y de la cual no se justifica ya que los resultados no difieren mucho con el (*FOSM*), (Beacher y Christian, 2005).

#### 4.3.3 Método de la estimación puntual

Propuesto por (Rosenblueth, 1975), este método se ejecuta a partir de una función de desempeño evaluando puntos elegidos cuidadosamente, estos puntos son escogidos a través de la campana de Gauss y se evalúa la integral mediante ellos. Cuando hay muchas variables de ingreso se presentan esfuerzos de cálculo complejos con  $2^n$  combinaciones, sin embargo se podrían analizar el valor esperado y la desviación estándar de la función prevista, (Prada, Ramos, Solaque, y Caicedo, 2011).

#### 4.3.4 Método de Hasofer - Lind

Conocido por el diminutivo de (*FORM*) este método es una mejora del (*FOSM*) y consiste en una descripción geométrica de índice de confiabilidad ( $\beta$ ), como la distancia entre el pico de la función variada con la función que describe la probabilidad de falla.

#### 4.3.5 Método Monte Carlo

El Método Monte Carlo conocido como la simulación Monte Carlo, consiste en calcular la distribución probabilística de una variable dependiente a través de número aleatorios dentro de un margen de variables descritas.

Este método surge en los años de 1940 donde Stanislaw Ulam y a John von Neumann, emplearon estos conceptos en la Segunda Guerra Mundial en los estudios de las bombas atómicas, para cálculos de absorción, fusión de neutrones, y dispersión a través de unas ecuaciones diferenciales, (Eckhardt, 1987).

Su nombre hace honor a la ciudad de Mónaco, que en su tiempo era una capital del mundo en los juegos de azar, (Eckhardt, 1987).

Sin embargo en 1948, Harris y Kahn sistematizaron estos conceptos, y para 1970 con la magia del computador es aplicado a diferentes investigaciones y disciplinas, (Aspray, 1990).

El método consiste en probabilidad debido a que indica conocer la probabilidad de ocurrencia de un evento, es decir simula hasta calcular la variable en una función de densidad, (Crespo, 2002).

La variable dependiente está dada por:

$$F = f(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

(79)

Estas variables de probabilidad se muestrean de manera aleatoria ( $X_1, X_2, \dots, X_n$ ), y calculan el factor “ $F$ ” de manera determinística.

Ese método es de gran uso en el mundo y su utilidad adquirió impulso con el uso computacional debido a las grandes variables aleatorias que se usan, y a los resultados que arrojan en simulaciones que se hacen.

La teoría del Límite Central, cita que el error de este método es de  $\frac{1}{\sqrt{N}}$ , siendo “N” el número de simulaciones, (Tapia, 2013) .

A la fecha muchos programas hacen uso de la aplicación del Método Monte Carlo a hojas de cálculo, esto es de cuidado debido a que hay que tener precauciones, como las que se dictan a continuación:

- Este método es a base de números al azar, sin embargo se hace necesario que la toma de datos sea de un muestreo razonable.
- Los números al azar deben tener coherencia, y no extralimitarlos al infinito por que los resultados podrían ser negativos y dificultarían su análisis.
- Si se hace usos de correlaciones estos deben ser adecuados para las variables de ingreso.
- El número de simulaciones ahorra el tiempo computacional, debido que en ocasiones el resultado no arroja tanta diferencia en los datos.
- Si el ejercicio es extenso se podrían utilizar otros computadores o procesadores para ahorrar su tiempo de simulación.

#### **4.4 ANTECEDENTES RELACIONADOS CON EL USO DE ENFOQUES PROBABILÍSTICOS EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

Los diseños de muros de contención centraliza sus esfuerzos en el cálculo del factor de seguridad; sin embargo, este valor no solo indica la probabilidad de falla que pueda tener una estructura de contención; gran parte de esta afirmación se ve

reflejada en el artículo “*Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención*” por (Prada, Ramos, Solaque, y Caicedo, 2011), en donde muestra tres métodos en los cuales se puede calcular la probabilidad de falla que puede tener una estructura de contención.

En este artículo se utilizó el Método de Primer Orden Segundo Momento, estimación puntual, y simulaciones de Monte Carlo; el objetivo era determinar el ancho óptimo del muro de contención en función de los costos del proyecto. Sin embargo, los autores emplearon los factores de capacidad portante para que estos fueran incluidos en el desarrollo de los métodos de análisis de confiabilidad.

Por facilidad de cálculo, los autores supusieron los costos de construcción proporcionales al volumen de concreto, y para el cálculo de la probabilidad de falla y del factor de seguridad (*FS*) para distintas bases del muro seleccionando en función de los costos de la obra y la falla con las dimensiones óptimas para la estructura de contención.

Adicional a realizar el dimensionamiento del muro de acuerdo a la evaluación del (*FS*) contra el deslizamiento y contra volteo, se toma como factor más crítico la falla por capacidad portante, y para ello teniendo presente que los factores de capacidad portante dependen exclusivamente del ángulo de fricción interna  $\phi'$  del suelo bajo la zapata se realizó con base al procedimiento de (Bowles, 1996) una reducción de los factores de capacidad portante por inclinación del terreno.

Una vez resuelta la reducción de la capacidad portante, los autores definieron un resultado para los coeficientes de empuje pasivo máximo y mínimo de acuerdo a la teoría de Coulomb.

El resultado del ejercicio se hizo mediante el programa *Mathematica*, y resume que en los métodos de Taylor y de estimación puntual no disminuye la probabilidad de

falla con el aumento de la base del muro, en cambio en la simulación de Monte Carlo la probabilidad de falla tiende a cero cuando aumenta la base del muro, ya que este método permite obtener resultados de falla para valores grandes de base de muro

Es importante destacar que estas metodologías permiten estudiar de manera objetiva la influencia de su variabilidad en la respuesta general del sistema de la estructura de contención, por otra parte se destaca la importancia de determinar cuáles variables realmente presentan mayor variabilidad respecto otras para evitar desgaste computacional y ganar tiempos de análisis. Así igual se subraya que los estudios de probabilidad asociados a costos de construcción y costos de falla permiten obtener valores reales para poder tomar la decisión más acertada en las dimensiones de la estructura de contención.

En otra investigación la Universidad de La Serena, en Chile, realizó un trabajo de “*Análisis probabilístico de la estabilidad de muros de contención*”, (Rodríguez y Lemus, 2010), en donde realizó una metodología de tipo probabilística para el análisis de la estabilidad de un muro de contención de tipo Cantiléver, mediante el método de Simulación de Monte Carlo (SMC), y a través del sistema del concepto de probabilidad de falla del sistema.

En esta metodología se analizó la falla en el estado inmediatamente anterior a la falla no el colapso total del muro.

Esta simulación se llevó a cabo mediante el “*Programa de diseño y análisis de muros de contención mediante simulación de Monte Carlo v.2*” (González y Lemus, 2010), y este es un programa de Visual Basic 6.0. Estas variables de salida corresponde a los factores de seguridad estático y sísmico al deslizamiento y al volcamiento, y estas cuantifican la fiabilidad para la estabilidad del muro, y dando oportunidad para verificar la probabilidad de falla del sistema.

En esta oportunidad los autores analizaron tres casos de diferentes grados de compactación (80%, 90%, y 95%), para las distribuciones Normal y Log normal, con unas simulaciones optimas de 10.000 corridas, para el resultado de la variable de salida; los factores de seguridad.

En este caso particular realizaron histogramas para los factores de seguridad, acompañado de la curva de distribución ajustada.

Esta variabilidad de los parámetros, el ángulo de fricción interna influye bastante en el cálculo de los empujes de suelos estáticos y sísmicos, al igual que la estabilidad del muro por lo que terminando influyendo hasta en los elementos estructurales del muro.

Los resultados al cuantificar la fiabilidad a la estabilidad del muro para los tres casos estudiados, y verificaron que con un aumento del grado de compactación hasta un 95% se logra reducir el riesgo de falla por deslizamiento debido a la acción sísmica.

Por otra parte, en la 12 conferencia internacional de la *International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, que se realizó en la India en el 2008 se publicó un artículo de “*Probabilistic Analysis of the External Stability of MSE Structures Using Monte Carlo Simulations*” por (Zevgolis y Bourdeau, 2008), en donde la divulgación resume un análisis probabilístico para las estructuras de tierra mecánicamente estabilizadas siguiendo un proceso estocástico. Aplicaron los cálculos a través de simulaciones de Monte Carlo para la distribución de probabilidades supuestas de las variables aleatorias involucradas. Dentro de las variable aleatorias que se utilizaron están, los ángulos de fricción del suelo reforzado, relleno retenido, y el suelo de cimentación, y la cohesión del suelo de cimentación. Todas las demás propiedades de los suelos, así como de las características de refuerzo y las condiciones de carga se supusieron como variables determinísticas. Para el caso del ejemplo de (MSE) expuesto en artículo se hicieron

60.000 simulaciones para mantener los errores en las probabilidades estimadas dentro de los límites tolerables.

Esto resume de acuerdo al ejercicio aplicado, que aunque la falla por deslizamiento tiene la probabilidad más alta de ocurrencia, el mecanismo sometido a una mayor incertidumbre es la capacidad de soporte. Analizaron los mecanismos de falla mediante coeficientes de correlación entre los factores de seguridad, observando una correlación significativa entre la capacidad de carga y el deslizamiento.

Estos artículos reflejan que aunque estas metodologías lidian más con la incertidumbre y la variabilidad de las propiedades del suelo en una forma más detallada, todavía no hay un marco indicado para la evaluación de la fiabilidad en el diseño de las estructuras de contención.

#### **4.5 ENFOQUE PROBABILÍSTICO QUE SE EMPLEARÁ EN ESTE TRABAJO**

Para el desarrollo de este trabajo se empleara el método Monte Carlo, método que es basado en probabilidad que indica el conocimiento de la probabilidad de ocurrencia de un suceso, así mismo conviene su utilidad debido a que no supone funciones matemáticas sino que se basa propiamente en los datos originales, ahora bien si se conoce los rangos de los datos variables se podría obtener datos más confiables y reales.

De acuerdo al número anterior, donde se hace uso del método Monte Carlo en dos artículos que tienen enfoques probabilísticos en el diseño de estructuras de contención basándose en método convencional, se define que se ajusta este método para el diseño con el método parcialmente saturado debido a que permite

analizar la probabilidad de falla en los valores medios y valores extremos de lo que se compare o analice.

Con la aplicación de este método de Monte Carlo se pretende trabajar en el cálculo del Factor de Seguridad, por deslizamiento y volcamiento (*FSD*) y (*FSV*) en una estructura de contención de gravedad, a través de las ecuaciones en el cálculo de fuerzas resistentes y actuantes sobre el muro desde la mecánica de suelos parcialmente saturados.

Una vez se defina los factores, se proyecta como objetivo el obtener la probabilidad de falla de la estructura de contención (Muro por gravedad) para la variación de los factores de seguridad hallados.

Esta simulación se puede trabajar con formulaciones extremas y con poco riesgo de resultado, donde es posible obtener no solo los puntos extremos sino todos aquellos escenarios intermedios, y permite la creación de gráficos de diferentes resultados y las posibilidades de que sucedan. Así mismo el método de Monte Carlo permite estudiar las interacciones que existe entre las variables del cálculo de las fuerzas en la formulación de los (FS).

Para el desarrollo de la simulación se empleará el programa MATLAB®, el cual fue creado por la compañía The Mathworks, y dirigidos a matemáticos, ingenieros y científicos, el cual se usa para simular sistemas dinámicos e incorporar funciones graficas difícil de entender en el lenguaje de programación C, Excel, Fortan, y otros.

El programa MATLAB®, se acoge al ejercicio a demostrar y se escoge por su alta velocidad en la simulación y permite trabajar con matrices de gran dimensión.



#### 4.6 SÍNTESIS DEL CAPÍTULO

En este capítulo se describieron los conceptos de probabilidad de falla, confiabilidad, y factor de seguridad (*FS*) en probabilidad, como también se trataron los orígenes de método de Monte Carlo, y su aplicación en la geotecnia e ingeniería actual, así como de otros métodos probabilísticos. Estos parámetros son necesarios para el cálculo de la probabilidad de falla de una estructura de contención. Así mismo, se puntualizó la importancia del concepto del factor de seguridad (*FS*) en el diseño de muros de contención, debido a que este valor describe la geometría final del muro de contención.

Por último, a partir de las referencias consultadas en la literatura, se concluyó que el método más apropiado para incorporar enfoques probabilísticos en el diseño de estructuras de contención es el método de Monte Carlo.

Por otra parte se puntualiza la conveniencia del método a usar y el programa que desarrollará la simulación para la obtención de los (*FS*) por deslizamiento y volcamiento (*FSD* y *FSV*) respectivamente en suelos parcialmente saturados.

## **5. INFLUENCIA DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN LA ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN: ENFOQUE DETERMINÍSTICO**

### **5.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presenta un análisis determinístico para un muro de contención de gravedad incorporando la condición de saturación parcial en los empujes y en el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento. Se presentan, también, las gráficas asociadas a un análisis paramétrico relacionado con el los factores de seguridad determinísticos, en función de otras variables que condicionan las condiciones de análisis del problema, como las dimensiones de la estructura de contención.

En este capítulo, se pretende tener un panorama de los factores que más influyen en el comportamiento de la influencia de los parámetros del influyen en la estabilidad de la estructura de contención suelo y de su comportamiento, en el cálculo de los factores de seguridad en desde el enfoque de los suelos parcialmente saturados.

La geometría del muro y los parámetros del análisis se presentan en 5.2.1.

## 5.2 ANÁLISIS PARAMÉTRICO ACERCA DE LA INFLUENCIA DE LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL EN LA ESTABILIDAD DE MUROS DE GRAVEDAD

Para el desarrollo del análisis paramétrico se realizarán variaciones en dimensiones de la estructura de contención, el ángulo de resistencia, el peso unitario total, y la succión matricial en función de los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) y al volcamiento (FSV), entendidos como los cocientes entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes (fuerzas horizontales en el primer caso, y momentos actuantes en el segundo).

Los resultados del análisis determinístico ayudarán a determinar cuáles de los parámetros son los que más importan en el diseño de estructuras de contención en muros de gravedad, usando la metodología de suelos parcialmente saturados.

A continuación se describen los intervalos de los parámetros que se considerarán variables en el análisis:

- a. Peso unitario del suelo:  $\gamma_{suelo} = 13, 15 \text{ y } 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
- b. Altura libre de la estructura de contención,  $H$ : *Variable* = 4.0, 7.0, y 10.0 (m)

Angulo de resistencia efectivo para succión nula:  $\phi' = 18, 22, \text{ y } 26 \text{ (}^\circ\text{)}$

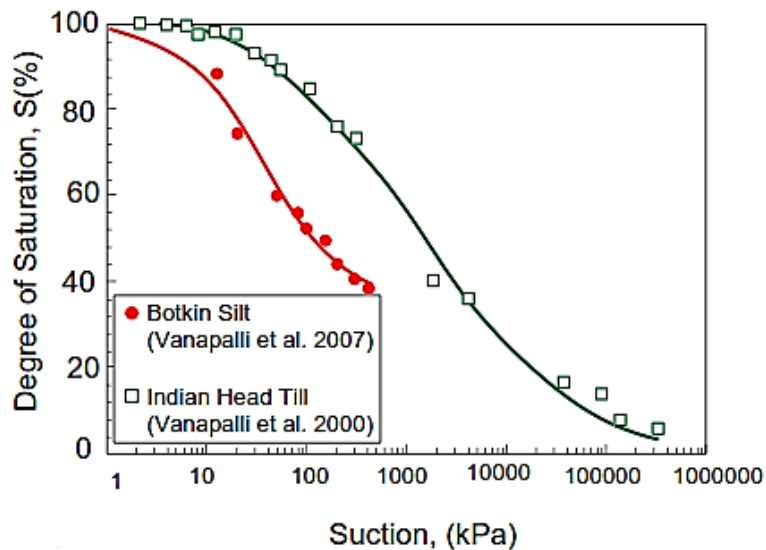
Succión:  $(u_a - u_w) = 20, 15 \text{ y } 10 \text{ (kPa)}$  y,

Grado de Saturación:  $S = 80, 90 \text{ y } 95 \text{ (\%)}$

La curva de retención de humedad a tener en cuenta en el ejercicio es el limo de Botkin, tomado de (Tavakkoli y Vanapalli, 2011).

Al variar la succión se debe tener presente que automáticamente cambia el grado de saturación debido a su relación, como se describe en la Figura 24.

Figura 24 Curva de retención de humedad de (2) dos clases de suelo Limo Botkin y India Head Till. Tomada de Tavakkoli y Vanapalli en 2011.



### 5.2.1. Problema de análisis

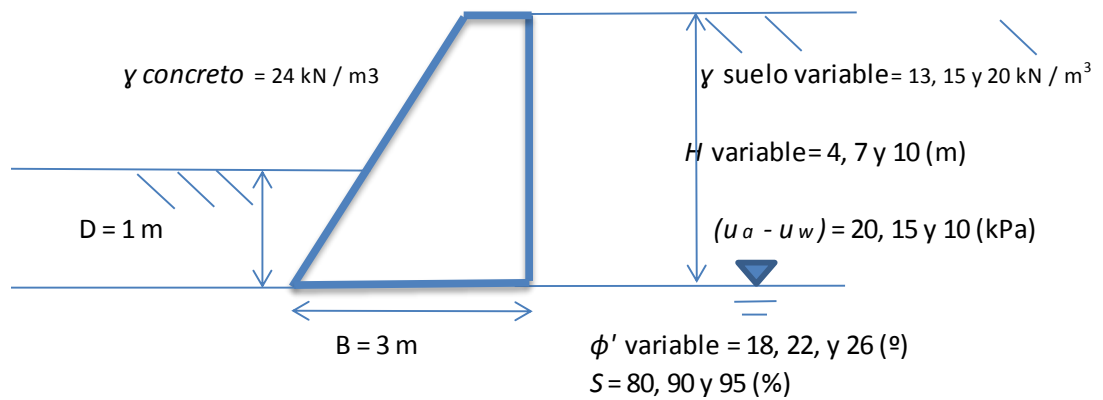
Como ejemplo de aplicación se realiza el estudio de estabilidad de un muro de contención de gravedad junto con los valores de factor de seguridad por deslizamiento aplicando la mecánica de suelos parcialmente saturados. El material propuesto corresponde a tipo de suelo (*Limo de Botkin*).

En el ejercicio se busca evaluar la influencia de variables aisladas en la formación de tendencias. La geometría del muro y las propiedades del suelo se presentan en la Tabla 4 y Figura 25. La superficie de la pared se supone vertical y lisa, sin fricción entre el relleno y el muro.

Tabla 4. Parámetros iniciales ejercicio

Parámetros iniciales		
Datos	Valor	Unidad
$H =$	4	m
$D =$	1	m
$B =$	3	m
$\phi' =$	20	°
$c' =$	2	kPa
$\gamma_{suelo} =$	13	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{concreto} =$	24	kN/m <sup>3</sup>
Parcialmente saturado		
$(u_a - u_w) =$	20	kPa
$S =$	80	%
$\gamma_w =$	9.8	kN/m <sup>3</sup>

Figura 25 Geometría inicial del Muro



### 5.2.2. Influencia de la altura en los factores de seguridad

Se presentan los valores del factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento (*FSD* y *FSV*), considerando alturas variables para un único valor de succión matricial de 20 (kPa) y  $S= 80$  (%):

Figura 26 Variación *FSD* vs Altura  $H$  (m)

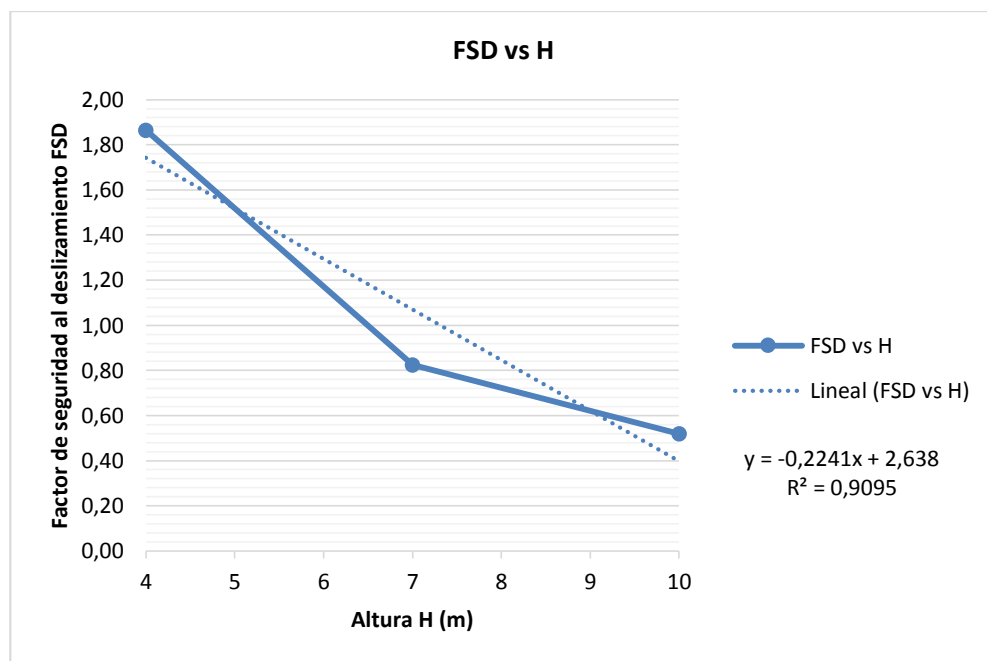


Tabla 5 Resumen *FSD* vs Incremento  $H$  en (m)

Incremento en $H$ (m)	<i>FSD</i> parcialmente saturado
4	1,86
7	0,82
10	0,52

Figura 27 Variación FSV vs  $H$  (m)

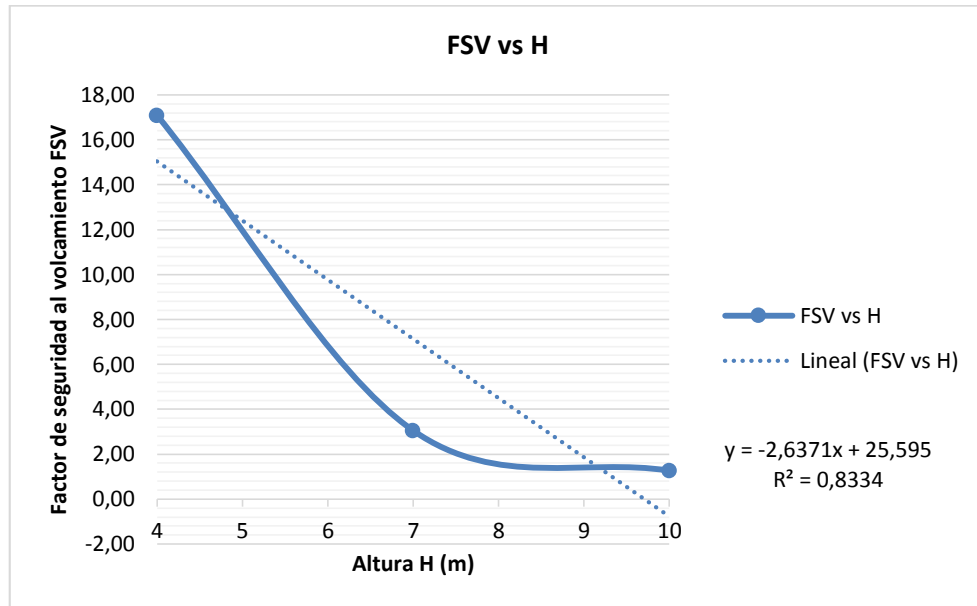


Tabla 6 Resumen FSV vs Incremento  $H$  en (m)

Incremento en $H$ (m)	FSV parcialmente saturado
4	17,09
7	3,05
10	1,27

### 5.2.3. Influencia de la succión matricial en los factores de seguridad

Se presentan los valores del factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento ( $FSD$  y  $FSV$ ), considerando succiones variables para una única altura  $H= 4$  (m):

Figura 28 Variación FSD vs Succión ( $u_a - u_w$ ) en (kPa)

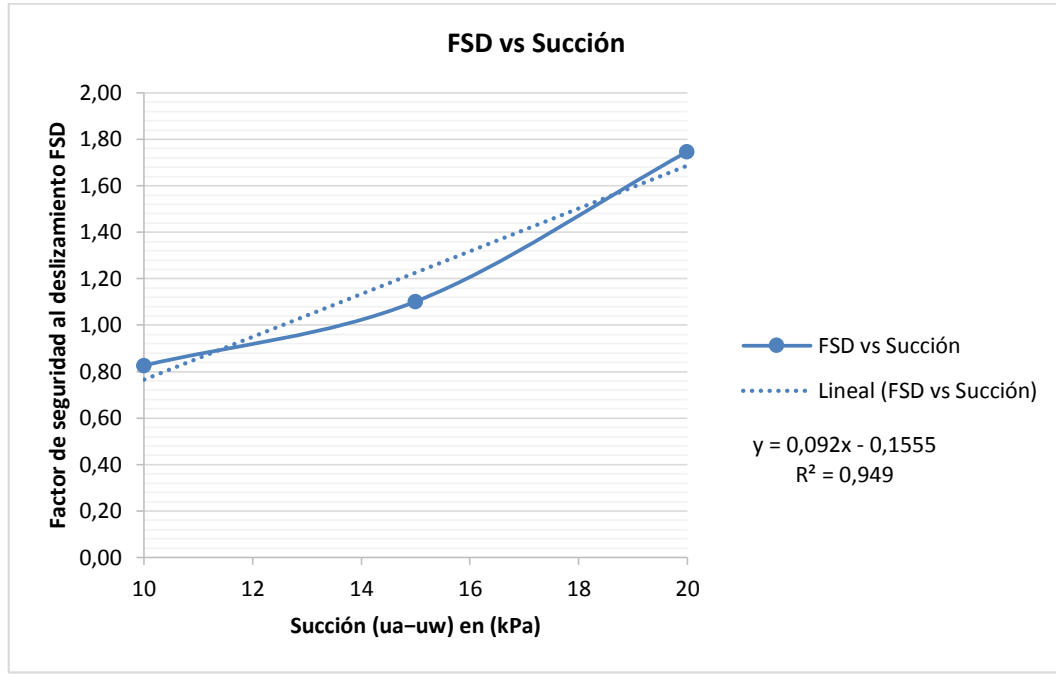


Tabla 7 Resumen FSD vs Succión en (kPa)

Incremento en Succión (kPa)	FSD parcialmente saturado
20	1,75
15	1,10
10	0,83



Figura 29 Variación FSV vs Succión ( $u_a - u_w$ ) en (kPa)

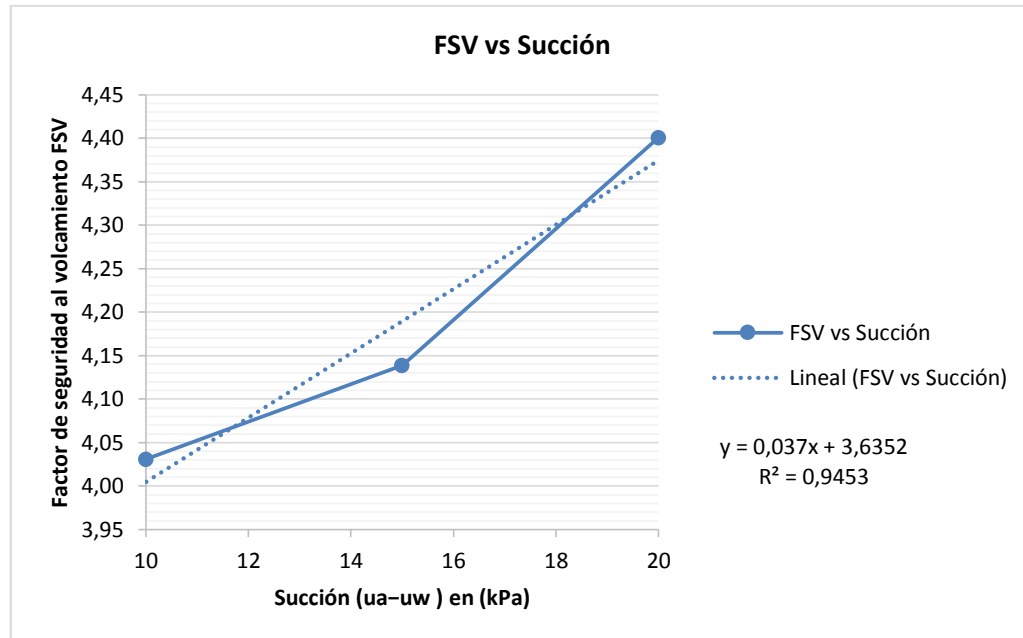


Tabla 8 Resumen FSV vs Succión en (kPa)

Incremento en Succión (kPa)	FSV parcialmente saturado
20	4,40
15	4,14
10	4,03

#### 5.2.4. Influencia del ángulo de resistencia en los factores de seguridad

A continuación se presentan los valores del factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento ( $FSD$  y  $FSV$ ), teniendo ángulos de resistencia hipotéticamente variables y una succión matricial de 20 (kPa) y altura constante  $H= 4$  (m):

Figura 30 Variación FSD vs ángulo de resistencia  $\phi$  en ( $^{\circ}$ )

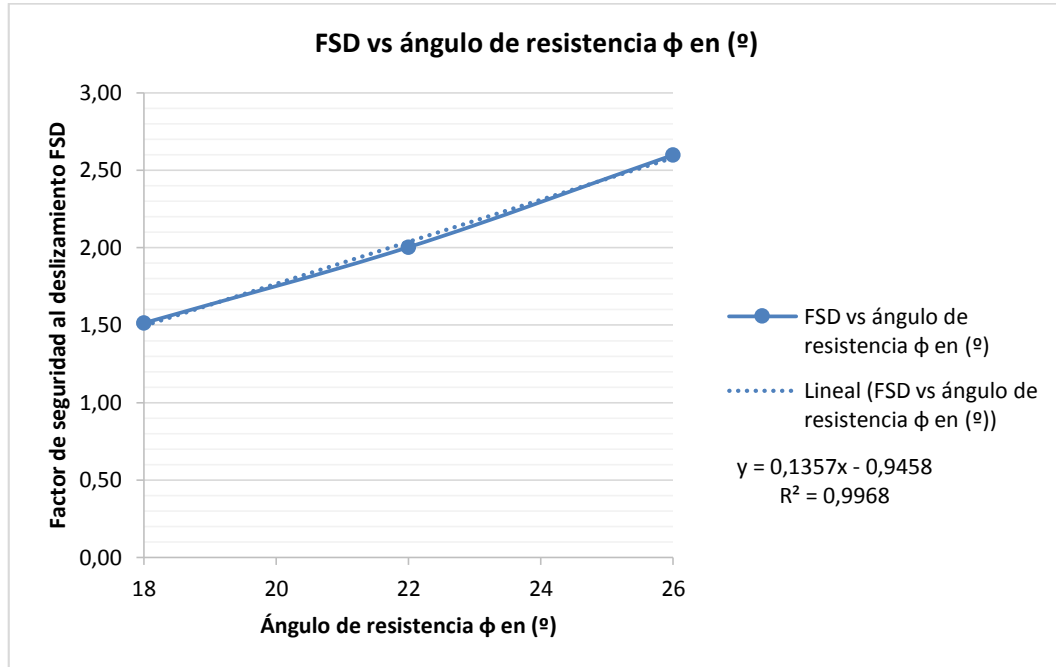


Tabla 9 Resumen FSD vs ángulo de resistencia  $\phi$  en ( $^{\circ}$ )

Incremento en $\phi$ ( $^{\circ}$ )	FSD parcialmente saturado
18	1,51
22	2,00
26	2,60

Figura 31 Variación FSV vs ángulo de resistencia  $\phi$  en ( $^{\circ}$ )

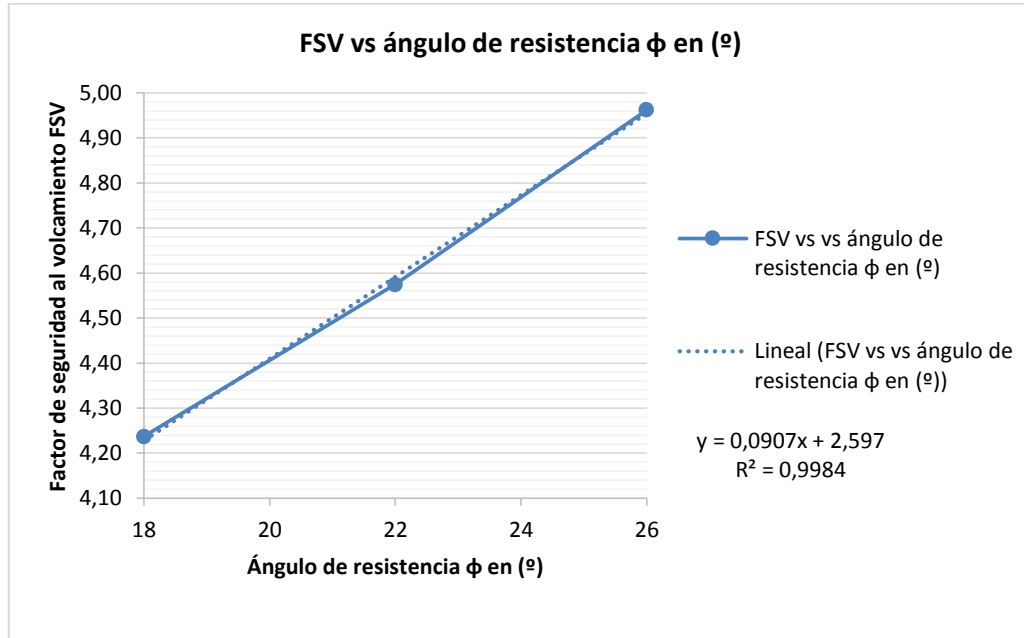


Tabla 10 Resumen FSV vs ángulo de resistencia  $\phi$  en ( $^{\circ}$ )

Incremento en $\phi$ ( $^{\circ}$ )	FSV parcialmente saturado
18	4,24
22	4,57
26	4,96

### 5.2.5. Influencia del peso unitario total en los factores de seguridad

A continuación se presentan los valores del factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, para tres pesos unitarios (13, 15 y 20 kN/m<sup>3</sup>), con ángulos de resistencia constante de 20 ( $^{\circ}$ ), y una succión matricial de 20 (kPa) y altura constante  $H= 4$  (m):

Figura 32 Variación FSD vs Peso unitario  $\gamma$  en (kN/m<sup>3</sup>)

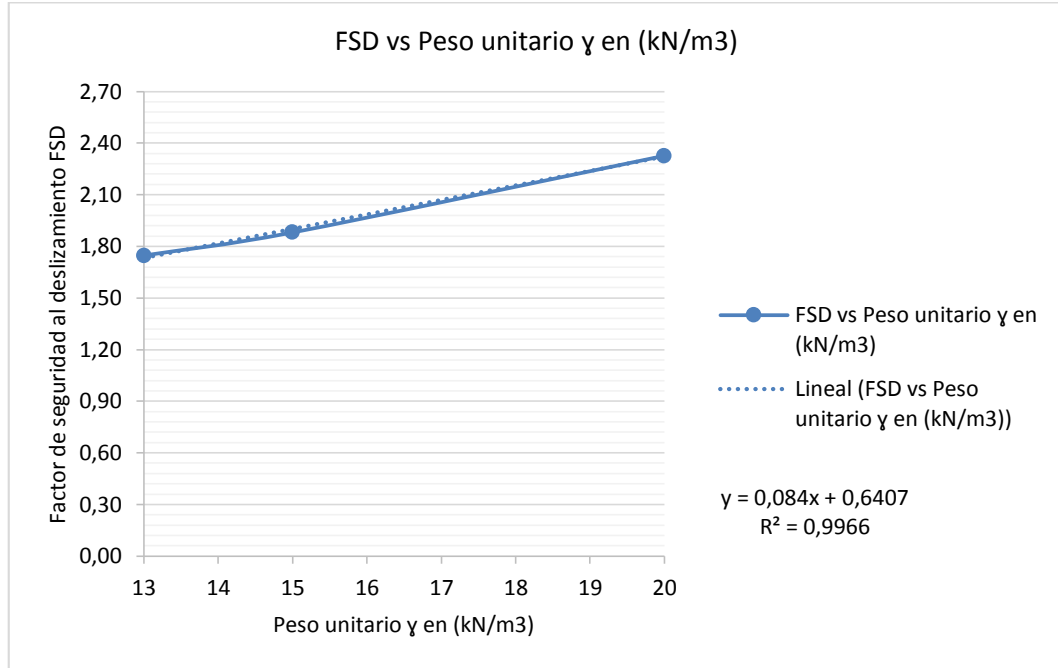


Tabla 11 Resumen FSD vs Peso unitario  $\gamma$  en (kN/m<sup>3</sup>)

Incremento en $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	FSD parcialmente saturado
13	1,75
15	1,88
20	2,33

Figura 33 Variación FSD vs Peso unitario  $\gamma$  en (kN/m<sup>3</sup>)

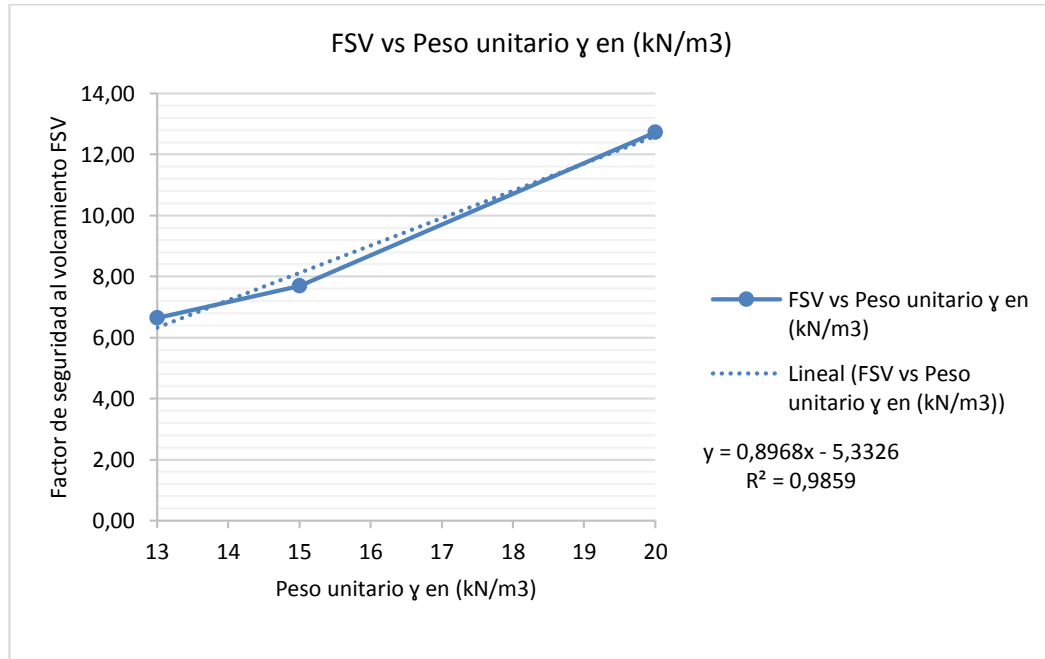


Tabla 12 Resumen FSV vs Peso unitario  $\gamma$  en (kN/m<sup>3</sup>)

Incremento en $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	FSV parcialmente saturado
13	6,64
15	7,69
20	12,73

### 5.3 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos en los factores se analizaron teniendo presente sus límites permitidos, ya que para estructuras de contención, (muros de gravedad) comúnmente el (*FSD*) mínimo considerado es de 1,5, y para (*FSV*) es de 2 o 3. De los resultados obtenidos se concluye lo siguiente:

- Al incrementar la altura del muro de gravedad dejando los parámetros del suelo igual, se presentó inestabilidad en los factores de seguridad por deslizamiento y volcamiento.
- La influencia que tiene el ángulo de resistencia en suelos parcialmente saturados es significativa para los dos Factores de seguridad (*FSV* y *FSD*), lo que indica que al aumentar el ángulo de rozamiento incrementa las fuerzas resistentes haciendo crecer los Factores de Seguridad por deslizamiento y volcamiento
- Por otra parte la succión entendiéndola como la directa relación con la aparición de una componente de cohesión aparente en el suelo retenido, tiene directa dependencia con el grado de saturación del suelo como se describe en la curva de retención de humedad de la Figura 26, al aumentar la succión se disminuye el grado de saturación, influyendo en los factores de seguridad (*FSV* y *FSD*) en distinto sentido, que para este muro de contención de gravedad analizado de la Figura 27 al aumentar la succión, el (*FSD*) aumentó en su estabilidad, lo que paso lo contrario en (*FSV*) a medida que disminuía la succión el (*FSV*) aumentaba. La influencia de este parámetro (succión matricial) en el diseño con suelos parcialmente saturados es de gran importancia y su uso se hace efectivo cuando se tiene en cuenta el equilibrio para ambos (*FSV* y *FSD*) que cumplan con sus límites mínimos. Para este ejercicio se podría decir que su equilibrio estaría cuando la succión es de 20 kPa y el grado de saturación es del 80% en el suelo de Limo de Botkin lo que

resultaría un  $(FSD) = 1,75$  y  $(FSV) = 4,40$ , para una base de muro  $B = 3$  m y altura  $H = 4$  m.

- La influencia del peso unitario es favorable en el factor de seguridad debido que al aumentar el peso unitario del suelo, se disminuye considerablemente las fuerzas horizontales actuantes aumentando así los factores de seguridad por deslizamiento y volcamiento FSD y FSV.
- Como parámetros nuevos que se involucran en la formulación en suelos parcialmente saturados se encuentran el peso unitario del agua ( $\gamma_w$ ) y la succión matricial ( $u_a - u_w$ ), uno constante y el otro dependiendo de las condiciones del suelo.
- Al analizar todas las variables se encuentra que las que tienen mayor injerencia en la metodología que involucra al material parcialmente saturado son la succión matricial y el ángulo de resistencia, debido a que un leve incremento en su valor cambia sustancialmente en el factor de seguridad ( $FS$ ), los cambios en la succión se ven reflejados en las fuerzas actuantes mientras que el ángulo de resistencia interviene en las fuerzas actuantes y resistentes.
- Estos parámetros fueron escogidos como variables teniendo presente que estos valores no son del todo constantes y parámetros únicos, ya que son resultados que dependen del tipo de suelo, de las características de su estructura, del entorno, de la historia de esfuerzos del suelo, e incluso de sus deformaciones.

## **6. FORMULACIÓN PARA INVOLUCRAR LA CONDICIÓN DE SATURACIÓN PARCIAL MEDIANTE UN ENFOQUE PROBABILÍSTICO – CASO APLICACIÓN**

### **6.1 INTRODUCCIÓN**

El presente capítulo detalla un comparativo en el cálculo de los factores de seguridad por deslizamiento y volcamiento ( $FSD$ ) y ( $FSV$ ) utilizando la metodología convencional y la metodología que involucra al material parcialmente saturado con el objeto de analizar sus diferencias, resultados, y variables, a través de un enfoque probabilístico. Para este ejercicio, se tomará el ancho de base variable de 2 a 10 metros, y se graficará el ( $FSD$ ) y ( $FSV$ ) para cada resultado dado. El desarrollo de esta actividad se basará en simulación de Monte Carlo, a través del programa MATLAB®, el cual realizará simulaciones para la obtención de los ( $FSD$ ) y ( $FSV$ ), en metodología convencional contra metodología parcialmente saturado. Para el proceso de la simulación se tuvo que realizar un modelo matemático y funciones dadas para así programarlas en el programa, para ello se realizará simulaciones con variables de propiedades del suelo tales como, ángulo de resistencia, cohesión, peso específico, y succión. Por último se entregará una gráfica donde se muestra la probabilidad de falla vs el ( $FSD$ ) y ( $FSV$ ) por las dos metodologías

### **6.2 DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL MODELO DE ANÁLISIS**

Para el desarrollo del siguiente capítulo se hace necesario realizar un modelo a partir de un muro de gravedad, tal como la Figura 34:



Para realizar el comparativo en las dos metodologías convencional y parcialmente saturado en el cálculo de los (FSD) y (FSV), se hizo necesario escoger qué parámetros se requieren variar en la formulación, y para ello se presenta el siguiente cuadro resumen:

Figura 34 Geometría inicial del muro de contención

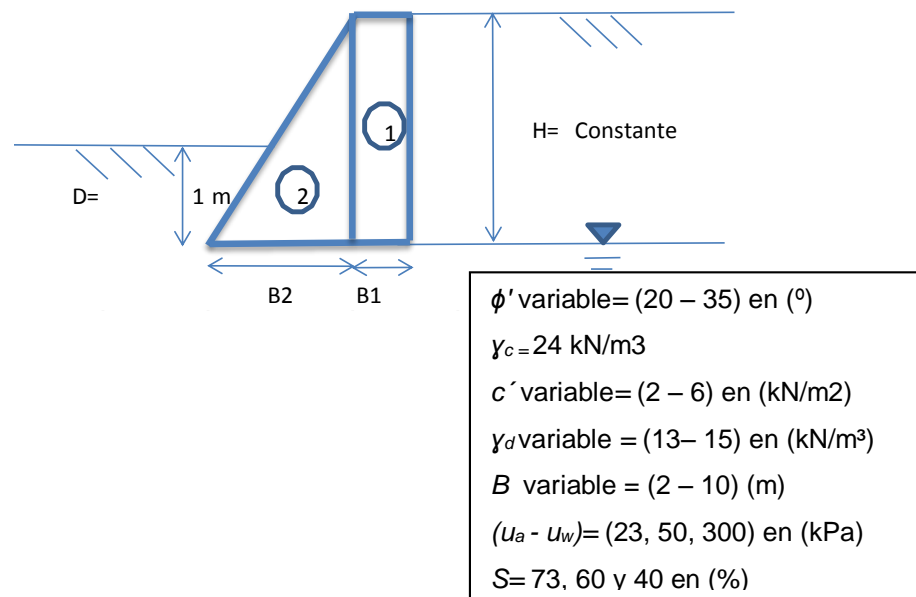


Tabla 13 Parámetros iniciales formulación

Parámetros iniciales		
Datos	Valor	Unidad
$D =$	1	m
$H =$	4	m
$\phi' =$ Angulo de fricción interna	Variable	$^{\circ}$
$c' =$ Cohesión	Variable	kPa
$\gamma_d =$ Peso unitario seco del suelo=	Variable	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w =$ Peso unitario del agua=	9.8	kN/m <sup>3</sup>

$\gamma_c$ = <i>Peso específico del muro concreto</i> =	24	kN/m <sup>3</sup>
$(u_a - u_w)$ = <i>Succión matricial</i>	23, 50, y 300	kN/m <sup>2</sup>
$S$ (%)= <i>Grado de saturación</i>	73 %, 60 %, y 40 %	%

---

A continuación se describe el rango de los parámetros que se varían:

Peso unitario seco del suelo variable:  $\gamma_d$ = (13– 15) en (kN/m<sup>3</sup>)

Altura constante:  $H = 4$  (m)

Altura constante:  $D = 1$  (m)

Ancho de base variable:  $B$  (2 – 10) (m)

Ángulo de resistencia variable:  $\phi' = (20 - 35)$  en ( $^{\circ}$ )

Cohesión aparente variable:  $c' = (2 - 6)$  en (kN/m<sup>2</sup>)

Succión variable en 3 puntos:  $(u_a - u_w) = (23, 50, 300)$  en (kPa) y,

Grado de Saturación;  $S = 73, 60$  y  $40$  en (%)

Los datos de la succión y el grado de saturación son tomados de la Figura 24, la curva de retención de humedad para un suelo de tipo Limo de Botkin, la Figura es Tomada del artículo (Tavakkoli y Vanapalli, 2011)

Como parámetros nuevos en comparación con el método convencional, son los parámetros de la succión matricial  $(u_a - u_w)$ , el peso unitario del agua  $(\gamma_w)$ , y el grado de saturación  $(S)$ .

La zona intermedia denominada por (Fredlund, D.G., 2000) de dos fases, conocida como parcialmente saturada, el grado de saturación ( $S$ ) se encuentra en un intervalo entre el 20% y el 80%. Se ha asumido un peso unitario igual al del concreto reforzado en el muro de contención.

Estos parámetros ( $u_a - u_w$ ), y ( $S$ ), se ve reflejada en las fuerzas actuantes en el cálculo de los factores de seguridad ( $FSD$ ) y ( $FSV$ ), y ( $\gamma_w$ ) en las fuerzas actuantes y resistentes, tal como se describe en el numeral siguiente.

### 6.2.1 Resumen de la metodología

- Geometría inicial del muro. Se escoge el tipo de muro de contención para realizar la simulación. El tipo de muro es de gravedad.
- Se define el rango de valores que puede tener  $B$ . Para este caso es de  $B= (2$  a  $10)$  metros. El límite superior se escogió únicamente con fines académicos en este trabajo de grado.
- Se definen los parámetros constantes y parámetros geomecánicos del terreno que varían. En el desarrollo del caso aplicación se precisa: ( $H$ ) y ( $D$ ), ( $\gamma_w$ ), y ( $\gamma_c$ ) constantes; ( $\gamma_d$ ), ( $\phi'$ ), ( $c^*$ ), ( $u_a - u_w$ ), y ( $S$ ) variables.
- Desarrollo matemático para definir fuerzas actuantes, fuerzas resistentes, momentos iniciales y momentos resistentes, para el desarrollo de ( $FSD$ ) y ( $FSV$ ). En este punto se puntualizan los parámetros que contienen la metodología convencional y la metodología parcialmente saturado.  
Metodología convencional: Ecuaciones (88) y (92).  
Metodología parcialmente saturada: Ecuaciones (102) y (103).
- Teniendo presente las ecuaciones obtenidas en la metodología convencional y parcialmente saturado, se realiza la programación en el programa MATLAB®, en donde esta implementado el método de Monte Carlo.

- Con la programación en el programa MATLAB®, se concreta el (*FSD*) y (*FSV*) en ambas metodologías, (convencional y parcialmente saturado), para graficar frente a el ancho de muro delimitado inicialmente.
- Una vez definidos los (*FSD*) y (*FSV*) se realiza la probabilidad de falla teniendo presente los anchos de muro para estos factores de seguridad. Para ello se trabaja las ecuaciones (70) y (75) respectivamente.

### 6.3 DESARROLLO MATEMÁTICO

A continuación se describe la formulación por el método convencional y parcialmente saturado respectivamente, que se utilizó para la incorporación de la simulación por el método Monte Carlo, para el cálculo de la probabilidad de falla y los (*FSD* y *FSV*).

#### 6.3.1 Formulación método convencional

Para el presente ejercicio se trabajó la fuerza activa de Rankine antes de la grieta de tensión. (Das, 2006), como describe la ecuación 80:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c'H\sqrt{K_a}$$

(80)

A continuación se presenta la Tabla 14 el resumen de las fórmulas para determinar las fuerzas y momentos resistentes:

Tabla 14 Cuadro resumen de formulación Fuerzas y Momentos

Sección No.	Área (m <sup>2</sup> )	Peso/unidad de longitud (kN/m)	Brazo del momento (m)	Momento (kN-m/m)
1	$B_1H$	$24B_1H$	$\frac{B_1}{2} + B_2$	$24(B_1H)(\frac{B_1}{2} + B_2)$
2	$\frac{B_2H}{2}$	$12B_2H$	$\frac{2B_2}{3}$	$8B_2^2H$
		$\sum V$		$\sum M_R$

De acuerdo al anterior resumen, se tiene la sumatoria de las fuerzas resistentes en la ecuación 82, y la sumatoria de momentos resistentes en la ecuación 83.

$$\boxed{\sum V = 24(B_1H) + 12(B_2H)}$$
(81)

$$\boxed{\sum V = 12H(2B_1 + B_2)}$$
(82)

$$\boxed{\sum M_R = 24(B_1H)(\frac{B_1}{2} + B_2) + 8B_2^2H}$$
(83)

6.3.1.1 Factor de seguridad contra deslizamiento, método convencional FSD:

$$\boxed{FSD = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Actuantes}}}$$

De la Figura 34, se tiene que:

$$FSD = \frac{(\sum V)(\tan(k_1\phi)) + (B_1 + B_2)k_2C + P_p}{P_a}$$

(84)

Sea  $k_1$  y  $k_2 = 2/3$ . Reemplazando

$$FSD = \frac{(12H(2B_1 + B_2)\left(\tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)\right) + (B_1 + B_2)\frac{2}{3}C + P_p}{P_a}$$

(85)

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma D^2 + 2C\sqrt{K_p}D$$

(86)

Por consiguiente,

$$FSD = \frac{(12H(2B_1 + B_2)\left(\tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)\right) + (B_1 + B_2)\frac{2}{3}C + \frac{1}{2}\gamma\left(\frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi}\right)D^2 + 2C\sqrt{\frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi}}D}{P_a}$$

(87)

El factor de seguridad contra deslizamiento en metodología convencional ( $FSD$ ) es:

$$FSD = \frac{(12H(2B_1 + B_2)\left(\tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)\right) + (B_1 + B_2)\frac{2}{3}C + \frac{1}{2}\gamma\left(\frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi}\right)D^2 + 2C\sqrt{\frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi}}D}{\frac{1}{2}\gamma H^2\left(\frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}\right) - 2c'H\sqrt{\frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}}}$$

(88)

6.3.1.2 Formulación factor de seguridad contra volteo método convencional, (*FSV*):

$$FSV = \frac{\sum M_R}{M_0} \quad (89)$$

El momento de volteo es

$$M_0 = P_a \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (90)$$

Entonces,

$$M_0 = \left( \frac{1}{2} \gamma H^2 \left( \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} \right) - 2c'H \sqrt{\frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}} \right) \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (91)$$

Por consiguiente el (*FSV*) en método convencional al combinar las ecuaciones 83 y 91, en ecuación 89 es:

$$FSV = \frac{24(B_1H) \left( \frac{B_1}{2} + B_2 \right) + 8B_2^2 H}{\left( \frac{1}{2} \gamma H^2 \left( \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} \right) - 2c'H \sqrt{\frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}} \right) \left( \frac{H'}{3} \right)} \quad (92)$$

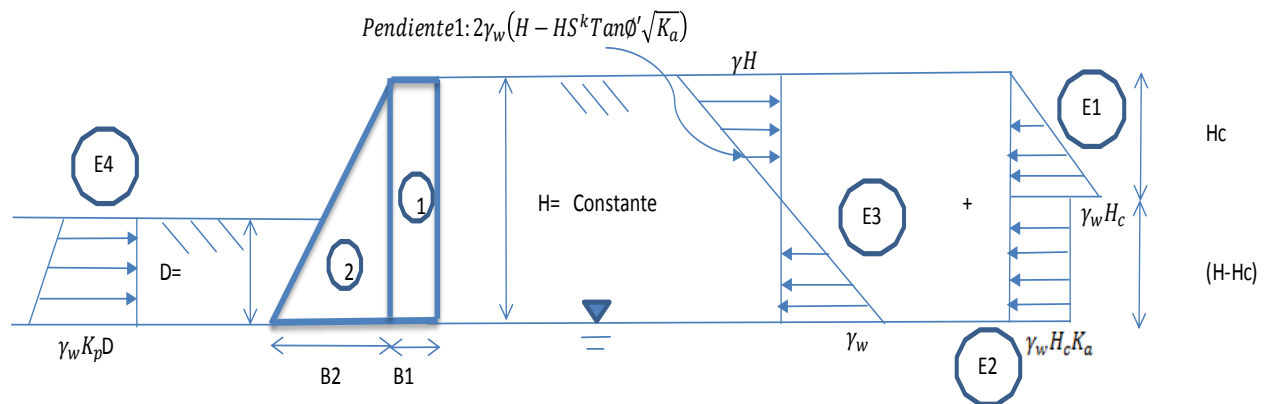
### 6.3.2 Formulación método parcialmente saturado

Para el desarrollo de este método se hace necesario realizar otro diagrama de empujes, tal como aparece en la Figura 35, en donde interviene la succión, el grado de saturación, y peso unitario del agua.

Teniendo en cuenta la ecuación 68:

$$P_a = \gamma H k_a - 2c' + (u_a - u_w) S^k \tan \phi' \sqrt{k_a}$$

Figura 35 Geometría inicial y diagrama de empujes en metodología parcialmente saturado



#### 6.3.2.1 Formulación factor de seguridad contra deslizamiento método parcialmente saturado, (FSD)

Se tiene que la profundidad de tensión se puede obtener de la succión matricial, como se describe a continuación:



Entonces,

$$(u_a - u_w) = \gamma_w(H - H_c) \quad (93)$$

$$H_c = (H) - \frac{(u_a - u_w)}{\gamma_w} \quad (94)$$

De las fuerzas actuantes se tiene que:

$$P_a = E1 + E2 + E3 \quad (95)$$

Y,

$$P_p = E4 \quad (96)$$

Entonces,

$$E1 = \gamma_w H_c \frac{H_c}{2} \quad (97)$$

$$E2 = \gamma_w H_c K_a (H - H_c) \quad (98)$$

$$E3 = \sqrt{2\gamma_w \left( H - HS^k \tan\phi \sqrt{\frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}} \right)^2 - (H\gamma_w)^2} \left( \frac{H_c}{2} \right) - \frac{\gamma(H - H_c)^2}{2}$$

(99)

Y,

$$P_p = E4 = \gamma_w K_p D^2 + \gamma_w K_p \frac{D^2}{2}$$

(100)

Por consiguiente el factor de seguridad contra deslizamiento, en metodología parcialmente saturada (*FSD*), es:

$$FSD = \frac{(\sum V)(\tan(k_1\phi)) + (B_1 + B_2)k_2C + P_p}{P_a}$$

(101)

Por lo tanto combinando las ecuaciones 97, 98, 99 y 100 en 101 se tiene el (*FSD*) en metodología parcialmente saturada.

$$FSD = \frac{(12H(2B_1 + B_2) \left( \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) \right) + (B_1 + B_2)\frac{2}{3}C + \gamma_w K_p D^2 + \gamma_w K_p \frac{D^2}{2}}{\left(\gamma_w \frac{H_c^2}{2}\right) + (\gamma_w H_c K_a (H - H_c)) + \sqrt{2\gamma_w \left( H - HS^k \tan\phi \sqrt{\frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}} \right)^2} - (H\gamma_w)^2 \left(\frac{H_c}{2}\right) - \frac{\gamma(H - H_c)^2}{2}}$$

(102)

6.3.2.2 Formulación factor de seguridad contra volteo método parcialmente saturado, (*FSV*)

Reemplazando las ecuaciones 95, 96 en 90 y 83 en 89, se tiene el *FSV* en suelos parcialmente saturados:

$$FSV = \frac{24(B_1H)\left(\frac{B_1}{2} + B_2\right) + 8B_2^2H}{\left(\gamma_w \frac{H_c^2}{2}\right)\left(\frac{H_c}{3} + (H - H_c)\right) + \left(\gamma_w H_c \left(\frac{1 - \text{Sen } \emptyset}{1 + \text{Sen } \emptyset}\right) (H - H_c)\right)\left(\frac{(H - H_c)}{2}\right) + \left(\sqrt{2\gamma_w \left(H - HS^k \text{Tan } \emptyset \sqrt{\frac{1 - \text{Sen } \emptyset}{1 + \text{Sen } \emptyset}}\right)^2 - (H\gamma_w)^2} \left(\frac{H_c}{2}\right)\right)\left(\frac{(H - H_c)}{3}\right) - \left(\gamma_w \left(\frac{1 + \text{Sen } \emptyset}{1 - \text{Sen } \emptyset}\right) D^2\right)\left(\frac{D}{2}\right) - \left(\gamma_w \left(\frac{1 + \text{Sen } \emptyset}{1 - \text{Sen } \emptyset}\right) \frac{D^2}{2}\right)\left(\frac{D}{3}\right)}$$

(103)

#### 6.4 SIMULACIÓN ESTADÍSTICA – MÉTODO CONVENCIONAL

Una vez planteada la formulación de los factores de seguridad (*FSD*) y (*FSV*) por el método convencional, estableciendo los límites y los parámetros constantes y variables de las propiedades mecánicas de los materiales de relleno y cimentación de la estructura, se procede a la simulación para diferentes anchos de muro del muro de contención de la Figura 34. Debido a una subrutina programada en el programa MATLAB®, se generaron números aleatorios con distribuciones de probabilidad propias de las magnitudes físicas ángulo de fricción, cohesión y peso unitario del suelo. El rango de valores simulados se mantuvo dentro de cuatro desviaciones estándar  $-4\sigma$ , cuidando que tuvieron sentido físico: que no tomara valores negativos o por fuera de su dominio.

Para obtener una alta confiabilidad se ejecutaron 100.000 iteraciones. Así, las Figuras 36, 37, y 38 de distribución de frecuencia para cada magnitud física variable son las siguientes:

Figura 36 Histograma de peso unitario del suelo utilizando distribución Normal.

$\gamma_d$  (kN/m<sup>3</sup>) – Distribución Normal

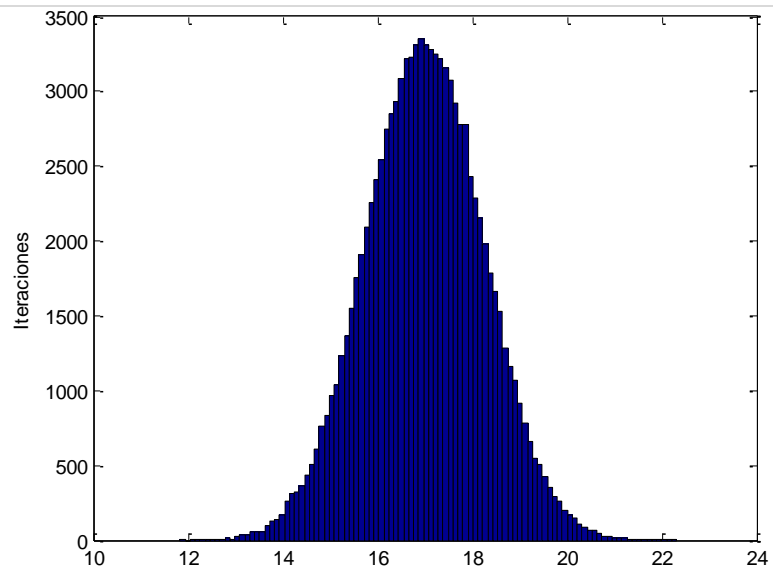


Figura 37 Histograma de ángulo de fricción del suelo utilizando distribución Normal.

$\phi'$  (°) – Distribución Normal

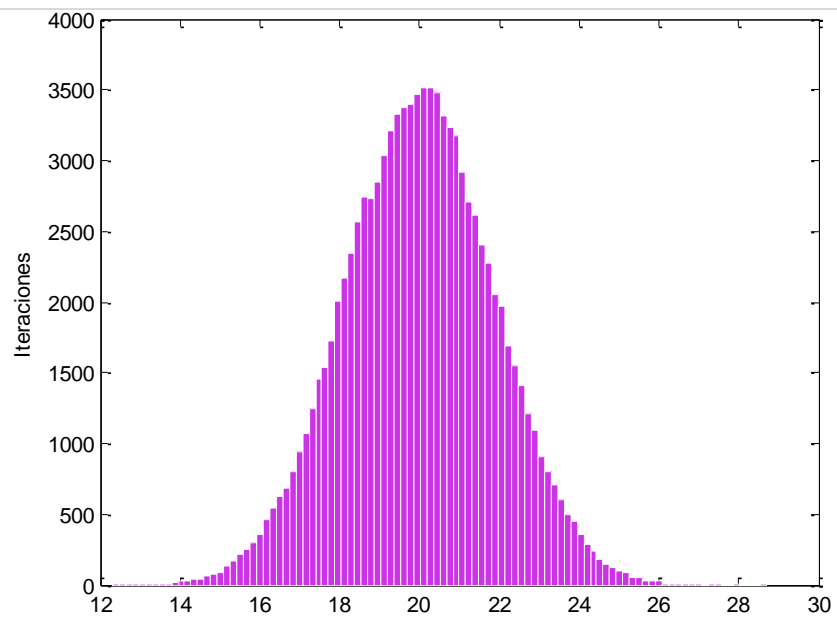
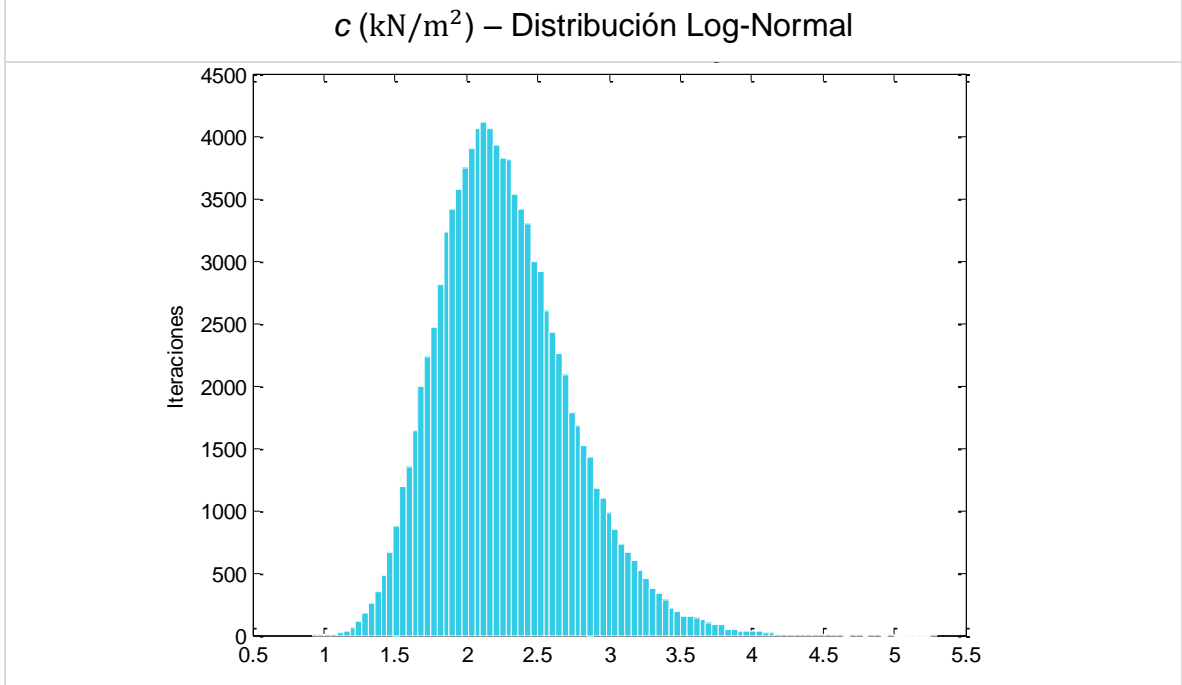


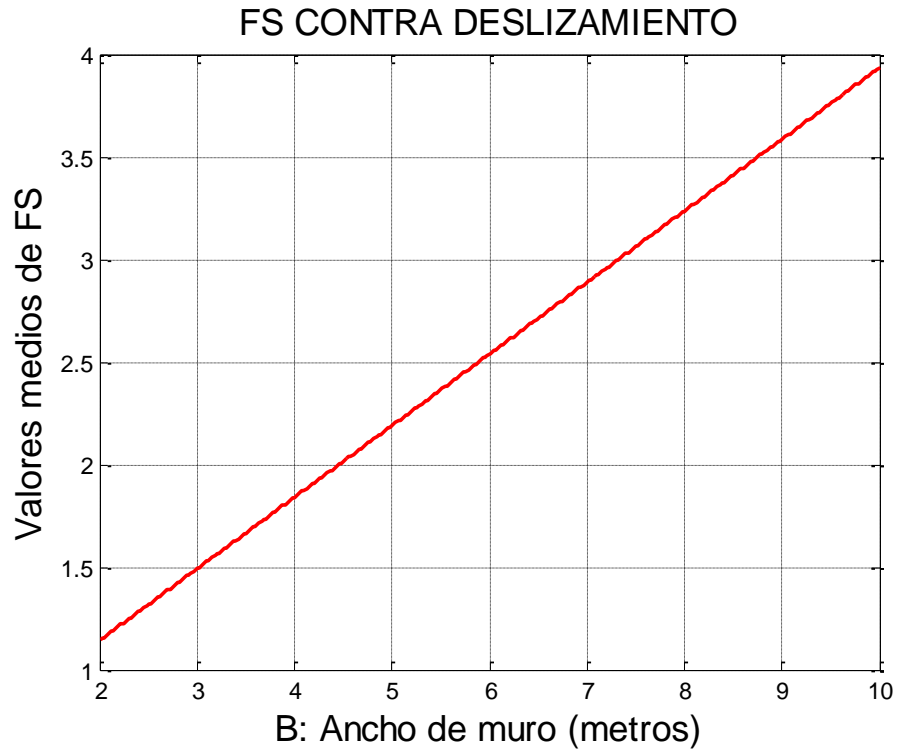
Figura 38 Histograma de la cohesión del suelo utilizando distribución Normal.



Luego de definidas las funciones de distribución de probabilidad de las magnitudes físicas variables, se realizaron 100.000 simulaciones para anchos de muro  $B$  entre 2 y 10 metros. Esto da lugar, a miles de posibles valores para el factor de seguridad ( $FSD$  y  $FSV$ ); como es típico de Montecarlo se halla el valor medio de tales valores.

La gráfica de valores medios del ( $FS$ ) en el método convencional, son la 39 y 40:

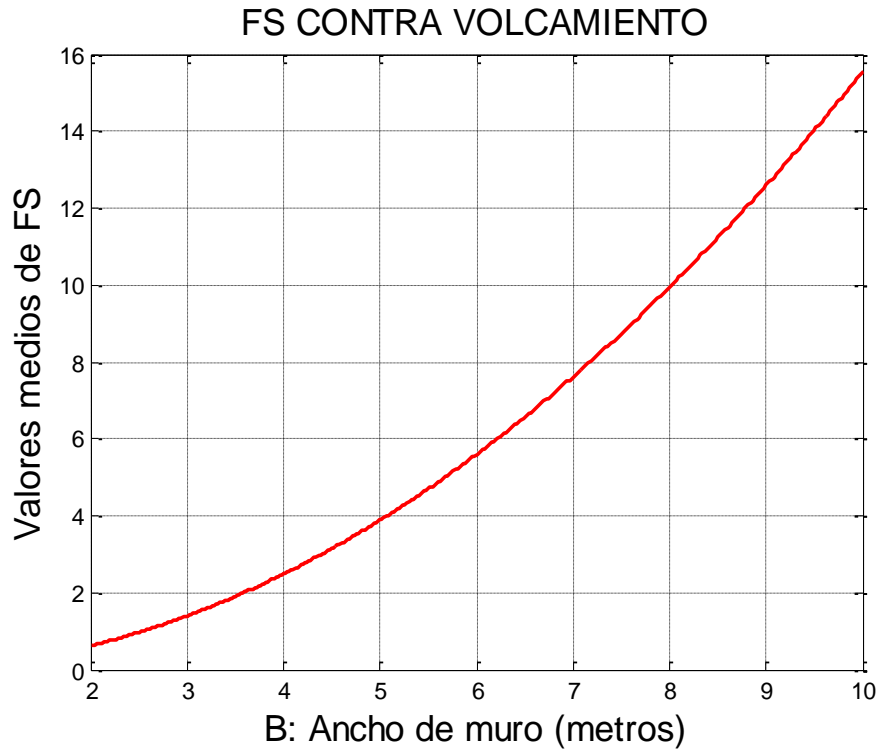
Figura 39 FSD por el método convencional en función de la base de muro B



Paralelamente, se realizaron 100.000 simulaciones para la expresión del Factor de Seguridad contra Volcamiento (*FSV*), variando el ancho del muro en un dominio de 2 a 10 metros.

El diagrama de dispersión obtenido es el siguiente:

Figura 40 FSV por el método convencional en función de la base de muro B



Las probabilidades de falla se calculan como la función acumulada de probabilidad de los factores de seguridad (Van Der Merwe y Mathey, 2013).

Figura 41 Probabilidad de falla vs FSD método convencional

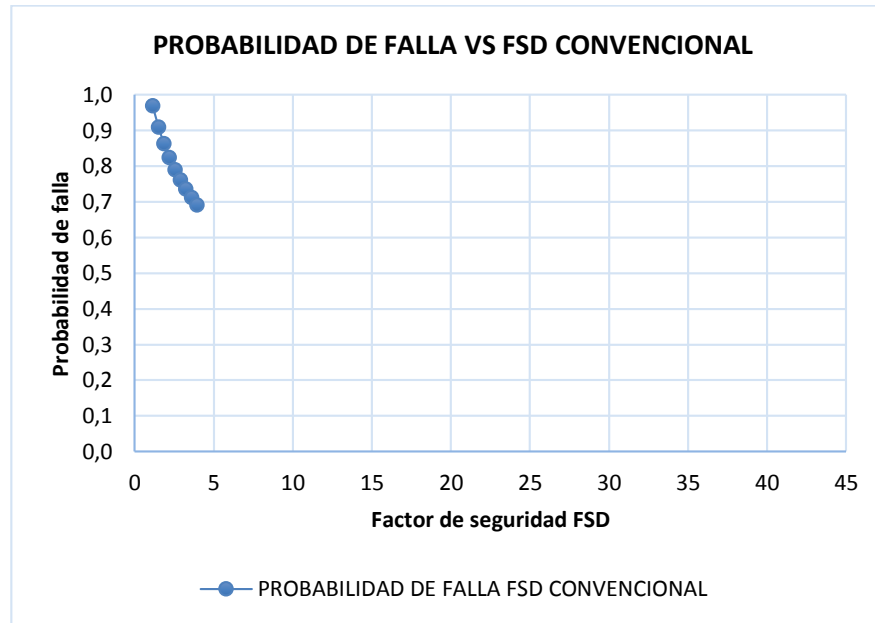
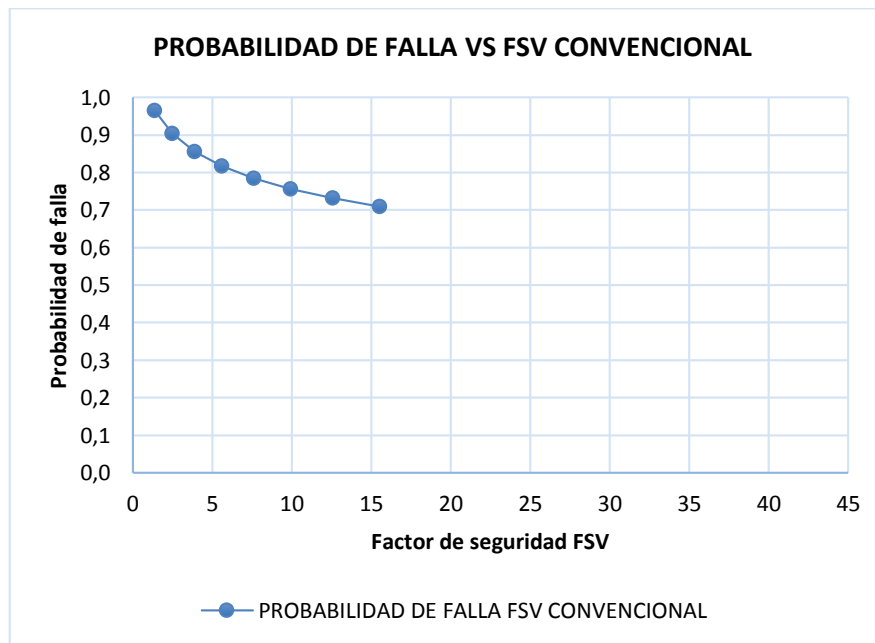


Figura 42 Probabilidad de falla vs FSV método convencional





## 6.5 SIMULACIÓN ESTADÍSTICA – MÉTODO PARCIALMENTE SATURADO

Análogamente a la metodología anterior, se realizan 100.000 simulaciones para calcular el factor de seguridad: contra el deslizamiento y contra el volcamiento. Sin embargo las variaciones que se realizaron van de acuerdo a la Figura 24, de la curva de Retención de humedad para tres puntos de Grado de Saturación vs Succión, tomando para este ejercicio el suelo de Limo de Botkin. Los grados de saturación registrados fueron de 73, 60, 40 (%) y de Succión 23, 50, 300 (kN/m<sup>2</sup>), respectivamente.

Los diagramas de dispersión en función del ancho del muro, se describe en las siguientes Figuras 43 y 44:

Figura 43 FSD por el método para suelos parcialmente saturados en función de la base de muro B

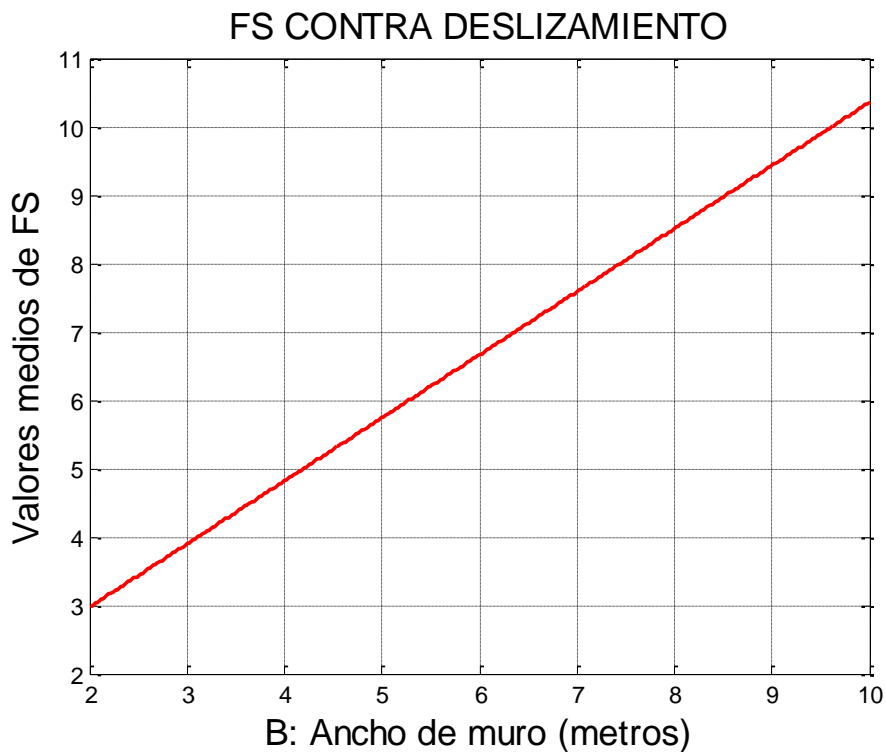
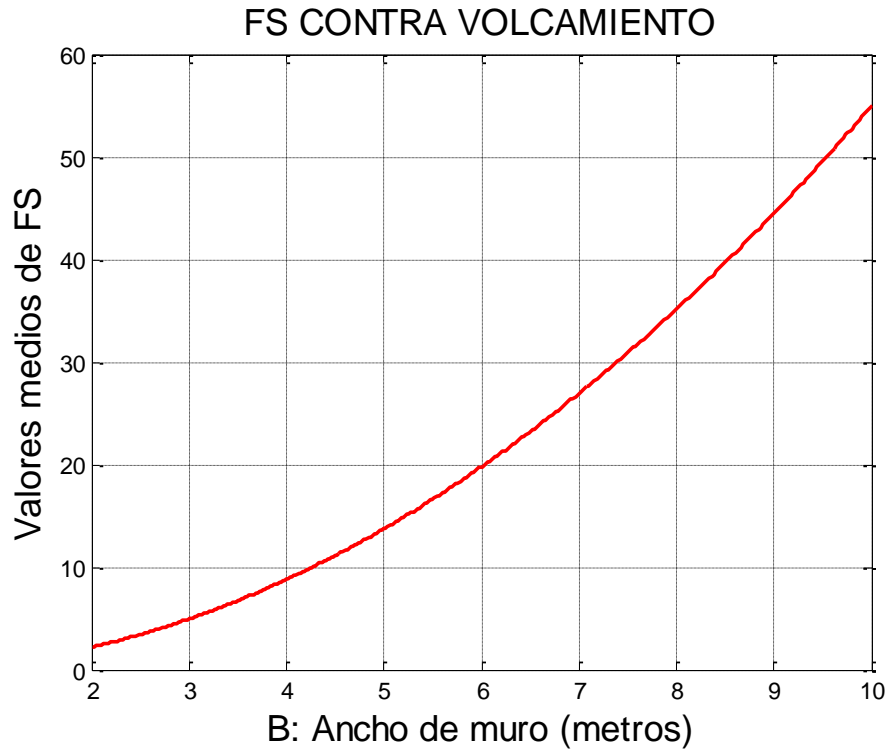


Figura 44 FSV por el método para suelos parcialmente saturados en función de la base de muro B



De igual modo, las probabilidades de falla para suelos parcialmente saturados son calculadas como en el método convencional para suelos saturados, y se describen en las siguientes Figuras 45 y 46:

Figura 45 Probabilidad de falla vs FSD método para suelos parcialmente saturados

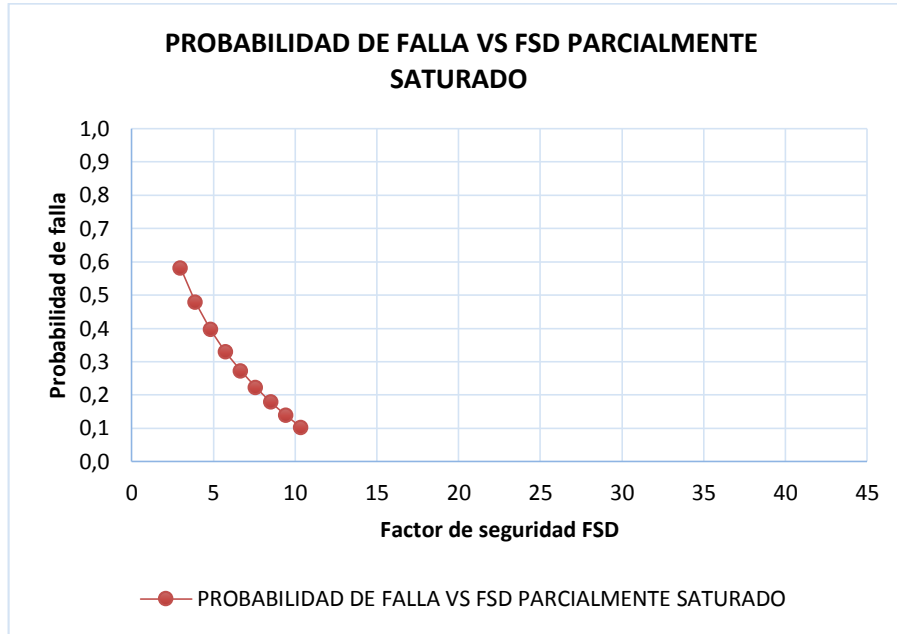
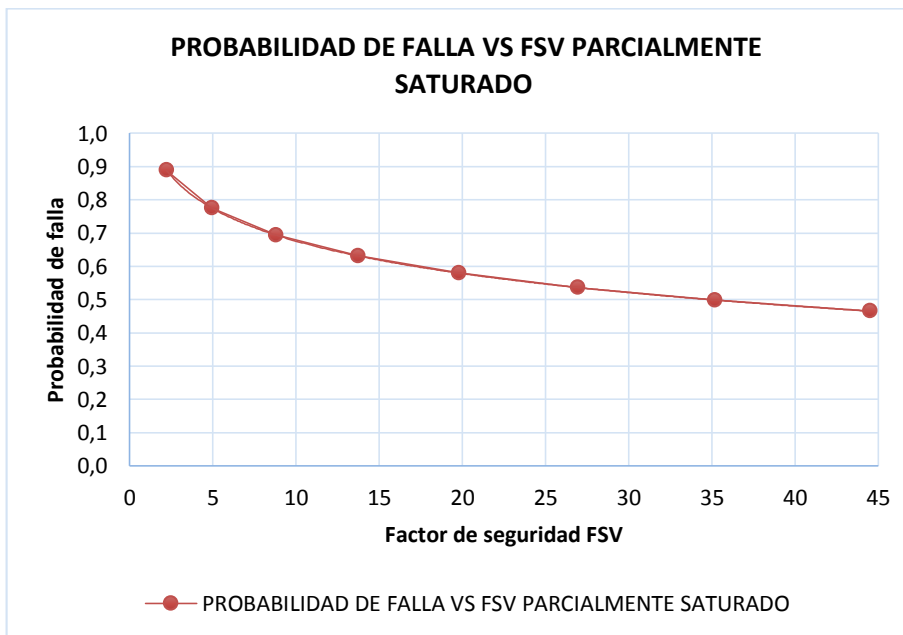


Figura 46 Probabilidad de falla vs FSV método para suelos parcialmente saturados



## 7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La influencia que tiene la succión matricial es significativa, actuando de dos modos mediante la componente capilar asociada al agua entre agregados, que aumenta la rigidez de la estructura del suelo contenido cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcilla, mantiene una baja compresibilidad de dichas partículas. De modo similar, si se humedece el mismo suelo, la disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados. La dependencia de la succión matricial es relativa con el grado de saturación del suelo tal como se describe en la Figura 24 y el numeral 5,3, al aumentar la succión se disminuye el grado de saturación, influyendo en los (*FSD* y *FSV*).

Esta variable se ve reflejada en las fuerzas actuantes, indicando que al intervenir la succión en las formulaciones en el método parcialmente saturado revelaron desde un comienzo de base muro analizado mayor (*FSD*) y (*FSV*) en comparación con el método convencional para suelos saturados.

Por otra parte la variación de las fuerzas actuantes con respecto a la profundidad podría ser calculada a partir de valores de resistencia al corte en suelos parcialmente saturados calculados para diferentes valores de succión matricial usando la ecuación 53 del presente documento.

Para ambas metodologías el resultado fue estable para (*FSD* y *FSV*) por encima de sus límites mínimos de (*FS*) = 1,5; sin embargo, el método parcialmente saturado dio resultados de mayor grado de seguridad desde el inicio de rango de ancho de base analizando.

Con el fin de tener una succión matricial eficaz, en este caso aumentar el (*FSD* y *FSV*) se debe hacer todo lo posible para mantener el contenido de agua en un valor constante durante el tiempo que se espera esté la estructura, acondicionando el relleno de la estructura de contención a través de geocompuestos y geo textiles que son usados recientemente en la ingeniería de suelos.

El análisis por los dos métodos para el cálculo (*FSD* y *FSV*) en metodología convencional para suelos saturados y para suelos parcialmente saturados, demuestra resultados que los factores de seguridad aumentan a medida que aumenta el ancho del muro. La simulación con Monte Carlo permite realizar probabilidades para valores de ancho de muro menores y mayores a los analizados en el caso de estudio; sin embargo, su complejidad en simulación se extiende igualmente.

Al comparar el factor de seguridad por deslizamiento (*FSD*) teniendo en cuenta las variaciones de los parámetros del suelo definidos por los dos métodos, arrojó que el método convencional requiere de más ancho de muro para un (*FS*) mínimo de 1,5 por deslizamiento, lo que diferenció en metodología para suelos parcialmente saturados. El (*FSD*) en metodología convencional para suelos saturados, se encuentra en el rango de 2 a 3 metros de ancho de muro, siendo puntuales 3,04 metros; caso contrario para el (*FSD*) por metodología parcialmente saturado (*FSD*) = 1,5, su ancho de muro se encuentra en el rango de 1 a 2 metros. Tal como indica la Figura 47, aumenta progresivamente lo que evidencia para un ancho de muro de 2 aumenta 2,6 veces el *FSD* de la metodología para suelos parcialmente saturados en comparación con la metodología convencional en suelos saturados y terminando en 10 metros con el mismo equivalente diferencial.

Figura 47 Comparativo de FSD convencional en suelos saturados y FSD en suelos parcialmente saturados

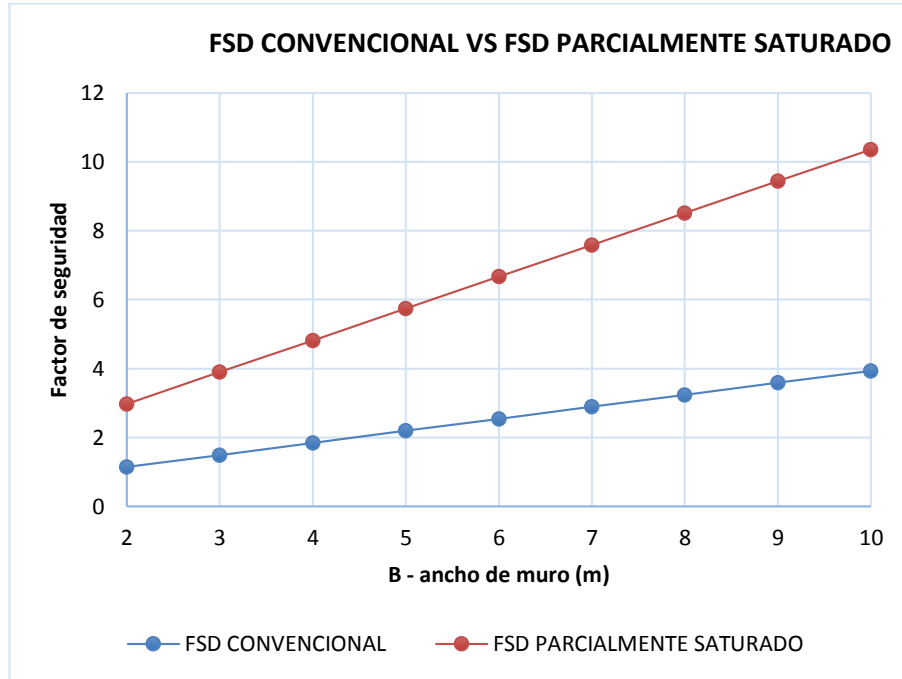
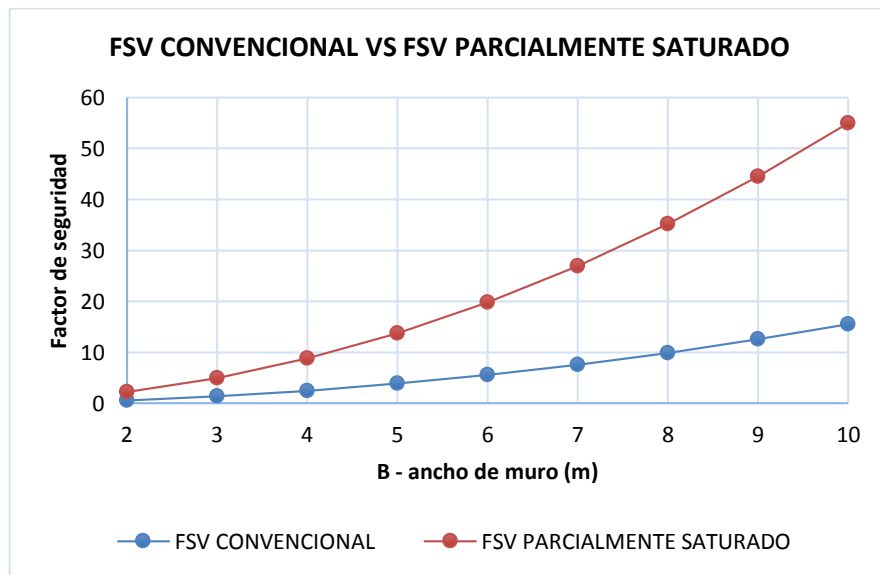


Figura 48 Comparativo de FSV convencional en suelos saturados y FSV en suelos parcialmente saturados

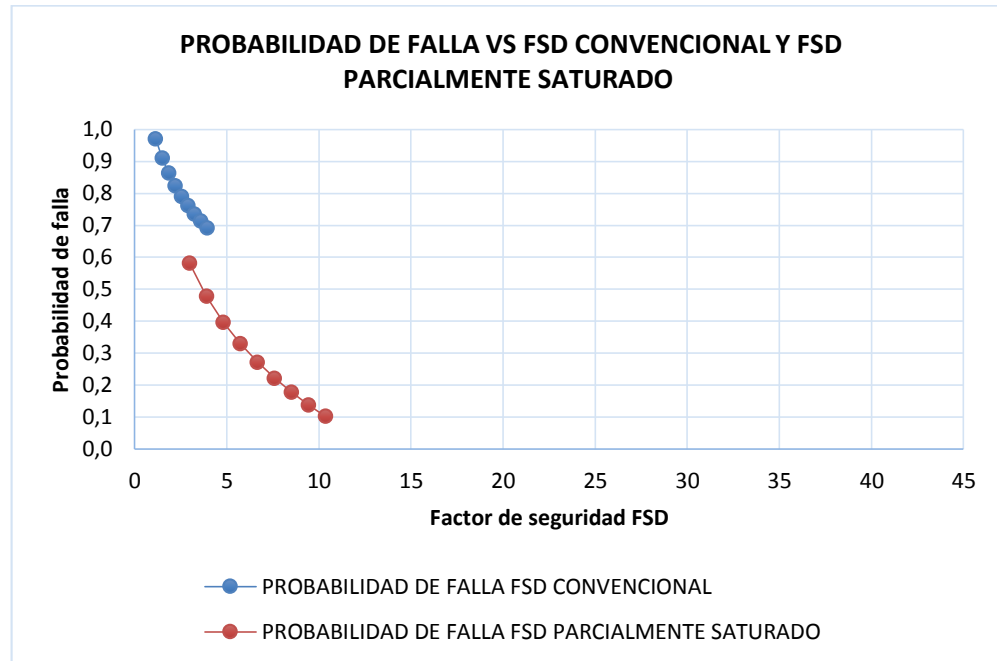


Al revisar los factores de seguridad por volcamiento (*FSV*) en ambas metodologías, escogiendo para este caso un (*FSV*) mínimo = 2 para su límite de seguridad, la metodología convencional para suelos saturados proyectó un ancho de muro dentro del rango de 2 a 3 metros, con un (*FSV*) mínimo de 3,6 metros, y por el método parcialmente saturado el (*FSV*) mínimo le corresponde un ancho de muro de 2,0 metros. Sin embargo, al seguir el comparativo cuando el (*FSV*) por convencional tiene una base de muro de 10 m el (*FSV*) es de 15,55 caso contrario al comparar por el método parcialmente saturado que para el mismo ancho de muro su resultado es de 54,96 de (*FSV*), esto indica que la curva del (*FSV*) por el método parcialmente saturado crece favorablemente para este cálculo indicando mayor estabilidad al volcamiento.

Tal como se muestra en la Figura 48, el aporte en succión matricial aumenta la seguridad por el método parcialmente saturado para el (*FSV*) en 3,53 veces desde el comienzo de la base del muro analizado de 2 metros hasta 10 metros.

Al observar los (*FSD*) y (*FSV*) en ambas metodologías se nota una tendencia en asintótica para factores mayores a 4 en el caso de (*FSD*) y de 15 en (*FSV*).

Figura 49 Comparativo de Probabilidad de falla vs FSD convencional y FSD parcialmente saturado



Ahora bien, el concepto de probabilidad en el análisis comparativo de la metodología refuerza el concepto de diseño en este tipo de estructuras, siendo así un apoyo adicional para el diseñador.

En las Figuras 49 y 50 se podría calcular el ancho de muro óptimo de base para la estructura de contención y así lograr dar una estructura más esbelta y acondicionada a la situación real del entorno del muro.

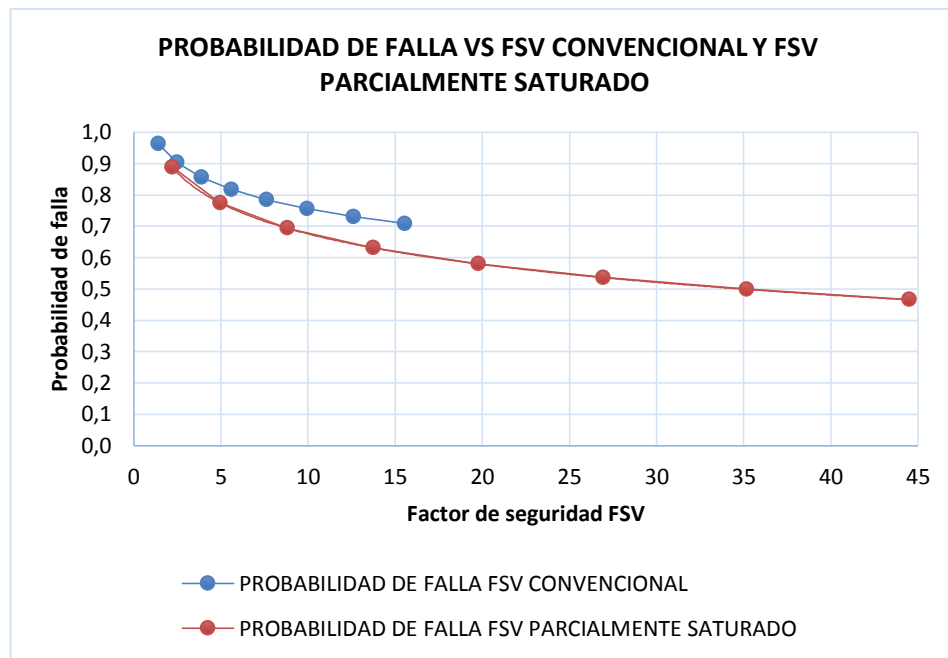
Al observar las Figuras 49 y 50, la metodología parcialmente saturada resulta con mejor probabilidad de falla para los mismos factores de seguridad (*FSD* y *FSV*).

Al detallar la probabilidad de falla al 60%, los (*FSD*) estarían por el rango de 2,0 a 3,0 en metodología parcialmente saturada y en metodología convencional el (*FSD*) no alcanza a llegar dentro del rango analizado de base muro de 2,0 a 10,0 metros, acercándose al valor de 4,0 de *FSD*; ahora bien al ingresar estos valores a la Figura



47 el ancho óptimo de muro por metodología parcialmente saturada está en el rango de 2,0 a 3,0 metros de base muro, por el contrario a la metodología convencional el ancho se encuentra en el rango de 7,0 a 8,0 metros de base.

Figura 50 Comparativo de Probabilidad de falla vs FSV convencional y FSV parcialmente saturado



Las Figura 49 y 50, indica que el método en suelos parcialmente saturados sigue aportando mayor seguridad en el diseño basado por probabilidad de falla, indicando menor base de muro y mejor factor de seguridad ( $FSD$  y  $FSV$ ), representando en economía en la construcción. El ancho óptimo que representa la estructura diseñada en este caso estudio es del orden de 3 metros de base de muro. Al comparar las gráficas de ( $FSD$ ) en el convencional y ( $FSD$ ) en parcialmente saturado al igual ( $FSV$ ) en convencional y ( $FSV$ ) en parcialmente saturado se evidencia que para un mismo Factor de Seguridad ( $FSD$  y  $FSV$ ) arroja menor probabilidad de falla por el método parcialmente saturado.

Esta probabilidad se realizó en el orden bases de muro de 2 metros a 10 metros, y con cada FSD y FSV de ambas metodologías se realizó su probabilidad de falla.

La diferencia es significativa al trabajar el diseño usando las dos metodologías y al comparar con la probabilidad de falla, debido a que estos resultados se acrecientan en ancho de muro. Según resultados los mínimos de (*FS*) arrojan un gran factor en probabilidad de falla, lo cual al buscar un número por debajo del 60% sería un punto para buscar su relevancia a la hora de calcular el ancho óptimo basado en probabilidad de falla.

Los factores de seguridad en el diseño de estructuras de contención son determinados a partir de métodos determinísticos convencionales y de la experiencia del diseñador, sin embargo estos resultados no quitan la duda de las condiciones de la estructura y de las propiedades del suelo, como de las cargas que actúan en el modelo. Este concepto en el diseño de estructuras de contención de muros de gravedad en suelos parcialmente saturados con enfoques probabilísticos aporta significativamente y es un punto a favor a la hora de tomar decisiones para el diseñador ejecutor.

Por otra parte el diseñador debe tener presente las alternativas como geocompuestos y geo textiles en el relleno para mantener la succión matricial en su valor original o cerca de él. Esto representaría un ahorro sustancial a la hora del realizar el diseño, teniendo presente sus límites permitidos en (*FSD* y *FSV*) para la estructura de contención.

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La teoría del enfoque probabilístico proporciona un medio racional y eficiente de la caracterización de la incertidumbre que prevalece en la ingeniería geotécnica. La metodología de suelos parcialmente saturados se presenta en este documento para el cálculo de los factores de seguridad en muros de contención, así como la identificación de las probabilidades de falla de la estructura. Las principales conclusiones del documento son las siguientes:

- La investigación identifica que la metodología en suelos parcialmente saturados para el cálculo de ( $FSD$  y  $FSV$ ) en comparación con la convencional resulta más estable y muestra una diferencia significativa en los resultados por más del 50%. Un muro de contención se ha utilizado para resaltar la diferencia, aplicabilidad y eficiencia del método propuesto en el documento.

Se ha definido que los resultados obtenidos en el método usado en suelos parcialmente saturados arrojan mayor ( $FSD$  y  $FSV$ ) para anchos de muro menor en comparación con el método convencional, lo que significaría reducción de costos asociados a la construcción de la estructura de contención.

- Los parámetros y las variables más sensibles asociadas a las propiedades geotécnicas del muro de contención, para el cálculo de factores de seguridad ( $FS$ ) con el método para suelos parcialmente saturados son: el ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ), y la succión matricial ( $u_a - u_w$ ) como parámetro nuevo de entrada en los cálculos de los ( $FSD$  y  $FSV$ ), debido a que un leve incremento en su valor cambia sustancialmente en el factor de seguridad ( $FS$ ) en la misma medida que en la estabilidad del muro, por lo que al igual intervendrían

en los esfuerzos internos de los elementos que componen la estructura del muro. Los cambios en la succión se ven reflejados en las fuerzas actuantes mientras que el ángulo de resistencia interviene en las fuerzas actuantes y resistentes.

- Con referente a los cambios de humedad se confirma la gran importancia de la curva de retención de humedad para los análisis de la succión en los suelos parcialmente saturados y de su aplicación para la obtención del grado de saturación. Con referente al comportamiento mecánico del suelo, también se obtendría la resistencia al corte, que crece de manera no lineal al aumentar la succión.
- Al aplicar el concepto de probabilidad se encontró que este aporta mayor seguridad a la hora de diseñar, se hizo análisis con la metodología convencional y parcialmente saturado resultando valores de (*FSD*) y (*FSV*) mayores al determinístico incrementando el ancho de muro, al igual que aplicando el concepto de probabilidad se podría tener un acercamiento del ancho de muro óptimo basado en este concepto.
- Por otra parte, al entablar una probabilidad de falla del 40% para los dos metodologías, los (*FSD*) y (*FSV*) variaron en proporción indicando el método parcialmente saturado mayor seguridad a la hora de diseñar, sin embargo el ancho de muro para ambas fue muy similar, lo que indica la coherencia del modelo matemático utilizado en este caso aplicativo.
- El ejercicio muestra que si el material de relleno se mantiene en condición parcialmente saturada y bien compactada, entonces una estructura óptima puede ser diseñada en términos de seguridad y economía. En este sentido, se propone el uso de técnicas de construcción diferentes a las ya existentes para mantener el suelo en condiciones parcialmente saturadas, y así poder realizar obras en este contexto que significaría economía y seguridad en la

práctica de la ingeniería. Tales obras podrían ser geotextiles, o aplicación de materiales compuestos al relleno.

- La falta de conocimiento en métodos estadísticos podría ser un inconveniente al ingeniero para el ejercicio, sin embargo la propuesta de diferentes bases de muro simplifica el uso de este método para su entendimiento. El modelo se basa en simulaciones de Monte Carlo y da cuenta de la dependencia entre los mecanismos de falla involucradas. La aplicación del análisis de probabilidad en ingeniería geotécnica es limitada en comparación con los métodos determinísticos usados. aunque teniendo en cuenta la incertidumbre asociada a la ingeniería geotécnica, ahora el análisis de confiabilidad se está volviendo más aceptable.
- Sin embargo, la propuesta que se presenta no es la única y factible para todos los casos, porque existen factores que influyen como las condiciones geotécnicas del relleno, el tipo de cimentación, la topografía, condiciones de flujo agua subterránea, y el mismo contexto en el cual se desarrolla la obra.
- Se recomienda para trabajos futuros en la misma línea de investigación la aplicabilidad de esta metodología parcialmente saturada, en otro tipo de estructuras de contención (Tablestacados, muros estabilizados mecánicamente, cortes apuntalados) y de cimentación (pilotes y pilas de cimentación).

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- Aspray, W. (1990). JOHN VON NEUMANN AND THE ORINGS OF MODERN COMPUTING. MIT Press Cambridge, MA, USA: The Institute of Electrical and Electronics Engineers.
- Barbour, S. (1998). THE SOIL - WATER CHARASTERISTIC CURVE: A HISTORICAL PERSPECTIVE. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium, págs. 873 -894.
- Barrera, M., y Garnica, P. (2002). INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS EN VÍAS TERRESTRES. Sanfandila, Qro., México.: Secretaría de comunicaciones y transportes. Instituto Mexicano del transporte. Publicación Técnica No. 198.
- Barrow, G. (1961). PHYSICAL - CHEMISTRY. New York: Ed. McGraw Hill.
- Baver, L. D. (1966). SOIL PHYSICS. Míchigan: 3 Edición. John Wiley y Sons.
- Beacher, G. B., y Christian, J. T. (2005). RELIABILITY AND STATISTICS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. England: John Wiley y Sons.
- Bélidor, B. F. (1729). LA SCIENCE DES INGÉNIEURS DANS LA CONDUITE DES TRAVAUX DE FORTIFICATION ET D'ARCHITECTURE CIVILE . Paris: chez Claude Jombert, MDCCXXIX .
- Bell, A. L. (1915). THE LATERAL PRESSURE AND RESISTANCE OF CLAY AND THE SUPPORTING POWER OF CLAY FOUNDATIONS. Min. Proceeding of Institute of Civil Engineers, Vol. 199, págs. 233-272.

- Boussinesq, J. (1883). APPLICATION DES POTENTIELS À L'ÉTUDE DE L'ÉQUILIBRE ET DU MOUVEMENT DES SOLIDES ÉLASTIQUES, PRINCIPALEMENT AU CALCUL DES DEFORMATIONS ET DES PRESSIONS QUE PRODUISENT, DANS CES SOLIDES, DES EFFORTS QUELCONQUES EXERCÉS SUR UNE PETITE PARTIE DE LEUR SURFACE. Paris: Gauthier-Villars.
- Bowles, J. (1996). FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. New York: McGraw-Hill Higher Education.
- Brissio, P. A. (2005). EVALUACIÓN PRELIMINAR DEL ESTADO DE CONTAMINACIÓN EN SUELOS DE LA PROVINCIA DEL NEUQUÉN DONDE SE EFECTÚAN ACTIVIDADES DE EXPLOTACIÓN HIDROCARBURÍFERA. Comahue, Argentina: Tesis presentada para optar por el título de Licenciado en Saneamiento y Protección Ambiental. Escuela Superior de Salud y Ambientall, Universidad Nacional del Comahue.
- Buckingham, E. (1907). STUDIES ON THE MOVEMENT OF SOIL MOISTURE. US Dept Agr. Bur: Soils Bulletin 38.
- Caquot, A. I., y Kérisel, J. L. (1948). TABLES FOR THE CALCULATION OF PASSIVE PRESSURE, ACTIVE PRESSURE, AND BEARING CAPACITY OF FOUNDATIONS. Paris: Gauthier-Villars.
- Cho, G. C., y Santamarina, J. C. (2001). UNSATURATED PARTICULATE MATERIALS-PARTICLE LEVEL STUDIES. ASCE Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 127 No. 1, págs. 84 - 96.
- Coulomb, C. A. (1776). ESSAI SUR UNE APPLICATION DES REGLES DE MAXIMIS ET MINIMIS A QUELQUES PROBLEMES DE STATIQUE RELATIFS A L'ARCHITECTURE (ESSAY ON MAXIMUMS AND MINIMUMS

- OF RULES TO SOME STATIC PROBLEMS RELATING TO ARCHITECTURE). Academie Royale Des Sciences Vol 7, France , 343-382.
- Crespo, T. C. (2002). CONFIABILIDAD DEL DISEÑO EN GEOTECNIA. Sartenejas, Venezuela.: Universidad Simón Bolívar.
- Croney, D., y Coleman, J. D. (1948). SOIL THERMODYNAMICS APPLIED TO THE MOVEMENT OF MOISTURE IN ROAD FOUNDATIONS. Proc. 7 Cong. Appl. Mech., vol 3, págs. 163-177.
- Cuellar, V., y Estaire, J. (1996). ANÁLISIS CRÍTICO DEL CÁLCULO DINÁMICO DE MUROS DE GRAVEDAD SEGÚN LA NORMA ESPAÑOLA NCSE-94 Y EL EUROCÓDIGO 8. Simposio sobre estructuras de contención de terrenos, (págs. 147 -155). Santander.
- Das, B. M. (2006). PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIÓN. México: International Thomson. Editores.
- Dineen, K. (1997). THE INFLUENCE OF SOIL SUCTION ON COMPRESSIBILITY AND SWELLING. (PhD THESIS). Londres: University of London.
- Eckhardt, R. (1987). STAN ULAM, JOHN VON NEUMANN AND MONTECARLO METHOD. Los Alamos Science Special Issue, págs. 131-137.
- Fredlund, D., y Morgenstern, N. (1977). STRESS STATE VARIABLES FOR UNSATURATED SOILS. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol.103, págs. 447-466.
- Fredlund, D., y Rahardjo, H. (1993). SOIL MECHANICS FOR UNSATURATED SOILS. New York: John Wiley and Sons.



- Fredlund, D.G. (2000). THE IMPLEMENTATION OF UNSATURATED SOIL MECHANICS INTO GEOTECHNICAL ENGINEERING PRACTICE. Canadian Geotechnical Journal, Vol 37. No. 5., págs. 963-986.
- Fredlund, M. D. (1999). THE ROLE OF UNSATURATED SOIL PROPERTY FUNCTIONS IN THE PRACTICE OF UNSATURATED SOIL MECHANICS. Canada.: University of Saskatchewan.
- Fredlund, D., y Xing, A. (1994). EQUATIONS FOR THE SOIL -WATER CHARACTERISTIC CURVE. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31, págs. 521 -532.
- Gan, J., Fredlund, D., y Rahardjo, H. (1988). DETERMINATION OF THE SHEAR STRENGTH PARAMETERS OF AN UNSATURATED SOIL USING THE DIRECT SHEAR TEST. Canada.: Canadian Geotechnical Journal, 25.
- García - Leal, J. C. (2003). EFECTO DE LOS CAMBIOS DE HUMEDAD EN LA RESISTENCIA DE UN SUELO PARCIALMENTE SATURADO DERIVADO DE UNA CENIZA VOLCÁNICA. Bogotá D.C.: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
- Garven, E. A., y Vanapalli, S. (2006). EVALUATION OF EMPIRICAL PROCEDURES FOR PREDICTING THE SHEAR STRENGTH SOILS. Proc. 4Th Inter. Conf. on Unsaturated Soils, 2-6 April 2006 (págs. 2570 - 2581). Carefree, Arizona.: ASCE Geotechnical Special Publication.
- Gautier, H. (1717). TRAITÉ DES PONTS. Paris: Chez A. Cailleau.
- Gonzalez, C. (2004). RELACIÓN AGUA, SUELO, PLANTA, ATMÓSFERA, R.A.S.P.A. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.

- González, J., y Lemus, L. (2010). ACTUALIZACION DE SOFTWARE DE DISEÑO Y ANÁLISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO, MEMORIA DE TITULO. La Serena, Chile: Universidad La Serena.
- Harrison, B., y Blight, G. (2000). A COMPARISON OF IN - SITU SOIL SUCTION MEASUREMENTS. In H. Rahardjo, D.G. Proc. Of the Asian Conf. on Unsaturated soils (págs. 281 - 285). Singapore, Rotterdam, Balkema.: Toll and E.C. Leong (eds.).
- Harrison, B., y Bligh, G. (2000). THE USE OF INDICATOR TEST TO ESTIMATE THE DRYING LEG OF THE SOIL-WATER CHARACTERISTIC CURVE. Asian Conference on Unsaturated Soils (págs. 323 - 328). Singapore: Rahardjo, H. et al., A.A. Balkema.
- Jara, G. A. (2008). ESTUDIO DE LA APLICABILIDAD DE MATERIALES COMPUESTOS AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION Y SU INTERACCION CON EL TERRENO, PARA SU EMPLEO EN OBRA DE INFRAESTRUCTURA VIARIA. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Jiménez Salas, J. (1980). GEOTECNIA Y CIMENTOS. Madrid: Ed. Rueda.
- Jiménez Salas, J. (1981). GEOTECNIA Y CIMENTOS II. Madrid: Ed. Rueda.
- Juárez, B., y Rico, R. (2005). MECÁNICA DE SUELOS TOMO 1 FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS. Mexico: Limusa.
- Kerguelen, A. (2009). ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE ESTABILIDAD DE TALUDES. Bogotá D.C.: Universidad de los Andes.
- Kerisel, J. (1993). HISTORY OF RETAINING WALL DESIGN. Proceedings of the Conference Retaining Structures, Cambridge (págs. 1-16). Londres: Thomas Telford. .

- Kerisel, J. (2000). HISTORY OF RETAINING WALL DESIGN. Madrid, España.:  
Libro homenaje a José Antonio .
- Lambe, T., y Whitman, R. (1969). SOIL MECHANICS. New York: John Wiley y Sons.
- Lee, C. H., y Wray, K. W. (1995). TECHNIS TO EVALUATE TO SOIL SUCTION - A  
VITAL UNSATURATED SOIL WATER VARIABLE. International Conference  
on Unsaturated Soils (págs. 65 - 622). Paris: International Conference on  
Unsaturated Soils.
- Lu, N., y Likos, W. J. (2004). UNSATURATED SOILS MECHANICS. New Jersey:  
Jhon Wiley y Sons Inc.
- Mesa, V. E. (2011). SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS, DE LA  
INVESTIGACIÓN A LA CÁTEDRA UNIVERSITARIA. Medellín: Boletín de  
ciencias de la Tierra, Número 31, julio de 2012 Politécnico Colombiano Jaime  
Izasa Cadavid.
- Mononobe, N., y Matsou, H. (1929). ON THE DETERMINATION OF EARTH  
PRESSURE DURING EARTHQUAKES. Proceedings World Engineering  
Congress, 9.
- Ng, C., y Pang, Y. (2000). EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF THE SOIL -  
WATER CHARACTERISTIC OF A VOLCANIC SOIL. Canadian Geotechnical  
Journal. Vol.37, págs. 1252 - 1264.
- Oh, W. T., y Vanapalli, S. (2009). A SIMPLE METHOD TO ESTIMATE THE  
BEARING CAPACITY OF UNSATURATED FINE - GRAINED SOILS. Proc.  
62nd Canadian Geotechnical Conference, págs. 20 - 24.
- Okabe, S. (1926). GENERAL THEORY OF EARTH PRESSURES. Tokyo, Japan:  
Journal Japan Society of Civil Engineering, Vol. 12, No. 1.

- Ortuño, A. L. (2005). EMPUJES SOBRE MUROS: MUROS CONVENCIONALES. Madrid: Centro de estudios y experimentación de obras públicas, CEDEX.
- Osorio, S. (23 de Enero de 2012). APUNTES DE GEOTECNIA CON ÉNFASIS EN LADERAS. Obtenido de HISTORIA DE LA GEOTECNIA - PRECURSORES DE LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA: <http://geotecnia-sor.blogspot.com.co/2012/01/historia-de-la-geotecnia-precursores-de.html>
- Peck, R., Hanson, W., y Thornburn. (2001). INGENIERÍA DE CIMENTACIONES. México: Edición Limusa.
- Pérez, N. (2008). DETERMINACIÓN DE CURVAS CARACTERÍSTICAS EN SUELOS NO SATURADOS CON CELDAS DE PRESIÓN. Mexico D.F.: Instituto Mexico del Transporte.
- Pineda - Jaimes, J. A., y Colmenares, J. E. (2008). ANISOTROPY STIFNESS OF UNSATURATED RESIDUAL AND SAPROLTIC SOILS FROM A GRNODIORITE AT VERY SMALL STRAINS. Deformational Characteristics of Geomaterials: Proceedings of the Fourth International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, págs. 521-527.
- Pineda - Jaimes, J., Colmenares, J. E., y L. R. Hoyos. (2014). EFFECT OF FABRIC AND WEATHERING INTENSITY ON DYNAMIC PROPERTIES OF RESIDUAL AND SAPROLITIC SOILS VIA RESONANT COLUMN TESTING. Geotechnical Testing Journal.
- Prada, F., Ramos, A., Solaque, D., y Caicedo, B. (2011). CONFIABILIDAD APLICADA AL DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN. Obras y Proyectos 9, págs. 49 - 58.

- Pufahl, D. E., Fredlund, D., y Rahardio, H. (1983). LATERAL EARTH PRESSURE IN EXPANSIVE CALY SOILS. Canadian Geotechnical Journal 20, págs. 228 - 241.
- Rankine, W. (1857). ON THE STABILITY OF LOOSE EARTH. Londres: Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.
- Raymond, G. (1997). LATERAL PRESSURE ON CANTILEVER WALLS. Journal of Geotechnical Engineering, págs. 127 - 150.
- Ridley, A. M., y Wray, W. (1995). SUCTION MEASUREMENT: A REVIEW OF CURRENT THEORY AND PRACTICES. First International Conference on Unsaturated Soils (págs. 1293 - 1322). Paris: Alonso, EE y Delage, P. A.A. Balkema, Vol. 3.
- Ridley, A. M. (1993). THE MEASUREMENT OF SOIL MOISTURE SUCTION. (PhD THESIS). Londres.: University of London.
- Rodríguez, J., y Lemus, L. (2010). ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE CONTENCIÓN. La Serena, Chile.: Universidad de la Serena - Departamento de obras civiles.
- Rosenblueth, E. (1975). POINT ESTIMATES FOR PROBABILITY MOMENTS. Proceedings of the National Academy of Sciences. Vol 72. No. 10, págs. 3812-3814.
- Skempton, A. W. (1985). GEOTECHNICAL ASPECTS OF THE CARSINGTON DAM FAILURE. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 5, págs. 2581-2591.
- Skempton, A. W. (1994). LANDMARKS ON SOIL MECHANICS. Londres: Geotechnique by Thomas Telford.

- Suarez, D. J. (1998). DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES. Bucaramanga, Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Ingeniería de Suelos Ltda.
- Tapia, R. R. (2013). ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN, UTILIZANDO EL MÉTODO DE MONTECARLO. 2013: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tavakkoli, N., y Vanapalli, S. (2011). RATIONAL APPROACH FOR THE DESIGN OF RETAINING STRUCTURES USING THE MECHANICS OF UNSATURATED SOILS. PAN-Am-CGS Geotechnical Conference.
- Terzaghi, K. (1920). OLD EARTH PRESSURE THEORIES AND NEW TEST RESULTS. Engineering News Record, Vol. 85, págs. 632-637.
- Terzaghi, K., y Peck, P. (1948). SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE, 1st Edition. New York: John Wiley.
- Terzaghi, K., Peck, R., y Mesri, G. (1996). SOIL MECHANICS ENGINEERING PRACTICE. New york: 3 edición. John Wiley y Sons, Inc.
- Van Der Merwe, J., y Mathey, M. (2013). PROBABILITY OF FAILURE OF SOUTH AFRICAN COAL PILLARS. The Journal of The Southern African Institute of Mining and Metallurgy. Vol.113 No.11, págs. 849 - 857.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., y Clinton, A. W. (1996). MODEL FOR THE PREDICTION OF SHEAR STRENGTH WITH RESPECT TO SOIL SUCTION. Canadian Geotechnical Journal, Vol 33, No. 3, págs. 379 - 392.
- Vanapalli, S., Fredlund, D., y Barbour, S. (1996). A RATIONALE FOR AN EXTENDED SOIL -WATER CHARACTERISTIC CURVE. 49th Canadian Geotechnical Conference, págs. 457 - 464.

- Vehimeyer, F. J., y Edlefsen, N. E. (1937). INTERPRATATION OF SOIL - MOISTURE PROBLEMS BY MEANS OF ENERGY - CHANGES. John Wiley y Sons., págs. 302 - 318.
- Villarroya, F. G. (2006). APUNTES DE HIDROGEOLOGÍA. Madrid: Universidad Complutense.
- Yoshimi, Y., y Osterberg, J. (1963). COMPRESSION OF PARTTIALY SATURATED COHESIVE SOILS. ASCE J., Soil Mech Found. Div., págs. 1 - 24.
- Zevgolis, I. E., y Bourdeau, P. L. (2008). PROBABILISTIC ANALYSIS OF THE EXTERNAL STABILITY OF MSE STRUCTURES. International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG) (págs. 1804 - 1810). Goa, India.: IACMAG 2008.

**Anexos. Código de programación en metodología convencional y  
parcialmente saturado para cálculo de FSD y FSV en estructuras de  
contención**



## Anexo 1 CÓDIGO MÉTODO CONVENCIONAL

```
clear all;
close all; clc;

% Probabilidad de falla FSD

% Constantes
n = 100000; % Número de iteraciones
H = 4; % Metros
D = 1; % Metros
K = 1;
S = 0.72;
GammaW = 9.8;
Suction = 23;

% Variables Estadísticas
Gamma = normrnd(17, 1.25, [1 n]); % Gamma
Phi = normrnd(20, 1.875, [1 n]); % Ángulo
C = lognrnd(0.8, 0.20, [1 n]); % Presión

% Variables dependientes
Ka = (1-sind(Phi)) / (1+sind(Phi));
Kp = (1+sind(Phi)) / (1-sind(Phi));

% Preallocating for speed.
FSD = zeros(1,401);
FSV = zeros(1,401);
```

```

% -----
% {
% CÁLCULO FS DESLIZAMIENTO

i = 1;
for B1 = 1:0.01:5

    % Numerador y Denominador
    B2 = B1;
    e1 = 12*H*(2*B1+B2)*tand(2/3*Phi);
    e2 = 2/3*(B1+B2)*C;
    e3 = 0.5*Kp*Gamma*D^2;
    e4 = 2*C*D*sqrt(Kp);
    e5 = 0.5*Gamma*H^2*Ka;
    e6 = 2*C*H*sqrt(Ka);

    nFSD = e1 + e2 + e3 + e4;
    dFSD = e5 - e6;

    % Cociente
    FSD(i) = mean(nFSD ./ dFSD);
    i=i+1;

end

B = linspace(2,10,length(FSD));

figure
f = 15;      % Font Size
plot(B,FSD,'r','LineWidth',2); grid on;
title('FS CONTRA DESLIZAMIENTO','FontSize',f);
xlabel('B: Ancho de muro (metros)','FontSize',f);
ylabel('Valores medios de FS','FontSize',f);

```

```

% -----
--
% {
% CÁLCULO FS VOLCAMIENTO

% Variables dependientes
Ka = (1-sind(Phi)) / (1+sind(Phi));
Kp = (1+sind(Phi)) / (1-sind(Phi));

i = 1;
for B1 = 1:0.01:5
    % Numerador y Denominador
    B2 = B1;
    e1 = 24*B1*H*(B1/2+B2);
    e2 = 8*B2^2*H;
    e5 = 1/6*Gamma*H^3*Ka;
    e6 = 2*C*H^2*sqrt(Ka);
    nFSV = e1 + e2;
    dFSV = e5 - e6;

    % Cociente
    FSV(i) = mean(nFSV ./ dFSV);
    i=i+1;
end

% Gráfica FSV
B = linspace(2,10,length(FSD));
figure;
f = 15;      % Font Size
plot(B,FSV,'r','LineWidth',2); grid on;
title('FS CONTRA VOLCAMIENTO','FontSize',f);
xlabel('B: Ancho de muro (metros)','FontSize',f);
ylabel('Valores medios de FS','FontSize',f);

```

```

%{
% -----
--
% GRAFICAS
figure
hist(Gamma,100);
title('Distribución de Probabilidad Normal');
xlabel('Gamma (kN/m3)'); ylabel('Iteraciones')

figure
hist(Phi,100);
title('Distribución de Probabilidad Normal');
xlabel('Phi (Grados)'); ylabel('Iteraciones')
h = findobj(gca,'Type','patch');
set(h,'FaceColor',[.8 .2 .9],'EdgeColor','w')

figure
hist(C,100); title('C'); ylabel('Iteraciones')
title('Distribución de Probabilidad Log-Normal');
xlabel('C (kN/m3)'); ylabel('Iteraciones')
h = findobj(gca,'Type','patch');
set(h,'FaceColor',[.2 .8 .9],'EdgeColor','w')
%}

```

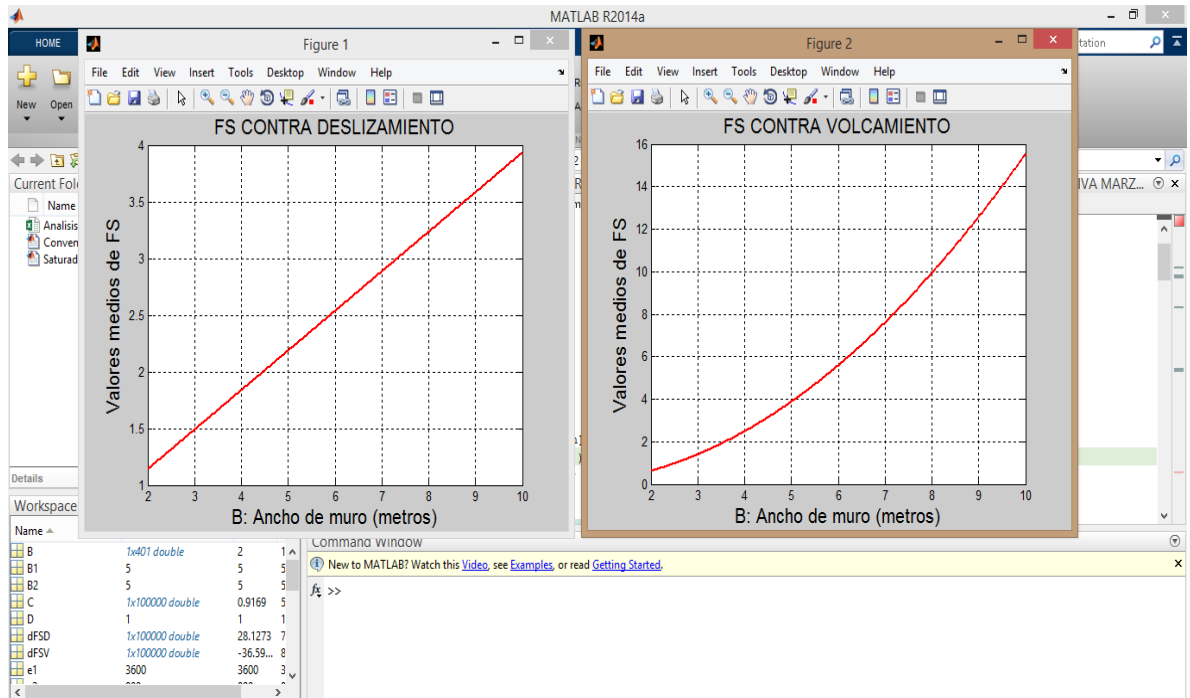


Figura 51 Graficas FSD y FSV vs base de muro (m) en metodología convencional

## Anexo 2 CÓDIGO MÉTODO PARCIALMENTE SATURADO

```
clear all;
close all; clc;

% Constantes
n = 100000; % Número de iteraciones
H = 4; % Metros
D = 1; % Metros
K = 1;
S = 0.72;
GammaW = 9.8;
Suction = 23;

% Variables Estadísticas
Gamma = normrnd(17, 1.25, [1 n]); % Gamma
Phi = normrnd(20, 1.875, [1 n]); % Ángulo
C = lognrnd(0.8, 0.20, [1 n]); % Presión

% Variables dependientes
Kp = (1+sind(Phi)) / (1-sind(Phi));
Ka = (1-sind(Phi)) / (1+sind(Phi));
Hc = (GammaW*H - Suction)/GammaW;

% Preallocating for speed.
FSD = zeros(1,401);
FSV = zeros(1,401);

% {
% -----
--
```

```

% CÁLCULO FS DESLIZAMIENTO

i = 1;
for B1 = 1:0.01:5

    % Numerador y Denominador
    B2 = B1;

    e1 = GammaW*Hc^2/2;
    e2 = GammaW*Hc*Ka*(H-Hc);
    a = (2*GammaW*(H-H*S^K*tand(Phi)*sqrt(Ka))).^2; b = (H*GammaW)^2;
    e3 = 0.5*Hc*sqrt(a-b);
    e4 = 0.5*Gamma*(H-Hc)^2;
    Pp = 1.5*GammaW*Kp*D^2;
    e5 = 12*H^2*(B1+B2)*tand(2/3*Phi) + 2/3*C*(B1+B2) + Pp;

    % Cociente
    nFSD = e5;
    dFSD = e1 + e2 + e3 - e4;
    FSD(i) = mean(nFSD ./ dFSD);
    i=i+1;

end

% {
% Gráfica FSD Saturado
B = linspace(2,10,length(FSD));
figure
f = 15;      % Font Size
plot(B,FSD,'r','LineWidth',2); grid on;
title('FS CONTRA DESLIZAMIENTO','FontSize',f);
xlabel('B: Ancho de muro (metros)','FontSize',f);
ylabel('Valores medios de FS','FontSize',f);

```

```

% {
% -----
--
% CÁLCULO FS VOLCAMIENTO

Gw = GammaW;
i = 1;

for B1 = 1:0.01:5
    B2 = B1;

    % Numerador
    e2 = 0.5*Gw*Hc^2*(Hc/3+H-Hc);
    e3 = 0.5*Gw*Hc*Ka*(H-Hc)^2;
    e4 = 1/6*Hc*(H-Hc)*sqrt((2*Gw*(H-H*S^K*tand(Phi)*sqrt(Ka))).^2-
(H*Gw)^2);
    e5 = 0.5*D^3*Gw*Kp;
    e6 = 1/6*D^3*Gw*Kp;

    nFS = 24*B1*H * (0.5*B1+B2) + 8*B2^2*H;
    dFS = e2 + e3 + e4 - e5 - e6;

    % Cociente
    FSV(i) = mean(nFS ./ dFS);
    i = i + 1;
end

% {
figure
Bv = linspace(2,10,length(FSV));
f = 15;
plot(Bv,FSV,'r','LineWidth',2); grid on;

```



```

title('FS CONTRA VOLCAMIENTO','FontSize',f);
xlabel('B: Ancho de muro (metros)','FontSize',f); ylabel('Valores medios
de FS','FontSize',f);

```

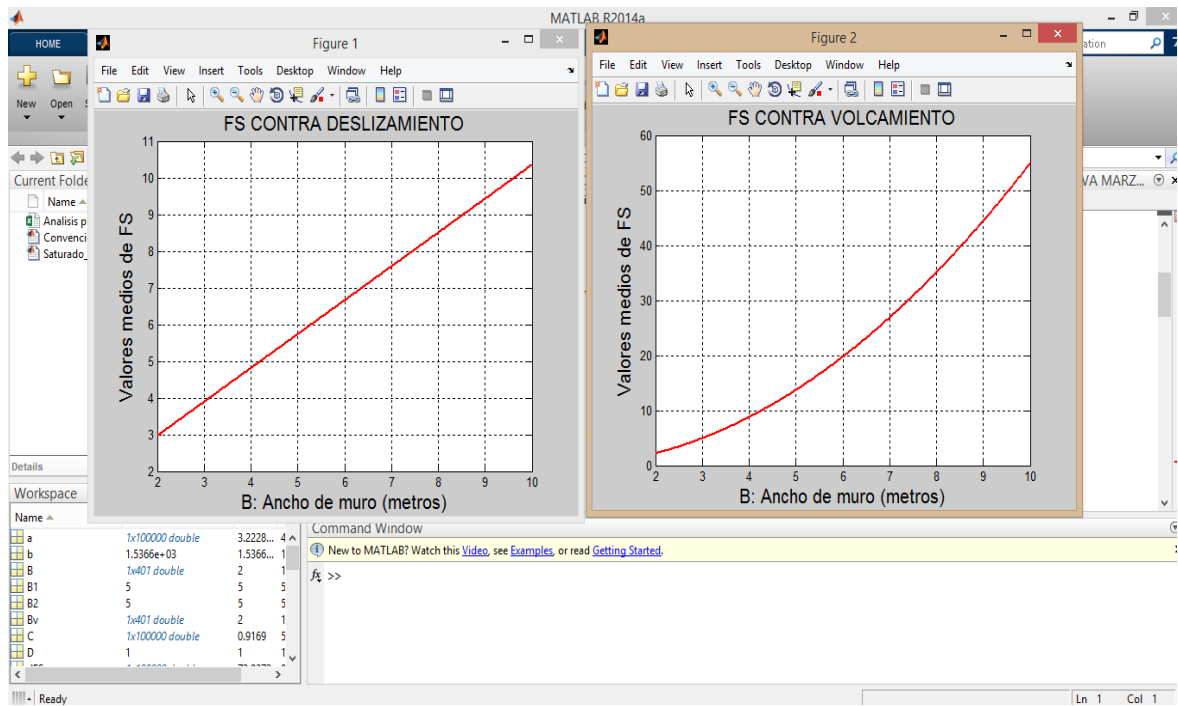


Figura 52 Graficas FSD y FSV vs base de muro (m) en metodología parcialmente saturado

### Anexo 3 DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA

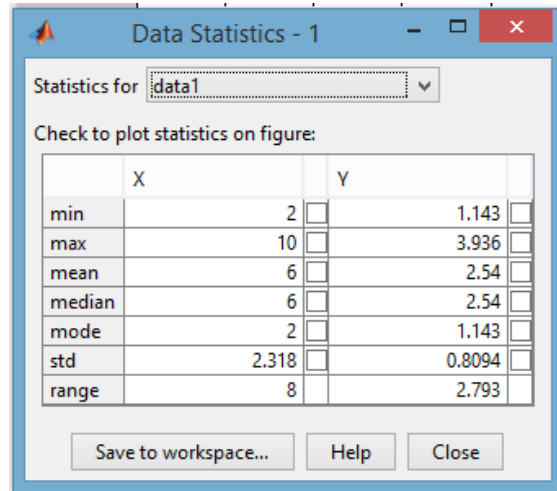


Figura 53 Cuadro estadístico de la gráfica FSD convencional vs ancho de muro

Tabla 15 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSD convencional

		x	2		
		media	2,54		
		des estándar	0,8094		
		acumulado	VERDADERO		
		$\phi$	0,011251893		
FSD convencional	$\nu$	0,05	PoS	PoF	
1,143			0,030	0,970	
1,492			0,090	0,910	
1,841			0,137	0,863	
2,191			0,177	0,823	
2,54			0,210	0,790	
2,889			0,239	0,761	
3,238			0,264	0,736	
3,587			0,287	0,713	
3,936			0,308	0,692	

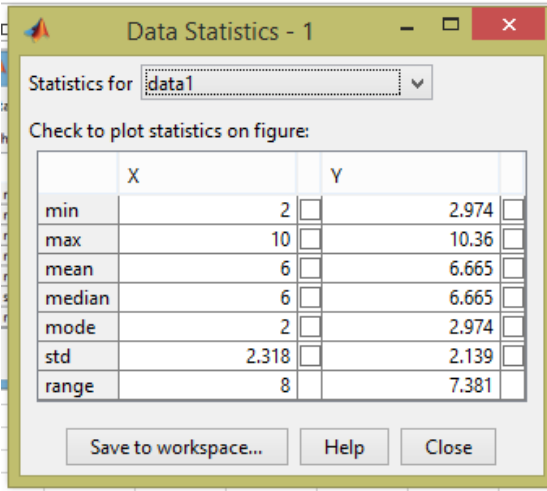


Figura 54 Cuadro estadístico de la gráfica FSD para suelos parcialmente saturados vs ancho de muro

Tabla 16 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSD para suelos parcialmente saturados

		x	11		
		media	6,665		
		des estándar	2,139		
		acumulado	VERDADERO		
		$\phi$	0,023026546		
FSD parcialmente saturado	$v$	0,06	PoS	PoF	
2,974			0,418	0,582	
3,897			0,522	0,478	
4,82			0,604	0,396	
5,742			0,671	0,329	
6,665			0,728	0,272	
7,588			0,778	0,222	
8,51			0,822	0,178	
9,433			0,861	0,139	
10,36			0,168	0,832	

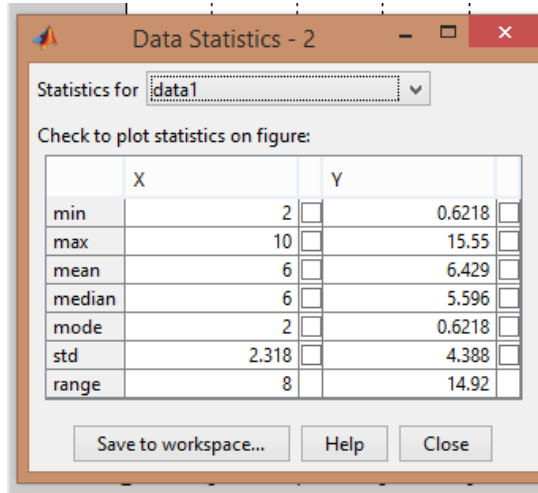


Figura 55 Cuadro estadístico de la gráfica FSV convencional vs ancho de muro

Tabla 17 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSV convencional

	x	0,6218		
	media	5,596		
	des estándar	4,388		
	acumulado	VERDADERO		
	$\phi$	0,083243976		
FSV convencional	$v$	0,78	PoS	PoF
0,6218			-0,050	1,050
1,399			0,036	0,964
2,487			0,097	0,903
3,886			0,144	0,856
5,596			0,183	0,817
7,617			0,216	0,784
9,929			0,244	0,756
12,59			0,269	0,731
15,55			0,291	0,709

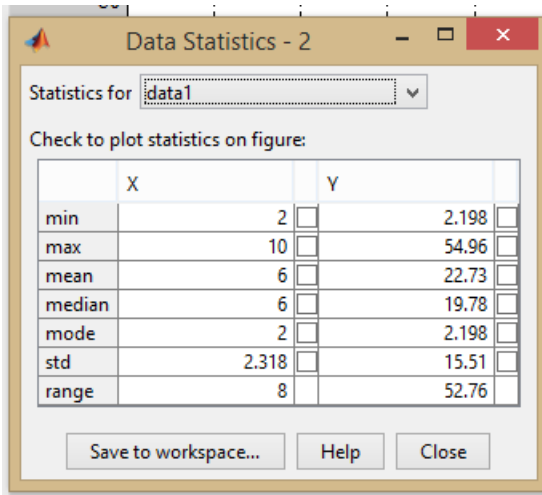


Figura 56 Cuadro estadístico de la gráfica FSV para suelos parcialmente saturados vs ancho de muro

Tabla 18 Cuadro resumen del cálculo de la probabilidad de falla vs FSV para suelos parcialmente saturados

		x	2,198		
		media	19,78		
		des estándar	15,51		
		acumulado	VERDADERO		
		$\phi$	0,110376277		
FSV parcialmente saturado	$v$	0,78	PoS	PoF	
2,198			0,111	0,889	
4,946			0,225	0,775	
8,793			0,306	0,694	
13,74			0,369	0,631	
19,78			0,420	0,580	
26,93			0,464	0,536	
35,17			0,501	0,499	
44,51			0,534	0,466	
54,96			0,564	0,436	

