



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA**

“COMPARACIÓN ENTRE LA CAPACIDAD PORTANTE PARA ZAPATAS  
CORRIDAS OBTENIDAS CON LOS MODELOS CAM-CLAY MODIFICADO Y  
MOHR-COULOMB, MEDIANTE UN ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE  
ELEMENTOS FINITOS”

**TESIS**

Previo a la obtención del Título de:

**INGENIERA CIVIL**

Presentado por:

**LISSETTE JANET ITURBURU ALTAMIRANO**

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO 2015

## AGRADECIMIENTO

Doy las gracias a mis padres, ya que sin su esfuerzo, amor y dedicación, mi educación superior no hubiera sido posible.

A mi tutor de proyecto de tesis el Ing. Luis Zambrano, por su estímulo, cuidadosa y prudente guía. Al Phd. Xavier Vera Grunauer y a Geostudio, por su invaluable aporte en la evaluación de calidad de las muestras. Y al Phd. Krzysztof Sternik, cuyo consejo ha contribuido substancialmente en mi estudio de modelos constitutivos.

## DEDICATORIA

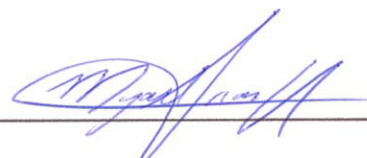
Les dedico este trabajo a mis padres y hermanos por apoyarme siempre y darme ánimos para seguir adelante día a día, y con mucho cariño a Coral.

## TRIBUNAL DE GRADO



Ing. Luis Zambrano C.

**DIRECTOR DE TESIS**



Phd. Mijail Arias.

**Vocal Principal**



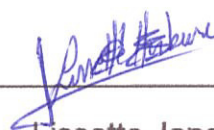
Dra. Paola Romero., Sub Decana.

**Presidenta**

## DECLARACIÓN EXPRESA

"La responsabilidad del contenido de esta tesis de grado; me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL"

(Reglamento de exámenes y títulos profesionales de la ESPOL)



---

Lissette Janet Iturburu  
Altamirano

## RESUMEN

El presente estudio busca describir el comportamiento de las arcillas naturales obtenidas en la ciudad de Samborondón para el ensayo de capacidad de carga. Esto es realizado mediante los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Cam-Clay, además de comparar su resultado con la teoría general de equilibrio al límite. Los ensayos de carga, son realizados mediante modelos numéricos con el software Sigma/W de Geostudio.

La investigación se enfoca en el comportamiento no drenado del suelo. Este suelo es proveniente de un depósito de llanura aluvial, de donde 8 muestras fueron obtenidas. Simulaciones de ensayos triaxiales fueron realizadas, con el objetivo de obtener el coeficiente friccional y comparar los ensayos de laboratorio con estas simulaciones.

El análisis se divide entre dos tipos de modelos, suelo uniforme y suelo no uniforme. En el último se varían las propiedades con respecto a la profundidad.

Una fuerte correlación entre todos los modelos, tanto para el análisis de perfiles uniformes como no uniformes es encontrada. Las curvas de los

modelos uniformes alcanzan estabilidad una vez que la carga última es alcanzada. En contraste con los modelos no uniformes para suelos con una razón de sobreconsolidación  $R_o$  mayor a 2, donde el suelo aunque el incremento de capacidad de carga disminuye considerablemente, no se alcanza la estabilidad.

Basado en los resultados de esta investigación y apoyado en estudios de la literatura disponible, el uso del modelo Cam Clay para determinación de capacidad de carga en suelos ligeramente a normalmente consolidados es recomendado.

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	VI
ÍNDICE GENERAL .....	VIII
ABREVIATURAS Y SIMBOLOGÍA .....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XX
INTRODUCCIÓN.....	XXIV
CAPÍTULO 1.....	1
1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Presentación del problema.....	2
1.3. Objetivos .....	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivo específicos.....	4
1.4. Alcance .....	5
1.5. Contenido de la Tesis.....	6
CAPÍTULO 2.....	8
2. REVISIÓN DE LITERATURA.....	8
2.1. Zapatas superficiales .....	8



2.2. Capacidad Portante.....	10
2.2.1. Comportamiento de arcillas bajo compresión y corte .....	11
2.2.2. Respuesta del suelo a una zapata cargada .....	17
2.2.3. Tipos de Análisis.....	20
2.2.4. Carga portante usando el método de equilibrio al límite.....	26
2.3. Modelo Mohr-Coulomb .....	27
2.4. Mecánica del Estado Crítico del suelo.....	33
2.4.1. Elasticidad .....	33
2.4.1.1. Tensor de esfuerzos.....	33
2.4.1.2. Ley de Hook .....	34
2.4.1.3. Condición de deformación plana .....	39
2.4.1.4. Condición de simetría axial.....	39
2.4.1.5. Trayectoria de esfuerzos. ....	40
2.4.2. Plasticidad .....	41
2.4.2.1. Superficie de Fluencia .....	42
2.4.2.2. Función del Potencial Plástico.....	43
2.4.2.3. Flujo asociado y no asociado .....	44
2.4.2.4. Regla de la normalidad.....	45
2.4.2.5. Matriz constitutiva elásto-plástica .....	45
2.4.2.6. Reglas del endurecimiento y ablandamiento .....	47
2.4.3. Mapeo de parámetros.....	48
2.5. Modelo Cam-Clay.....	49
2.5.1. Origen e Historia. ....	50
2.5.2. Consideraciones.....	51

2.5.3. Línea de Estado Crítico .....	53
2.5.4. Función de Fluencia.....	56
2.5.5. Comportamiento de Endurecimiento y ablandamiento.....	57
2.5.6. Trayectoria de esfuerzos total y efectivo .....	59
2.5.7. Deformaciones incrementales plásticas.....	60
2.5.8. Comentario.....	62
CAPÍTULO 3.....	63
3. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	63
3.1. Descripción de los ensayos realizados.....	63
3.1.1. Validación de los ensayos.....	64
3.1.1.1. Calidad de la muestra.....	65
3.1.1.2. Comparación con la Microzonificación sísmica.....	66
3.1.2. Parámetros conseguidos mediante MCC.....	72
3.1.3. Gráficas comparativas entre los Modelos y el ensayo de compresión....	73
3.2. Base de datos de los parámetros obtenidos.....	82
3.2.1. Tabla de Resultados.....	83
CAPÍTULO 4.....	85
4. ELABORACIÓN DE LOS MODELOS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS.....	85
4.1. Tipo de Elementos .....	87
4.1.1. Meshing.....	87
4.1.2 Ecuaciones de elementos finitos.....	89

4.1.3 Funciones de contenido volumétrico de agua y función de conductividad hidráulica.....	92
4.2 Condiciones de borde .....	95
4.2.1. Suelo Uniforme .....	97
4.2.2. Suelo No uniforme .....	98
4.3 Modelación Numérica.....	99
4.3.1. Análisis Computacional.....	99
CAPÍTULO 5.....	107
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	107
5.1. Resultados de ensayos .....	108
5.1.1. Ablandamiento no definido propiamente en el software. ....	108
5.1.2. Suelos no saturados .....	108
5.1.3. Precisión de la predicción del ángulo crítico mediante Cam Clay.....	109
5.2. Análisis de la capacidad portante usando la teoría general. ....	110
5.2.1 Soluciones del equilibrio al límite .....	110
5.2.2. Revisión de resultados.....	112
5.3. Análisis de Resultados utilizando el modelo Mohr-Coulomb.....	115
5.3.1. Comparación de resultados entre el suelo uniforme y no uniforme .....	116
5.4. Análisis de Resultados utilizando el modelo Cam-Clay .....	119
5.4.1. Comparación de resultados entre el suelo uniforme y no uniforme .....	119
5.5. Comparación de resultados.....	122

5.5.1. Correlación entre modelos constitutivos y teoría general .....	123
5.5.2. Aproximación a la solución de equilibrio al límite. ....	126
CAPÍTULO 6.....	128
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	128
6.1 Resumen.....	128
6.2 Conclusiones Generales.....	129
6.3 Recomendaciones.....	131
ANEXOS .....	133
Bibliografía.....	152

## ABREVIATURAS Y SIMBOLOGÍA

MCC	Cam-Clay Modificado.
E-P	Elasto-Plástico
CSL	Línea de estado crítico
SHANSEP	Stress History and Normalized Soil Engineering Parameters
$c$	Cohesión.
$C_c$	Índice de compresión unidimensional virgen
$C_c$	Índice de re compresión unidimensional
$C_v$	Coefficiente de consolidación
$E$	Módulo de elasticidad
$G$	Módulo de Corte
$k$	Conductividad hidráulica, permeabilidad.

$e_o$	Relación de vacíos inicial.
$e_N$	Relación de vacíos a 1 kPa, en la línea de consolidación isotrópica.
$e_\Gamma$	Relación de vacíos en estado crítico.
$m_v$	Módulo de Volumen de compresibilidad.
$K_o^{NC}$	Coeficiente de presión de tierra en descanso, normalmente consolidado.
$K_o^{OC}$	Coeficiente de presión de tierra en descanso, sobre consolidado.
$M$	Coeficiente Friccional, en el espacio $p'$ - $q$
$p$	Esfuerzo efectivo normal medio
$q$	Esfuerzo desviador
$q_u$	Resistencia a la compresión uniaxial
$n$	Porosidad.

$S_u$	Resistencia no drenada
$S$	Grado de Saturación.
$S_{x,y}$	Desviación estándar
$\varepsilon_{1,2,3}$	Deformaciones en las direcciones principales.
$I_{1,2,3}$	Primera, segunda y tercera invariante.
$\varepsilon_p$	Deformación volumétrica.
$\varepsilon_q$	Deformación desviatoria.
$\Lambda$	Parámetro de presión de poros en el estado crítico.
$\phi'$	Ángulo de fricción genérico.
$\phi'_{cs}$	Ángulo de fricción en el estado crítico.
$\phi'_p$	Ángulo de fricción pico.

$\sigma'_v$	Esfuerzo vertical efectivo
$\gamma$	Peso específico
$w$	Contenido de humedad
$OCR$	Razón de sobre-consolidación
$R_o$	Radio de sobre-consolidación espacio p'-q
$\alpha$	Ángulo de dilatación
$\kappa$	Índice de Recompresión
$\lambda$	Índice de Compresión.
$\nu$	Módulo de Polisión.



## ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 2.1 Ensayo de deformacion axial (Izq.) , Grafica Esfuerzo-Volumen Específico (Der) [4]. .....	12
Ilustración 2.2 Arcilla Sobre-Consolidada [10].....	12
Ilustración 2.3 Corte esquemático de una muestra de suelo. [4] .....	13
Ilustración 2.4 Disminucion de Volumen debido corte.[11] .....	14
Ilustración 2.5 Aumento de volumen debido al corte.[11] .....	14
Ilustración 2.6 Cambio del ángulo de dilatación con el esfuerzo normal efectivo [10] .....	16
Ilustración 2.7 Esfuerzo-Deformación (Izq.) y Mecanismo de falla (Der.)[10] .....	17
Ilustración 2.8 Mecanismo general de falla. (10).....	19
Ilustración 2.9 Mecanismo convencional de fallo [10] .....	19
Ilustración 2.10 Esfuerzos aplicados a un volumen infinitesimal.[4] .....	20
Ilustración 2.11 Compatibilidad física de un medio discretizado. [12].....	21
Ilustración 2.12 Envolvente de falla [15].....	29
Ilustración 2.13 Círculo de Mohr [10] .....	29
Ilustración 2.14 Envolvente de Esfuerzos.[10] .....	31
Ilustración 2.15 Esfuerzos en 3 dimensiones[6] .....	34
Ilustración 2.16 Presentacion potencial plástico.....	44
Ilustración 2.17 Modelos Cam-Clay [12] .....	51
Ilustración 2.18 Superficie de fluencia en el espacio $p'$ - $q$ - $e$ . [5] .....	54
Ilustración 2.19 Trayectoria subcritica y supercritica. [12] .....	56

Ilustración 2.20 Comportamiento de la superficie de fluencia para endurecimiento .a (Izq.) y ablandamiento .b (Der.) .....	58
Ilustración 3.1 Microzonificación sísmica de Guayaquil [7].....	67
Ilustración 3.2 Comparación entre la resistencia no drenada normalizada con los límites de microzonificación. ....	69
Ilustración 3.3 OCR Vs Profundidad de las muestras. ....	70
Ilustración 3.4 Actividad Relativa VS Profundidad.....	71
Ilustración 3.5 Muestra 1.....	75
Ilustración 3.6 Muestra 6.....	76
Ilustración 3.7 Muestra 7.....	77
Ilustración 3.8 Muestra 2.....	78
Ilustración 3.9 Muestra 3.....	79
Ilustración 3.10 Muestra 4.....	80
Ilustración 3.11 Muestra 5.....	81
Ilustración 3.12 Muestra 8.....	82
Ilustración 4.1 Elevación Vs Distancia .....	88
Ilustración 4.2 Funciones de Muestra GeoStudio.....	93
Ilustración 4.3 Funciones de Contenido Volumétrico del Agua.....	94
Ilustración 4.4 Funciones de Conductividad Hidráulica. ....	95
Ilustración 4.5 Condiciones de borde.....	97
Ilustración 4.6 Modelo Insitu. ....	98
Ilustración 4.7 Modelo Elasto-Plástico sin presión de sobrecarga.....	100
Ilustración 4.8 Modelo Elasto-Plástico sin fuerza de cuerpo. ....	101

Ilustración 4.9 Capacidad Portante del modelo Elástico-Plástico con y sin fuerza de cuerpo. ....	102
Ilustración 4.10 Esfuerzos Totales del Modelo MCC. ....	102
Ilustración 4.11 Esfuerzos Totales del Modelo EP con cohesión variable. ....	103
Ilustración 4.12 Esfuerzos Totales del Modelo CC con variación de superficie de fluencia inicial. ....	104
Ilustración 4.14 Esfuerzos Totales del Modelo EP con cohesión variable. ....	105
Ilustración 4.13 Presiones de poro para el Modelo CC. ....	106
Ilustración 5. 1 Ensayos triaxiales, isotrópicamente consolidados e anisotrópicamente consolidados. [24] .....	109
Ilustración 5.2 Soluciones de equilibrio al límite [25] .....	111
Ilustración 5. 3 Modo de falla por el modelo Elasto Plástico.....	112
Ilustración 5. 4 Comportamiento del suelo por el modelo MCC al iniciarse el incremento de deformaciones.....	113
Ilustración 5. 5 Modo de falla del suelo por el modelo MCC.....	113
Ilustración 5. 6 Campo de esfuerzos en la falla.....	115
Ilustración 5. 7 Capacidad de Carga Normalizada Modelo EP, perfil Uniforme. ....	117
Ilustración 5.8 Capacidad de Carga Normalizada Modelo EP, perfil No Uniforme. ....	118
Ilustración 5. 9 Capacidad de Carga Normalizada Modelo CC, perfil Uniforme.....	121
Ilustración 5. 10 Capacidad de Carga Normalizada Modelo CC, perfil No Uniforme.....	121
Ilustración 5. 11 Correlación entre los modelos de suelos uniformes. ....	124

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I Requerimientos de los métodos de Análisis por Potts y Zdrawkovic [12] ....	23
Tabla II Modelos Constitutivos.[10] .....	32
Tabla III Método propuesto para la evaluación de la calidad de las muestras [20]. .	65
Tabla IV Parámetro calificador de Lunne. ....	66
Tabla V Resultados esperados de resistencia no drenada [7].....	68
Tabla VI Lista de parámetros. ....	84
Tabla VII Capacidad de carga Mohr-Coulomb. ....	119
Tabla VIII Capacidad de carga Cam-Clay. ....	122
Tabla IX Correlación entre los modelos, suelo uniforme. ....	124
Tabla X Correlación entre los modelos, suelo no uniforme. ....	125
Tabla XI Capacidad de carga por unidad de area. ....	127

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación (2.1) .....	16
Ecuación (2.2) .....	21
Ecuación (2.3) .....	22
Ecuación (2.4) .....	23
Ecuación (2.7) .....	27
Ecuación (2.6) .....	28
Ecuación (2.8a) .....	30
Ecuación (2.8b) .....	30
Ecuación (2.9) .....	35
Ecuación (2.10) .....	36
Ecuación (2.11) .....	36
Ecuación (2.12) .....	37
Ecuación (2.13) .....	37
Ecuación (2.14) .....	37
Ecuación (2.15) .....	37
Ecuación (2.16) .....	37
Ecuación (2.17) .....	37
Ecuación (2.18) .....	38
Ecuación (2.19) .....	38
Ecuación (2.20) .....	38
Ecuación (2.21) .....	40

Ecuación (2.22) .....	42
Ecuación (2.23) .....	43
Ecuación (2.24) .....	43
Ecuación (2.25) .....	46
Ecuación (2.26) .....	46
Ecuación (2.27) .....	46
Ecuación (2.28) .....	47
Ecuación (2.29) .....	49
Ecuación (2.30) .....	49
Ecuación (2.31) .....	49
Ecuación (2.32) .....	50
Ecuación (2.33) .....	50
Ecuación (2.33) .....	52
Ecuación (2.34) .....	53
Ecuación (2.35) .....	53
Ecuación (2.36) .....	54
Ecuación (2.37) .....	55
Ecuación (2.38) .....	55
Ecuación (2.39) .....	55
Ecuación (2.40) .....	60
Ecuación (2.41) .....	60
Ecuación (2.42) .....	61
Ecuación (2.43) .....	61
Ecuación (2.44) .....	61

Ecuación (3.1) .....	68
Ecuación (3.2) .....	71
Ecuación (3.3) .....	72
Ecuación (3.4) .....	73
Ecuación (3.5) .....	73
Ecuación (3.6) .....	73
Ecuación (3.7) .....	74
Ecuación (4.1) .....	89
Ecuación (4.2) .....	89
Ecuación (4.3) .....	90
Ecuación (4.4) .....	90
Ecuación (4.5) .....	90

# INTRODUCCIÓN

La predicción del comportamiento de los materiales cuando cargas externas han sido expuestas, es realizada mediante modelos constitutivos, fundamentados en relaciones de esfuerzo-deformación. La dificultad de describir este comportamiento se origina en el hecho de que el suelo es un material compuesto de partículas de sólidos, agua y aire con propiedades no son uniformes. No obstante, los modelos conceptuales son generalmente suficientemente adecuados para propósitos de ingeniería.

Varios estudios se han realizado basados en los modelos constitutivos tradicionales como los modelos Cam Clay modificado y Mohr-Coulomb, entre otros. Su comportamiento ha sido comparado y ensayado tanto en arcillas reconstituidas como suelo natural. Estos modelos tradicionales están basados en la teoría del potencial plástico, y del estado crítico. [1]

Se han encontrado buenas predicciones de la simulación de ensayos triaxiales isotrópicos y anisotrópicos, y en varias de las relaciones basadas en la historia de esfuerzos del suelo (SHANSEP) con el modelo Cam Clay.[1,2,3]



# **CAPÍTULO 1**

## **1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA**

En este capítulo, se narra la problemática por la cual se hizo la comparación de los modelos matemáticos, la metodología a implementar para el desarrollo del análisis, junto con los objetivos propuestos y las limitaciones presentes en el alcance del estudio realizado.

### **1.1. Generalidades**

Existen modelos numéricos, que predicen el comportamiento del suelo. Los modelos numéricos pueden incluir únicamente el rango elástico, como el primer criterio de la fluencia formulado por Mohr-Coulomb (1773); abarcar la teoría de la plasticidad, el llamado Cap-Model de Drucker-Prager, el Modelo Cam-Clay (desarrollado por Roscoe et. Al, 1958), el Modelo Cam-Clay modificado (Roscoe y Burland 1968), el Modelo de endurecimiento simple (Lade, 1988); incluir hipo-plasticidad, o incluir el efecto del tiempo como en modelos visco plásticos. Para los suelos no cohesivos se usa preferentemente la teoría de la hipo-plasticidad (Wolfgang Felling, 2002).

[4,5,6]

La poca utilización de estos modelos en la práctica, se debe a la cantidad de ensayos necesarios para la obtención de datos de las ecuaciones constitutivas, y a su complejidad.

En esta tesis se desarrolla el modelo Cam-Clay modificado, aplicándolo en el análisis de carga portante de Zapatas corridas. Las perforaciones realizadas para el muestreo fueron comparadas con el estudio de Microzonificación Geotécnica de Guayaquil, con el fin de darle validez a los resultados. Esta comparación fue posible debido a que el sitio de muestreo fue cercano a la zona donde se realizó el estudio de la microzonificación. Este lugar corresponde a la zona geotécnica D4 del estudio de microzonificación. La zona D4 son depósitos de llanura aluvial. Este estudio indica que los depósitos existen a lo largo y ancho la cuenca de drenaje del río Guayas.[7]

## **1.2. Presentación del problema**

La elección del Modelo matemático en un proyecto geotécnico, es de gran importancia; debido a que se requiere representar de manera adecuada el modelo físico (condiciones reales). Aunque estos dos modelos no van a ser iguales (asunciones del modelo matemático, condiciones de muestreo, etc.), se espera que al tomar en cuenta más características del suelo, se puedan

obtener valores más cercanos a los del modelo físico, sin mayor complejidad.[8]

La teoría general para analizar la capacidad de carga representa al suelo como un medio elasto-plástico, homogéneo, isotrópico y considera como parámetro de resistencia al esfuerzo de cohesión en el estado no drenado. Los modelos Cam-Clay Modificado y Mohr-Coulomb utilizan el coeficiente friccional para definir la resistencia y esta resistencia puede ser definida a diferentes esfuerzos de confinamiento.

La teoría general no considera la capacidad del suelo de ablandarse y endurecerse una vez que comienza la fluencia, razón por la cual se desea observar la diferencia de los resultados al considerar esta propiedad. Los modelos constitutivos Mohr Coulomb y Cam-Clay modificado son comparados, porque a pesar de que ambos utilizan el coeficiente friccional para definir fluencia y que inicialmente las trayectorias de esfuerzos en el espacio, de invariantes, esfuerzo medio y desviatoria, sean iguales, alcanzan diferentes resistencias. Esta diferencia de resistencia se debe al cambio de la trayectoria de esfuerzos que tiene el modelo Cam-Clay, al entrar en fluencia.

Se analiza una zapata corrida de 4 metros de longitud que se asume de longitud infinita, para aprovechar el estado de esfuerzo plano y la simetría, en un caso homogéneo, y un caso donde la resistencia varia con la profundidad.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Proveer información relativa a la diferencia del comportamiento mecánico entre los modelos Cam-Clay y Mohr-Coulomb, mediante el uso de elementos finitos para la capacidad portante en zapatas corridas en medio uniforme y no uniforme para el estado no drenado.

#### **1.3.2. Objetivo específicos.**

- Obtener los parámetros de endurecimiento para el modelo Cam-Clay modificado de los ensayos de consolidación unidimensional.
- Estimar el coeficiente friccional mediante el modelo Cam-Clay modificado utilizando las condiciones in situ y el ensayo de compresión no drenada no consolidada.
- Validar los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Cam-Clay modificado, mediante la simulación de ensayos de compresión k-consolidados con la resistencia no drenada.

- Analizar la capacidad portante usando la teoría general mediante análisis al límite para cota superior e inferior.
- Modelar un ensayo de capacidad portante con deformación controlado utilizando los modelos constitutivos aplicados en esta tesis.
- Comparar los resultados de los datos obtenidos utilizando los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y modelo Cam-Clay modificado como medio uniforme y no uniforme, con la teoría general.

#### **1.4. Alcance**

El desarrollo de esta tesis, no incluye el análisis en suelos no cohesivos, debido a que el modelo Cam-Clay, fue específicamente desarrollado para arcillas. Además, pruebas han demostrado que las arenas no siguen la regla de normalidad, para las deformaciones en la superficie de fluencia, por lo cual se han desarrollado modelos de flujo no asociado. El análisis no drenado tampoco es considerado.[4]

El software Geostudio, en su aplicación Sigma/W dedicada al análisis de esfuerzo-deformación, no tiene bien definido el ablandamiento, como lo indica en el manual de Sigma/W. Esta es una desventaja para nuestra comparación, sin embargo, la diferencia entre la resistencia pico y las

resistencia crítica en las muestras de suelo de este análisis, donde la razón de consolidación es mayor de 2, no es muy significativa. [8]

### **1.5. Contenido de la Tesis**

El desarrollo del presente análisis comparativo, se lleva a cabo mediante el estudio de los resultados obtenidos a través GeoStudio que posee análisis de esfuerzo-deformación por elementos finitos, de manera que estos elementos se lleven a la falla.

Para este análisis se tomaron las muestras realizadas en Samborondón ciudad de la puntilla por un laboratorio. Estos datos se comparan mediante diferente información disponible, como la microzonificación sísmica de Guayaquil para su validación, y otras relaciones existentes. La comparación con la microzonificación, fue posible debido a la cercanía de la zona de muestreo a una de los sitios previamente estudiados por la Microzonificación, y que ambas eran zonas aluviales.

Se realizaron 8 perforaciones a diferentes profundidades, de donde se obtuvo los coeficientes de compresión y re-compresión. Estos parámetros fueron utilizados como parámetro de endurecimiento y como parámetro elástico de descarga, respectivamente en el modelo Cam-Clay modificado.

La obtención del ángulo crítico, se la realizó mediante el uso de estos parámetros en la relación probada por Skempton, que además relaciona la presión de confinamiento.

La simulación de ensayos de compresión k-confinada para los modelos de Mohr-Coulomb y Cam-Clay modificado, son presentadas en el capítulo 3, además de las trayectorias de esfuerzo no drenado, y las gráficas de las superficies de fluencia inicial y final del modelo Cam-Clay.

Posteriormente se realizó los modelos numéricos en Sigma/W de Geostudio, y se describió las diferentes condiciones de frontera utilizadas en el análisis de elementos de finitos, luego se procede a usar estos resultados para comparar las diferentes teorías, con las cuales se obtienen las conclusiones y recomendaciones.

## **CAPÍTULO 2**

### **2. REVISIÓN DE LITERATURA**

En este capítulo, se describe la teoría relacionada con las zapatas, los elementos necesarios para la comprensión de los modelos, las bases teóricas de los modelos, etc.

#### **2.1. Zapatas superficiales**

Las zapatas corridas son las más comunes dentro de los tipos de cimentaciones, debido al bajo costo y facilidad en construcción. Su uso depende de la calidad del suelo, y del tipo de estructura. Se pueden clasificar de acuerdo a su deformación en rígidas y flexibles; y si se encuentran cimentadas en la superficie del terreno o a poca profundidad. La profundidad en la que una zapata es cimentada se denomina profundidad de desplante  $D_f$ . [9]

Para que se pueda considerar como zapata superficial, la profundidad de desplante debe ser menor o igual que el ancho de la zapata según Terzaghi,



y según otras investigaciones puede ser hasta 3 y 4 veces el ancho de la zapata [10].

Una cimentación debe cumplir dos condiciones de estabilidad:

- Estado límite último: La cimentación no va a colapsar o estar inestable, bajo ninguna carga que se pueda generar.
- Estado límite de servicio: Los asentamientos deben estar dentro del rango tolerable de diseño de la estructura.

Al aplicar carga al suelo hasta que éste falle, se generará una superficie de corte. Esta carga por unidad de área, que es capaz de hacer que el suelo falle, se denomina carga última  $q_u$ , este es uno de los dos criterios que se utilizan para el diseño de zapatas, siendo el criterio de asentamiento frecuentemente el más crítico.

El análisis convencional de diseño de cimentaciones considera la capacidad portante y de deformaciones de manera separada.

## **2.2. Capacidad Portante**

El diseño general de una zapata superficial, considera la capacidad portante o de carga y las deformaciones de manera separada. Considerando al suelo como un material elasto-plástico perfecto para el cálculo de la capacidad de carga en algunas regiones, y como un material rígido en otras, y al mismo material como elástico para el cálculo de deformaciones. [10]

El cálculo de la capacidad portante es basado en la solución de análisis al límite combinado con algunas correlaciones empíricas. El suelo es asumido que se comporta como un material elástico siguiendo el modelo de Tresca, para el análisis no drenado, y si es drenado, siguiendo el modelo de Mohr-coulomb. Es decir, solo se provee información de la capacidad del suelo, en dos situaciones, una en el instante en que se genera la presión de poros y cuando la presión de poros se ha liberado, mientras que la variación a lo largo del tiempo no es considerada.

Los resultados del análisis de la capacidad de carga de un suelo depende el modelo constitutivo elegido. Esta tesis realiza el análisis de la capacidad de carga en arcillas, y compara los resultados de los resultados del modelo Cam-Clay, que toma en cuenta la el ablandamiento y endurecimiento del

suelo, con un modelo elástico, y señala cuán lejos están los resultados entre estos.

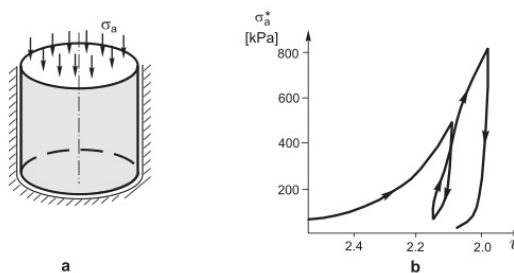
### **2.2.1. Comportamiento de arcillas bajo compresión y corte**

La respuesta del suelo a una aplicación de carga depende las propiedades mecánicas del suelo, y de la historia de carga a la que se ha sometido el suelo. El comportamiento general de las arcillas se puede dividir en arcillas normalmente consolidadas y sobre-consolidadas. Es decir, depende la razón de sobre consolidación (OCR). [4]

Una curva de deformación de las arcillas bajo compresión, se la obtiene mediante el ensayo de consolidación. El material se somete a una presión hidrostática, es decir igual presión en todas las direcciones, de manera incremental. El material no puede fallar por presión hidrostática.

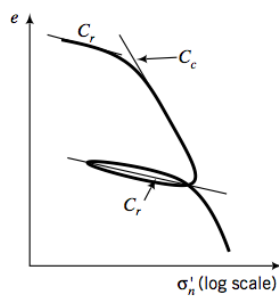
La Ilustración 2.1 muestra un ensayo de consolidación y su respectiva gráfica de esfuerzo-volumen específico. Podemos observar que el comportamiento en general no es lineal, al aplicar descarga-recarga se continua la misma trayectoria de esfuerzos-deformación, una vez que se alcanza el mismo valor de esfuerzos. Además de que al descargar, el material se comporta de

manera elástica plástica no lineal y el suelo queda ya con una deformación plástica.



**Ilustración 2.1 Ensayo de deformación axial (Izq.) , Grafica Esfuerzo-Volumen Específico (Der) [4].**

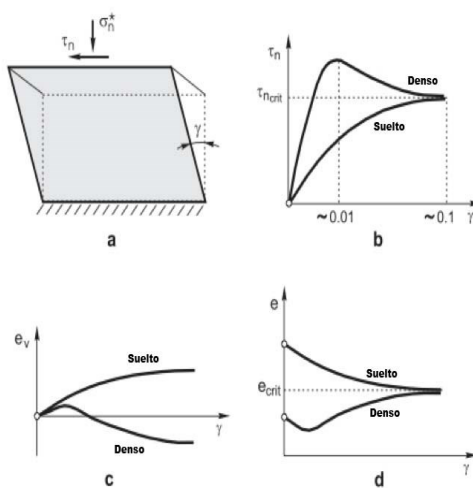
La Ilustración 2.2 muestra el resultado de una arcilla sobre-consolidada obtenida de un ensayo de consolidación, en el plano relación de vacíos – esfuerzo normal, de donde se obtienen los índices de Compresión  $C_c$  y recompresión  $C_r$ .



**Ilustración 2.2 Arcilla Sobre-Consolidada [10]**

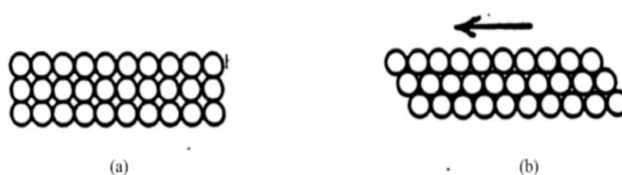
La curva de deformación por corte, se la obtiene mediante un ensayo triaxial, o de corte directo. El comportamiento esperado de una arcilla sobreconsolidada es el de un material rígido, que alcance valor máximo y posteriormente tenga un ablandamiento. El material luego del ablandamiento alcanzará un valor crítico, llamado el cortante crítico  $\tau_{CS}$ , las arcillas normalmente consolidadas por otra parte, se endurecen y alcanzan un valor máximo crítico.[4,11]

La Ilustración 2.3 muestra la distorsión  $\gamma$  que el suelo soporta con respecto al esfuerzo cortante.



**Ilustración 2.3 Corte esquemático de una muestra de suelo. [4]**

Los suelos normalmente consolidados se contraen durante corte, disminuyendo su volumen. Esta disminución de volumen se debe a su naturaleza suelta, entonces al ser sometidos a corte, van a llenar estos espacios vacíos, como se muestra en la Ilustración 2.4.



**Ilustración 2.4 Disminucion de Volumen debido a corte.[11]**

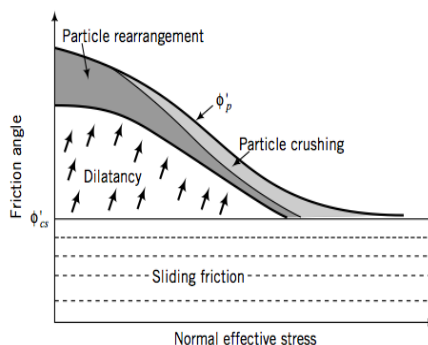
Los suelos sobre-consolidados, al ser sometidos al corte, debido a que son materiales densos, los granos se moverán de sus posiciones, sobre otros granos, incrementando el volumen específico. Este fenómeno se conoce como dilatación Ilustración 2.5. [11]



**Ilustración 2.5 Aumento de volumen debido al corte.[11]**

La resistencia al corte del suelo depende de la forma de las partículas y gradación, densidad relativa, confinamiento, condición de drenaje, grado de saturación, y velocidad de carga. Para distinguir la falla entre los suelos que se dilatan y los que no se dilatan, se suele adoptar la nomenclatura de “Falla por estado crítico” a los suelos que se dilatan, y de “colapso” a los suelos que no se dilatan.

Se puede realizar una gráfica del ensayo de corte directo, con deformación controlada, de donde se puede obtener el ángulo de fricción crítico y el ángulo de fricción pico, y su correspondiente esfuerzo normal, y esfuerzo cortante crítico pico. La Ilustración 2.6 muestra como el ángulo de fricción crítico aumenta por la dilatación en las arcillas sobre consolidadas. El ángulo de fricción pico varía de acuerdo al esfuerzo normal aplicado, reordenamiento de partículas, el aplaste entre partículas. Se puede observar además que el ángulo pico puede ser controlado por el esfuerzo normal, disminuyendo el efecto de la dilatación, arreglo de partículas y aplaste de partículas.



**Ilustración 2.6 Cambio del ángulo de dilatación con el esfuerzo normal efectivo [10]**

El ángulo crítico  $\phi'_{cs}$  es un parámetro fundamental del suelo, mientras que el  $\phi'_p$  no lo es. El ángulo indica la capacidad dilatativa del suelo. La relación mostrada en la Ecuación (2.1) no es exacta, investigaciones han demostrado que el ángulo de dilatación debe multiplicarse por 0.8. [10]

$$\phi'_p = \phi'_{cs} + \alpha_p$$

**Ecuación (2.1)**

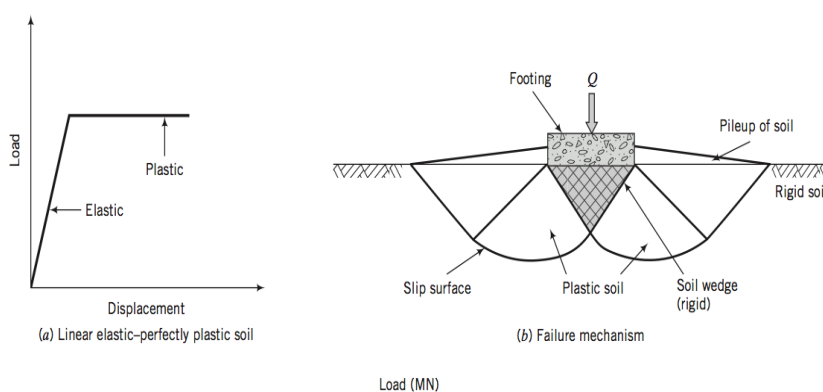
La resistencia no drenada al corte, no es un parámetro fundamental, debido a que a medida que aumenta el confinamiento de una muestra, la resistencia al corte aumenta.



### 2.2.2. Respuesta del suelo a una zapata cargada

Al asumirse la respuesta del suelo elasto-plástica perfecta y al aplicar una carga vertical, el suelo responde elásticamente. El suelo se comprime tanto verticalmente y horizontalmente debido al confinamiento, formando una cuña y almacenando energía.

Las regiones alrededor de la cuña entran en fluencia, tal como se muestra en la Ilustración 2.7. En esta ilustración se muestran 2 zonas, correspondientes al mecanismo de falla adoptado. Si el suelo tiene un comportamiento rígido-plástico dentro de la cuña, es decir el suelo no se deforma, pero si entra en fluencia. Aquellas zonas que han alcanzado el estado plástico se denominan zonas plásticas. La superficie entre las zonas plásticas y las no plásticas o zonas de no deformación son llamadas superficies de deslizamiento. [10]

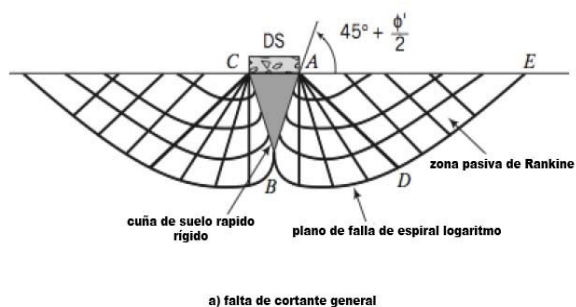


**Ilustración 2.7 Esfuerzo-Deformación (Izq.) y Mecanismo de falla (Der.) [10]**

La pila de suelo que se forma a los lados de la zapata superficial es influenciada por la presión de sobrecarga y la habilidad de deformación por endurecimiento del material. Si la zapata está embebida en el suelo y/o, el suelo tiene un gran potencial de endurecimiento por deformación, el flujo plástico que causa abultamiento alrededor de las esquinas de la zapata sería restringido, creando grandes presiones laterales permitiendo al suelo a moverse lateralmente, por ende el suelo que generalmente mostraría un comportamiento de dilatación, sería forzado a contraerse, empujando las zonas plásticas, debido a esto el mecanismo de falla asumido, mostrado en la Ilustración 2.7 no se desarrollaría, razón por la cual no habría “colapso”, sino que se alcanzaría falla en el estado crítico.

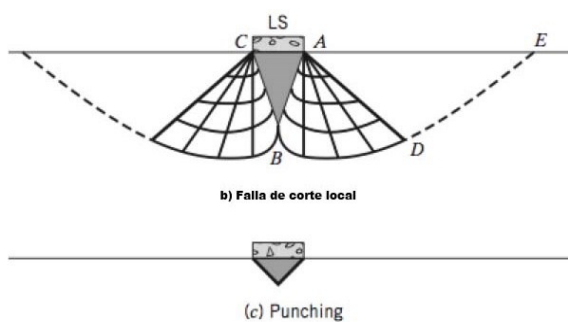
El mecanismo de falla asumido por Terzaghi, que aplicó la teoría de Prandtl (1920), es llamado Falla por Corte General. Este mecanismo, mostrado en la Ilustración 2.8, asume que el suelo es semi-infinito, homogéneo, isotrópico, rígido-plástico y sin peso. Aquí la superficie de deslizamiento está formada por AB y CB. Mediante equilibrio de la cuya ABC, se puede determinar la capacidad portante última. No hay superficie de deslizamiento que pase por la cuña, ni debajo de ella. El mecanismo de falla es simétrico, y el límite inferior de la superficie de falla está formado por un plano de deslizamiento espiral logarítmico. La sección ADE es conocida

como zona pasiva de Rankine, ya que el plano AD, actúa como un muro que empuja el suelo.[10]



**Ilustración 2.8 Mecanismo general de falla. (10)**

Otros mecanismos de falla asumidos para suelos sueltos y muy sueltos se presentan en la Ilustración 2.9.

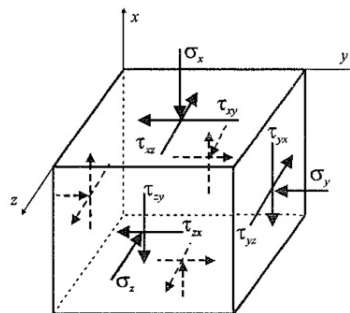


**Ilustración 2.9 Mecanismo convencional de fallo [10]**

### 2.2.3. Tipos de Análisis

La solución de un problema teórico requiere que se satisfagan, las condiciones de equilibrio, compatibilidad, comportamiento del material y condiciones de borde: fuerzas y desplazamientos [12].

Las ecuaciones de equilibrio están expresadas en función de esfuerzos. Estas ecuaciones para el suelo, toman en cuenta que el peso propio actúa en la dirección  $x$ , como se muestra en la Ilustración 2.10), y el esfuerzo de compresión es positivo.



**Ilustración 2.10 Esfuerzos aplicados a un volumen infinitesimal.[4]**

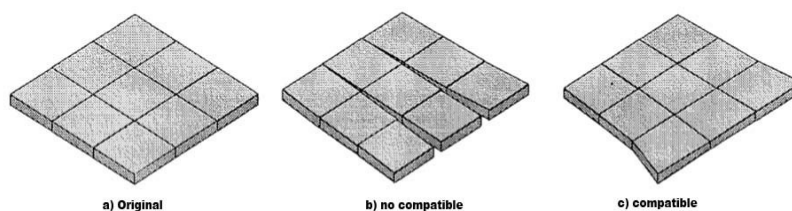
Los esfuerzos deben estar en equilibrio en la superficie aplicada. En las Ecuaciones de equilibrio no se toma en cuenta los efectos de la inercia y todas las fuerzas de cuerpo, excepto por el peso propio, los esfuerzos en un

suelo deben satisfacer las siguientes ecuaciones (formuladas por Timoshenko and Goodier, 1951) :

$$\begin{aligned}\frac{\delta\sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta\tau_{yx}}{\delta y} + \frac{\delta\tau_{zx}}{\delta z} + \gamma &= 0 \\ \frac{\delta\tau_{yx}}{\delta x} + \frac{\delta\sigma_y}{\delta y} + \frac{\delta\tau_{zy}}{\delta z} &= 0 \\ \frac{\delta\tau_{yx}}{\delta x} + \frac{\delta\tau_{zx}}{\delta y} + \frac{\delta\sigma_x}{\delta z} &= 0\end{aligned}$$

**Ecuación (2.2)**

Debe haber una compatibilidad física, es decir que no haya superposición del material y no haya generación de huecos. La Ilustración 2.11 muestra los modos de deformación de un medio discretizado, después de haber sido sometido a esfuerzo cortante, y debido a la suposición de que se trata de un medio continuo, la ilustración 2.11.b no es compatible físicamente con el modelo. [12]



**Ilustración 2.11 Compatibilidad física de un medio discretizado. [12]**

Debe haber una compatibilidad matemática tal como se aprecia en la Ecuación 2.3, es decir si las deformaciones son definidas como funciones continuas  $u$ ,  $v$ , y  $w$ , en la dirección  $x$ ,  $y$  &  $z$ , respectivamente, tomando en cuenta la teoría de deformaciones pequeñas y a la compresión como positiva, las deformaciones se definen por:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= -\frac{\delta u}{\delta x}; \epsilon_y = -\frac{\delta v}{\delta y}; \epsilon_z = -\frac{\delta w}{\delta z}; \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\delta v}{\delta x} - \frac{\delta u}{\delta y}; \gamma_{yz} = -\frac{\delta w}{\delta y} - \frac{\delta v}{\delta z}; \gamma_{xz} = -\frac{\delta w}{\delta x} - \frac{\delta u}{\delta z};\end{aligned}$$

**Ecuación (2.3)**

Las 6 deformaciones son funciones de solo 3 desplazamientos, y no son independientes. Puede ser demostrado matemáticamente que para un campo de desplazamiento compatible exista, todas las componentes de deformaciones y sus derivativas deben existir y ser continuo por los menos hasta el segundo orden (Timoshenko & Goodier, 1951). [13]

Las relaciones constitutivas son las ecuaciones que relacionan los esfuerzos con las deformaciones, tal como se muestra en la Ecuación 2.4, donde  $[D]$  es la matriz de propiedades,  $[\Delta\epsilon]$  es el vector de deformaciones y  $[\Delta\sigma]$  es el

vector de esfuerzo. Debido al comportamiento no lineal del suelo, se lo representa con relaciones constitutivas incrementales y no acumuladas.

$$[\Delta\sigma] = [D] * [\Delta\varepsilon]$$

**Ecuación (2.4)**

La Tabla I muestra una categorización hecha por Potts y Zdrawkoviç donde se agrupa los métodos de análisis, y los requerimientos básicos de solución [12].

**Tabla I Requerimientos de los métodos de Análisis por Potts y Zdrawkovic [12]**

Método de Análisis		Requerimientos de la solución				
		Equilibrio	Compatibilidad	Comportamiento Constitutivo	Condiciones de Borde	
Forma cerrada		S	S	Elástico Lineal	S	S
Equilibrio al limite		S	NS	Rígido con un criterio de falla	S	NS
Campo de esfuerzos		S	NS	Rígido con un criterio de falla	S	NS
Análisis al limite	Límite superior	S	NS	Plasticidad ideal con una regla del flujo asociado	S	NS
	Límite inferior	NS	S		NS	S
Alcance de viga-resorte		S	S	Suelo modelado por resortes o factores de interacción elástica	S	S
Análisis Numérico Completo		S	S	Cualquiera	S	S

S=Satisfacen NS= No satisfacen

Los métodos de “Equilibrio al límite”, “Campos de esfuerzos”, “Análisis al límite” asumen que el suelo ha fallado, pero difieren en la manera en la que llegaron a la solución. Estos métodos son llamados métodos simples y se los describe a continuación [9]:

- Equilibrio al límite: Se asume una superficie de falla arbitraria, y se realiza un equilibrio global. Se aplica condiciones de borde. La distribución interna de esfuerzos dentro de los bloques no es considerada. La relación de esfuerzos-deformación es la que conecta las ecuaciones de equilibrio con la compatibilidad, y la que distingue la elasticidad de la plasticidad y las teorías visco-elásticas. Sin considerar estas relaciones, la solución es una presunción (Chen).
- Campos de esfuerzos: Se obtiene mediante las ecuaciones de equilibrio y asume que toda la masa de suelo está en falla. La solución es obtenida para problemas sencillos y mediante aproximaciones numéricas. No se considera compatibilidad.
- Análisis al límite: Se basa en los teoremas de análisis propuestos por Chen, 1975. Llamados el teorema seguro o de “límite inferior” y el teorema inseguro o de “Limite superior”. Para estos teoremas, el suelo exhibe un comportamiento perfectamente plástico, endurecimiento por trabajo no ocurre; la superficie de fluencia es convexa en forma y las deformaciones plásticas pueden ser derivadas de la condición de la normalidad; cambios



en la geometría que ocurre en la falla son insignificantes, lo que permite que las ecuaciones del trabajo virtual sean aplicadas.

- Teorema inseguro o de cota superior: Una solución insegura, donde no se realiza el equilibrio. Se asume un mecanismo de falla, la veracidad de la solución depende en cuan cerca este el asumido mecanismo de falla del real. La masa de suelo colapsara si hay algún patrón de deformación plástica para la cual la velocidad del trabajo de la carga externa exceda la disipación de energía interna.
- Teorema seguro o de cota inferior: Si se encuentra un campo de esfuerzos estadísticamente admisible, que balance las cargas aplicadas y donde no se viola la condición de fluencia, que incluyen la cohesión el ángulo de fricción interna, la masa del suelo no falla, o está a punto de fallar. Entonces las cargas en equilibrio con el campo de esfuerzos está en el lado seguro o son iguales a las cargas de falla. La veracidad depende de cuán cerca este el campo de esfuerzo asumido del real.

Los métodos simples no satisfacen necesariamente todos los requerimientos para una solución teórica exacta del modelo matemático asumido; tienen diferentes soluciones para el mismo problema; se considera la estabilidad local, pero no hay información de los movimientos del suelo o la estructura. Sin embargo, estos métodos funcionan para aquellos casos donde han sido calibrados.

Un caso de análisis al equilibrio puede ser un caso especial de un análisis al límite de cota superior pero no al revés. Sin embargo, estos dos métodos no pueden ser considerados como equivalentes. [14]

#### 2.2.4. Carga portante usando el método de equilibrio al límite

Las suposiciones que se realizaron para determinar la superficie de falla y la capacidad última de carga:

- El suelo es semi-infinito, homogéneo, isotrópico, sin peso, y un material rígido-plástico.
- La profundidad de la zapata no es mayor que el ancho de esta.
- La falla general de corte ocurre.
- El ángulo de la cuña  $\theta$  es  $\phi'$ , aunque después fue encontrado que el ángulo  $\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$
- La capacidad cortante del suelo encima de la zapata es despreciable. Después Meyerhof (1591), consideró la resistencia del suelo por encima de la zapata.
- El suelo encima de la base de la zapata puede ser remplazado por una presión de sobrecarga =  $\gamma D_f$
- La base de la zapata es áspera.

La Ecuación (2.5), de la capacidad de carga última desarrollada, por Terzaghi para falla general en condición de esfuerzos totales; y en condición de esfuerzos efectivos son respectivamente las ecuaciones [10]:

$$q_u = 5.14s_u s_c d_c i_c b_c g_c$$

$$q_u = \gamma D_f (N_q - 1) s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

**Ecuación (2.7)**

Donde  $s_c, s_q, s_\gamma$  son factores de forma,  $d_c, d_q,$  son factores de empotramiento,  $i_c, i_q, i_\gamma$  factores de inclinación de carga, y  $b_c, b_q, y b_\gamma,$  factores de inclinación de la base.  $B'$  es el ancho equivalente,  $g_c, g_q, y g_\gamma,$  son factores de inclinación del terreno.

### **2.3. Modelo Mohr-Coulomb**

El criterio de falla de Mohr-Coulomb es un criterio de esfuerzo limitante. Este criterio puede ser adoptado a modelo constitutivo como superficie de fluencia, una de sus aplicaciones es un modelo Elástico plástico. Las deformaciones son importantes ya que aunque no se llegue a la falla, las deformaciones pueden ser intolerables. [12]

El criterio de falla de Mohr-coulomb adopta las suposiciones del criterio friccionante de Coulomb al círculo de Mohr, las cuales se detallan a continuación.

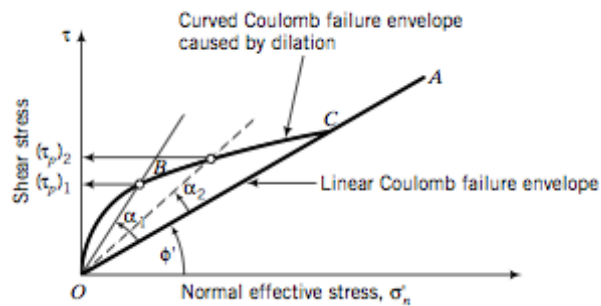
- Se asume que hay un plano dentro de la masa de suelo, con menor resistencia que inicia la falla. Entonces, sobre este plano de deslizamiento, una parte del suelo se desliza, con un ángulo  $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$ , donde  $\phi'$  puede ser el ángulo crítico o pico. La configuración de la envolvente de falla difiere para suelos dilatantes y no dilatantes. Debido a la dilatación la envolvente de falla es curva.
- La ecuación general de la envolvente de falla, el criterio de falla friccionante de Coulomb, es la Ecuación (2.6), donde  $(\sigma'_n)_f$  es el esfuerzo normal en la falla,  $\phi'_{cs}$  es el ángulo de fricción crítico,  $\alpha$  es el ángulo de dilatación. Los suelos con un ángulo positivo de dilatación se contraen durante el corte, mientras que los que se expanden, tienen un ángulo negativo de dilatación.

$$\tau_f = (\sigma'_n)_f \tan(\phi' \pm \alpha)$$

**Ecuación (2.6)**

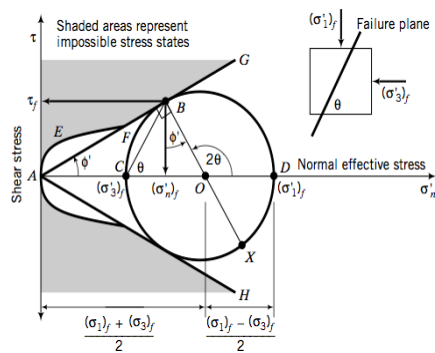
La Ilustración 2.12, muestra cómo se obtiene la envolvente de falla, tanto para suelos dilatantes como no dilatantes. Se observa que para suelos dilatantes la resistencia al cortante es mayor que para suelos no dilatantes.

[15]



**Ilustración 2.12 Envoltente de falla [15]**

La mitad superior del círculo de Mohr, que es mostrado en la Ilustración 2.13, muestra compresión mientras que la mitad inferior muestra extensión, es decir el esfuerzo principal  $\sigma_3$  es mayor que  $\sigma_1$ .



**Ilustración 2.13 Círculo de Mohr [10]**

Para suelos dilatantes, es importante considerar el ángulo pico, mientras que para no dilatantes el ángulo crítico.

Las ecuaciones para el esfuerzo de falla del modelo Mohr Coulomb para suelos dilatantes es la Ecuación (2.8a) y para suelos no dilatantes la Ecuación (2.8b).

$$(\sigma'_n)_{cs} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_3 - \sigma'_1}{2} \operatorname{sen} \phi'_{cs}$$

**Ecuación (2.8a)**

$$\tau_{cs} = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) \cos \phi'_{cs}$$

$$(\sigma'_n)_p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_3 - \sigma'_1}{2} \operatorname{sen} \phi'_p$$

**Ecuación (2.8b)**

$$\tau_p = \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) \cos \phi'_p$$

- Ninguna deformación del suelo ocurre antes de la falla.
- La falla ocurre cuando la mayor razón entre esfuerzos principales

$\left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \right)_{max}$  es alcanzada, no cuando se alcanza el esfuerzo máximo de



En la Tabla 2, se muestran los modelos constitutivos más simples, con las respectivas recomendaciones de aplicación.

**Tabla II Modelos Constitutivos.[10]**

Nombre	Criterio de Falla	Suelo tratado como	Mejor utilizado para	Ensayo
Coulomb	Falla ocurre por el inminente, deslizamiento friccional en el plano de deslizamiento.	Rígido, material friccional	Suelos sobre-consolidados estratificados o fisurados en un terreno donde existe pre-falla	Corte directo
Mohr-coulomb	Falla ocurre por impedimento, del plano de deslizamiento friccional de esfuerzo máximo efectivo	Material friccional, rígido	Resistencia a largo plazo (condición drenada) de los suelos de grano fino y densos de grano grueso	Triaxial
Tresca	Falla ocurre cuando la mitad del esfuerzo máximo principal es alcanzada.	Sólido homogéneo [Un parámetro]	Resistencia a corto plazo (condición no drenada) de suelos de grano fino	Triaxial
Taylor	Falla ocurre por deslizamiento (esfuerzo friccional) y el entrelazamiento de partículas.	Sólido friccional, deformable	Resistencia a largo plazo y a corto plazo de suelos homogéneos.	Corte simple, directo

El criterio de falla de Taylor ocurre cuando se especifica  $\phi = 0$ , en estado no drenado.



## **2.4. Mecánica del Estado Crítico del suelo**

Los modelos numéricos elástico plásticos consideran el suelo elástico hasta que el estado de esfuerzos se interseca con la superficie de fluencia, entonces el suelo comienza deformarse plásticamente.

En la teoría de estado crítico, el estado de un espécimen de suelo es caracterizado por 3 parámetros: esfuerzo medio efectivo, esfuerzo desviadores, y razón de vacíos  $e$ .

En esta sección se describen los criterios que definen un modelo elasto-plástico general.

### **2.4.1. Elasticidad**

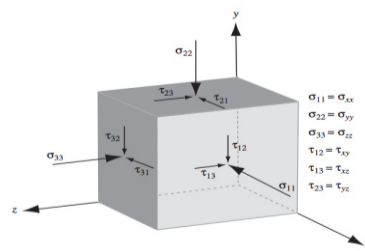
La teoría de la elasticidad es usada para calcular las deformaciones elásticas antes de que ocurra la fluencia en el suelo. En esta sección se presenta el estado general de esfuerzos en 3 dimensiones, la condición de deformación plana y la condición de esfuerzo plano.

#### **2.4.1.1. Tensor de esfuerzos**

El tensor de esfuerzos, contiene los esfuerzos que actúan sobre un volumen infinitesimal de suelo, en tres dimensiones se representa como:

$$[T] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{31} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

Donde  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$ ,  $\sigma_{33}$  son los esfuerzos normales y  $\tau_{21}$ ,  $\tau_{12}$ ,  $\tau_{13}$ ,  $\tau_{31}$ ,  $\tau_{31}$ ,  $\tau_{23}$ ,  $\tau_{32}$  son los esfuerzos cortantes. La matriz de tensores es simétrica, es decir  $ij = ji$ . Los esfuerzos cortantes actúan paralelo a la caras, mientras que los normales, perpendicularmente, el estado que se presenta en la Ilustración 2.15 es de compresión. La notación de signos que se utilizará para esfuerzos, es positivo para la compresión, y negativo para esfuerzos de tensión. [6,16]



**Ilustración 2.15 Esfuerzos en 3 dimensiones[6]**

#### 2.4.4.2. Ley de Hook

Los esfuerzos antes de alcanzar la superficie de fluencia, producen deformaciones elásticas. Para las deformaciones elásticas, se usa la ley de Hooke, aunque esta no sea apropiada para suelos, se puede aplicar al

idealizar el suelo como isotrópico y elástico. La matriz constitutiva se muestra a continuación [4]:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{bmatrix}$$

En la mecánica de suelos, se acostumbra usar el espacio de esfuerzo ( $p'$  vs  $q$ ) para trazar las trayectorias de esfuerzos, debido a que estos valores son invariantes en cualquier sistema de referencia, donde  $q$  se lo conoce como el esfuerzo cortante o desviador y es descrito en la Ecuación 2.9[10]:

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_{11} - \sigma'_{22})^2 + (\sigma'_{22} - \sigma'_{33})^2 + (\sigma'_{11} - \sigma'_{33})^2 + 6\tau_{12}^2 + 6\tau_{13}^2 + 6\tau_{23}^2}$$

**Ecuación (2.9)**

La  $q$  es una invariante, sin embargo esta no se obtiene de la ecuación característica de esfuerzos, sino que es una nomenclatura usada para

expresar un tensor de forma separada entre esfuerzo hidrostático y desviatorio; siendo la suma de estos dos el tensor inicial [16].

Las ecuaciones constitutivas de los modelos pueden escribirse en forma de esfuerzos y deformaciones invariantes o de esfuerzos y deformaciones principales; como es el caso de la deformación volumétrica descrito en la Ecuación (2.10) y la deformación por corte apreciado en la Ecuación (2.11) .

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

**Ecuación (2.10)**

$$\varepsilon_q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}$$

**Ecuación (2.11)**

Las invariantes son denominadas de esta manera debido a que no cambian su magnitud, independientemente de la dirección de los esfuerzos. Las invariantes se derivan de la ecuación de característica de esfuerzos Ecuación (2.12) o de deformaciones Ecuación (2.13), donde las ecuaciones (2.14) y (2.15) y (2.16) son los coeficientes, denominados primera, segunda y tercera

invariante respectivamente; en la Ecuación (2.17) se describe el esfuerzo medio. [16]

$$\sigma_p^3 - I_1\sigma_p^2 + I_2\sigma_p - I_3 = 0$$

**Ecuación (2.12)**

$$\varepsilon^3 - I_{1-def}\varepsilon^2 + I_{2-def}\varepsilon - I_{3-def} = 0$$

**Ecuación (2.13)**

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$$

**Ecuación (2.14)**

$$I_2 = \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{22} - (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{22})$$

**Ecuación (2.15)**

$$I_3 = \det(\sigma)$$

**Ecuación (2.16)**

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{I_1}{3}$$

**Ecuación (2.17)**

La deformación volumétrica elástica, descrita en la Ecuación (2.18), es tal que si su valor queda positivo obtenemos la compresión y en caso de ser negativo nos describe una expansión:

$$\varepsilon_p^e = \frac{1}{K'} p'$$

**Ecuación (2.18)**

Las constantes elásticas E y G descritas en la ecuación 2.19, no son constantes en los suelos, generalmente se lo relaciona el módulo volumétrico  $K'$ . (10)

$$E = 3K(1 - 2\nu)$$

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$$

**Ecuación (2.19)**

Cuando se aplica el modelo Cam Clay modificado, el módulo de compresibilidad K, es dependiente de los esfuerzos, esfuerzo efectivo medio  $p'$ , relación de vacíos  $e_o$ , y el coeficiente de re-compresión, tal como se aprecia en la Ecuación (2.20). Por simplicidad se asume el módulo de poisson constante. (10) (9)

$$K = \frac{(1 + e_o)p'}{\kappa}$$

**Ecuación (2.20)**

### 2.4.1.3. Condición de deformación plana

Las deformaciones en la dirección del eje Z, se asumen despreciables para las estructuras cuya dimensión en este eje; es mucho mayor que las otras dimensiones; entonces  $\varepsilon_{22} = \varepsilon_{12} = \varepsilon_{23} = 0$ . El problema tridimensional se convierte a un problema de dos dimensiones, tal como se aprecia en la siguiente matriz [17].

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{13} \end{bmatrix} = \frac{1+\nu}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{13} \end{bmatrix}$$

### 2.4.1.4. Condición de simetría axial

La condición de simetría axial, pertenece a sólidos de revolución sometidos a cargas axisimétricas y pueden ser reducidas a problemas en dos dimensiones. Debido a la simetría existente, todos los esfuerzos y deformaciones son independientes del ángulo de rotación. Esta condición es usada para modelar los ensayos triaxiales, tal como se observa en la matriz.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -2\nu \\ -\nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

#### 2.4.1.5. Trayectoria de esfuerzos.

La estabilidad, respuesta y falla de un sistema depende de la trayectoria de esfuerzos. Las trayectorias de esfuerzos permiten seguir la historia de carga del suelo. En ingeniería geotécnica, la trayectoria de esfuerzos se grafica en términos de invariantes, y desviadores de la invariantes; esfuerzo medio y esfuerzo desviador p-q; o basado en el círculo de Mohr, radio versus centro del círculo de Mohr, s-t. [18]

Las trayectorias de esfuerzos pueden ser, de esfuerzo efectivo o esfuerzo total, en condiciones drenadas o no drenadas.

La relación de Hooke para un material entre esfuerzos efectivos y deformaciones elásticas, de forma incremental se presenta en la Ecuación (2.21). (10)

$$\Delta \varepsilon_p^e = \frac{\Delta p'}{K'}$$

**Ecuación (2.21)**

Para una condición no drenada la Ecuación (2.21); debe ser igual a cero; debido a que no hay cambio de volumen, aunque si exista deformación, esta



al sumarse se cancela. Entonces  $\Delta p'$  ó  $K'$  debe ser nulo. El modulo volumétrico no puede ser infinito, entonces, para una trayectoria no drenada, en un incremento esfuerzos, el incremento esfuerzo efectivo  $\Delta p'$  es cero.

Por lo que la pendiente, en un plano  $p'$ ,  $p$  versus  $q$ , de la trayectoria de esfuerzos efectiva es vertical. La trayectoria de esfuerzo total no drenada, no puede tener un incremento de esfuerzos igual a cero, lo que significa que el modulo volumétrico no drenado es cero. [10]

#### **2.4.2. Plasticidad**

Las teorías clásicas macro-mecánicas de plasticidad se formulan en función de una superficie de fluencia. Esta condición de fluencia depende de los esfuerzos que actúan en el suelo, regla de endurecimiento, que determinan si el suelo se endurece o ablanda y relaciones de esfuerzos-deformación plástica del material. Los modelos no pretenden predecir el comportamiento del suelo debido al movimiento de partículas, sino con leyes constitutivas de esfuerzo-deformación desarrolladas a partir de experimentos. [6]

Los materiales elásticos al ser cargados se deforman elásticamente y son capaces de recuperar totalmente esa deformación. Cuando un material es cargado en el rango plástico, se deforma elástica y plásticamente, y al ser

descargado, el material solo recupera la deformación elástica mientras que la inelástica es irreversible.

#### **2.4.2.1. Superficie de Fluencia**

La superficie de fluencia define el comportamiento del suelo como elástico o plástico. La superficie de fluencia o función de fluencia; descrita en la Ecuación (2.22), es una función escalar de esfuerzos expresados en términos de componentes de esfuerzos o invariantes de esfuerzos, y de los parámetros de estados. [12]

$$f_y(I_1, I_2, I_3, k) = 0$$

**Ecuación (2.22)**

La función, permite determinar si al alcanzar la fluencia se va a dar un comportamiento de endurecimiento o ablandamiento; es de notar que el tamaño de la superficie cambia dependiendo de los parámetros de estado. [12]

$f_y(I_1, I_2, I_3) < 0$  Indica un comportamiento elástico

$f_y(I_1, I_2, I_3) = 0$  Indica un plástico

$f_y(I_1, I_2, I_3) > 0$  Es un comportamiento imposible.

#### 2.4.2.2. Función del Potencial Plástico

La regla de fluencia determina la dirección de las deformaciones plásticas en cada estado de carga y se expresa en la Ecuación (2.23):

$$\Delta \varepsilon_i^p = \Lambda \frac{\delta P(\{\sigma\}, \{m\})}{\delta \sigma_i}$$

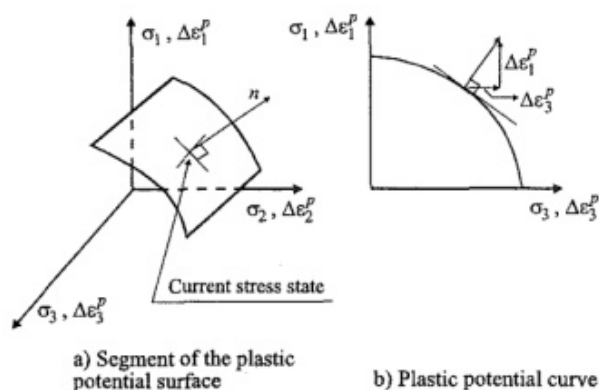
**Ecuación (2.23)**

Donde  $\Delta \varepsilon_i^p$  representa las seis componentes de deformaciones plástico incremental,  $P$  es la función de potencial plástico, y  $\Lambda$  es un escalar multiplicador, que controla la magnitud y es dependiente de la regla de ablandamiento y endurecimiento. La función del potencial plástico tiene la forma descrita en la Ecuación (2.24), tal que  $\{m\}$  es el vector de parámetros de estado del material. [12]

$$P(\{\sigma\}, \{m\}) = 0$$

**Ecuación (2.24)**

La función de potencial plástico puede ser una función de seis esfuerzos independientes y tener una superficie de esfuerzo correspondiente en un espacio de esfuerzos de seis dimensiones, a la cual los vectores normales a esta superficie en el estado actual de esfuerzos, representa las componentes de deformaciones incrementales, como se observa en la Ilustración 2.16. [6] Se realiza la asunción de que los ejes de esfuerzos coinciden con los ejes de deformaciones plásticas incrementales.



**Ilustración 2.16 Presentacion potencial plastico**

### 2.4.2.3. Flujo asociado y no asociado

En el caso de que la función de fluencia sea igual a la función de potencial, se dice que la función de potencial es asociada. Si la función de fluencia y el potencial plástico no son iguales, entonces se llama regla del flujo no asociado. [6]

Si la regla de flujo es asociada, entonces la matriz constitutiva es simétrica, y también lo es la matriz de rigidez global. Si la matriz del flujo no es asociada, entonces tanto la matriz constitutiva como la de rigidez no son simétricas.

#### **2.4.2.4. Regla de la normalidad**

La regla del flujo asociado indica que el vector de deformación plástica incremental es normal a la superficie de fluencia y la regla de la normalidad se cumple.

Las reglas del flujo son de importancia en el modelaje constitutivo porque ellas gobiernan los efectos de dilatación. [12]

#### **2.4.2.5. Matriz constitutiva elásto-plástica**

La ecuación constitutiva de esfuerzos-deformaciones se expresa como esfuerzos incrementales "Ecuación (2.25) " y deformaciones incrementales "Ecuación (2.26) ", y  $D^{ep}$  es la matriz constitutiva elástoplastica. Las deformaciones plásticas están dadas por la regla de flujo:

$$\{\Delta\sigma\} = [D^{ep}]\{\Delta\varepsilon\}'$$

Ecuación (2.25)

$$\{\Delta\varepsilon\} = \{\Delta\varepsilon^e\} + \{\Delta\varepsilon^p\}$$

Ecuación (2.26)

$$[D^{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\delta P(\{\sigma\}, \{m\})}{\delta\sigma} \right\} \left\{ \frac{\delta F(\{\sigma\}, \{k\})}{\delta\sigma} \right\}^T [D]}{\left\{ \frac{\delta P(\{\sigma\}, \{k\})}{\delta\sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\delta P(\{\sigma\}, \{m\})}{\delta\sigma} \right\} + A}$$

Donde K son los parámetros de estado que se relacionan con las deformaciones plásticas. La forma del parámetro A depende del tipo de plasticidad (perfecta plasticidad, plasticidad por deformación para endurecimiento o ablandamiento, y plasticidad por trabajo, para ablandamiento o endurecimiento), y se lo puede calcular mediante la Ecuación (2.27).

$$A = -\frac{1}{\Lambda} \left\{ \frac{\delta F(\{\sigma\}, \{k\})}{\delta\sigma} \right\}^T \{\Delta k\}$$

Ecuación (2.27)

Para los modelos que incluyen perfecta plasticidad, los parámetros de estado  $\{k\}$ , son constantes, por los que  $A=0$ .

#### 2.4.2.6. Reglas del endurecimiento y ablandamiento

Los materiales que pueden endurecerse o ablandarse necesitan definir reglas de endurecimiento y ablandamiento para especificar como la función de fluencia cambia. Estos fenómenos son definidos mediante los parámetros de estado  $\{k\}$  que varían con la deformación plástica. Cuando no ocurre endurecimiento o ablandamiento y el material es perfectamente elástico, los parámetros de estado no varían y el material se deforma indefinidamente.

Las reglas de endurecimiento y ablandamiento se denominan como “endurecimiento/ablandamiento por deformación” cuando se relacionan el cambio del tamaño de la superficie de fluencia a las componentes (invariantes) de las deformaciones acumuladas plásticas. Cuando se relaciona el trabajo plástico al cambio del tamaño de la superficie de fluencia se denomina “regla por trabajo de endurecimiento/ablandamiento”

La regla de endurecimiento y ablandamiento por deformación, los parámetros  $\{k\}$  están relacionados con las deformaciones plásticas acumuladas  $\{\varepsilon^P\}$ , tal como se muestra en la Ecuación (2.28).

$$A = -\frac{1}{\Lambda} \left( \frac{\delta F(\{\sigma\}, \{k\})}{\delta \sigma} \right)^T \frac{\delta \{k\}}{\delta \{\varepsilon^P\}} \{\Delta \varepsilon^P\}$$

Ecuación (2.28)

Para que la matriz de propiedades plástica pueda ser determinada, la relación debe ser lineal entre los parámetros de estado y las deformaciones para plasticidad por deformación, o entre los parámetros de estados y el trabajo para la plasticidad por trabajo [9].

### **2.4.3. Mapeo de parámetros**

La razón de pre-consolidación  $R_o$ , es la razón para la cual el esfuerzo efectivo actual en el suelo fue excedido en el pasado. La razón de consolidación usando invariantes de esfuerzos, donde  $p'o$  es el esfuerzo efectivo medio inicial y  $p'c$  es el esfuerzo de pre consolidación efectiva medio. La razón de pre consolidación no es lo mismo que la razón de sobre consolidación OCR, solo para suelos que hayan sido isotrópicamente consolidados [15].

Cuando se somete a consolidación isotrópica en el triaxial drenado consolidado (CD), los esfuerzos principales son iguales.

La consolidación es solo isotrópica en los ensayos. Para encontrar el esfuerzo principal efectivo lateral en un suelo, se utiliza el parámetro  $K_o$  descrito en la Ecuación (2.29), de presión lateral de tierra en reposo. Este



coeficiente es constante, y debe estar en equilibrio tanto en carga y descarga. [10,15]

$$K_o = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

**Ecuación (2.29)**

En el caso de las arcillas normalmente consolidadas y sobre-consolidados, se aplican las Ecuaciones (2.30) y (2.31) respectivamente:

$$K_o^{nc} \approx 1 - \sin \phi'_{cs} \text{ (Jaky, 1944)}$$

**Ecuación (2.30)**

$$K_o^{oc} = K_o^{nc} (OCR)^{1/2}$$

(Meyerhof, 1976)

**Ecuación (2.31)**

## 2.5. Modelo Cam-Clay

Se recomienda usarlo para muestras normalmente consolidadas a ligeramente consolidadas en suelo blando.

### 2.5.1. Origen e Historia.

El modelo Cam-Clay (Arcilla de Cambridge) fue desarrollado por Roscoe & Schofield en 1963, debido a ciertos problemas en el modelo, en 1968 se introdujo el Modelo Cam-Clay modificado por Roscoe & Burland.

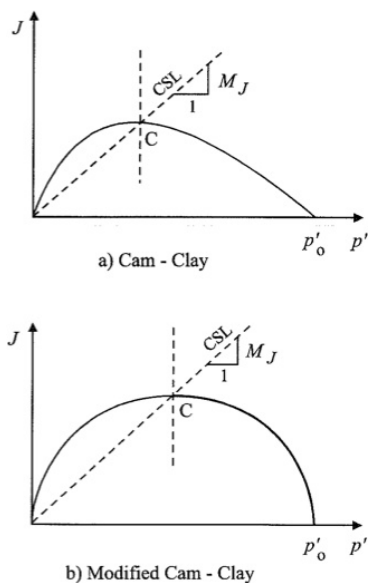
El principal cambio entre los dos modelos es la superficie de fluencia. La superficie de fluencia del Modelo Cam clay es una curva logarítmica, mientras que en el modificado es una elipse, Ilustración 2.17. Debido a que los otros componentes de los modelos se mantuvieron, incluso la línea de estado crítico, se conservó el mismo nombre. Estos modelos fueron desarrollados inicialmente para condiciones de triaxial y sus funciones se describen en las Ecuaciones (2.32) y (2.33) respectivamente. (4) (9)

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \frac{q}{p'M} + \ln\left(\frac{p'}{p'_o}\right) = 0 \quad (\text{Cam Clay})$$

**Ecuación (2.32)**

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \left(\frac{q}{p'M}\right)^2 - \left(\frac{p'_o}{p'} - 1\right) = 0 \quad (\text{Cam Clay Modificado})$$

**Ecuación (2.33)**



**Ilustración 2.17 Modelos Cam-Clay [12]**

La razón de este cambio de superficie de fluencia, se debió a que el modelo sigue la regla del flujo asociada. Con  $q=0$  en el modelo Cam Clay, existen componentes de deformación de distorsión y compresión. Sin embargo, con compresión hidrostática no debería haber distorsión. Además este modelo tenía problemas para predecir esfuerzos de manera razonable.

### 2.5.2. Consideraciones

La función de consolidación normal (NCL) al ser graficada en el plano de compresión hidrostática y relación de vacíos  $p'$ - $e$ , o en función del volumen específico  $v$ , resulta una función lineal, de la misma manera para la línea de

descarga y recarga (ecuaciones 2.33). Los índices de compresión  $C_c$  y recompresión  $C_s$ , en este espacio de esfuerzos se expresan como  $\lambda = \frac{C_c}{\ln(10)}$  y  $\kappa = \frac{C_s}{\ln(10)}$ .

$$v + \lambda \ln p' = v_1$$

$$v + \kappa \ln p' = v_s$$

**Ecuación (2.33)**

Los valores  $\lambda$ ,  $\kappa$ , son característicos de cada tipo de arcilla. El cambio de volumen a lo largo de la línea de consolidación virgen es irreversible o plástico, mientras que el volumen a lo largo de la línea de hinchamiento es elástico.

- El comportamiento se asume elástico hasta que la superficie de fluencia es alcanzado.
- Los ejes del espacio de esfuerzos coinciden con el espacio de deformaciones.
- El endurecimiento y ablandamiento es isotrópico y es controlado por el parámetro  $p'_o$ . Está relacionado con la deformación volumétrica,  $\varepsilon_v^p$ . La regla de endurecimiento está dada por la Ecuación (2.34):

$$\frac{dp'_o}{p'_o} = d\varepsilon_v^p \frac{\nu}{\lambda - \kappa}$$

**Ecuación (2.34)**

- Sigue la regla del flujo asociado.
- El comportamiento a lo largo de la línea de hinchamiento es elástico. Las deformaciones volumétricas pueden ser determinadas a través de la Ecuación (2.35)

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dv}{v}$$

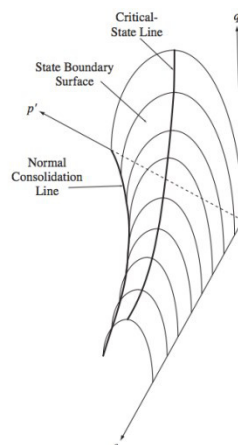
**Ecuación (2.35)**

### **2.5.3. Línea de Estado Crítico**

En el modelo Cam-Clay modificado, se requieren cinco parámetros:  $\kappa, \lambda, \nu_1, M_j$  y  $G$ . La forma de este modelo en el espacio (q-p'-e), esfuerzo desviador, esfuerzo medio, y relación de vacíos, tiene la forma de la Ilustración 2.18.

La línea de estado crítico, indica un estado en el cual mayor cortante puede ocurrir sin cambios en el volumen, llamada "Condición de estado

crítico”. Esta condición y la falla son sinónimas. Esta línea en el espacio  $e$ - $p'$ - $q$  es mostrada en la Ilustración 2.18.



**Ilustración 2.18 Superficie de fluencia en el espacio  $p'$ -  $q$  -  $e$ . [5]**

La línea de estado crítico es una función del ángulo de fricción de estado crítico. Para obtener este ángulo se realizan ensayos triaxial de consolidación drenadas, o consolidadas no drenadas.

La pendiente de la recta del estado crítico en el plano  $p'$ - $q$ ,  $M$  puede ser calculada como se presenta en la Ecuación (2.36):

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'}$$

**Ecuación (2.36)**

La línea de estado crítico en el plano  $p'$ - $q$ , se aprecia en la Ecuación (2.37), donde  $p'_f$  es el esfuerzo efectivo medio en falla  $q_f$  es el esfuerzo de corte en la falla.[6]

$$q_f = Mp'_f$$

**Ecuación (2.37)**

La línea de estado crítico es paralela a la de línea normal de consolidación. La ecuación de la línea de estado crítico es dada en este plano, tal como se observa en la Ecuación (2.38):

$$e_f = e_\Gamma - \lambda \ln p'$$

**Ecuación (2.38)**

Donde  $e_f$  es la relación de vacíos en la falla y  $e_\Gamma$  es la relación de vacíos en la línea de estado crítico en  $p' = 1\text{KPa}$  (o cualquier unidad); aplicado en la Ecuación (2.39).

$$e_\Gamma = e_o - (\lambda - \kappa) \ln 2$$

**Ecuación (2.39)**

La Ilustración 2.19 muestra como la intersección de la línea de estado crítico con la superficie de fluencia, divide el comportamiento del suelo dependiendo que trayectoria de esfuerzos siga. El lado derecho de la intersección “C”, llamado lado húmedo o subcrítico, y el lado izquierdo supercrítico o seco. El lado seco, siguiendo la regla de la normalidad, exhibe deformaciones con componentes de compresión, y el lado húmedo exhibe deformaciones con componentes de dilatación.

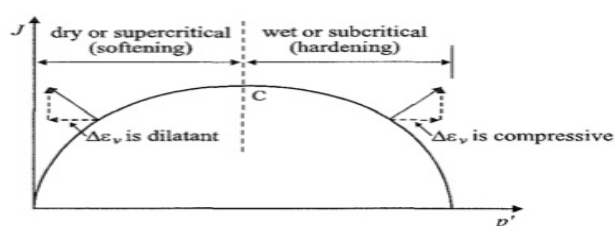


Ilustración 2.19 Trayectoria subcrítica y supercrítica. [12]

#### 2.5.4. Función de Fluencia

Para la función de fluencia, descrita previamente en la Ecuación (2.33), se procede a describir los elementos que la conforman, siendo así que  $M$  es un parámetro del material,  $p'_o$  es la longitud del eje horizontal de la elipse, es decir controla el tamaño de la elipse, y es diferente en cada línea de carga y descarga;  $p'_c$  es la presión de pre-consolidación y es usada para definir el comportamiento de endurecimiento del suelo. Sólo la mitad de la elipse



descrita a través de la Ecuación de fluencia, es aplicable, ya que el comportamiento del material es definido como  $q \geq 0$ .

El endurecimiento del material es representado por el cambio del tamaño de la elipse. La elipse cambia su tamaño pero pasa por el origen.

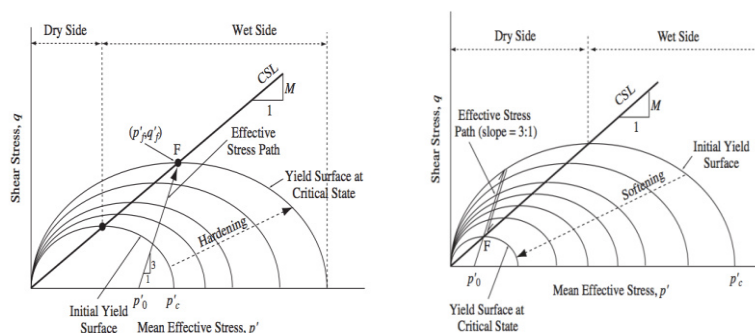
El suelo es elástico hasta que el estado de esfuerzo toque la superficie de fluencia, una vez que sobrepasa la fluencia, el suelo se comporta de manera plástica.

La superficie de fluencia puede contraerse, simulando ablandamiento de los materiales como el de arenas densas y arcillas sobre-consolidadas. La recta de estado crítico intersecta cada superficie de fluencia en su punto más alto y decrece como la relación de vacíos crece.

#### **2.5.5. Comportamiento de Endurecimiento y ablandamiento.**

El tamaño de la superficie de fluencia inicial es determinado por la presión de pre-consolidación  $p'_o$ . Dos comportamientos son posibles, dependiendo si la trayectoria de carga pasa por el lado seco o el lado húmedo: ablandamiento o Endurecimiento.[10]

La trayectoria de esfuerzos primero pasara por la superficie de fluencia y se endurecerá o ablandará antes de llegar a la falla. En el caso de que se ablande, primero pasará por la línea de estado crítico, sin embargo no llegará a la falla, a continuación la trayectoria de esfuerzos se intersectará con la superficie de fluencia inicial para comenzar a ablandarse. La superficie de fluencia comenzará a disminuir su tamaño, siempre intersectando en el punto más alto con la línea de estado crítico, y regresará por la misma trayectoria hasta que la última superficie de fluencia alcance la línea de estado crítico, donde ocurrirá la falla, Ilustración 2.20.b. En la Ilustración 2.20.a, el suelo se ha consolidado isotrópicamente a una presión de pre consolidación media efectiva  $p'_c$ . Por lo que podemos observar que el suelo está ligeramente sobre-consolidado. [6,10]



**Ilustración 2.20 Comportamiento de la superficie de fluencia para endurecimiento .a (Izq.) y ablandamiento .b (Der.)**

Para el caso de una arcilla normalmente consolidada, la presión actual  $p'_o$  sería igual a  $p'_c$ . La trayectoria de esfuerzos del ensayo triaxial consolidado-drenado tiene una pendiente de 3/1. Si el suelo es normalmente consolidado, comenzaría a fluir inmediatamente con la aplicación de carga.

Durante el cortante, el espécimen de suelo soporta solo deformaciones elásticas dentro de la superficie de fluencia, cuando el estado de esfuerzos interseca la superficie de fluencia, el espécimen va a soportar tanto deformaciones plásticas como elásticas. La superficie de fluencia se va a expandir, causando mayores deformaciones plásticas, hasta que el estado de esfuerzos alcance la línea de estado crítico en el punto F tal como se aprecia en la Ilustración 20 .a, donde la falla ocurre; el suelo se continuará distorsionando sin cambios en corte o volumen. [6]

#### **2.5.6. Trayectoria de esfuerzos total y efectivo**

El Modelo Cam Clay, es un modelo basado en esfuerzos efectivos, por lo que la trayectoria de esfuerzo total solo es importante para encontrar el exceso en presión de poros. La respuesta no drenada del suelo, es independiente de la trayectoria total de esfuerzos. Al graficar la presión de esfuerzos efectivos media, y la de esfuerzo total media en el mismo eje, se pueden trazar ambas trayectorias de esfuerzos.

Las trayectorias de esfuerzos dependen del tipo de obra. Las obras como excavaciones para suelos normalmente consolidados o ligeramente consolidados, tendrán una pendiente hacia el lado seco. El comportamiento del suelo no solo depende de la razón de sobre-consolidación del suelo, sino también de la trayectoria de esfuerzos.

### 2.5.7. Deformaciones incrementales plásticas.

En la derivación de las formulaciones del modelo Cam Clay modificado, Roscoe y Burland asumieron que el trabajo hecho en un espécimen de suelo por una carga  $q$ ,  $p'$ , está dada por la Ecuación (2.40) y la regla de la normalidad en la Ecuación (2.41):

$$dW = p' d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_s^p$$

**Ecuación (2.40)**

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}; \eta = \frac{q}{p'}$$

**Ecuación (2.41)**

Particularidades de la regla de la normalidad:

- $\eta = 0$ ,  $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \infty$ , compresión sin distorsión
- $\eta = M$ ,  $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = 0$ , distorsión sin compresión (condición de estado crítico)
- $\eta = 0$ ,  $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} > 0$ , compresión y distorsión

- $\eta = 0$ ,  $d\varepsilon_v^p / d\varepsilon_s^p < 0$ , expansión y distorsión

Las deformaciones necesarias para la formulación del modelo, son  $d\varepsilon_v^e$  que representa el incremento volumétrico elástico,  $d\varepsilon_v^p$  el incremento plástico volumétrico y  $d\varepsilon_s$  cuyo valor nos permite obtener las deformaciones por corte; son descritas a través de las Ecuaciones (2.42), (2.43) y (2.44) respectivamente [9]:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p$$

**Ecuación (2.42)**

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e} \left( \frac{dp'}{p'} \right) + \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left( \frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right)$$

**Ecuación (2.43)**

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^e + d\varepsilon_s^p ; \text{ se asume } d\varepsilon_s^e = 0$$

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left( \frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2}$$

**Ecuación (2.44)**

### **2.5.8. Comentario.**

El Modelo Cam-Clay trata al suelo como un medio continuo, basado en el balance de energía, mientras que el modelo Mohr-Coulomb considera al suelo en falla como dos cuerpos rígidos, en planos de discontinuidades.

El análisis se realiza solo para arcillas normalmente consolidadas y ligeramente sobre consolidadas, con una trayectoria de esfuerzos de compresión e incremental de esfuerzos efectivos medios.

Las arcillas sobre consolidadas no son estudiadas debido a que se ha demostrado que el Modelo Cam Clay Modificado no es capaz de predecir el comportamiento de estas las arcillas. Este problema es corregido mediante la modificación de la parte supercrítica del modelo, con una superficie fija no contractiva, denominada superficie de Hvorslov.

## **CAPÍTULO 3**

### **3. ENSAYOS DE LABORATORIO**

En el presente capítulo se analizan las muestras obtenidas mediante 7 perforaciones en una zona aluvial de la puntilla, para la elaboración de los diferentes modelos; también se realiza una comparación de estos datos con los de la Microzonificación sísmica en Guayaquil, una validación de los ensayos de consolidación y se muestra las simulaciones de los ensayos de compresión simple k-consolidados.

#### **3.1. Descripción de los ensayos realizados**

Se realizaron ensayos de caracterización, los cuales comprenden los límites de Atterberg, que son usados en las correlaciones, la humedad natural y la gravedad específica de sólidos; a través de la obtención de las correlaciones podemos hallar la actividad relativa.

Los ensayos de consolidación siguieron la Norma ASTM D-2435-96, mediante los cuales se obtuvieron los coeficientes de compresión y recompresión, así como la razón de preconsolidación (OCR). Para obtener el

OCR se utilizó el método de Pacheco Silva, en lugar del método de Casagrande. Esto es debido a que el método de Pacheco Silva no es subjetivo en la elección del radio máximo, para obtener la presión de pre consolidación.

El ángulo de fricción crítico se obtuvo mediante el ensayo de resistencia a la compresión no confinada. Este es un ensayo simple donde el suelo no soporta esfuerzos radiales totales  $\sigma_r = 0$  y el esfuerzo axial crece rápidamente hasta que el espécimen fluye y falla. No se miden ni presiones de poros ni se envuelve el elemento, porque la rapidez del ensayo no da lugar al desarrollo de presiones de poros ni cambio significativo en volumen.

El esfuerzo axial es igual al a resistencia a la compresión  $\sigma_1 = q_u = 2 * S_u$ . El espécimen conserva su volumen específico inicial  $v_o$  cuando este alcanza la resistencia máxima. El ángulo crítico es obtenido mediante relaciones existentes con el modelo Cam Clay modificado. El cual también es utilizado para el modelo elástico plástico perfecto de Mohr-Coulomb.[19]

### **3.1.1. Validación de los ensayos.**

La validación de los ensayos incluye la apreciación de la calidad de la muestra desde el ensayo de compresión simple, mediante el ensayo de



consolidación y una comparación con los datos geotécnicos mecánicos de la microzonificación sísmica de Guayaquil.

### 3.1.1.1. Calidad de la muestra.

En el documento científico publicado por Tom Lume en el 2006, se detalla un procedimiento para evaluar la calidad de la muestra, mediante la relación de vacíos inicial  $e_o$ , y la diferencia entre la relación de vacíos inicial y la relación de vacíos en el esfuerzo de pre consolidación,  $\Delta e$ . El criterio propuesto por Lume, es mostrado en la tabla 3. Este criterio es válido para muestras con OCR de 1 a 4, con una profundidad de 0 – 25 m y contenido de humedad de 20 a 67% y un índice de plasticidad de entre 6 y 43 [20].

**Tabla III Método propuesto para la evaluación de la calidad de las muestras [20].**

Calidad de la muestra				
OCR	Muy Buena a Excelente (1)	Buena a justa (2)	Pobre (3)	Muy pobre (4)
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10

A continuación, se muestra la Tabla 4 con los resultados del parámetro calificador de Lunne (2006).

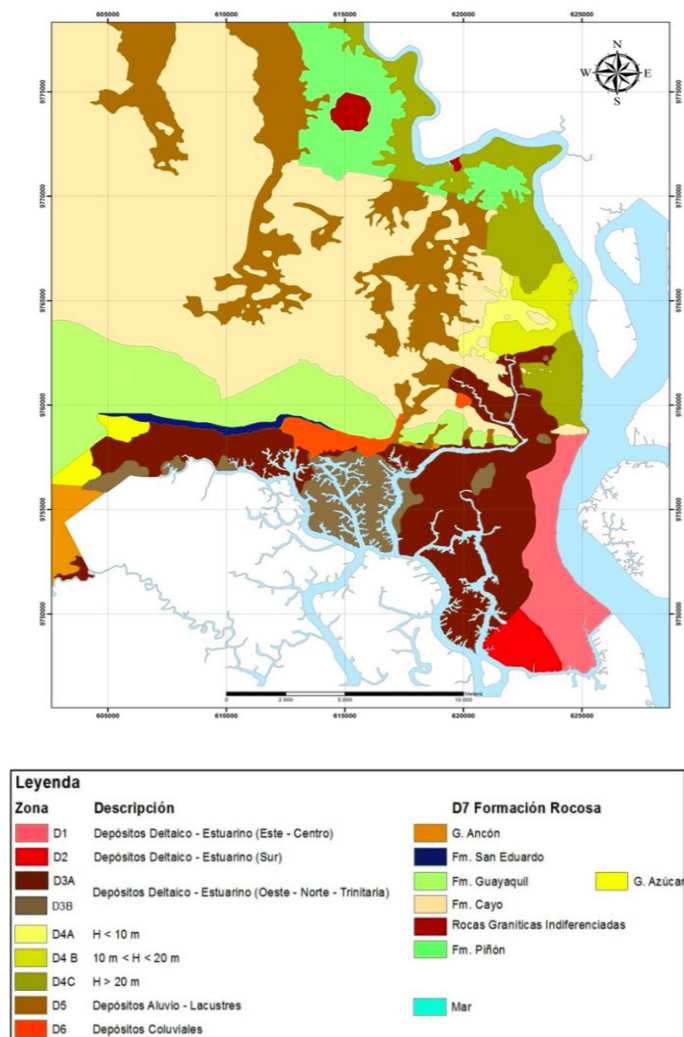
**Tabla IV Parámetro calificador de Lunne.**

Muestra	$\Delta e/e_0$
1	0.07
2	0.05
3	0.05
4	0.10
5	0.06
6	0.15
7	0.13
8	0.05

Los resultados muestran que tenemos un conjunto de muestras de perturbación variada, con 5 muestras de buena calidad, y con 3 muestras de calidad pobre.

### **3.1.1.2. Comparación con la Microzonificación sísmica.**

La microzonificación sísmica de Guayaquil puede ser usada como referencia para validar los datos, debido a que el sitio de estudio de esta tesis, se encuentra cerca de una de las zonas donde se ha realizado el estudio de la microzonificación. La zona a la que se asemeja es la D4. Esta zona, es un depósito de llanura aluvial, y es parte de la formación Cayo. Las diferentes zonas del estudio de caracterización geotécnica de Guayaquil se muestran en la Ilustración 3.1.



**Ilustración 3.1 Microzonificación sísmica de Guayaquil [7]**

La tabla 5, muestra los resultados esperados para la resistencia no drenada en un suelo Aluvial ubicado en la Región D4, según el estudio de la microzonificación sísmica de Guayaquil, la obtención de los límites superiores e inferior se los obtiene a través de la Ecuación (3.1), donde  $\sigma'_{vc}$  es el esfuerzo efectivo vertical.

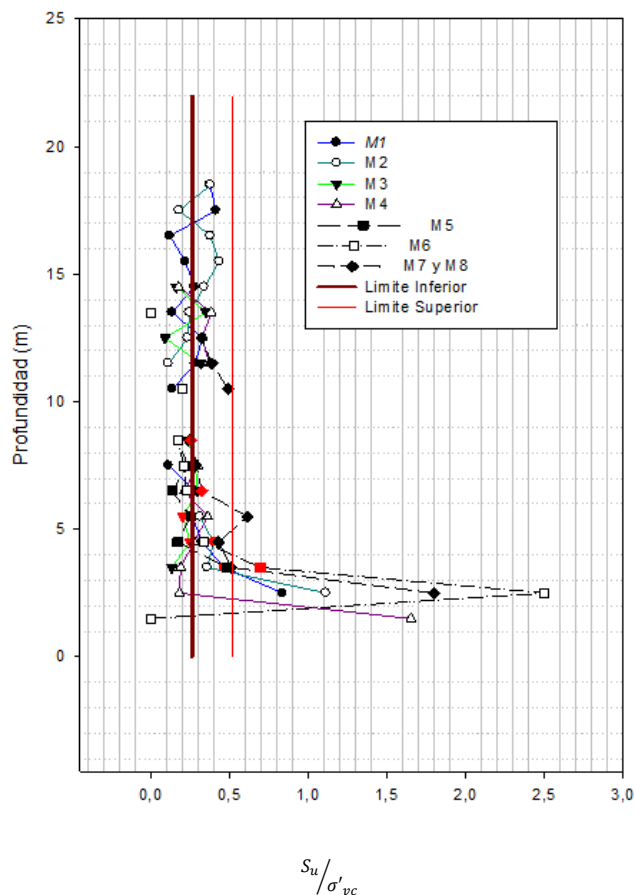
**Tabla V Resultados esperados de resistencia no drenada [7].**

Zona Geotecnica	Arcilla de Guayaquil (CH/OH)	S	m
D1	Deltaicas-Estuarinas (Centro-Este)	0,30	1,00
D2	Deltaicas-Estuarinas (Sur)	0,25	0,99
D3	Deltaicas-Estuarinas (Oeste,Norte, Isla Trinitaria)	0,22	0,75
D4	Valle Aluvial (Norte)	0,26	1,00
D5	Aluvial-Lacustrino (Noroeste)	0,36	0,84

$$S_u / \sigma'_{vc} = S (OCR^m)$$

**Ecuación (3.1)**

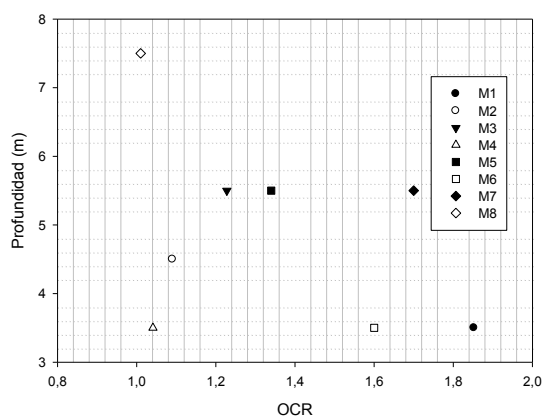
Como se puede ver en la Ilustración 3.2, las ocho muestras, las cuales han sido señaladas de color rojo, en su correspondiente perforación, no se encuentran distantes de los límites establecidos. Vale la pena señalar la desviación de los límites establecidos en zonas de poca profundidad. Una posible causa puede ser que los niveles superiores de suelo recibieron una mayor sobre consolidación que los suelos que fueron ensayados en Guayaquil.



**Ilustración 3.2 Comparación entre la resistencia no drenada normalizada con los límites de microzonificación.**

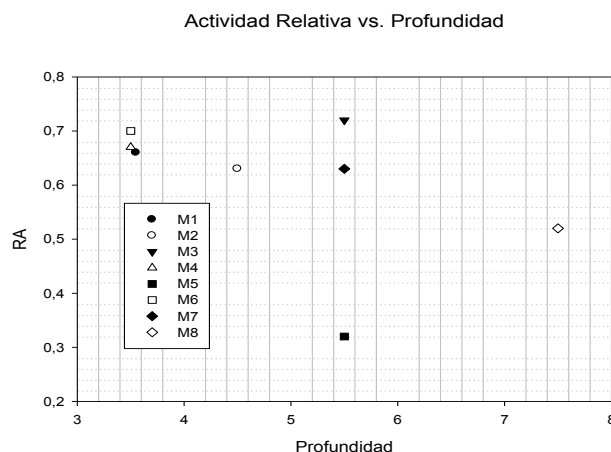
Sin embargo, los datos ensayados en la microzonificación sísmica tuvieron un coeficiente de variación desde el 0.25 al 0.52, lo cual indica una desviación considerable de los datos de la media. A pesar de esto, la mayoría de datos se encuentran dentro del rango de datos predichos por la correlación o no tienen una gran desviación aparente. Esto es un indicio de que los resultados de la confinación no drenada son válidos.

La Ilustración 3.3 provee información acerca de la razón de sobre consolidación unidimensional (OCR) de las ocho muestras. Se puede observar que todas las muestras son ligeramente sobre consolidadas. Aquellas muestras con mayor razón de sobre consolidación, tienen una fuerte posibilidad de tener un radio de sobre consolidación  $R_o$  mayor que 2, dependiendo del estado inicial de esfuerzos.



**Ilustración 3.3 OCR Vs Profundidad de las muestras.**

La Ilustración 3.4 presenta la variación de la actividad relativa con la profundidad, como puede verse la mayoría de las muestras se encuentran con una actividad entre 0.52 y 0.72.



**Ilustración 3.4 Actividad Relativa VS Profundidad.**

La actividad relativa  $R_A$ , descrita en la Ecuación (3.2) y presentada por Pestana (1994), es un coeficiente independiente de la fracción de arcilla, pero dependiente de los límites de atterberg, que puede indicar la fracción de arcilla en el suelo, ya que como fue mostrado por Seed y Skempton, estos parámetros son proporcionales. [7]

$$R_A = 1 - \frac{WP}{LL}$$

**Ecuación (3.2)**

Los valores de la actividad relativa de las ocho muestras, en promedio, se encuentran cercanos a los valores obtenidos en la microzonificación sísmica

para el tipo de suelo D4. El valor promedio de las muestras es de 0.64 de actividad relativa con un coeficiente de variación 0.10 para la microzonificación. Esto nos indica que las ocho muestras contienen la cantidad de arcilla esperado para la zona en estudio. A excepción de la muestra 5, que indica menor contenido de arcilla que los demás.

### 3.1.2. Parámetros conseguidos mediante MCC

El modelo Cam-Clay modificado fue desarrollado inicialmente para predecir condiciones de triaxial, aunque mediante la introducción del coeficiente lateral de esfuerzos en la trayectoria de esfuerzos, cualquier trayectoria de esfuerzos puede ser reproducida. El modelo está definido por los parámetros de consolidación  $e_o, \kappa, \lambda$ , y el parámetro de esfuerzos, el ángulo crítico  $\phi'_{cs}$ . Estos parámetros no incluyen la resistencia no drenada al corte,  $S_u$ . Sin embargo, este puede ser derivado de los parámetros de entrada y del estado inicial de esfuerzos.

Fue usada la relación desarrollada por Schofield & Wroth, descrita a través de la Ecuación (3.3):

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = \frac{3 \operatorname{sen}(\phi'_{cs})}{3 - \operatorname{sen}(\phi'_{cs})}$$

Ecuación (3.3)



Para un suelo k-Consolidado, esta ecuación es extendida y descrita a través de la Ecuación (3.4). Para obtener el esfuerzo medio efectivo inicial  $p_o'^*$  apreciado en la Ecuación (3.5) se utiliza el coeficiente de esfuerzos transversal. El esfuerzo medio de pre consolidación se obtiene por la elipse de fluencia, en función del esfuerzo actual  $p_k'$  observado en la Ecuación (3.6), debido a que los esfuerzos actuantes en el suelo no son hidrostáticos, y el modelo Cam-Clay, está diseñado para este tipo de esfuerzos y donde el radio de pre consolidación se da por la relación  $R_o^* = \frac{p_c'^*}{p_o'^*}$ . [10]

$$\frac{S_u}{p_o'} = \frac{3 \operatorname{sen}(\phi'_{cs})}{3 - \operatorname{sen}(\phi'_{cs})} R_o^* \Lambda,$$

Ecuación (3.4)

$$p_o' = \frac{(1+2K_o^{pc})}{3} \sigma'_{zo}; \quad p_k' = \frac{(1+2K_o^{nc})}{3} \sigma'_{zo}$$

Ecuación (3.5)

Ecuación (3.6)

### 3.1.3. Gráficas comparativas entre los Modelos y el ensayo de compresión.

Se presenta una gráfica conjunta de los resultados de la simulación de los ensayos de triaxial no drenado confinado para los Modelos Cam Clay modificado, y Elasto Plástico, con los resultados del ensayo de compresión

simple. Estas simulaciones fueron obtenidas mediante el software Geostudio. El contraste se efectuó para comprobar que el Modelo Cam Clay es capaz de representar el comportamiento del suelo.

Las curvas de compresión simple en el ensayo no drenado presentan una pérdida de rigidez. Esta pérdida de rigidez es correspondiente a la pérdida de confinamiento que sufre la muestra al ser extraída del terreno [7].

La cohesión se usó para obtener el ángulo crítico, el cual es el parámetro decisivo para ambos modelos. Si bien es cierto que la cohesión define la resistencia máxima en condiciones no drenadas que alcanza el Cam Clay, la resistencia del modelo de Mohr Coulomb es definida por la línea de estado crítico.

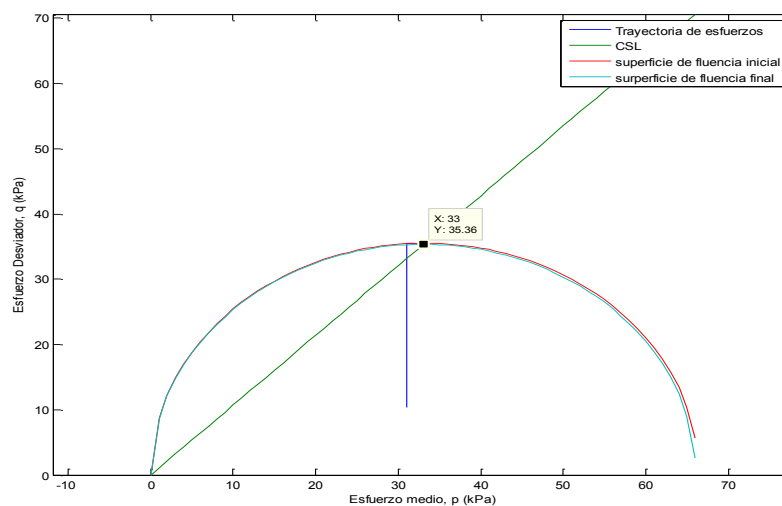
Existen disponibles varias ecuaciones para obtener el módulo de Young drenado y no drenado, como descrito en el libro a través de la Ecuación (3.7).[12]

$$E' = \frac{3 * p'_c * (1 - 2 * \nu) * \left(1 + e_o - \kappa * \log\left(\frac{p'_c}{p'_o}\right)\right)}{\kappa}$$

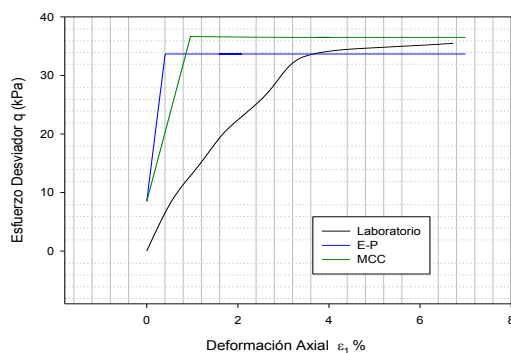
**Ecuación (3.7)**

Como se mencionó en el alcance, el software Geostudio Sigma/W z tiene bien definido el ablandamiento, esta diferencia de resistencia es notoria al comparar las gráficas de la trayectoria de esfuerzos obtenidas con el software, con las del código libre de Matlab de Krishna. La muestra 1 no muestra una diferencia apreciable. [8]

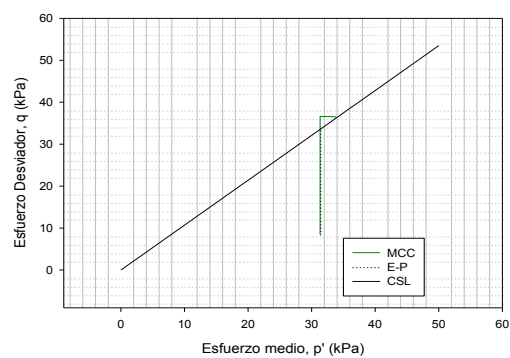
**Ilustración 3.5 Muestra 1**



**Ensayo de Compresion Simple**

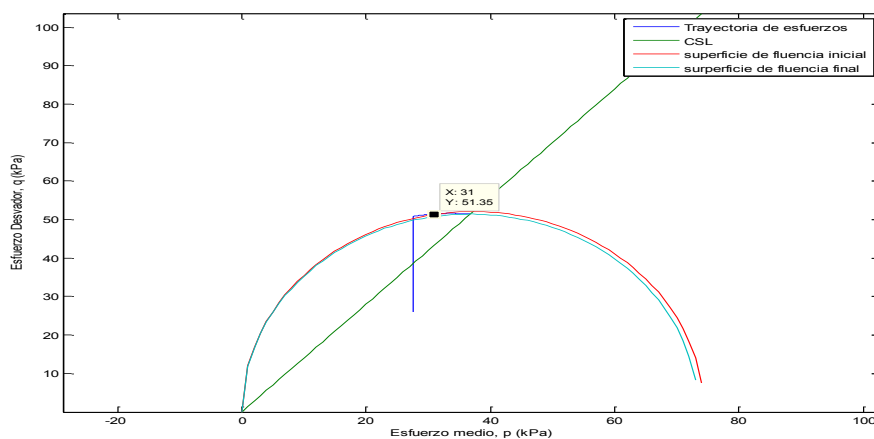


**Trayectorias de Esfuerzo**

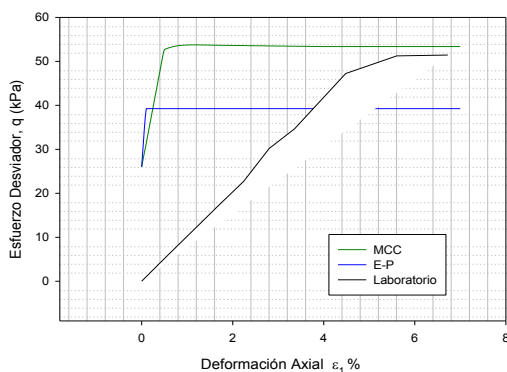


Las muestras 1, 6 y 7 con un OCR de 1.85, 1.7 y 1.75, respectivamente muestran una razón de sobre consolidación mayor que 2, lo cual posiciona a la muestra en el lado supercrítico de la superficie inicial de fluencia. Se puede observar que la muestra 6 y la muestra 7 tienen un amplio rango de ablandamiento, mientras que la muestra 1 tiene un rango corto de ablandamiento.

**Ilustración 3.6 Muestra 6**



Ensayo de Compresión



Trayectorias de Esfuerzo

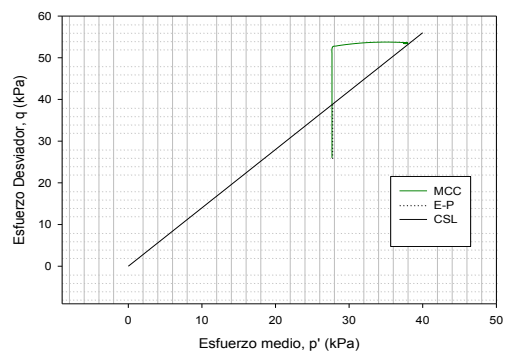
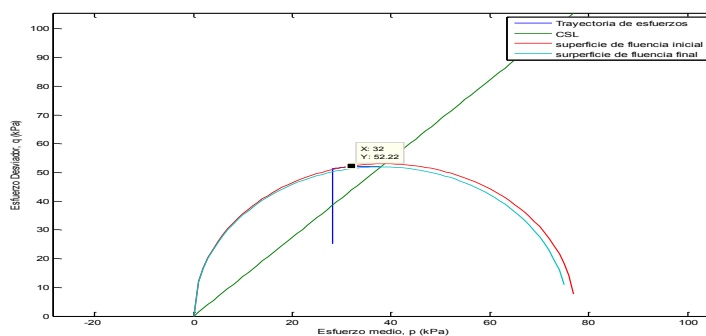
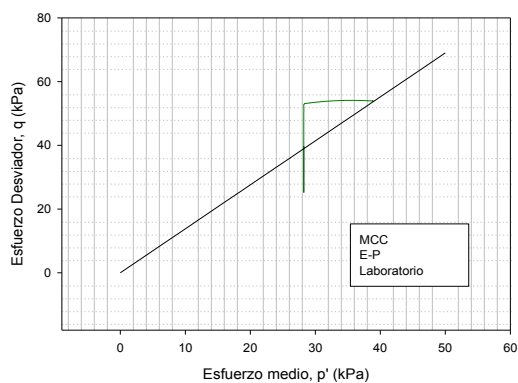


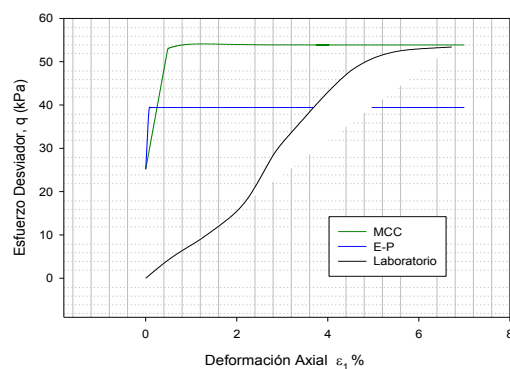
Ilustración 3.7 Muestra 7



Trayectorias de Esfuerzo

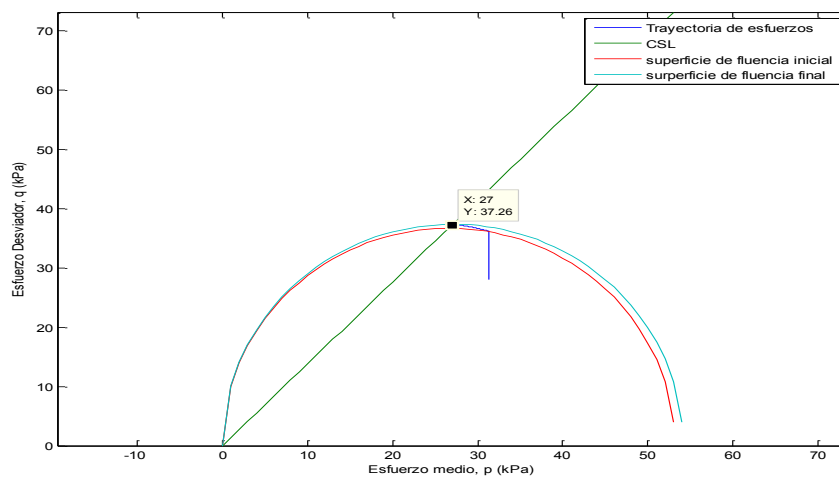


Ensayo de Compresión

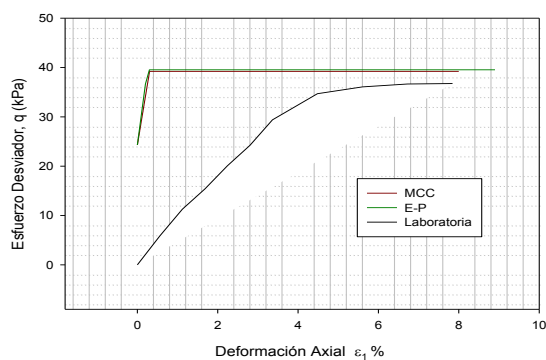


Las muestra 2 con un OCR de 1.3, debido a sus condiciones iniciales de esfuerzo, obtiene un  $R_0$  igual a 2, esto es entre la zona subcritica y supercritica, por lo que tanto la trayectoria de esfuerzo de ambos modelos Mohr Coulomb y Cam-Clay son iguales, llegando a la misma resistencia no drenada.

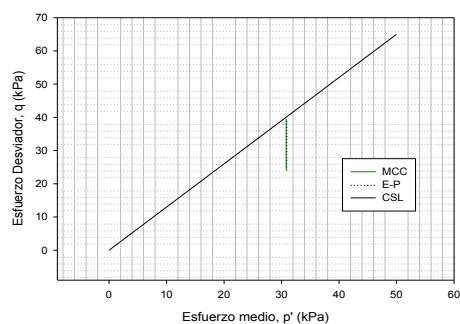
Ilustración 3.8 Muestra 2



Ensayo de Compresión

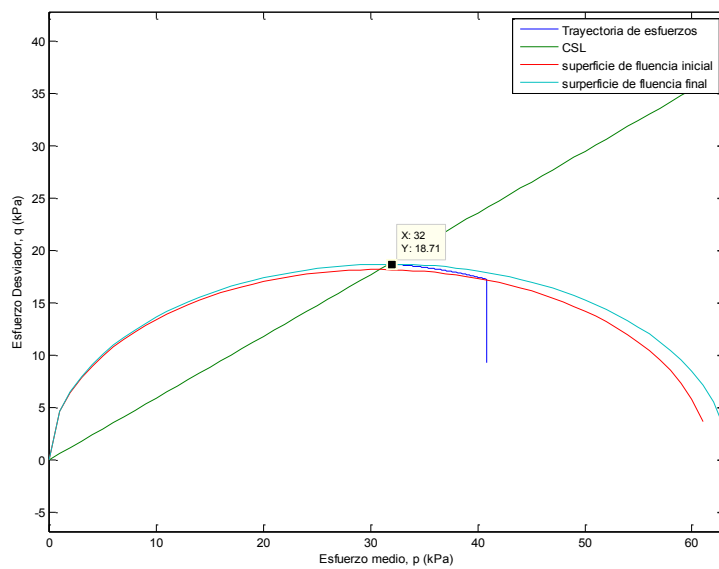


Trayectorias de Esfuerzo

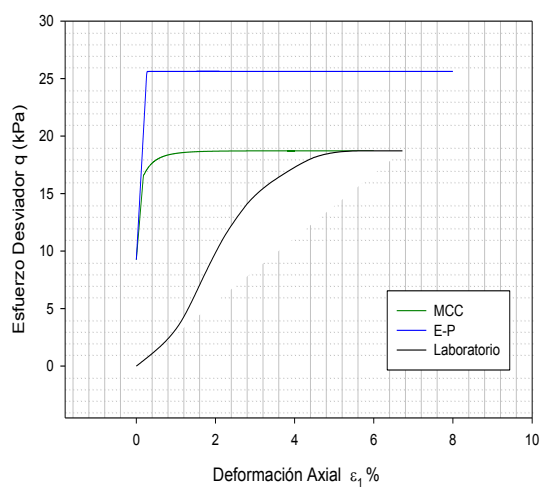


Las muestras 3, 4, 5 y 8 muestran un comportamiento de endurecimiento en la zona sub-crítica. De las gráficas se observa una menor resistencia obtenida de los modelos Cam-Clay modificado, a diferencia de los de Mohr Coulomb.

Ilustración 3.9 Muestra 3



Ensayo de Compresión Simple



Trayectorias de Esfuerzo

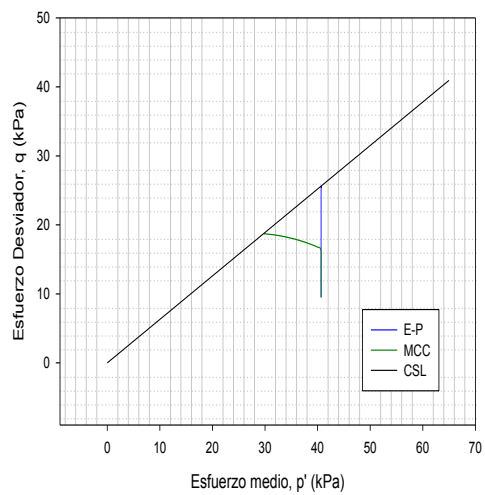
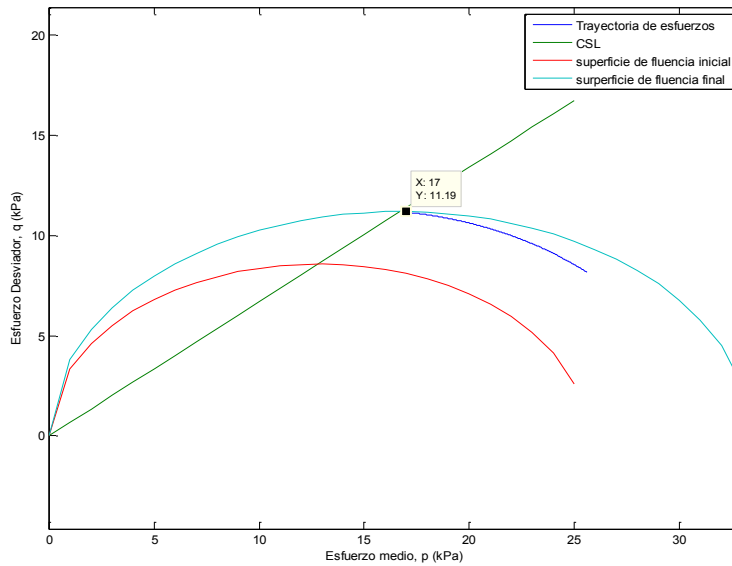
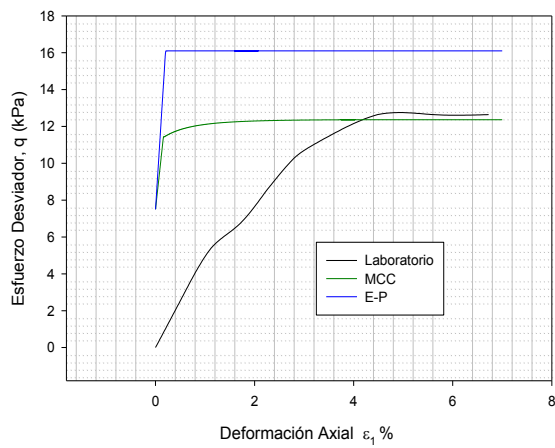


Ilustración 3.10 Muestra 4



Ensayo de Compresión



Trayectorias de Esfuerzo

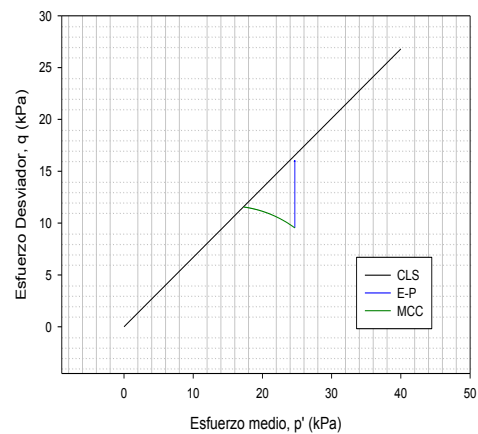
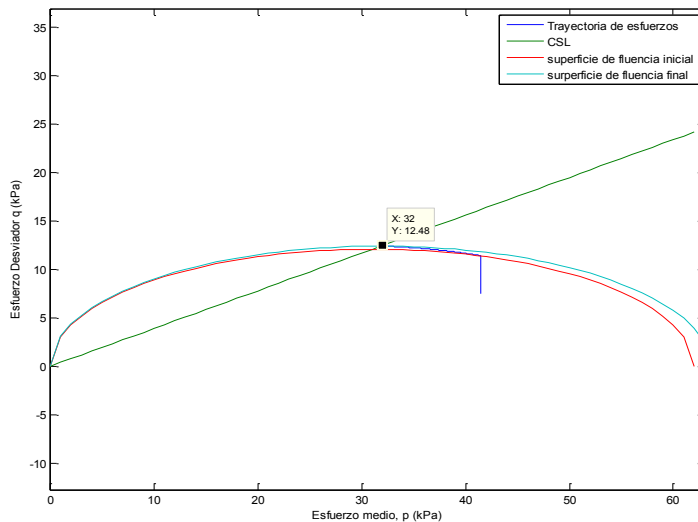
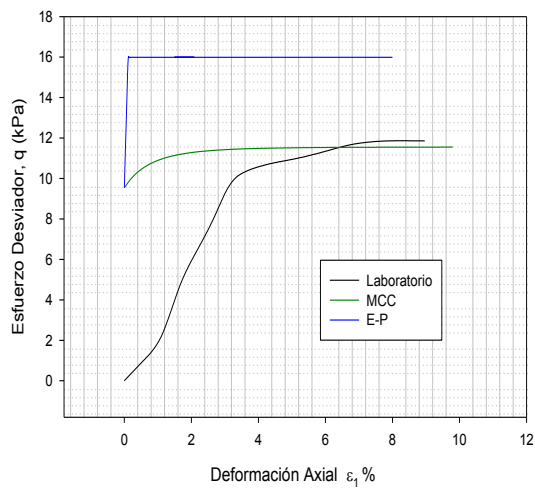




Ilustración 3.11 Muestra 5



Ensayo de Compresion Simple



Trayectorias de Esfuerzo

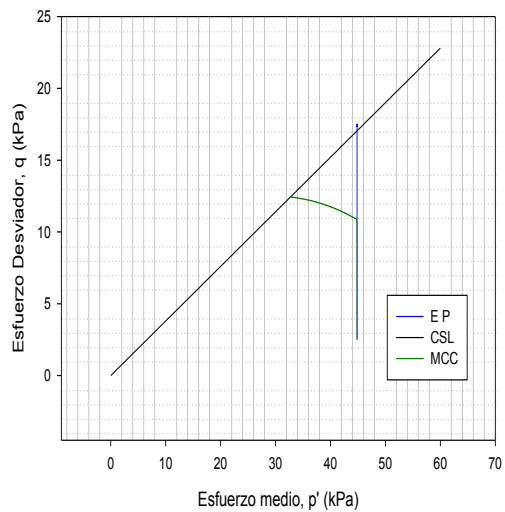
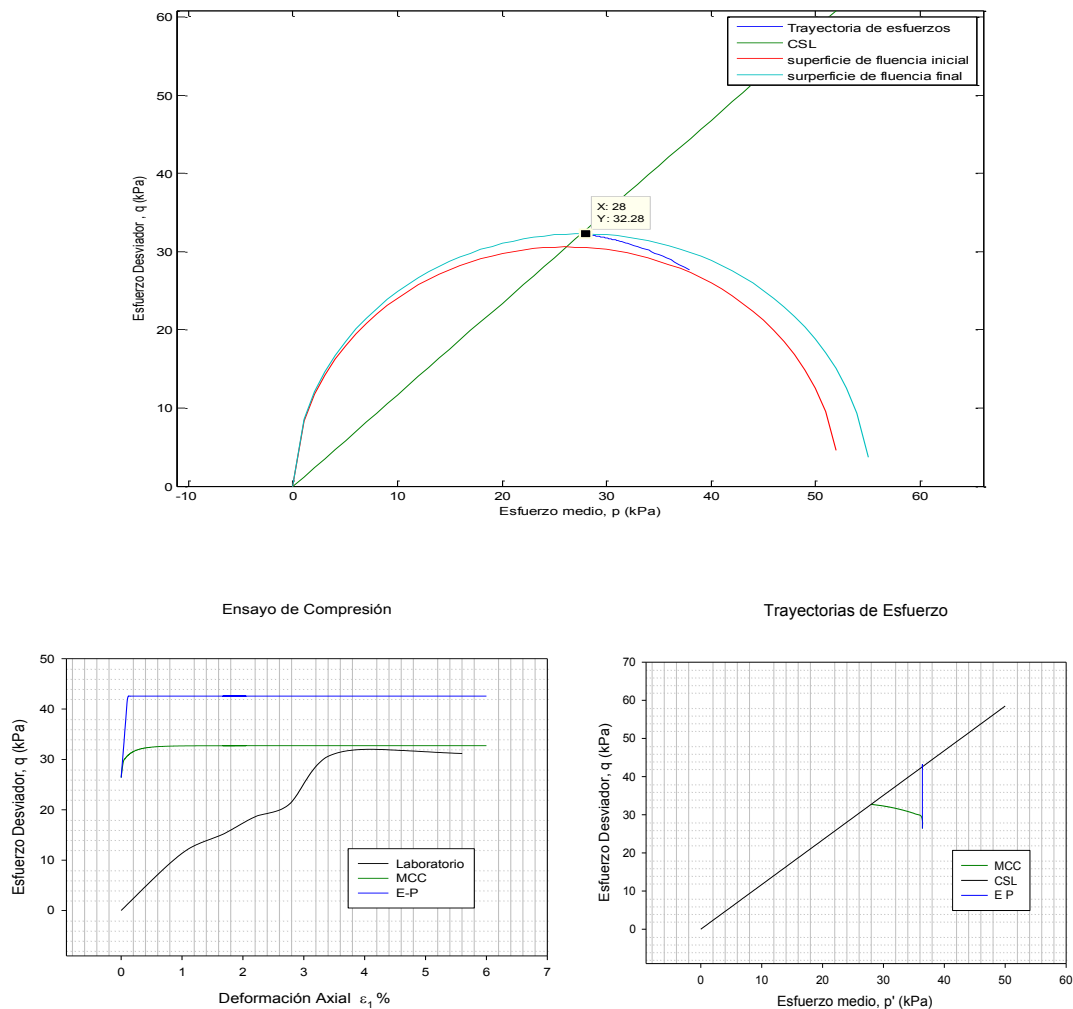


Ilustración 3.12 Muestra 8



### 3.2. Base de datos de los parámetros obtenidos

A través de las simulaciones de los ensayos triaxiales, se obtiene una lista de parámetros para las 8 muestras, los cuales serán usados posteriormente para realizar los modelos de suelos uniforme y no uniforme; estos parámetros son la constante friccional, módulo de Poisson, presión de poros

de estado crítico, relación inicial de vacíos, cohesión, cohesión obtenida por el ensayo elasto-plástico, OCR, modulo efectivo de Young, ángulo crítico, peso específico del suelo, conductividad hidráulica en estado saturado, sobrecarga y profundidad; y se los describe en la tabla de resultados.

### **3.2.1. Tabla de Resultados**

La Tabla 6, provee la lista de parámetros de las obtenidas de las 8 muestras. Como puede ser visto, se acentúan mediante una escala de colores los valores máximos y mininos para cada tipo de parámetro. Se destaca, una gran variación del ángulo crítico, con valores altos para arcillas en 4 muestras. Sin embargo, se obtienen cohesiones características de suelos blandos. Otro resultado notable es la el parámetro de presión de poros de estado critico  $\Lambda$ , el cual parece mantenerse constante entre las muestras variando solo entre 0.88 y 0.92. No hay necesidad de relacionar este parámetro con otros de los obtenidos, ya que ha sido de mostrado de que es independiente del OCR y condiciones de  $K_0$ . [6]

Tabla VI Lista de parámetros.

	1	2	3	4	5	6	7	8	Unidades
M	1.07	1.28	0.59	0.67	0.35	1.4	1.42	1.17	
$\nu'$	0.35	0.25	0.43	0.4	0.45	0.3	0.2	0.33	
$\lambda$	0.361	0.574	0.162	0.404	0.207	0.324	0.252	0.097	
$\kappa$	0.032	0.06	0.015	0.05	0.017	0.027	0.021	0.012	
$\Lambda$	0.91	0.90	0.91	0.88	0.92	0.92	0.92	0.88	
eo	1.99	4.065	2.42	2.54	2.26	2.83	1.73	2.105	
Su	17.74	18.62	9.31	5.9	6.37	25.73	26.22	16.13	KPa
Su (E-P)	16.83	19.75	12.6	8	8.7	19.6	22	21	KPa
OCR	1.85	1.3	1.23	1.03	1.34	1.75	1.8	1.01	
E'	5567	7011	5898	1428	4050	12629	15443	13938	KPa
E	6123.7	7712.1	6487.8	1570.8	4455	13891.9	16987.3	15331.8	KPa
$\phi^*$	27.10	31.92	16.50	17.00	10.50	34.60	34.00	29.73	°
$\gamma$	14.21	14.14	16.06	14.64	17.67	16.16	15.36	16.53	KPa
k	2.71E-09	1.51E-08	1.51E-09	1.51E-09	1.51E-09	2.71E-09	2.71E-09	8.93E-10	m/s
mv	1.30E-06	2.07E-06	7.76E-07	1.34E-06	7.45E-07	1.06E-06	9.08E-07	3.37E-07	1/Kpa
Sobrecarga	37.62	47.00	46.67	31.04	46.50	45.00	43.13	56.38	
Profundidad	3.5-4	4.5-5	5.5-5	3.5-4	5.5-6	3.5-4	5.5-6	7.5-8	

## **CAPÍTULO 4**

### **4. ELABORACIÓN DE LOS MODELOS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS**

El método de elementos finitos, es un método numérico desarrollado para obtener soluciones aproximadas de ecuaciones diferenciales. La formulación de este se basa en el principio del trabajo virtual, la cual establece que en un sistema en equilibrio, el trabajo virtual interno total es igual al trabajo externo total. La aproximación de la solución exacta obtenida es sólo en los nodos, y no necesariamente en el medio continuo. El grado de aproximación es mayor, mientras se elija más discretización (mayor número elementos finitos) o el grado de las funciones de interpolación sea mayor. El método sigue el siguiente procedimiento [17]:

1. Discretización de la estructura: Donde se elige el número, tipo, material, tamaño y disposición de los elementos (Mallado).
2. Selección de la función de interpolación más apropiada. Esto es definir el número de nodos del elemento, Elemento triangular (llamado T3) o de 3 nodos, elemento de cuatro nodos (C4), elemento de 8 nodos (C8)[13].

3. Obtención de las matrices de rigidez y vectores de carga. En mecánica de materiales, esto indica determinar las relaciones constitutivas.
4. Aplicar las condiciones de borde apropiada. Condiciones de borde: Esenciales o de Dirichlet (desplazamientos conocidos) y o naturales o de Neumann (esfuerzos conocidos)[13].
5. Resolver el sistema de ecuaciones mediante métodos numéricos. En el caso de problemas no lineales, se usa iteraciones, modificando en cada paso la matriz K, y-o el vector F.
6. Calculo de esfuerzo y deformaciones en los elementos.

Este procedimiento es realizado por el Software, mientras que los datos que el usuario debe ingresar son la geometría, discretización deseada, elección del tipo de elementos, y aplicar las condiciones de borde adecuada.

El software Geostudio, utiliza un método jerárquico de análisis, además de módulos especializados para cada tipo de estudio. Los módulos utilizados fueron: “Esfuerzo-Deformación” para el modelo de Mohr-Coulomb con esfuerzos totales y “Análisis acoplado con cambio en la presión de poros”, para el modelo Cam Clay, además de “In Situ”, donde se aplican las condiciones iniciales de esfuerzos.

#### **4.1. Tipo de Elementos**

El software Sigma /W Geostudio ofrece elementos triangulares (T3) y cuadriláteros (C4), con 3 y 4 nodos respectivamente, además de nodos secundarios. Los tipos de elementos elegidos para análisis fueron los elementos con nodos secundarios, T6 y C8. Cada nodo tiene 3 grados de libertad, desplazamiento en la dirección “x”, desplazamiento en la dirección “y” & la presión de poros. Es decir, el número de ecuaciones que se deberá resolver será 3 veces el número de nodos de los elementos. Todos los elementos que tengan como común a un nodo, afectarán a la solución de las ecuaciones en este nodo. [8]

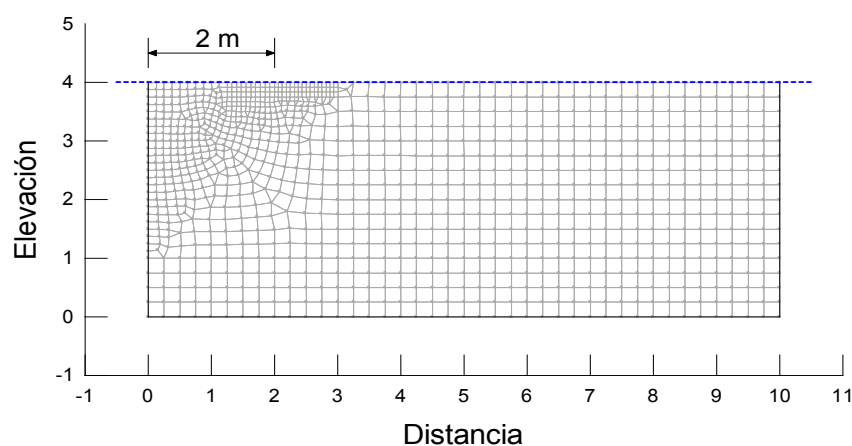
Como se había mencionado anteriormente, por cada nodo hay 3 grados de libertad, por lo tanto hay 3 ecuaciones de elementos finitos a ser resueltas. Posteriormente se describe la relación incremental de esfuerzos-deformaciones para un suelo saturado y no saturado en dos dimensiones con presión de aire constante presión atmosférica.

##### **4.1.1. Meshing.**

El mallado y su calidad son un factor de gran importancia en elementos finitos, ya que de estos depende la aproximación de la solución real. Esta se encuentra regida por: el número de elementos utilizados, es decir cuan fina

es la malla, la forma que han tomado los elementos después de ajustarse a la geometría del análisis y de la consideración de los diferentes puntos de concentración de esfuerzos, donde la malla deberá ser más fina que en las demás ubicaciones de esta.

La forma de los elementos se mide generalmente por 4 criterios “Warpage”, “Aspect Ratio”, “Skweness”, y “Jacobian”. Ninguno de estos cálculos de calidad está disponible en el software Geostudio. Sin embargo, podemos usar la definición de calidad “Jacobiano”, la cual es la medida en que un elemento se desvía de su forma ideal (elementos equiláteros). En el mallado mostrado en la Ilustración 4.1, podemos observar que ninguno de los elementos se desvía aparentemente de su forma ideal.[21]



**Ilustración 4.1 Elevación Vs Distancia**



#### 4.1.2 Ecuaciones de elementos finitos

Los grados de libertad nodales requeridos son 3, desplazamientos y presión de poros. En un análisis acoplado estas ecuaciones se resuelven simultáneamente. En esta sección se describe este conjunto de ecuaciones. Estas ecuaciones denominadas ecuaciones de equilibrio y ecuación de la continuidad del flujo, son representadas en la siguiente matriz de acoplamiento. En esta matriz apreciada en la Ecuación (4.1),  $[L]$  es la matriz de acoplamiento,  $\Delta d$  es el desplazamiento incremental, y  $\Delta u$  es el cambio de presión de poros incremental. [8]

$$\begin{bmatrix} [K]_s & [L] \\ [L]^t & [K]_w \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta d \\ \Delta u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ Q \end{Bmatrix}$$

Ecuación (4.1)

La aproximación de los desplazamientos, van a ser determinados por las funciones de interpolación. Mientras que la matriz de rigidez  $[K]$  está en función de la matriz de propiedades  $[D]$ , la cual a su vez depende del modelo numérico que se esté utilizando. De manera general, la relación constitutiva de esfuerzo deformación y presión de poros puede ser descrita, como a continuación en la Ecuación (4.2).

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} - [D]\{m_H\}(u_w)$$

Ecuación (4.2)

- $[D]$  = matriz constitutiva drenada
- $\{m_H\}^T = \langle 1/H \quad 1/H \quad 0 \rangle$ ,
- $H$  = módulo de suelo no saturado para la estructura del suelo con respecto a las funciones de matriz de succión ( $u_w$ )

La misma ecuación para un suelo saturado es descrita en la Ecuación (4.3), aquí  $\{m\}$  es un tensor unitario  $\langle 1 \ 1 \ 0 \rangle$ .

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} - \{m\}(u_w)$$

**Ecuación (4.3)**

La conocida ecuación de Darcy para el flujo en un medio poroso está dada por la Ecuación (4.4); está compuesta por la conductividad Hidráulica " $k_{x,y}$ ", el peso unitario del agua " $\gamma_w$ "; el tiempo " $t$ " y el contenido volumétrico del agua  $\Theta_w$  descrito en la Ecuación (4.5), formado por  $\beta = \frac{E}{H} \frac{1}{(1-2\nu)}$  y  $\omega = \frac{1}{R} - 3\frac{\beta}{H}$ .

$$\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\delta^2 u_w}{\delta x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\delta^2 u_w}{\delta x^2} + \frac{\delta \Theta_w}{\delta t} = 0$$

**Ecuación (4.4)**

$$\Theta_w = \frac{\beta}{3} \varepsilon_v - \omega u_w$$

**Ecuación (4.5)**

El parámetro R, es el módulo correspondiente al contenido volumétrico de agua con cambio en la succión matricial. Éste parámetro es obtenido de la inversa de la pendiente de la función del contenido volumétrico agua, la cual es descrita en la siguiente sección, en conjunto con las funciones utilizadas para el modelo de cada muestra.

El análisis acoplado es formulado usando un análisis incremental de desplazamientos y presión de poros. De manera general, se muestra las ecuaciones de elementos finitos que deben resolverse en cada nodo. Donde [M], es la matriz de masa. [8,22]

$$[K]\{\Delta\delta\} + [L_d]\{\Delta u_w\} = \{\Delta F\}$$

$$\beta[L_f]\{\Delta\delta\} - \left(\frac{\Delta t}{y_w}[K_f] + \omega[M_N]\right)\{\Delta u_w\} = \Delta t \left(\{Q\}_{t+\Delta t} + \frac{1}{y_w}[K_f]\{u_w\}_t\right)$$

$$[K] = \sum [B]^T [D][B]$$

$$[L_d] = \sum [B]^T [D]\{m_H\}\langle N \rangle$$

$$\{m_H\} = \langle 1/H \quad 1/H \quad 1/H \rangle$$

$$[K_f] = \sum [B]^T [K_w][B]$$

$$[M_N] = \sum \langle N \rangle^T \langle N \rangle$$

$$[L_f] = \sum \langle N \rangle^T \{m\} [B]$$

#### **4.1.3 Funciones de contenido volumétrico de agua y función de conductividad hidráulica.**

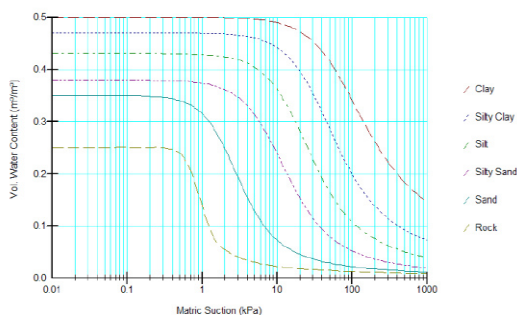
Los suelos al consolidarse, cambian su conductividad hidráulica a medida de que el suelo se vuelve más compacto. En el presente estudio, se utilizan deformaciones como condiciones de borde aplicadas cada cierto incremento de tiempo. Al ser un análisis acoplado, se calcularán las presiones de poros, las deformaciones aplicadas causarán un cambio en la presión de poros, lo cual dependiendo de la rapidez del ensayo de carga, cambiará los resultados de resistencia. Por lo cual es necesario definir esta función correctamente para el estudio con el modelo Cam-Clay Modificado.

La función del contenido de agua volumétrico, describe la capacidad del suelo para almacenar agua, bajo cambios de presiones.

El software ofrece algunos métodos de aproximación para la función del contenido volumétrico de agua, se escogió el llamado “Funciones de Muestra”, donde el dato a ingresar es la relación de vacíos inicial, la cual es igual al contenido de agua en estado saturado, mientras que la el volumen

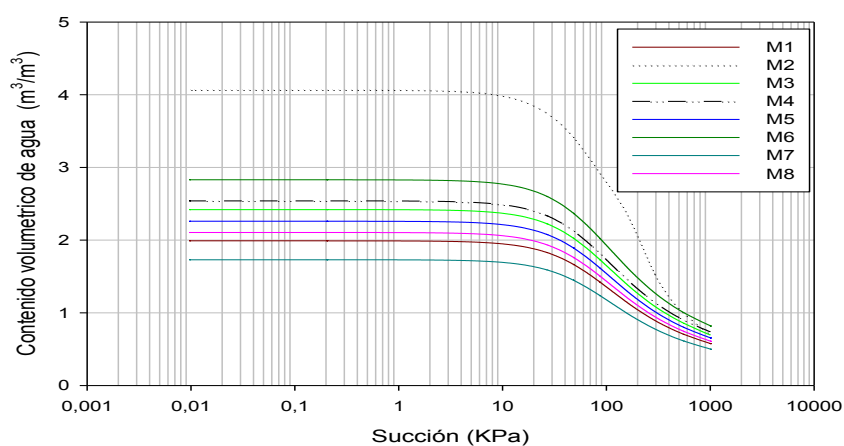
residual, que representa el contenido de agua de un suelo donde un mayor incremento en la presión de poros negativa no produce un cambio significativa en el contenido de agua, es automáticamente calculado. La función de muestra es utilizada porque no se realizará un análisis de consolidación y no habrá una disipación inmediata de presión de poros, al tratarse de arcilla. [8]

En la Ilustración 4.2 se presenta las funciones de muestra para diferentes tipos de suelos, es evidente, que uno de los parámetros que definen esta función es el tamaño de los granos. Esta función también es afectada por el valor de entrada de aire, es decir define el grado de saturación.



**Ilustración 4.2 Funciones de Muestra GeoStudio.**

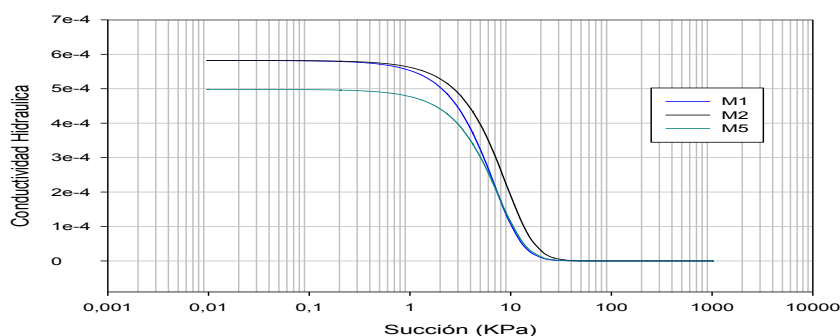
A continuación, en la Ilustración 4.3 se presenta las funciones de contenido volumétrico de agua, utilizado para cada una de las muestras, en escala semilogarítmica, donde se define el valor de entrada de aire, o relación de vacíos.



**Ilustración 4.3 Funciones de Contenido Volumétrico del Agua**

La otra función a ser definida, en el análisis acoplado, es la función de conductividad hidráulica. En un suelo saturado, todos los poros están llenados por agua. Una vez que el valor de entrada de aire es excedido, el aire entra en los poros más grandes, y se convierten en poros llenos de aire lo cual hace que estos conductos ya no sean capaces de conducir agua.[22]

En la siguiente Ilustración 4.4, se presenta las funciones de conductividad hidráulica utilizada para 3 muestras, las otras no se presentan, debido a la diferencia de escala. Para esta se utilizó una de las funciones definidas por Geostudio, donde se requería ingresar la función de contenido volumétrico de agua, la conductividad hidráulica de la muestra, y contenido volumétrico de agua residual.



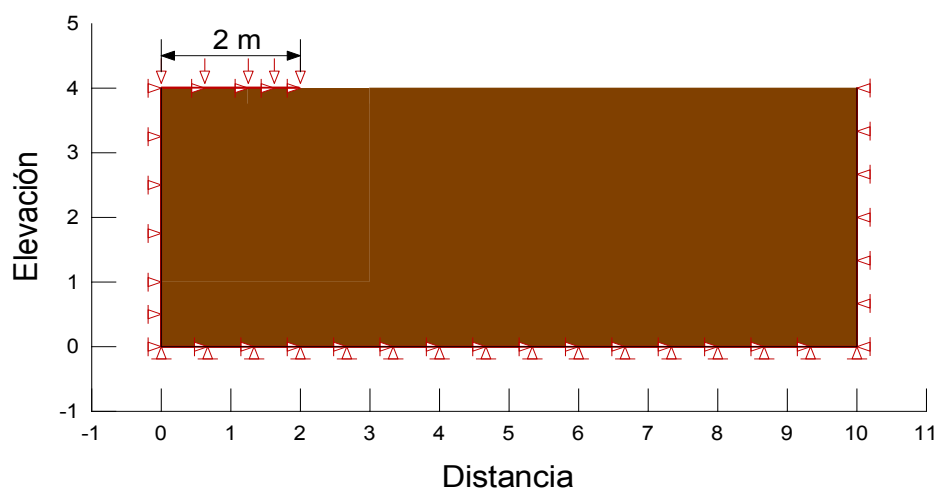
**Ilustración 4.4 Funciones de Conductividad Hidráulica.**

## 4.2 Condiciones de borde

Los tipos de carga se clasifican en fuerza de cuerpo, fuerza de superficie y carga puntual. La fuerza de cuerpo es aquella que se encuentra distribuida por todo el volumen del elemento, como es el caso del peso. La fuerza de superficie es la carga distribuida por un área unitaria, o longitud unitaria en problemas unidimensionales. Finalmente la fuerza puntual es aquella que actúa en un punto. [13]

Para todos los modelos realizados se aplicó básicamente 2 tipos de tipos de carga, las restricciones correspondientes, y las cargas externas. Se restringió a el movimiento en X, para los limites horizontales y el movimiento en “X” & “Y” para la base. Además de que se aprovecha la simetría, para una zapata de 4 m de longitud, debido a que las cargas externas son aplicadas de manera vertical, el eje neutro se encuentra en la mitad de la zapata, por lo cual no es necesario modelar su longitud completa. Se aplicó un desplazamiento constante de -0.0025m, a lo largo de una longitud de 2 m, la cual es aplicada en cada paso de tiempo seleccionado. Para el modelo Elasto-plástico se definen 80 pasos, mientras que para el Modelo Cam Clay modificado, se definen 150 pasos con el fin de obtener una convergencia al alcanzar la falla. Es evidente, por el número de pasos que el suelo se tarda más en ceder con el modelo Cam-Clay. El tiempo de análisis es de 2 días, cada intervalo de tiempo es no menor a 15 m, como establecido por la Norma ASTM D1194-94 para ensayos de carga. Las diferentes condiciones de bordes se detallan en la siguiente Ilustración 4.5. [27]





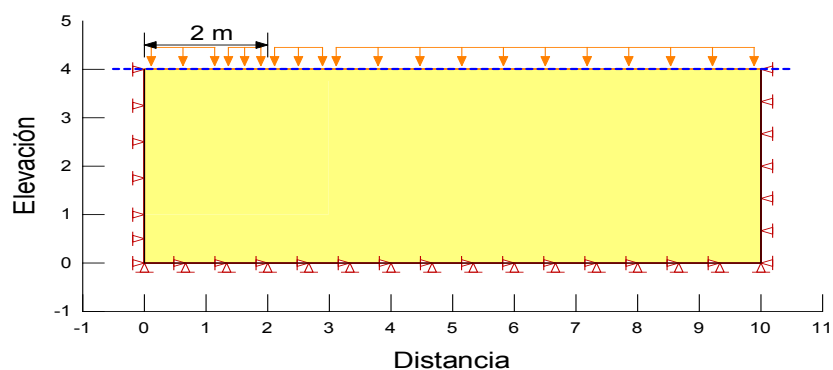
**Ilustración 4.5 Condiciones de borde.**

#### 4.2.1. Suelo Uniforme

El suelo es denominado uniforme porque posee las mismas características en todas las dimensiones. Para el modelo de esfuerzos totales de Mohr-Coulomb solo se asignó la cohesión  $S_u$ , obtenida de la simulación del ensayo triaxial, mostrado en el Capítulo 3.

Con el objetivo de lograr que el suelo sea uniforme en el Modelo Cam Clay, se ha designado la fuerza de cuerpo como cero. El MCC, tiene como parámetro de resistencia, la superficie de fluencia, la cual a su vez depende de los esfuerzos efectivos. Si no el peso del suelo no es definido, no existirá variación de esfuerzos efectivos, lo cual resultará en la misma superficie de fluencia a lo largo de toda la profundidad. Es importante para este modelo,

definir en las condiciones iniciales, la presión de sobre carga, ya que esta presión es la que define la superficie inicial de fluencia. Las muestras fueron obtenidas a una profundidad especificada, por lo que la presión de sobrecarga es dicha profundidad multiplicada por el peso como se muestra a continuación en la Ilustración 4.6. Se asignó el modelo “Insitu” como un medio elástico, ya que de este solo modelo es tomada la presión de sobrecarga.[23]



**Ilustración 4.6 Modelo Insitu.**

#### **4.2.2. Suelo No uniforme**

El suelo no es uniforme debido a que se ha permitido variar con la profundidad la característica de la cohesión para el modelo de esfuerzos totales de Mohr Coulomb y la superficie de fluencia inicial para el modelo Cam-Clay. Es decir, para este tipo de modelos, el perfil de la cohesión para el primero tiene una forma lineal regida por la cohesión  $S_u = S_{u0} + kz$ .

Mientras que para el modelo Cam-Clay se ingresa la fuerza de cuerpo del peso, con el objetivo de que el programa calcule las diferentes superficies a lo largo de la profundidad del suelo.

### **4.3 Modelación Numérica**

En la presente sección se detallan las características que distinguen cada uno de los modelos realizados para una de las muestras, además de la elección del modelo constitutivo.

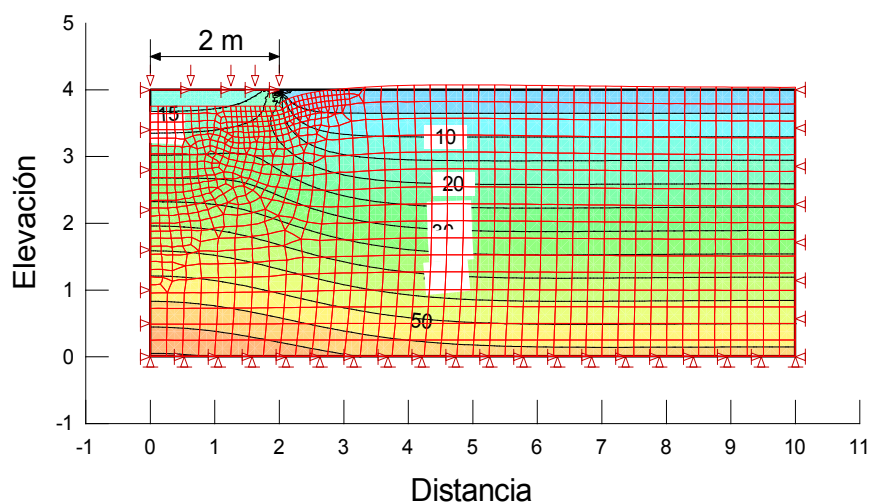
#### **4.3.1. Análisis Computacional.**

Se realizó un total de 2 casos por modelo Constitutivo, con un suelo uniforme y no uniforme. Las gráficas presentadas a continuación fueron tomadas a un desplazamiento de 0.0025 m, es decir inmediatamente después del primer incremento de deformación.

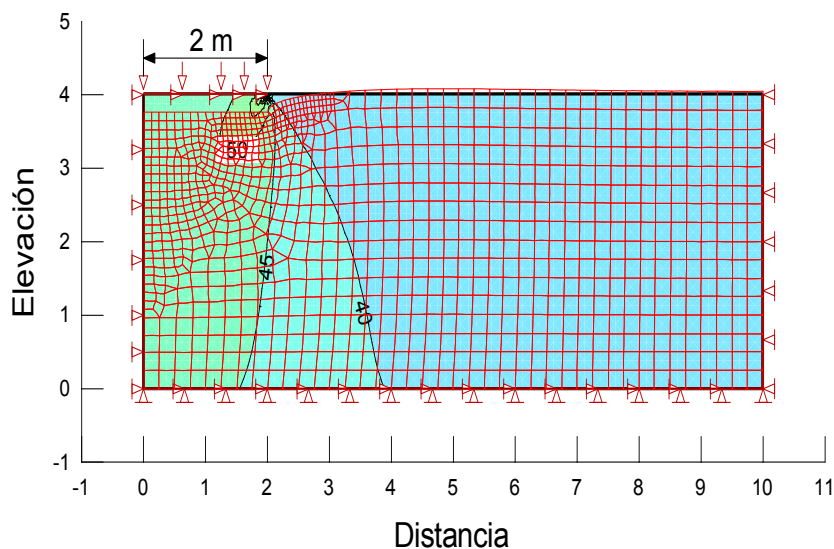
La primera diferencia entre ellas es la magnitud del esfuerzo total vertical. Como es descrito en las secciones anteriores para el modelo Cam-Clay modificado se aplica un esfuerzo de sobrecarga, con el objetivo de definir correctamente la superficie de fluencia, pero esto también se ha realizado para el modelo elásto plástico, debido a que la profundidad en la que se encuentra el suelo, no es un parámetro que define a este modelo, no se

espera que hayan cambios en la resistencia, ya que la formulación del software es de esfuerzos incrementales.

Las Ilustraciones 4.7 y 4.8 muestran el mismo modelo constitutivo, en la ilustración 4.7; se aprecia que al modelo el elasto-plástico, no se le ha aplicado una presión de sobrecarga, y el suelo tiene la fuerza de cuerpo del peso. Es de importancia destacar, que la presión de sobrecarga no solo se aplica para que el suelo se modele a la misma profundidad sino que además se mantenga las propiedades constantes a lo largo de toda la profundidad; mientras que en la Ilustración 4.8, se observa el caso en el que el modelo no tiene fuerza de cuerpo.

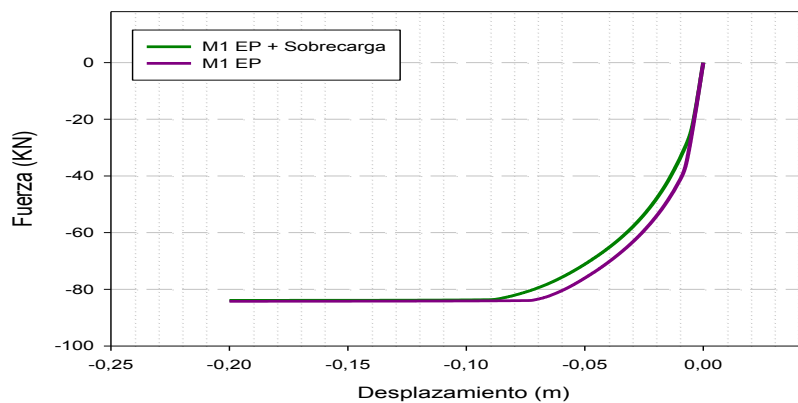


**Ilustración 4.7 Modelo Elasto-Plástico sin presión de sobrecarga.**



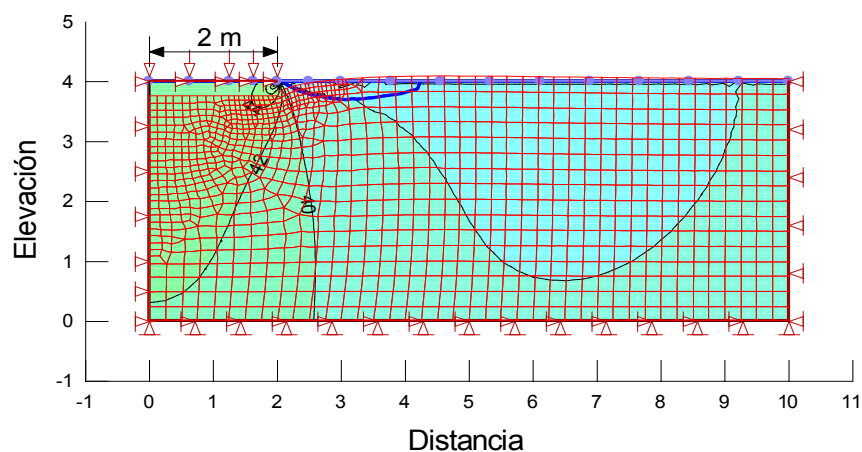
**Ilustración 4.8 Modelo Elasto-Plástico sin fuerza de cuerpo.**

Ambos modelos elásticos plásticos tienen el mismo resultado de carga portante sin embargo, se puede observar en la Ilustración 4.9, que no poseen la misma rigidez, por lo que no fallan a la misma deformación. Es evidente, que la razón de este comportamiento, es la variación de esfuerzos totales que tiene el suelo por su fuerza de cuerpo, lo que le brinda más rigidez. Sin embargo, el modo de falla es el mismo, es decir la dirección del campo de esfuerzos, no cambia porque la resistencia del suelo es la misma.



**Ilustración 4.9 Capacidad Portante del modelo Elástico-Plástico con y sin fuerza de cuerpo.**

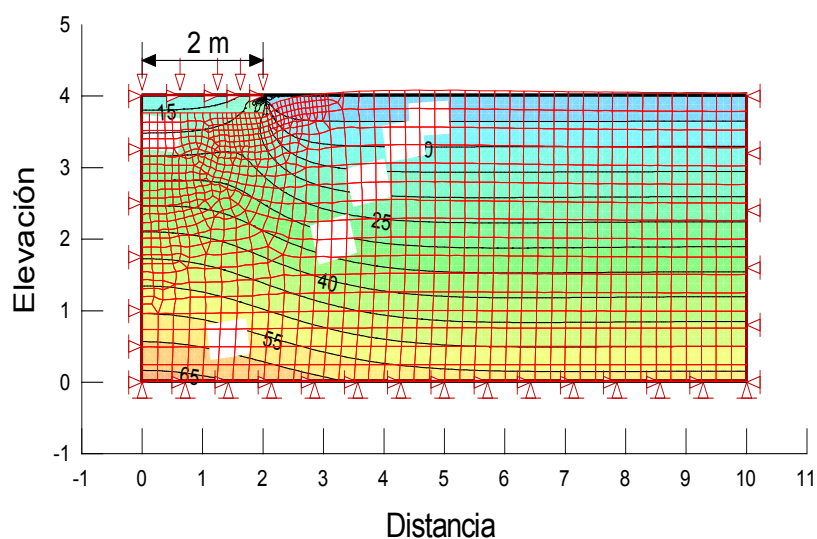
En la Ilustración 4.10, se muestra los esfuerzos totales, al instante de la primera deformación de 0.0025m para el MCC.



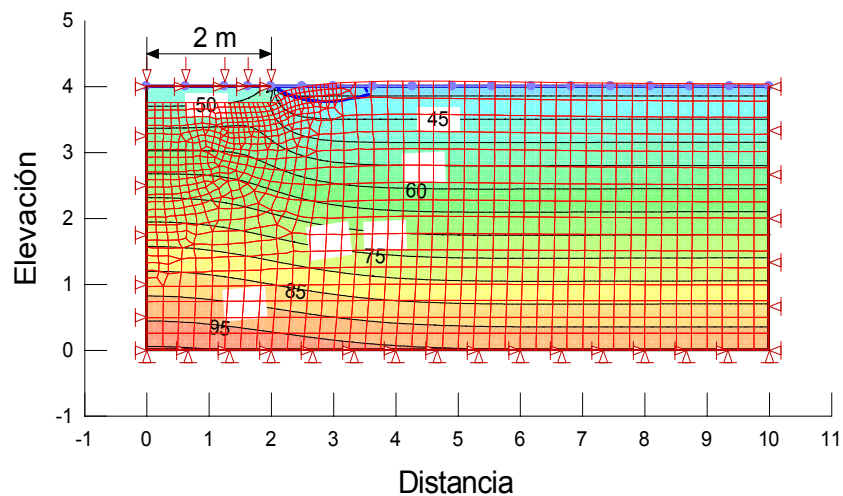
**Ilustración 4.10 Esfuerzos Totales del Modelo MCC.**

Entre las Ilustraciones 4.8 y 4.10 se observa, que a pesar de poseer la misma presión de sobrecarga, no demuestran los mismos contornos de esfuerzos totales, es decir los esfuerzos en cada elemento varían entre modelos constitutivos. Y al ser mayores los valores de los contornos del modelo E-P, se aprecia que el suelo llega a su capacidad de carga más rápido y con una menor deformación.

Las ilustraciones 4.11 y 4.12, describen la distribución de esfuerzos totales para los modelos E-P y MCC respectivamente. Para el primero, el suelo es no uniforme y con cohesión variable mientras que para el segundo varia la superficie de fluencia inicial.



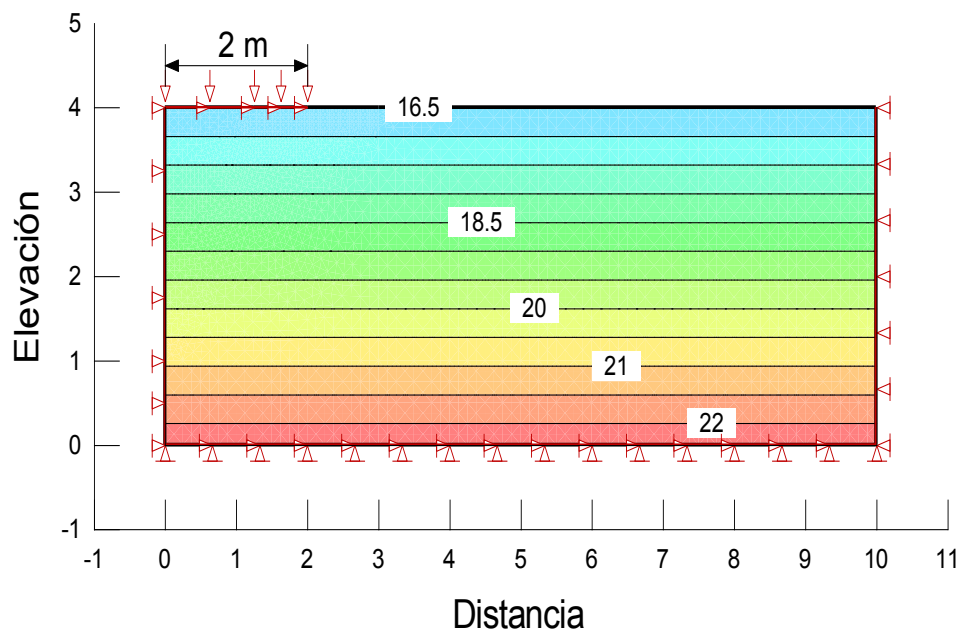
**Ilustración 4.11 Esfuerzos Totales del Modelo EP con cohesión variable.**



**Ilustración 4.12 Esfuerzos Totales del Modelo CC con variación de superficie de fluencia inicial.**

En la Ilustración 4.14, se aprecia el modelo EP con una variación lineal de la cohesión, asimismo como la variación del módulo de Young linealmente en relación con el esfuerzo total. Como es mostrado en párrafos anteriores, la sobrepresión al no afectar la capacidad de carga en este modelo, no se la ha aplicado para el suelo no uniforme.

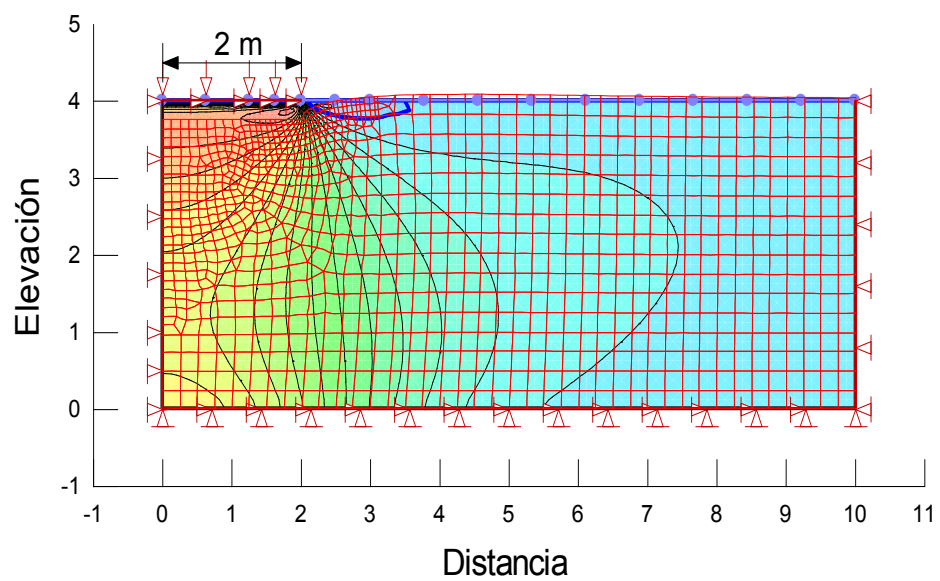




**Ilustración 4.14 Esfuerzos Totales del Modelo EP con cohesión variable.**

Aunque la sobrepresión no es importante en el modelo elástoplastico, sin esta no es posible modelar en el MCC. Debido a que la formulación del modelo cam clay es de esfuerzos efectivos, este debe ser un análisis acoplado de elementos finitos, con la presión de poros, mientras que el modelo EP, es de esfuerzos totales. En la figura 4.13 se muestra la presión de poros generada al recibir la primera deformación de 0.0025m. La obtención de la presión de poros es solo posible porque este es un una análisis acoplado. Es importante definir correctamente el tiempo en el que se realizará el ensayo de carga en análisis acoplados, porque este afecta a la resistencia, y una diferencia de tiempo entre intervalos de tiempo muy

grande, conduciría a resistencias muy bajas, por lo tanto incorrectas. Se definió 150 intervalos de carga, con una diferencia de 15 minutos entre ellos, lo cual como mencionado en una sección anterior, es el tiempo límite mínimo de la norma ASTM para ensayos de carga.



**Ilustración 4.13 Presiones de poro para el Modelo CC.**

## **CAPÍTULO 5**

### **5. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

En este capítulo se realiza una visión general de los principales parámetros que no permitirían la obtención correcta de la capacidad de carga. El análisis de resultados comienza con una revisión de las consideraciones del equilibrio al límite con los modelos obtenidos. A continuación, se realiza una comparación individual entre la variación entre modelos uniformes y no uniformes dentro del mismo modelo constitutivo. Finalmente se realiza una correlación entre los diferentes modelos y se encuentra en que magnitud están relacionados.

Los modelos numéricos se realizaron con una zapata corrida de 4 m, pero con el objetivo de encontrarla capacidad portante del suelo para cualquiera ancho de zapata, se dividió la resistencia hallada para la mitad de su longitud, ya que se usó simetría en los modelos.

## **5.1. Resultados de ensayos**

La presente sección hace referencia a características relevantes que podrían afectar a la determinación de la capacidad de carga, encontrados a partir de las simulaciones de los ensayos triaxial k-consolidados.

### **5.1.1. Ablandamiento no definido propiamente en el software.**

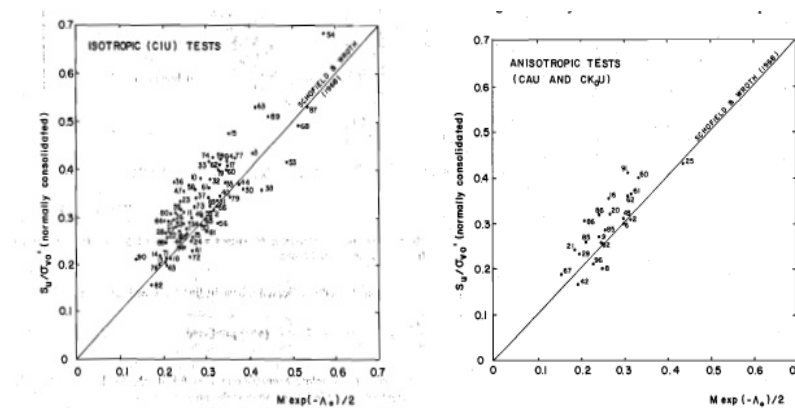
El software elegido no posee un ablandamiento bien definido, como se mostró en el capítulo 3, tres muestras cuentan con una razón de sobre consolidación  $R_o$  mayor a 2. Estas son las muestras 1, 6 y 7. El ablandamiento observado en la simulación es menor del 2% mientras estas, obtenidas mediante de manera analítica mediante la ecuación 3.4, tiene un ablandamiento de hasta el 8%. Debido a que la razón de sobre consolidación es cercana a 2, el suelo no se ablanda significativamente, por lo que se espera una buena determinación de la capacidad de carga. [8]

### **5.1.2. Suelos no saturados**

El modelo Cam-Clay modificado está formulado para suelos saturados. Los suelos usados para este análisis, según los ensayos de laboratorio son suelos parcialmente saturados, con una saturación promedio del 65%. [2]

### 5.1.3. Precisión de la predicción del ángulo crítico mediante Cam Clay.

La Ecuación 3.4 ha sido comprobada en ensayos de triaxiales uniformemente consolidados y anisotrópicamente consolidados (k-consolidados), usando el alcance SHANSEP (Stress History and normalized Soil Engineering Properties), es decir normalizando los esfuerzos con respecto a la profundidad, dividiendo la resistencia no drenada para los esfuerzos efectivos presentes en el suelo. De estos ensayos se obtuvo una correlación de 0.82 y 0.845, como se muestra en la Ilustración 5.1. Para la realización de esa correlación se utilizaron 96 muestras de diferentes sitios que ya habían estado presentes en la literatura, como se indica la referencia.[23]



**Ilustración 5. 1 Ensayos triaxiales, isotrópicamente consolidados e anisotrópicamente consolidados. [24]**

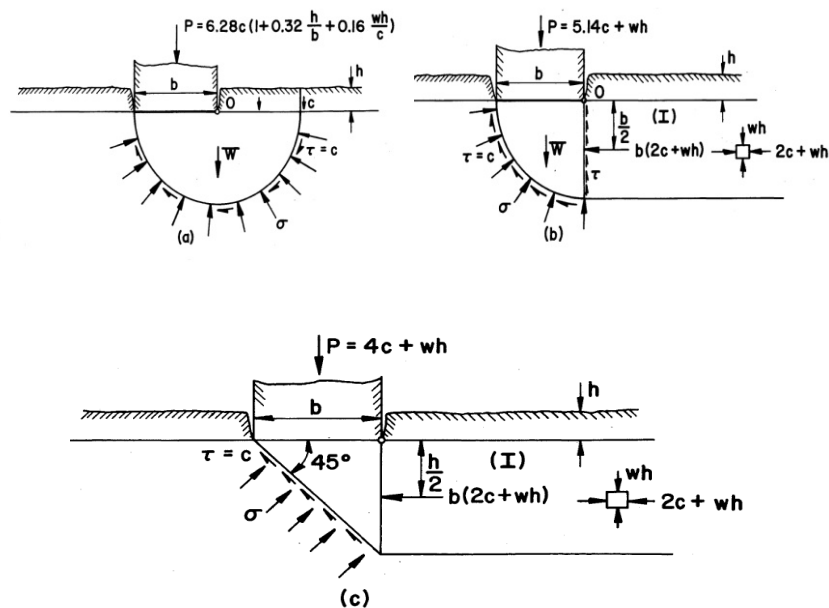
## **5.2. Análisis de la capacidad portante usando la teoría general.**

En esta sección se compara los resultados del análisis numérico con las suposiciones que realiza el método de equilibrio al límite.

### **5.2.1 Soluciones del equilibrio al límite**

Como mencionado en el capítulo 2, para realizar un análisis de equilibrio al se debe asumir un modo de falla, y realizar un equilibrio estático. A continuación se detallan en la Ilustración 5.2 diferentes soluciones de esta metodología para el caso de estudio tomadas de la referencia [25].

- El modo de falla asumido, es un semicírculo, localizado en una esquina de la zapata, el esfuerzo cortante se asume igual a la cohesión Ilustración 5.2 (a).
- El modo de falla asumido, es un cuarto de un círculo, se considera que el suelo adyacente provoca solo compresión uniaxial. Ilustración 5.2 (b).
- El modo de falla asumido, es un triángulo, donde el suelo está sometido a punzonamiento. Ilustración 5.2 (c).

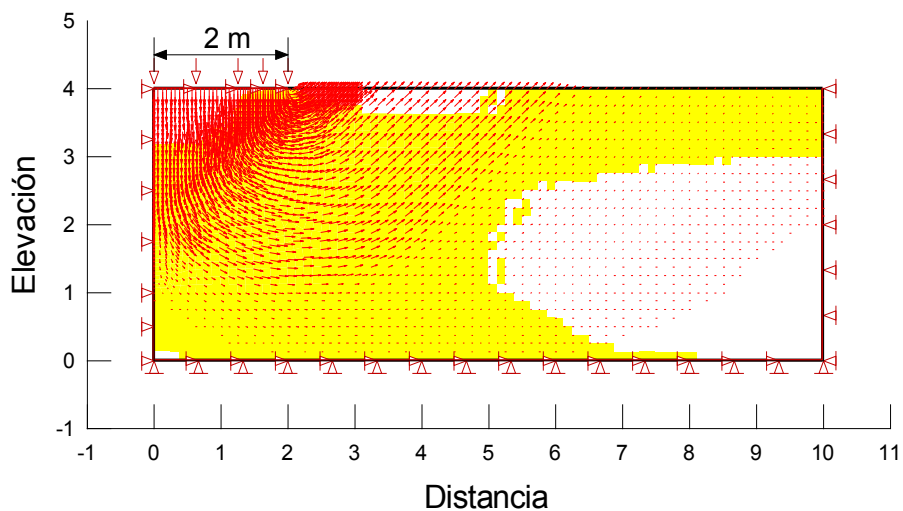


**Ilustración 5.2 Soluciones de equilibrio al límite [25]**

Conforme como se detalló en el capítulo 2, el modo de falla en un modelo elástico plástico perfecto, está caracterizado por una zona rígida, de forma triangular, simétrica con su eje neutro, un plano de falla, que para resistencia de suelo no drenada tiene un ángulo de 45 grados, y una zona plástica. Es decir, se ha caracterizado, la forma de falla y la capacidad de carga posible. Cualquiera de las ecuaciones detalladas en la Ilustración 5.2, podrían representar la capacidad de carga de sin embargo se usa generalmente la ecuación de la figura 5.2b.

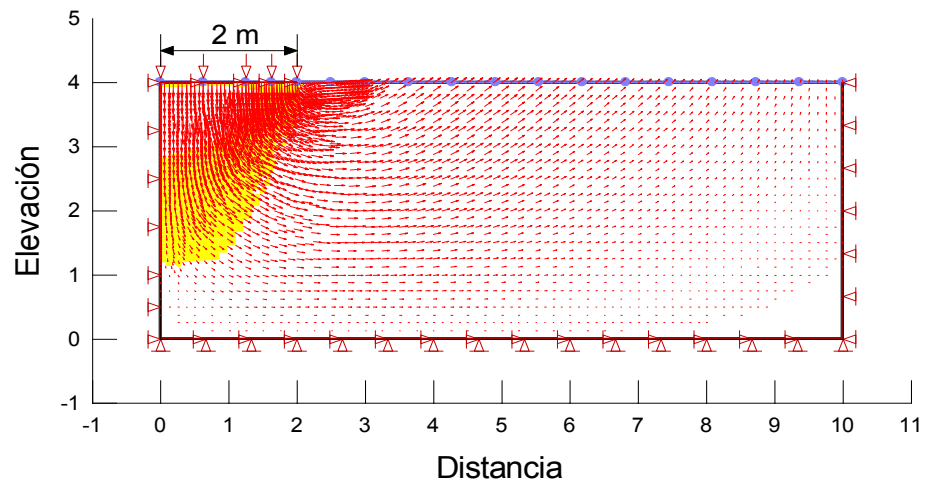
### 5.2.2. Revisión de resultados.

La ilustración 5.3, muestra el comportamiento en la falla del modelo elasto-plástico, donde se aprecia la mitad de una cuña que no entra en fluencia, y al suelo adyacente el cual se encuentra en fluencia. El mismo comportamiento se observa en el modelo MCC, al iniciarse las deformaciones incrementales, como se muestra en la Ilustración 5.4. Sin embargo, a medida que el desplazamiento aumenta, esta zona comienza comportarse gradualmente como plástica y comienza a fluir, hasta que el suelo se encuentra completamente en fluencia y se alcanza la falla apreciada en la Ilustración 5.5.

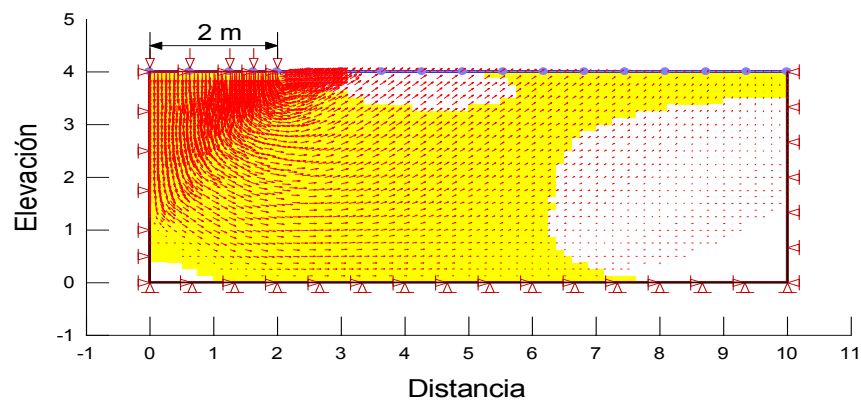


**Ilustración 5. 3 Modo de falla por el modelo Elasto Plástico.**





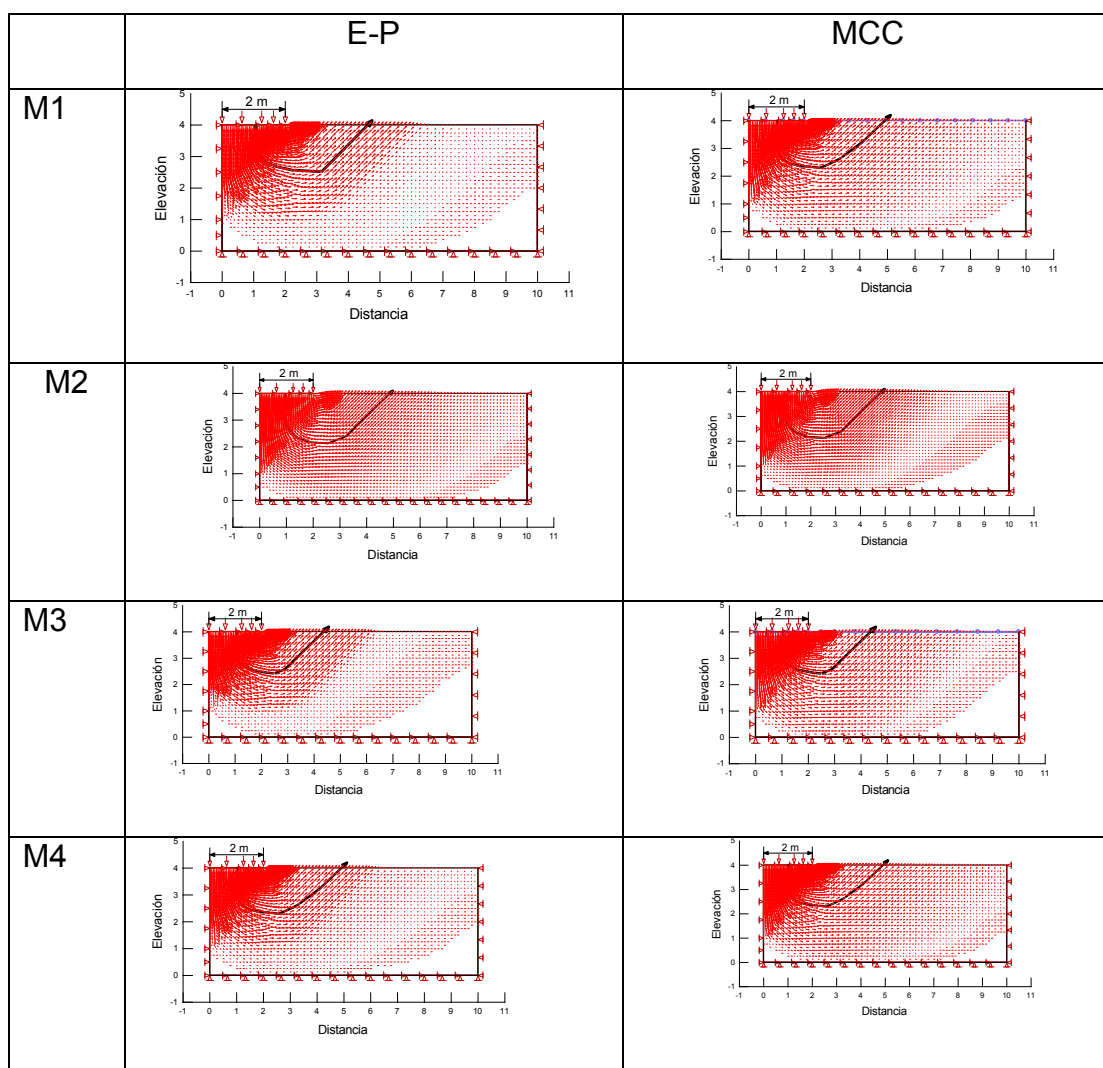
**Ilustración 5. 4 Comportamiento del suelo por el modelo MCC al iniciarse el incremento de deformaciones.**

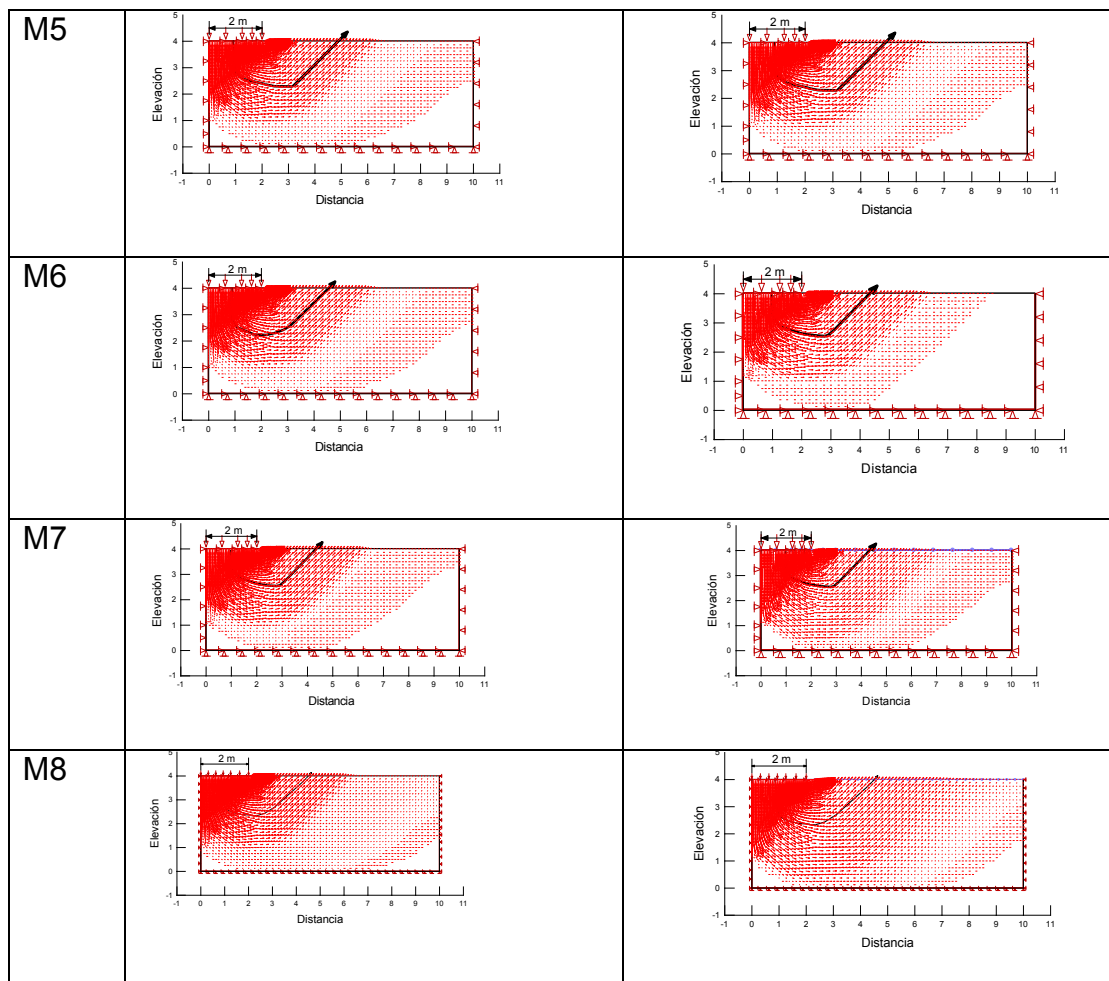


**Ilustración 5. 5 Modo de falla del suelo por el modelo MCC.**

Todos los resultados de los modelos tanto Cam-Clay como elasto-plástico perfecto, mostraron en la falla, un ángulo de 45 grados, así como la misma

forma general de la superficie de falla. Lo cual demuestra que ambos modelos cumplen con el comportamiento del suelo caracterizado por Terzaghi, tal como se aprecia en la Ilustración 5.6.





**Ilustración 5. 6 Campo de esfuerzos en la falla.**

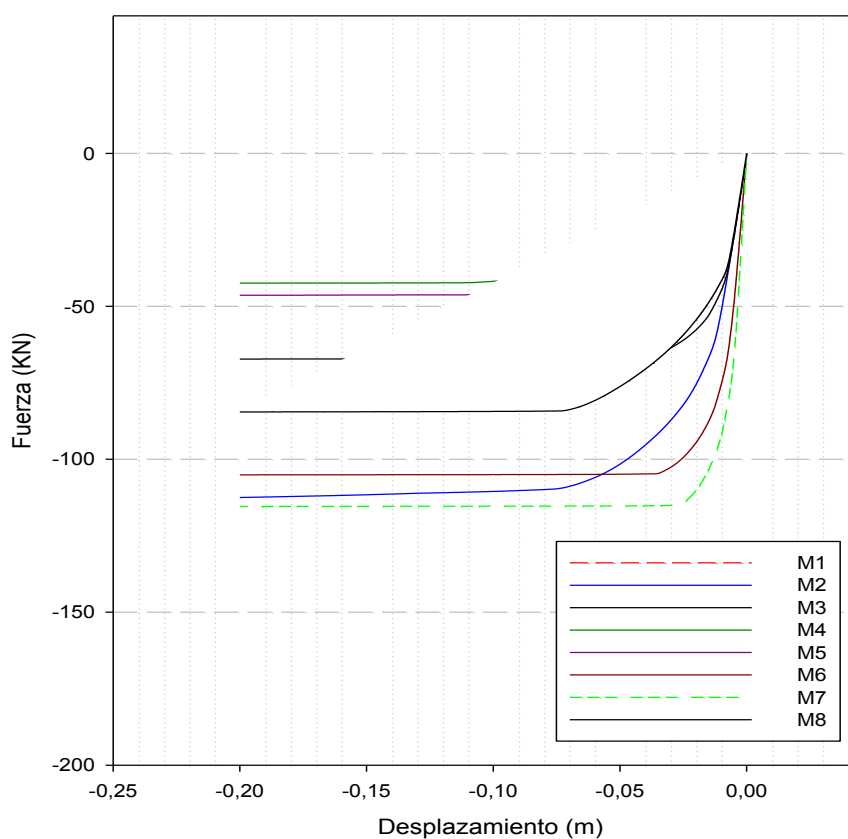
### 5.3. Análisis de Resultados utilizando el modelo Mohr-Coulomb

En esta sección se observa los diferentes cambios que ocurrieron en el resultado de la capacidad portante al permitir la variación de la cohesión del suelo con los esfuerzos totales.

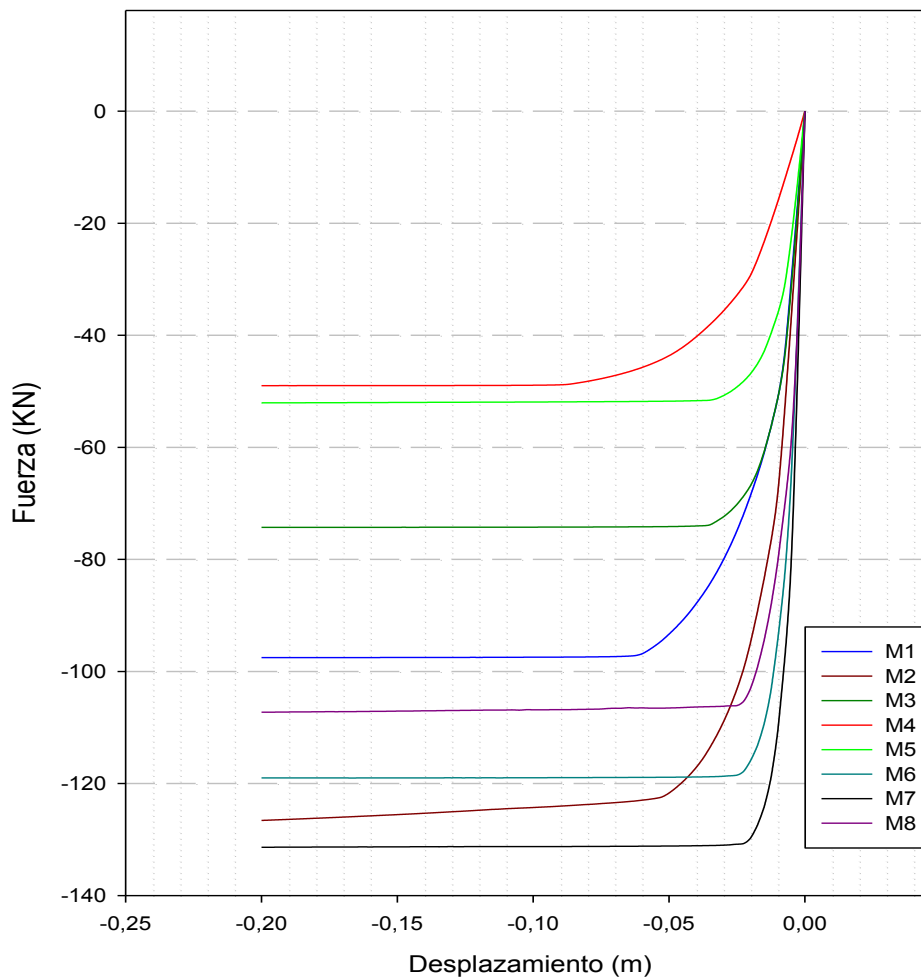
### **5.3.1. Comparación de resultados entre el suelo uniforme y no uniforme**

Las ilustraciones 5.7 y 5.8 muestran la variación de la suma de la fuerza en los nodos, con respecto a los incrementos de deformaciones aplicados, hasta que llega a su resistencia máxima, la capacidad portante última, de los modelos uniforme y no uniforme, respectivamente. Es claro que al incrementar la cohesión con la profundidad, se obtendrían capacidades de cargas mayores, ya que a medida que se aplican más deformaciones, el suelo reacciona con más resistencia al acercarse a profundidades más resistentes. Es importante aclarar, que el suelo es solo considerando uniforme con relación a la cohesión y módulo elástico, ambos modelos uniforme y no uniforme, poseen su respectiva fuerza de cuerpo, el peso, lo que realiza una variación por lo que la rigidez es bastante cercana. Esta fuerza de cuerpo varía con la profundidad del suelo, por lo que si se la hubiese mantenido constante, se habría disminuido la rigidez del suelo, pero no su capacidad última, como mostrado en el capítulo anterior. Esta rigidez total del elemento puede observarse en el cambio de pendiente de las curvas de capacidad de carga. Es decir, el suelo se mostraría más blando y permitiría más deformaciones, pero como el parámetro que define la resistencia del suelo en este modelo de esfuerzos totales, es la cohesión, no habría cambio en la resistencia.

La condición de borde en este análisis son las deformaciones, las fuerzas de cuerpo se agregan a los nodos como fuerzas externas mediante la metodología de fuerza equivalente, por lo que la incógnita del análisis de elementos finitos, es la fuerza nodal. Y mediante la ecuación general de elementos finitos, se puede inferir que a mayor rigidez, menor número de incrementos de deformaciones se necesita para alcanzar la resistencia última.



**Ilustración 5. 7 Capacidad de Carga Normalizada Modelo EP, perfil Uniforme.**



**Ilustración 5.8 Capacidad de Carga Normalizada Modelo EP, perfil No Uniforme.**

La tabla 7 lista el porcentaje de incremento y las capacidades de cargas de los modelos con su respectivo suelo. Todos los resultados reportan, en promedio un incremento del 14% en la capacidad de carga.

**Tabla VII Capacidad de carga Mohr-Coulomb.**

Suelo	Capacidad de Carga		Incremento %
	Suelo Uniforme	Suelo No uniforme	
1	84.2	97.5	15.8
2	112.5	126.6	12.5
3	67.13	74.5	10.98
4	42.38	50	17.98
5	46.23	51.5	11.4
6	105	119	13.3
7	117	131	11.98
8	110	127.5	15.4

#### **5.4. Análisis de Resultados utilizando el modelo Cam-Clay**

En la presente sección se realiza un análisis de los diferentes cambios que ocurrieron en el resultado de la capacidad de carga al permitir la variación de la superficie de fluencia con los esfuerzos efectivos.

##### **5.4.1. Comparación de resultados entre el suelo uniforme y no uniforme**

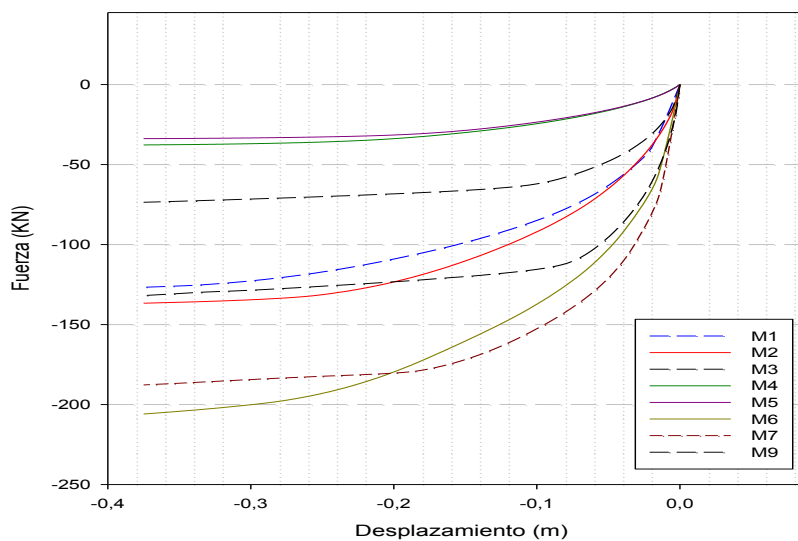
La variación de las reacciones nodales con respecto a las deformaciones impuestas hasta alcanzar un estado estable, o capacidad de carga última se muestra en las ilustraciones 5.9 y 5.10. Es evidente la diferencia de rigidez total entre las curvas de suelo uniforme y no uniforme. En la sección anterior se mencionó como una mayor rigidez disminuiría las deformaciones necesarias para alcanzar la resistencia última. Sin embargo, esta formulación es propia de un alcance elasto plástico perfecto donde no se considera el parámetro de estado del modelo Cam Clay modificado que

produce el ablandamiento y el endurecimiento, la presión de poros del estado crítico  $\Lambda$ . Se observa en la mayoría de ensayos de carga, que se requiere de más deformación para alcanzar el estado estable en el suelo no uniforme.

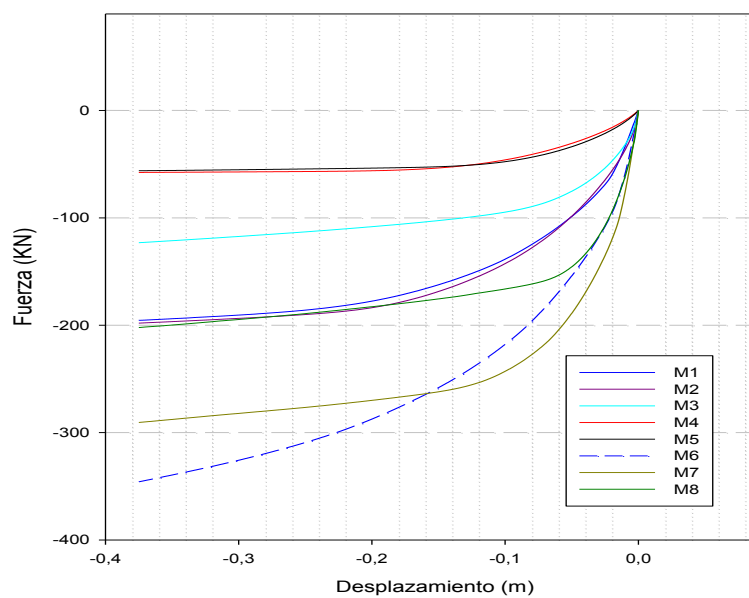
El cambio de pendiente en este modelo constitutivo, es sin duda más suave que en el modelo elasto-plástico. Los suelos tipo M1, M2, y M8 tienen un radio de sobre consolidación  $R_o > 2$ . A pesar de variarse la superficie de fluencia con la profundidad, este radio sigue manteniéndose constante, y este además es el radio máximo que el suelo puede poseer, de todas maneras, la resistencia del suelo depende de la trayectoria de esfuerzos.

Estos suelos en modelo uniforme muestran una disminución de pendiente lento al final de la curva, aunque ya han llegado a la estabilidad. En contraste, a las curvas de suelo no uniforme, donde aunque las pendientes de las curvas han disminuido, y la capacidad de carga no aumentara significativamente, aún se encuentra que la curva no ha llegado a la estabilidad, aparentemente. Este anomalía se atribuye al hecho de que el programa no tiene definido rigurosamente el ablandamiento. Es de importancia recalcar, que la formulación de elementos finitos está basada en ecuaciones de equilibrio y que la capacidad de carga lleva a la formulación a la falla, lo que indica una completa pérdida del equilibrio.





**Ilustración 5. 9 Capacidad de Carga Normalizada Modelo CC, perfil Uniforme.**



**Ilustración 5. 10 Capacidad de Carga Normalizada Modelo CC, perfil No Uniforme.**

La tabla 8 presenta una variación de la capacidad de carga entre los modelos uniformes y no uniformes para los 8 tipos de suelos. Se predice un fuerte incremento en la resistencia en todos los suelos, con un promedio de 60%.

**Tabla VIII Capacidad de carga Cam-Clay.**

Suelo	Capacidad de Carga		Incremento %
	Suelo Uniforme	Suelo No uniforme	
1	126	196.5	55.42
2	136.6	199.3	46.9
3	73.7	123	67.75
4	37.9	58	54.03
5	33.5	56.12	68.5
6	206	345.5	68.72
7	188	291	55.78
8	132.2	200	52.33

### 5.5. Comparación de resultados.

En la sección 5.1 se describió brevemente 3 diferentes soluciones por equilibrio al límite. La única diferencia entre todas las soluciones, es el coeficiente que multiplica la cohesión, por lo que no afectara a la correlación, cuál de estos se escoja, ya que la profundidad de desplante  $h$  es cero. La presión de sobrecarga es solo considerada para definir la superficie de fluencia en el modelo Cam -Clay, esta no indica que la Zapata estese empotrada a la correspondiente profundidad.

### 5.5.1. Correlación entre modelos constitutivos y teoría general

Las correlaciones se realizaron en el software SPSS, se usó la correlación tipo Pearson, por el hecho de que los datos aparentaban poseer una tendencia lineal. Esta es descrita en la siguiente ecuación, donde Cov es covariancia, x y y, son las variables, S es la desviación estándar, y n es el tamaño de la muestra.

$$r = \frac{Cov(x,y)}{S_x S_y}, \text{ existe una relacion si } r > \frac{2}{\sqrt{n}}$$

La correlación más usada es la tipo Pearson, y es de tipo lineal. Este coeficiente estadístico indica la dirección y la fuerza de una relación además de que es estandarizada. Aunque la existencia de una correlación, no indica que haya causa. Es decir, no necesariamente una regresión lineal obtenida tendrá un significado real.

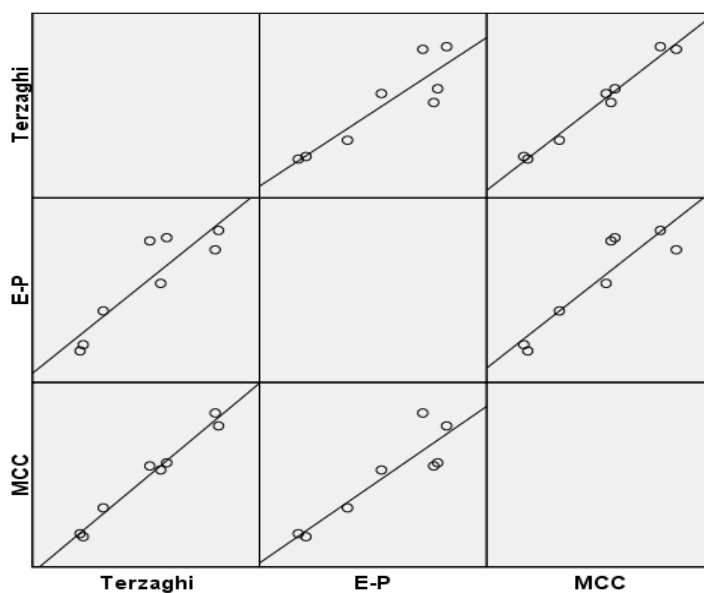
En la tabla 9 se muestra los coeficientes de correlación de Pearson r para el perfil uniforme. Se reporta una fuerte correlación entre todos los modelos tanto para el modelo elasto-plástico como MCC uniforme. El coeficiente de Pearson es similar entre todos ellos. En la Ilustración 5.11, se da la dirección de la correlación, la cual es positiva, y se puede observar que como

predicho por la correlación, no hay dispersión importante. Menor correlación se obtuvo entre la solución de Terzaghi y el modelo elasto-plástico.

**Tabla IX Correlación entre los modelos, suelo uniforme.**

		E-P	MCC	Terzaghi
E-P	Pearson Correlation	1	,906**	,893**
	Sig. (1-tailed)		,001	,001
	N	8	8	8
MCC	Pearson Correlation	,906**	1	,990**
	Sig. (1-tailed)	,001		,000
	N	8	8	8
Terzaghi	Pearson Correlation	,893**	,990**	1
	Sig. (1-tailed)	,001	,000	
	N	8	8	8

\*\* . Correlation is significant at the 0.01 level (1-tailed).



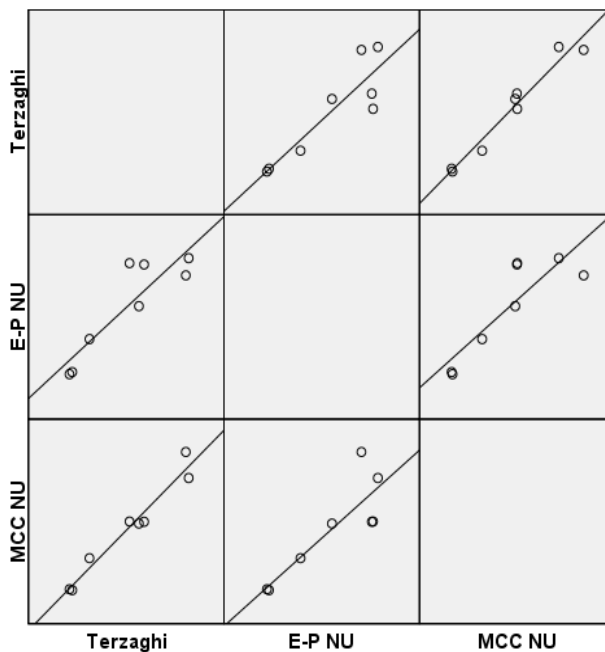
**Ilustración 5. 11 Correlación entre los modelos de suelos uniformes.**

De igual manera se muestra la correlación entre los modelos no uniformes en la tabla 10 así como su ilustración. Aquí una correlación menor es encontrada entre los modelos. En ambas correlaciones con modelos uniformes, y no uniformes, se destaca el hecho de que mayor relación es encontrada con el Modelo Cam Clay, incluso cuando la diferencia entre sus variables es mayor que el modelo elasto plástico. Es evidente que la magnitud de la muestra no es considerada, ya que la correlación estandariza sus datos. Aquí, la menor correlación se obtuvo entre los modelos no uniformes, entre el modelo Elastoplastico y MCC.

**Tabla X Correlación entre los modelos, suelo no uniforme.**

		Correlations		
		Terzaghi	E-P NU	MCC NU
Terzaghi	Pearson Correlation	1	,889**	,979**
	Sig. (1-tailed)		,002	,000
	N	8	8	8
E-P NU	Pearson Correlation	,889**	1	,860**
	Sig. (1-tailed)	,002		,003
	N	8	8	8
MCC NU	Pearson Correlation	,979**	,860**	1
	Sig. (1-tailed)	,000	,003	
	N	8	8	8

\*\* . Correlation is significant at the 0.01 level (1-tailed).



**Ilustración 5. 12 Correlación entre Modelos de suelos no uniformes.**

### 5.5.2. Aproximación a la solución de equilibrio al límite.

La tabla 11 presenta la división entre todas las capacidades de carga de cada modelo, con su respectiva cohesión. Se encontró que el coeficiente de la solución más cercana de equilibrio al límite es 6.28 para el modelo Cam-Clay uniforme, no obstante, esta no es una buena aproximación ya que la mayoría de resultados tienen una gran desviación de este valor. Para el modelo elasto-plástico, se predice que la solución más cercana para muestras con  $R_o > 0$ , varía entre los coeficientes 4 y 5.15. Mientras que para los demás suelos, la primera solución con el coeficiente 6.28 es el más

cercano. Las soluciones de equilibrio al límite no consideran una variación en las propiedades debido al confinamiento por lo que es de esperarse que ninguna de estas se acerquen.

**Tabla XI Relación entre la capacidad de carga y la cohesión respectiva para cada muestra**

	Uniforme		No Uniforme	
	E-P	MCC	E-P	MCC
1	4.75	7.14	5.5	11.02
2	6.04	7.34	6.8	10.7
3	7.21	7.92	8	13.21
4	7.18	6.42	8.47	9.82
5	7.27	5.27	8.1	8.82
6	4.08	8	4	13.42
7	4.46	7.17	5	11.1
8	6.85	7.9	7.9	12.4

## **CAPÍTULO 6**

### **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **6.1 Resumen**

Las zapatas superficiales son usualmente descartadas en la etapa inicial de los estudios debido a consideraciones técnicas, como la irregularidad del espesor de arcilla, etc. [26]

Una de los principales problemas que afecta el desempeño de una zapata corrida son los asentamientos diferenciales. En los últimos años, varias técnicas de monitoreo, metodologías de mitigación de asentamiento, y estimación de asentamientos mediante ensayos de campos se han desarrollado. Otro problema que se puede atribuir al descarte de este tipo de cimentación para los proyectos, es a la estimación indirecta de parámetros mediante ensayos SPT, los cuales dan resultados muy conservadores. Nuevas técnicas indican que mejores estimaciones se obtienen con ensayos basados en la rigidez con el SCPTu, DMT y PMT.



## 6.2 Conclusiones Generales

1. La correlación obtenida de los modelos tanto uniformes y no uniformes entre el modelo elasto plástico y el modelo Cam Clay muestran en general una fuerte correlación con la cohesión. No obstante no se puede definir un límite superior e inferior general con la teoría de equilibrio al límite para su capacidad de carga en todos los suelos para perfiles uniformes.
2. La discrepancia de la curva de capacidad portante para suelos con razón de sobreconsolidación  $R_o$  mayor a 2 en perfiles no uniformes es probablemente una consecuencia de la falta de una rigurosa formulación para el ablandamiento en el Software Geostudio. Además, basada en la limitada información disponible de este estudio, estos suelos parecen poseer un límite inferior y superior según el modelo elástico plástico de las soluciones de equilibrio al límite con coeficientes de 4 y 5.14. De acuerdo a las investigaciones disponibles en la literatura se recomienda el uso del modelo Cam-Clay para arcillas con razón de sobreconsolidación  $R_o$  menor a 2. Y adoptar la una superficie de limitante sin ablandamiento en el estado supercrítico.
3. Las simulaciones de los ensayos triaxiales mostraron una menor resistencia en los suelos ligeramente consolidados, como es esperado

para la respectiva trayectoria de esfuerzos. No obstante, en la modelación numérica para todos los suelos, la capacidad de carga fue mayor en el modelo Cam-Clay modificado.

4. Los resultados presentados en este estudio, no se deben considerar como definitivos para todo tipo de suelos, ya que el parámetro principal que define la resistencia crítica del suelo, es el parámetro de presión de poros crítico  $\lambda$ . Este parámetro en este estudio se encuentra entre 0.88 y 0.92 para las ocho muestras de suelos. Además de que según el parámetro calificador de calidad de la muestra, no todas se encontraban en estado óptimo.
5. El perfil no uniforme se puede considerar, como esperando según diferentes estudios, como un límite superior no seguro y el perfil uniforme como un límite inferior seguro para todos suelos y modelos constitutivos.
6. Relevante información sobre el comportamiento del modelo Cam clay modificado, bajo las condiciones de borde impuestas, se ha presentado. Aunque, se considera que el estudio es un limitado por la poca cantidad de muestras disponibles, una importante percepción

del comportamiento de este modelo es presentado. Donde más parámetros que representan el comportamiento del suelo son utilizados. Adicionalmente de que estos parámetros son obtenidos con pocos ensayos, los cuales son parámetros fundamentales del suelo como el ángulo crítico, y el parámetro de la presión de poros de estado crítico.

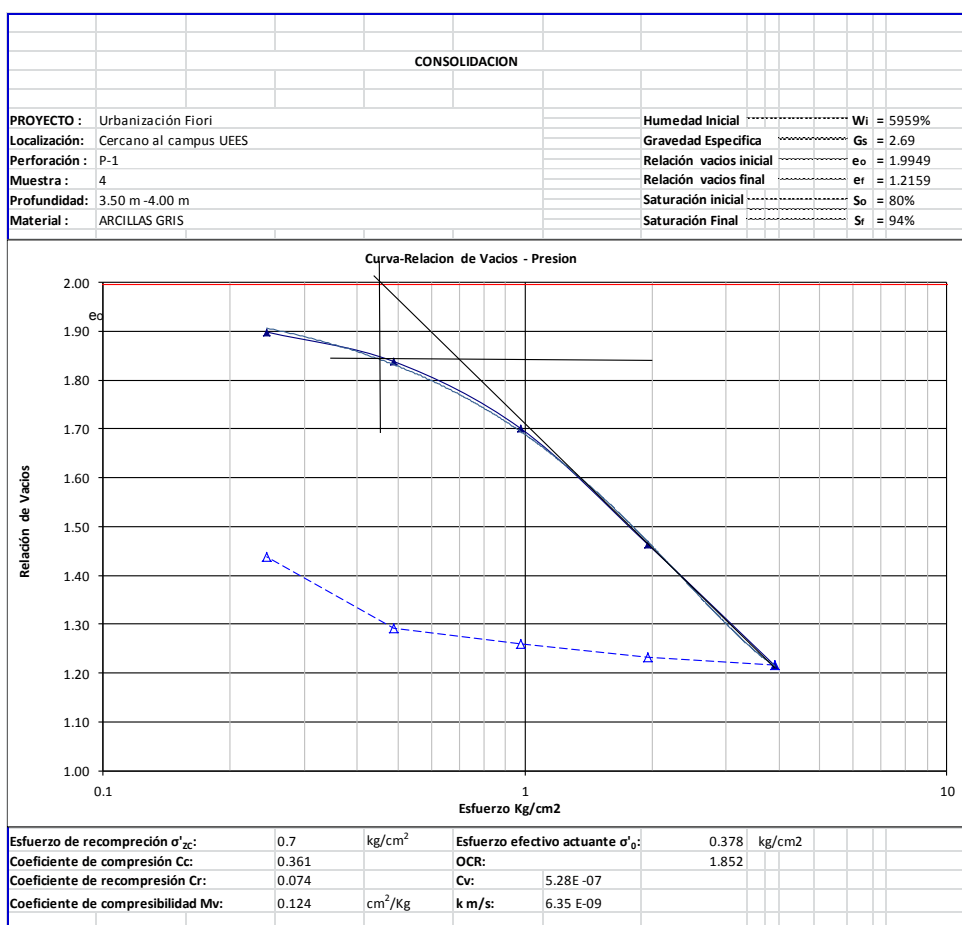
### **6.3 Recomendaciones**

1. El comportamiento de las curvas de capacidad portante para perfiles uniformes y no uniformes en suelos ligeramente sobre consolidados, y con razón de sobre consolidación  $R_o < 2$  es correcto, por lo que se recomienda el uso de este modelo para este tipo de suelos.
2. El alcance de los resultados de este estudio es limitado por la cantidad de muestras, se recomienda realizar el mismo estudio con más ensayos.
3. Se recomienda realizar ensayos de cargas in Situ, para comparar y determinar cuál de los modelos tiene un nivel de aproximación en condiciones reales.

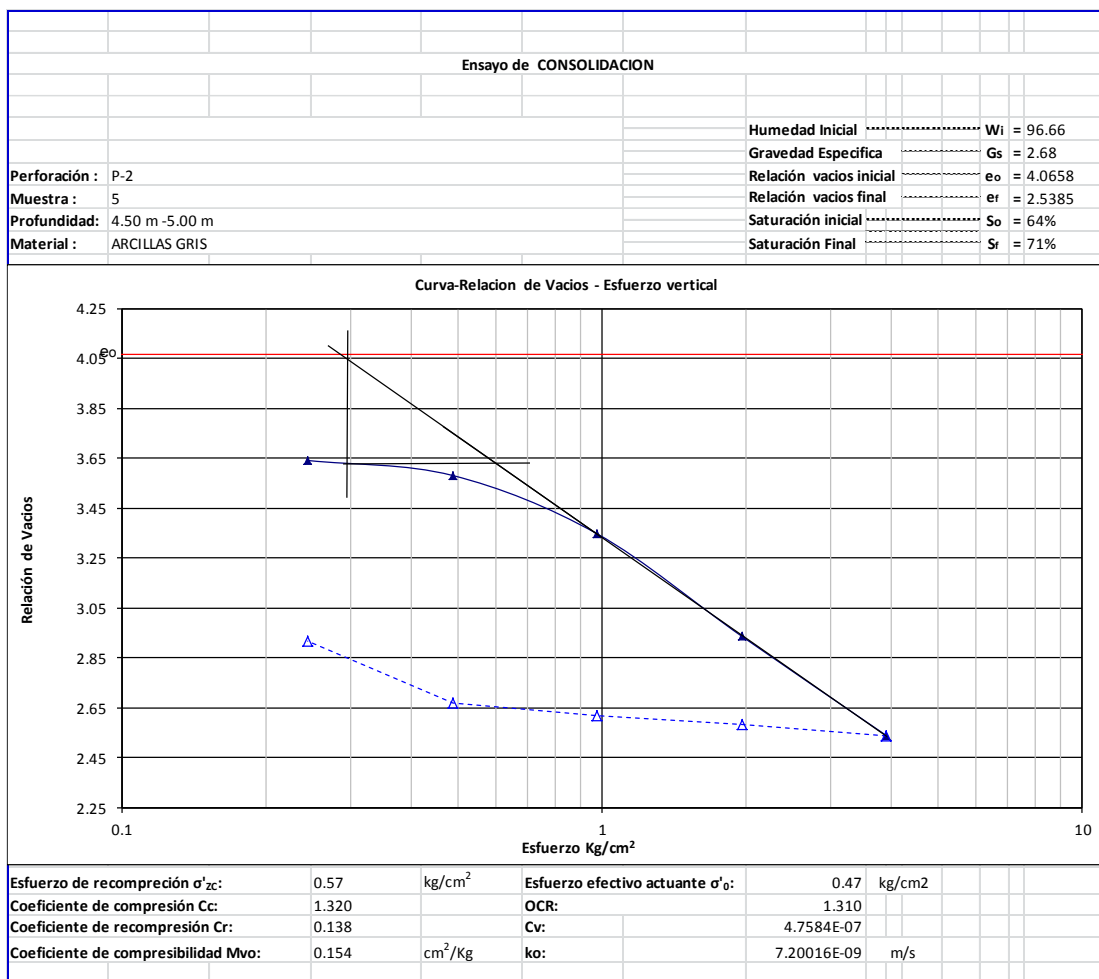
4. Los ensayos de carga con análisis acoplados de esfuerzo-deformación y presión de poros deben realizarse en incrementos cortos de tiempo. De otra manera, los esfuerzos se distribuirían tan efectivamente que menores capacidades de carga serían alcanzadas.

# ANEXOS

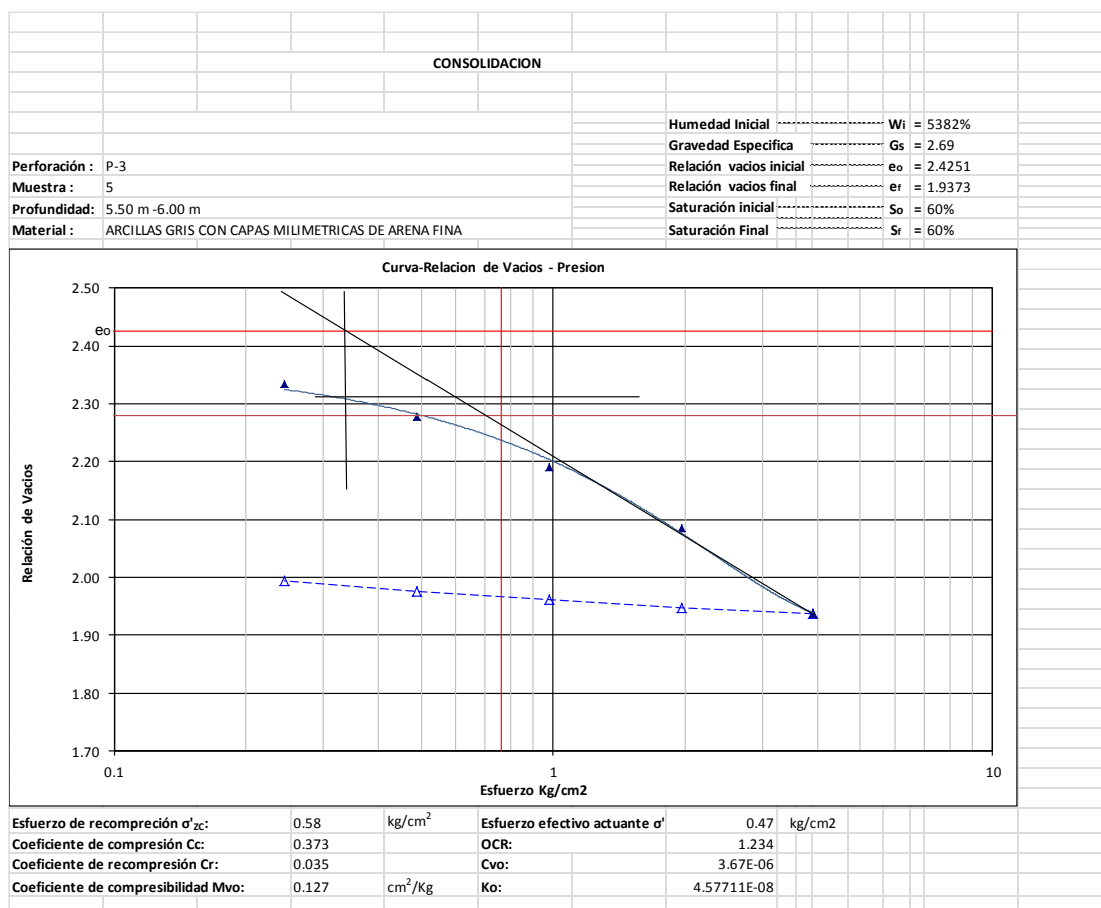
## A.1 Ensayo de Consolidación de la muestra 1



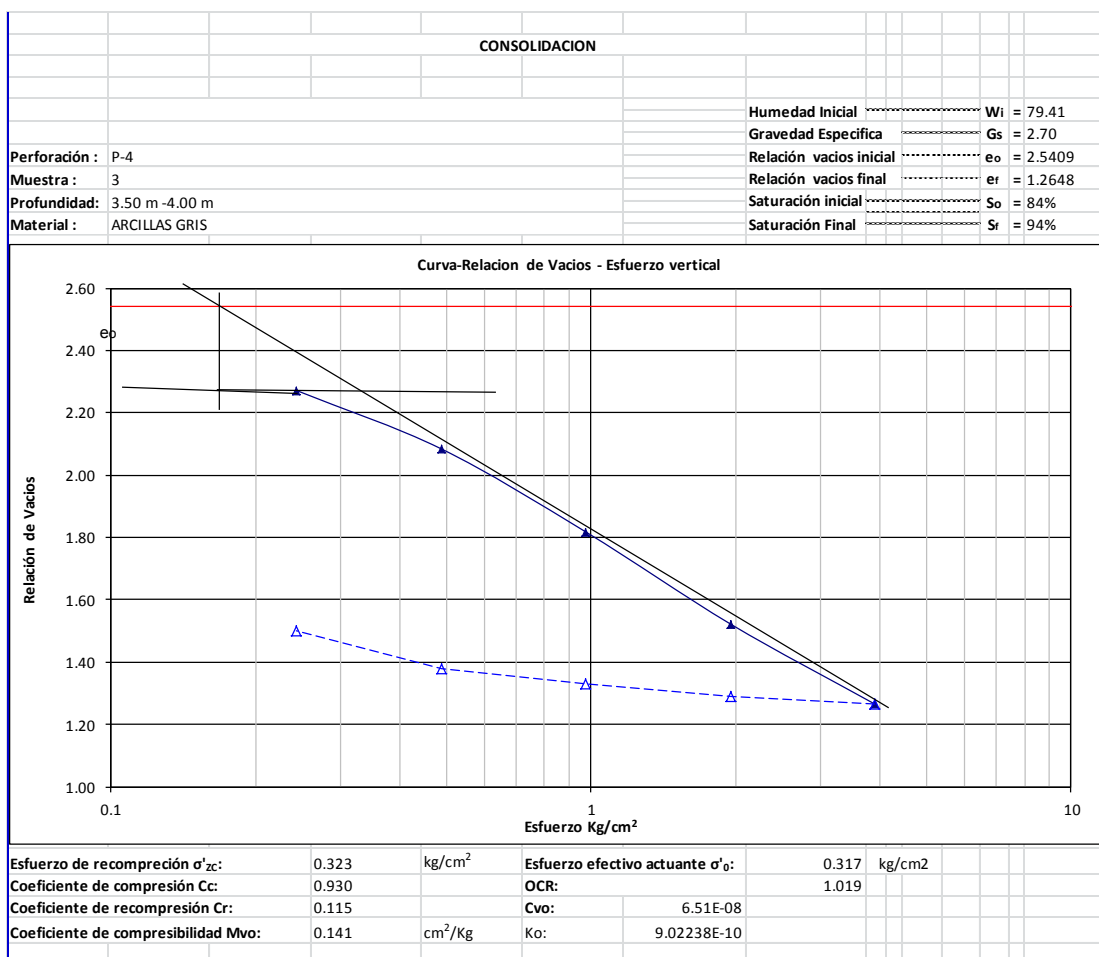
## A.2 Ensayo de Consolidación de la muestra 2



### A.3 Ensayo de Consolidación de la muestra 3

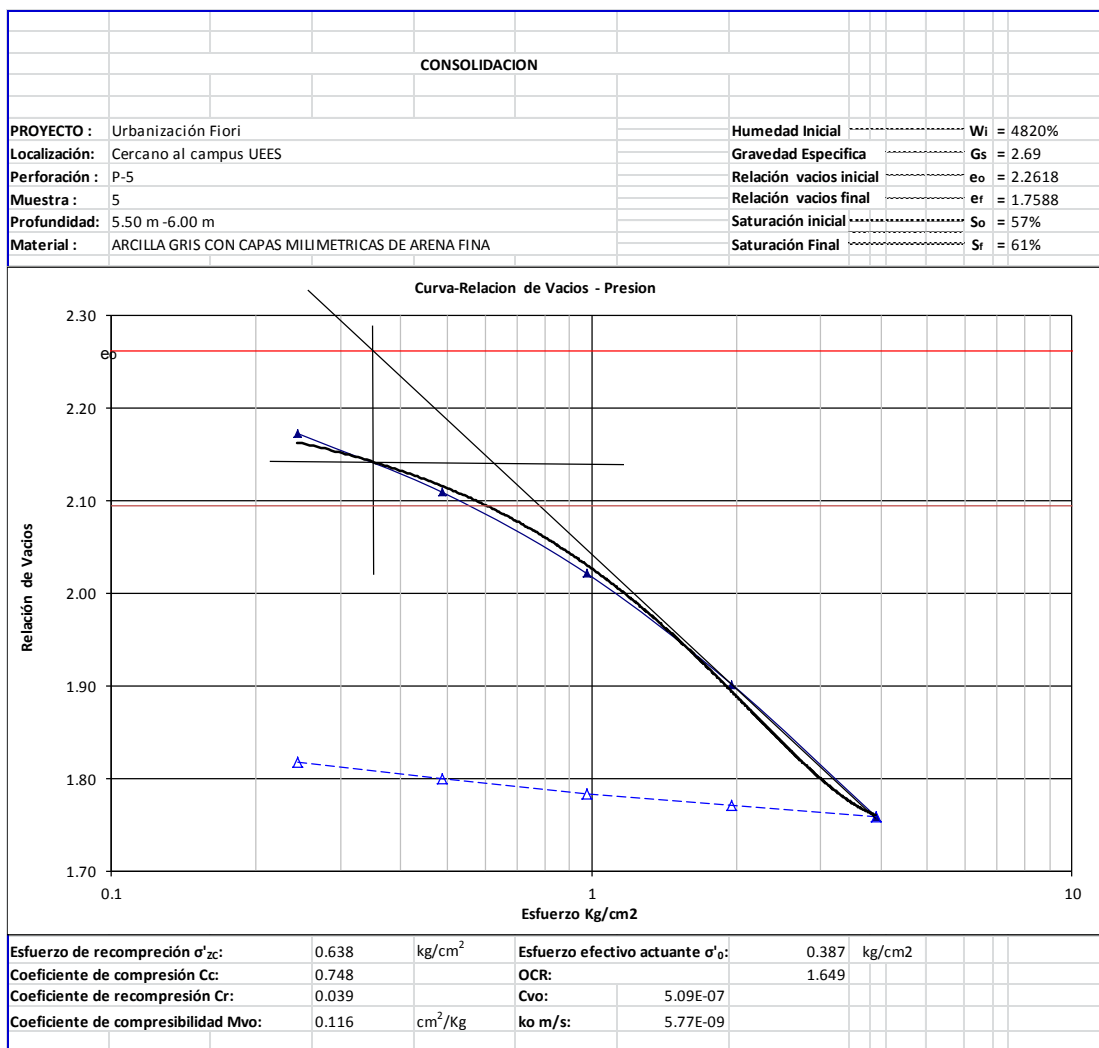


### A.4 Ensayo de Consolidación de la muestra 4

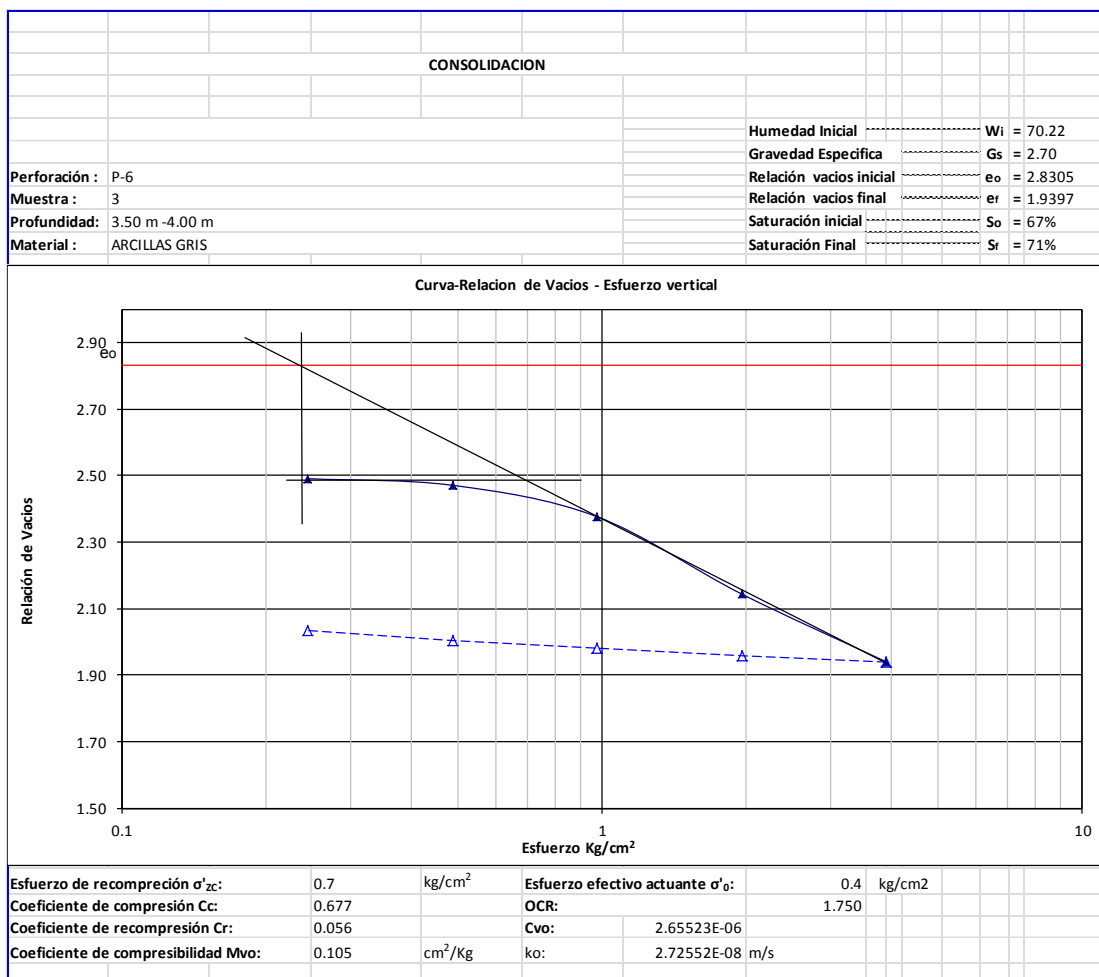




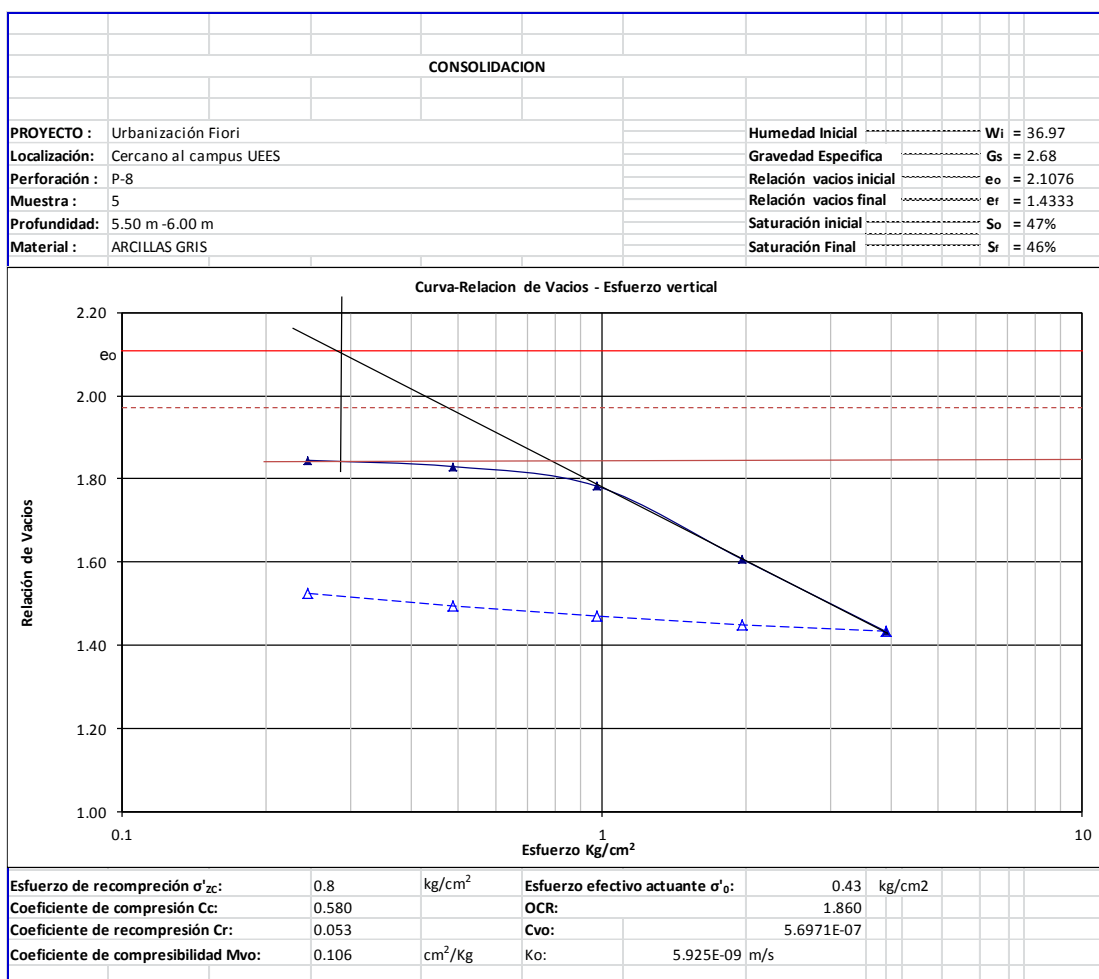
## A.5 Ensayo de Consolidación de la muestra 5



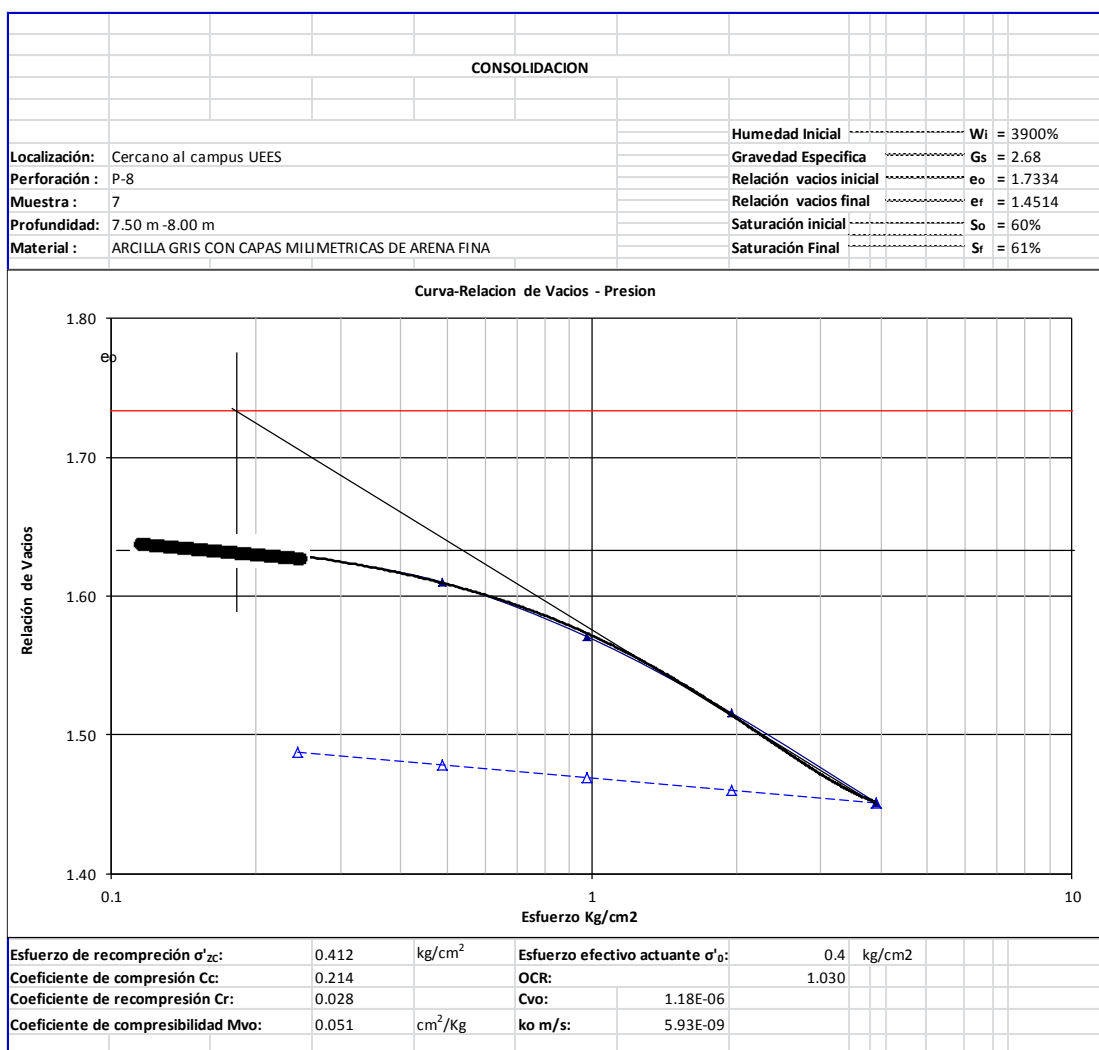
## A.6 Ensayo de Consolidación de la muestra 6




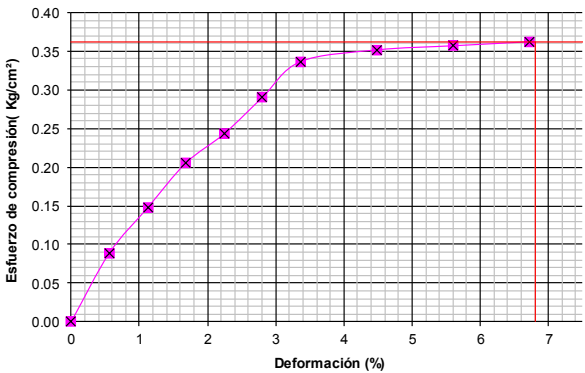
## A.7 Ensayo de Consolidación de la muestra 7



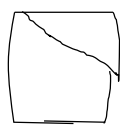
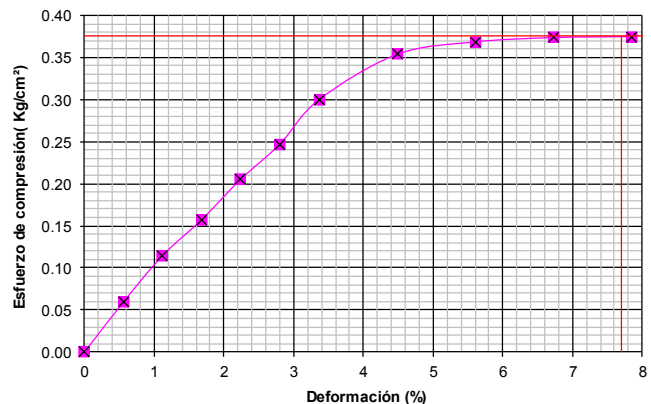
## A.8 Ensayo de Consolidación de la muestra 8



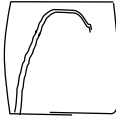
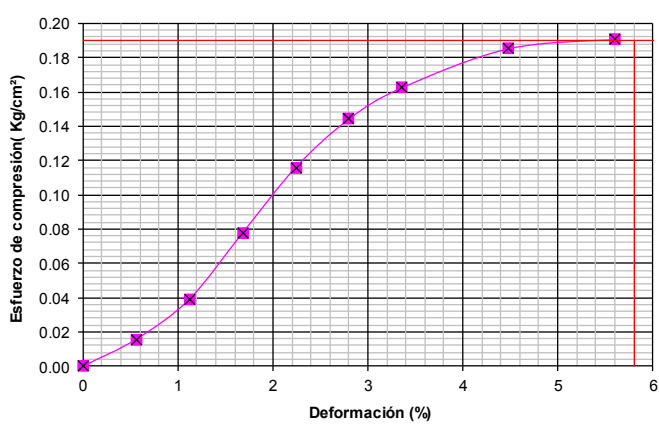
## B.1 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 1

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							
Coordenadas: 625359 E - 9763649 N							
Ubicación: Según plano		Sondeo No: P-1		Muestra No: 4		Profundidad: 3.50 m-4.00 m	
Diámetro: 3.56 cm		Altura: 6.98 cm		Área (A <sub>0</sub> ): 9.954 cm <sup>2</sup>		Volumen: 69.478 cm <sup>3</sup>	
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_0}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	9.954	0.000	Esquema de la rotura 
0.0045	0.890	0.015	0.0055	0.9945	10.008	0.089	
0.0075	1.484	0.030	0.0109	0.9891	10.064	0.147	
0.0105	2.077	0.045	0.0164	0.9836	10.120	0.205	
0.0125	2.473	0.060	0.0218	0.9782	10.176	0.243	
0.0150	2.967	0.075	0.0273	0.9727	10.233	0.290	
0.0175	3.462	0.090	0.0328	0.9672	10.291	0.336	Contenido Natural de humedad W = 132.52 WD= 83.06 WD= $\frac{83.06}{100}$ WR= $\frac{31.73}{100}$ Ww= 49.46 Ws= 51.33 W = $\frac{WW}{WS} \times 100$ W= 96.36 % Peso Unitario W= 100.79 grs V = 69.48 cm <sup>3</sup> $\gamma \eta = \frac{W}{V} = 1451$ Kg/m <sup>3</sup> $\gamma \sigma = \frac{\gamma \eta}{1 + \frac{W}{100}} = 739$ Kg/m <sup>3</sup>
0.0185	3.660	0.120	0.0437	0.9563	10.408	0.352	
0.0190	3.759	0.150	0.0546	0.9454	10.529	0.357	
0.0195	3.858	0.180	0.0655	0.9345	10.652	0.362	
		0.210					
		0.240					
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					
		0.480					
		0.540					
		0.600					
							
<b>Resultados :</b> <b>qu = 0.36 Kg/cm<sup>2</sup></b> <b><math>\epsilon = 6.8 \%</math></b>							
Observaciones							
.....							
.....							
.....							
.....							
.....							


## B.2 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 2

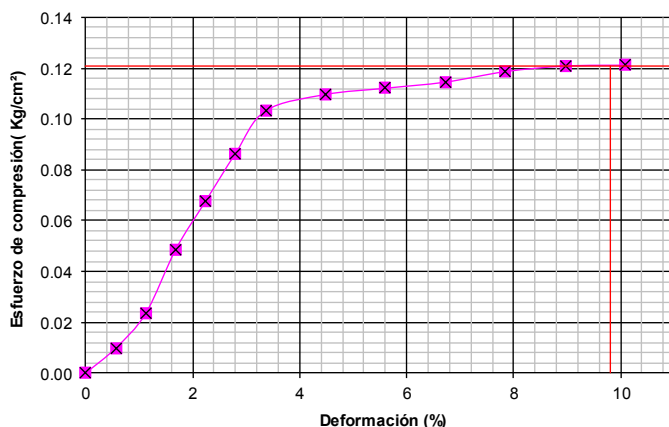
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							
Coordenadas: 625352.4 E - 9763679.1 N							
Ubicación: Según plano		Sondeo No: P-2		Muestra No: 5		Profundidad: 4.50 m-5.00 m	
Diámetro: 3.55 cm		Altura: 6.98 cm		Área (Ao): 9.898 cm <sup>2</sup>		Volumen: 69.088 cm <sup>3</sup>	
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_o}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	9.898	0.000	Esquema de la rotura 
0.0030	0.593	0.015	0.0055	0.9945	9.952	0.060	
0.0058	1.147	0.030	0.0109	0.9891	10.007	0.115	
0.0080	1.583	0.045	0.0164	0.9836	10.063	0.157	
0.0105	2.077	0.060	0.0218	0.9782	10.119	0.205	
0.0127	2.512	0.075	0.0273	0.9727	10.176	0.247	
0.0155	3.066	0.090	0.0328	0.9672	10.233	0.300	Contenido Natural de humedad W = 131.28    WD= 80.57 WD= 80.57    WR= 31.54 Ww= 50.71    Ws= 49.03 $W = \frac{WW}{WS} \times 100$ W= 103.43 %
0.0185	3.660	0.120	0.0437	0.9563	10.350	0.354	
0.0195	3.858	0.150	0.0546	0.9454	10.469	0.368	
0.0200	3.957	0.180	0.0655	0.9345	10.592	0.374	
0.0203	4.016	0.210	0.0764	0.9236	10.717	0.375	
		0.240					
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					Peso Unitario W = 99.74    grs V = 69.09    cm <sup>3</sup> $\gamma_{\eta} = \frac{W}{V} = 1444 \text{ Kg/m}^3$ $\gamma_{\sigma} = \frac{\gamma_{\eta}}{1 + \frac{W}{100}} = 710 \text{ Kg/m}^3$
		0.480					
		0.540					
		0.600					
							
<b>Resultados :</b> <b>qu = 0.38 Kg/cm<sup>2</sup></b> <b>ε = 7.7 %</b>							
Observaciones							
.....							
.....							
.....							
.....							

### B.3 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 3

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							
Coordenadas: 625406 E - 9763685 N							
Ubicación: Según plano		Sondeo No: P-3		Muestra No: 5			
Diámetro: 3.57 cm		Altura: 6.97 cm		Área (Ao): 10.010 cm <sup>2</sup>		Volumen: 69.768 cm <sup>3</sup>	
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_o}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	10.010	0.000	Esquema de la rotura 
0.0008	0.158	0.015	0.0055	0.9945	10.065	0.016	
0.0020	0.396	0.030	0.0109	0.9891	10.120	0.039	
0.0040	0.791	0.045	0.0164	0.9836	10.177	0.078	
0.0060	1.187	0.060	0.0219	0.9781	10.234	0.116	
0.0075	1.484	0.075	0.0273	0.9727	10.291	0.144	
0.0085	1.682	0.090	0.0328	0.9672	10.349	0.162	
0.0098	1.939	0.120	0.0437	0.9563	10.468	0.185	Contenido Natural de humedad  W = 146.31    WD= 103.67 WD= $\frac{103.67}{146.31}$ WR= $\frac{31.95}{146.31}$ Ww= 42.64    Ws= 71.72 $W = \frac{Ww}{Ws} \times 100$ W= 59.45 %
0.0102	2.018	0.150	0.0547	0.9453	10.589	0.191	
		0.180					
		0.210					
		0.240					
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					
		0.480					Peso Unitario W= 114.36 grs V = 69.77 cm <sup>3</sup> $\gamma \eta = \frac{W}{V} = 1639 \text{ Kg/m}^3$ $\gamma \sigma = \frac{\gamma \eta}{1 + \frac{W}{100}} = 1028 \text{ Kg/m}^3$
		0.540					
		0.600					
							
<b>Resultados :</b> qu = 0.19 Kg/cm <sup>2</sup> ε = 5.8 %							
Observaciones							
.....							
.....							
.....							
.....							


## B.4 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 4

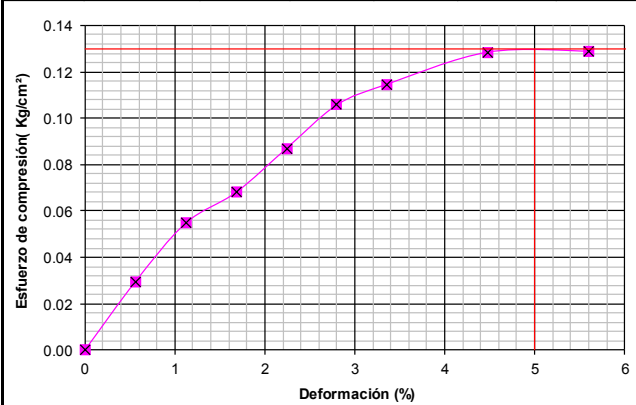
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							NOTAS
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_0}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	10.010	0.000	Esquema de la rotura 
0.0005	0.099	0.015	0.0055	0.9945	10.065	0.010	
0.0012	0.237	0.030	0.0109	0.9891	10.120	0.023	
0.0025	0.495	0.045	0.0164	0.9836	10.177	0.049	
0.0035	0.692	0.060	0.0219	0.9781	10.234	0.068	
0.0045	0.890	0.075	0.0273	0.9727	10.291	0.087	
0.0054	1.068	0.090	0.0328	0.9672	10.349	0.103	
0.0058	1.147	0.120	0.0437	0.9563	10.468	0.110	
0.0060	1.187	0.150	0.0547	0.9453	10.589	0.112	
0.0062	1.227	0.180	0.0656	0.9344	10.713	0.114	
0.0065	1.286	0.210	0.0765	0.9235	10.839	0.119	Contenido Natural de humedad W = 130.38    WD = 77.98 WD = $\frac{83.06}{100}$ WR = $\frac{31.59}{100}$ Ww = 47.32    Ws = 51.47 W = $\frac{WW}{WS} \times 100$ W = 91.94 %
0.0067	1.325	0.240	0.0875	0.9125	10.969	0.121	Peso Unitario W = 98.79 grs V = 69.77 cm <sup>3</sup> $\gamma \eta = \frac{W}{V} = 1416 \text{ Kg/m}^3$ $\gamma \sigma = \frac{\gamma \eta}{1 + \frac{W}{100}} = 738 \text{ Kg/m}^3$
0.0068	1.345	0.270	0.0984	0.9016	11.102	0.121	
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					
		0.480					<b>Resultados :</b> <b>qu = 0.121 Kg/cm<sup>2</sup></b> <b><math>\epsilon = 9.8 \%</math></b>
		0.540					
		0.600					




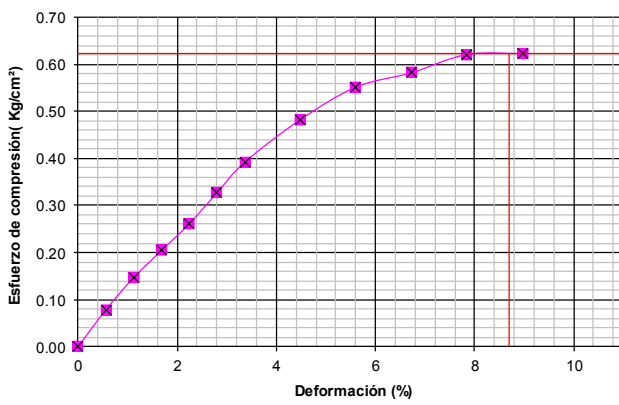


## B.5 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 5


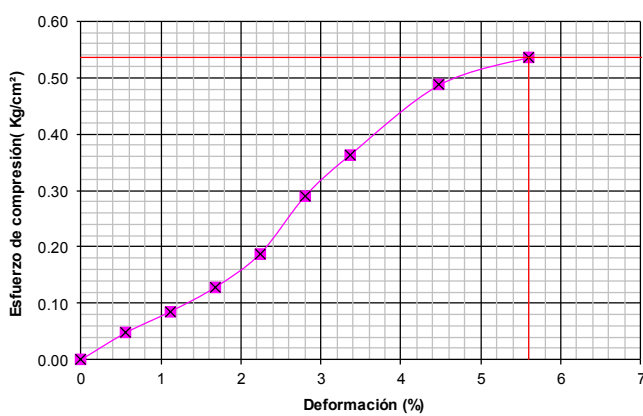
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							NOTAS
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_0}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
Coordenadas: 625462 E - 9763707 N							Esquema de la rotura 
Ubicación: Según plano      Sondeo No: P-5      Muestra No: 5      Profundidad: 5.50 m-6.00 m							
Diámetro: 3.57 cm      Altura: 6.97 cm      Área (Ao): 10.010 cm <sup>2</sup> Volumen: 69.768 cm <sup>3</sup>							
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	10.010	0.000	
0.0015	0.297	0.015	0.0055	0.9945	10.065	0.029	
0.0028	0.554	0.030	0.0109	0.9891	10.120	0.055	
0.0035	0.692	0.045	0.0164	0.9836	10.177	0.068	
0.0045	0.890	0.060	0.0219	0.9781	10.234	0.087	
0.0055	1.088	0.075	0.0273	0.9727	10.291	0.106	
0.0060	1.187	0.090	0.0328	0.9672	10.349	0.115	
0.0068	1.345	0.120	0.0437	0.9563	10.468	0.129	
0.0069	1.365	0.150	0.0547	0.9453	10.589	0.129	
		0.180					
		0.210					
		0.240					
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					
		0.480					
		0.540					
		0.600					
Contenido Natural de humedad							
W = 154.96    WD= 115.61							
WD= 115.61    WR= 31.65							
Ww= 39.35    Ws= 83.96							
$W = \frac{WW}{WS} = x \ 100$							
W= 46.87 %							
Peso Unitario							
W= 123.31 grs							
V = 69.77 cm <sup>3</sup>							
$\gamma_1 = \frac{W}{V} = 1767 \text{ Kg/m}^3$							
$\gamma_\sigma = \frac{\gamma_1}{1 + \frac{W}{100}} = 1203 \text{ Kg/m}^3$							
Resultados :							
qu = 0.13 Kg/cm <sup>2</sup>							
ε = 5.0 %							
Observaciones							
.....							
.....							
.....							
.....							
.....							




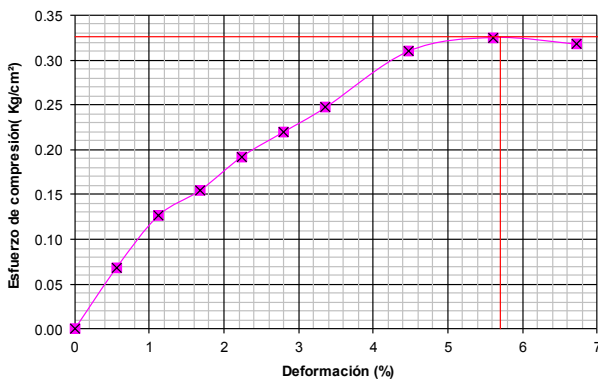
## B.6 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 6

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							
Coordenadas: 625673 E - 9763823 N							
Ubicación: Según plano      Sondeo No: P-6      Muestra No: 3      Profundidad: 3.50 m-4.00 m							
Diámetro: 3.57 cm      Altura: 6.98 cm      Área (Ao): 10.010 cm <sup>2</sup> Volumen: 69.869 cm <sup>3</sup>							
Carga	Deformación Vertical			1 - e	Área Corregida $\frac{A_o}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
	DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	10.010	0.000	Esquema de la rotura 
0.0040	0.791	0.015	0.0055	0.9945	10.065	0.079	
0.0075	1.484	0.030	0.0109	0.9891	10.120	0.147	
0.0105	2.077	0.045	0.0164	0.9836	10.176	0.204	
0.0135	2.671	0.060	0.0218	0.9782	10.233	0.261	
0.0170	3.363	0.075	0.0273	0.9727	10.291	0.327	
0.0205	4.055	0.090	0.0328	0.9672	10.349	0.392	
0.0255	5.045	0.120	0.0437	0.9563	10.467	0.482	
0.0295	5.836	0.150	0.0546	0.9454	10.588	0.551	
0.0315	6.232	0.180	0.0655	0.9345	10.711	0.582	
0.0340	6.726	0.210	0.0764	0.9236	10.838	0.621	
0.0345	6.825	0.240	0.0873	0.9127	10.968	0.622	
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					Peso Unitario W = 115.24 grs V = 69.87 cm <sup>3</sup> $\gamma_w = \frac{W}{V} = 1649 \text{ Kg/m}^3$ $\gamma_\sigma = \frac{\gamma_w}{1 + \frac{W}{100}} = 1053 \text{ Kg/m}^3$
		0.480					
		0.540					
		0.600					
							
Ing. J.C.R							
<b>Resultados :</b> <b>qu = 0.624 Kg/cm<sup>2</sup></b> <b><math>\epsilon = 8.7 \%</math></b>							
Observaciones							
.....							
.....							
.....							
.....							

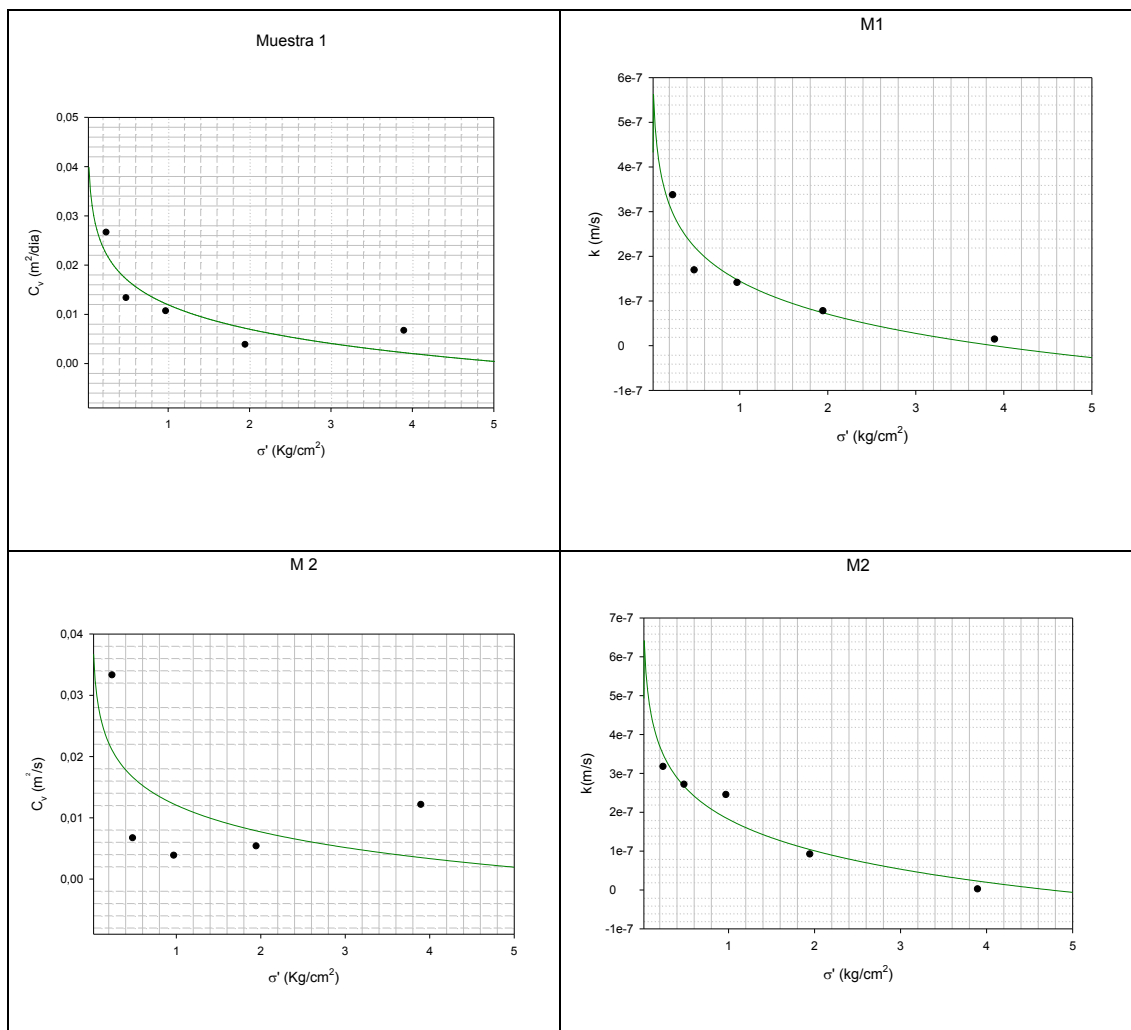
## B.7 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 7

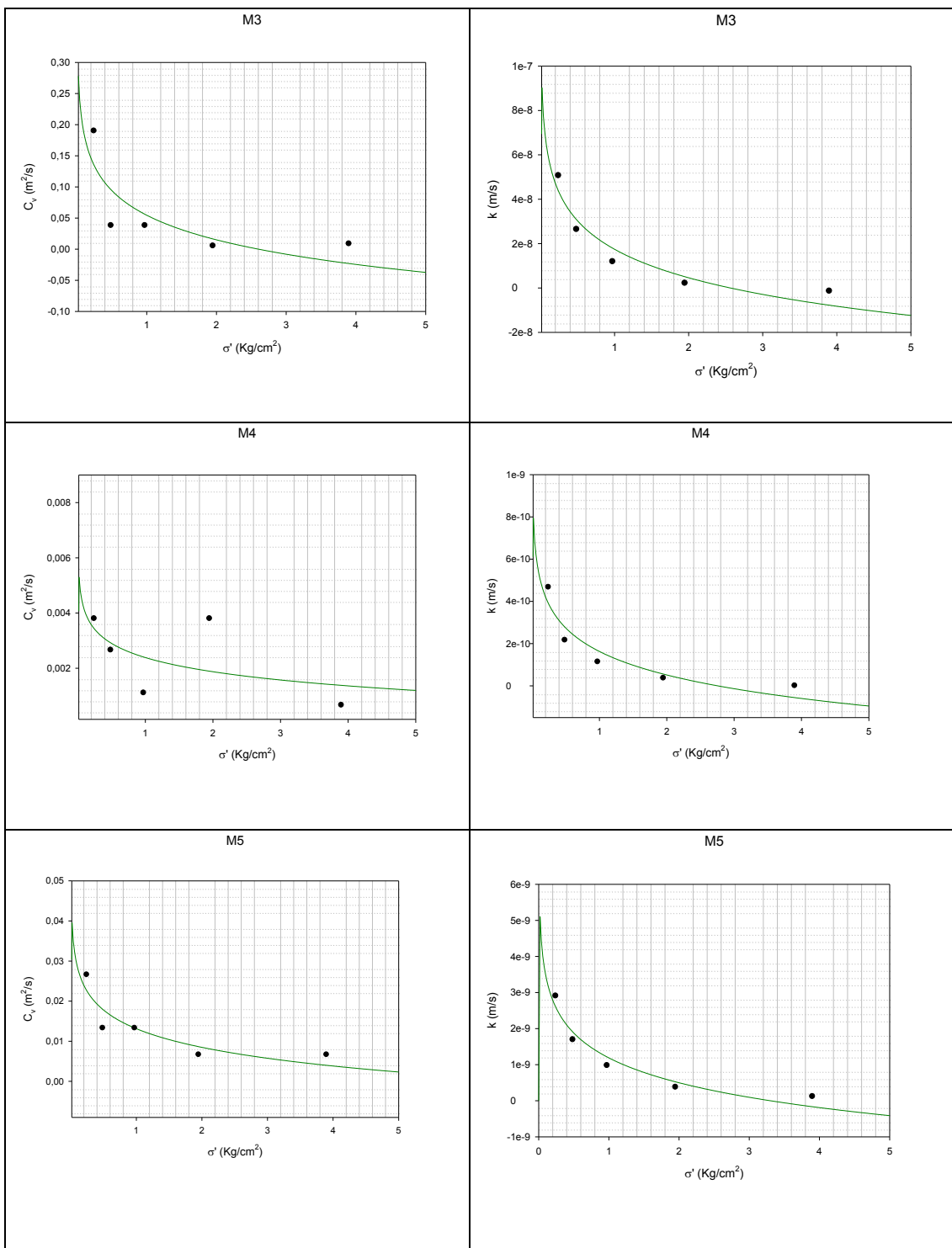
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							
PROYECTO: URBANIZACIÓN FIORI			FECHA: Agosto, 18 del 2014				
Coordenadas: 625710 E - 9763898 N		Contratista: Consulnac Cía Ltda.		Contratante: Urb Fiori			
Ubicación: Según plano		Sondeo No: P-8	Muestra No: 5	Profundidad: 5.50 m-6.00 m			
Diámetro: 3.62 cm		Altura: 6.97 cm	Área (Ao): 10.292 cm <sup>2</sup>	Volumen: 71.736 cm <sup>3</sup>			
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_o}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	10.292	0.000	Esquema de la rotura 
0.0025	0.495	0.015	0.0055	0.9945	10.349	0.048	
0.0045	0.890	0.030	0.0109	0.9891	10.406	0.086	
0.0068	1.345	0.045	0.0164	0.9836	10.464	0.129	
0.0100	1.978	0.060	0.0219	0.9781	10.522	0.188	
0.0155	3.066	0.075	0.0273	0.9727	10.581	0.290	
0.0195	3.858	0.090	0.0328	0.9672	10.641	0.363	Contenido Natural de humedad W = 144.11 WD= 99.77 WD= 99.77 WR= 31.70 Ww= 44.34 Ws= 68.07 $W = \frac{WW}{WS} = x 100$ W= 65.14 % Peso Unitario W= 112.41 grs V = 71.74 cm <sup>3</sup> $\gamma \eta = \frac{W}{V} = 1567 \text{ Kg/m}^3$ $\gamma \sigma = \frac{\gamma \eta}{1 + \frac{W}{100}} = 949 \text{ Kg/m}^3$
0.0265	5.242	0.120	0.0437	0.9563	10.763	0.487	
0.0295	5.836	0.150	0.0547	0.9453	10.887	0.536	
		0.180					
		0.210					
		0.240					
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					
		0.480					
		0.540					
		0.600					
							
<b>Resultados :</b> <b>qu = 0.535 Kg/cm<sup>2</sup></b> <b><math>\epsilon = 5.6 \%</math></b>							
<b>Observaciones</b> ..... ..... ..... .....							

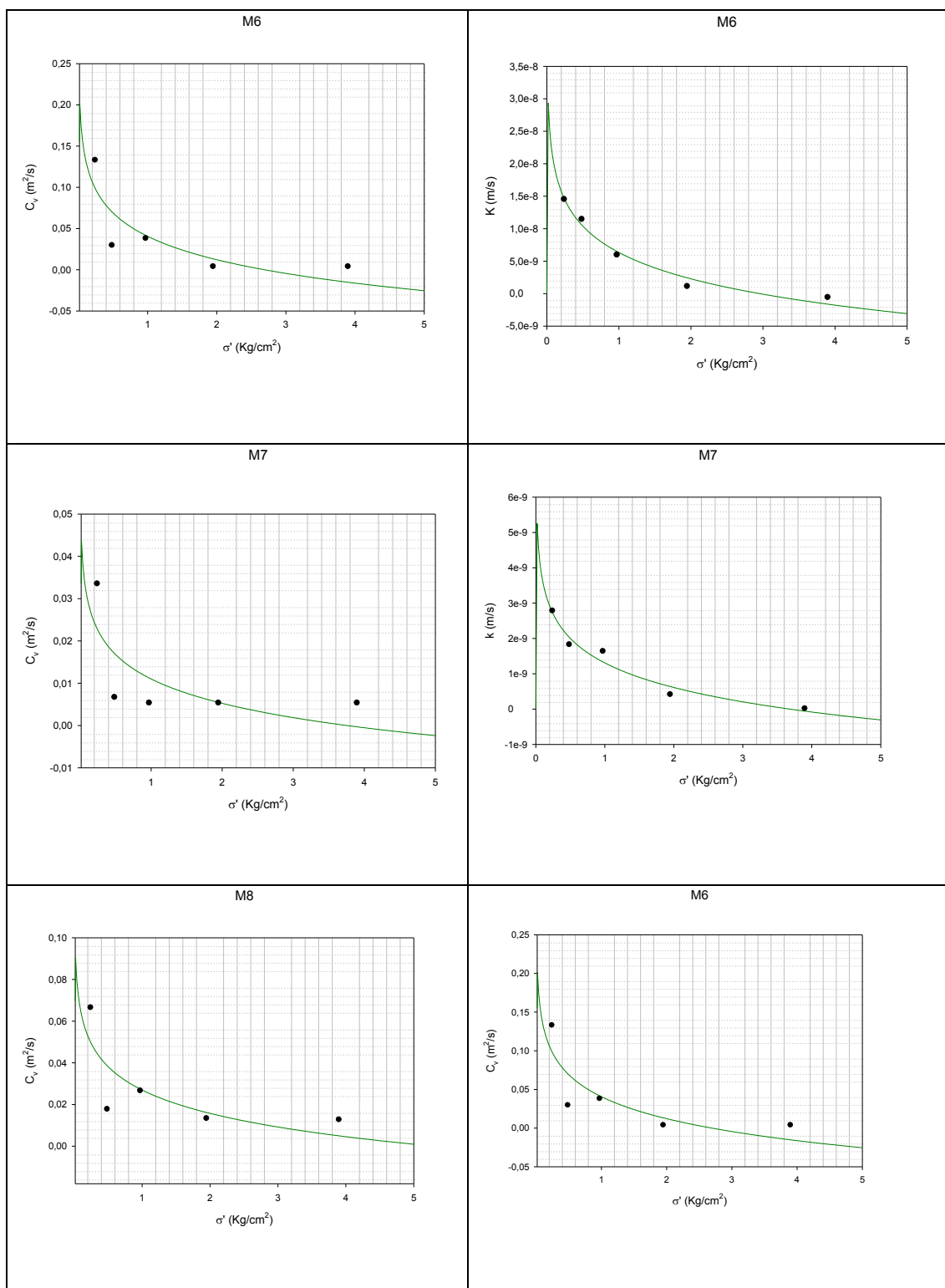
## B.8 Ensayo de Compresión no confinada de la muestra 8

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR (DEFORMACIÓN CONTROLADA)							NOTAS
Carga		Deformación Vertical		1 - e	Área Corregida $\frac{A_0}{1-e}$	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	
DIAL LC-2 0.0001"	Kg.	DIAL LC-8 0.001"	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$				
0.0000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	10.066	0.000	Esquema de la rotura  
0.0035	0.692	0.015	0.0055	0.9945	10.121	0.068	
0.0065	1.286	0.030	0.0109	0.9891	10.177	0.126	
0.0080	1.583	0.045	0.0164	0.9836	10.234	0.155	
0.0100	1.978	0.060	0.0219	0.9781	10.291	0.192	
0.0115	2.275	0.075	0.0273	0.9727	10.349	0.220	Contenido Natural de humedad  W = 150.16    WD = 109.50 WD = 109.50    WR = 31.80 Ww = 40.66    Ws = 77.70 $W = \frac{Ww}{Ws} \times 100$ W = 52.33 %  Peso Unitario W = 118.36 grs V = 70.16 cm <sup>3</sup> $\gamma \eta = \frac{W}{V} = 1687 \text{ Kg/m}^3$ $\gamma \sigma = \frac{\gamma \eta}{1 + \frac{W}{100}} = 1107 \text{ Kg/m}^3$
0.0130	2.572	0.090	0.0328	0.9672	10.407	0.247	
0.0165	3.264	0.120	0.0437	0.9563	10.526	0.310	
0.0175	3.462	0.150	0.0547	0.9453	10.648	0.325	
0.0173	3.422	0.180	0.0656	0.9344	10.773	0.318	
		0.210					
		0.240					
		0.270					
		0.300					
		0.360					
		0.420					
		0.450					
		0.480					
		0.540					
		0.600					
							<b>Resultados :</b> <b>qu = 0.33 Kg/cm<sup>2</sup></b> <b>ε = 5.7 %</b>
Observaciones							..... ..... ..... ..... .....

### C. Curvas de la permeabilidad y coeficiente de compresión volumétrica por muestra.







## Bibliografía

1. **Camacho, Javier and Reyes, Oscar.** *Aplicación del Modelo Cam-clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá.* s.l. : Revista de Ingeniería de construcción , 2003.
2. **Britto, A. M. and Gunn, M. J.** *Critical State Soil Mechanics.* s.l. : British Library Cataloguing, 1987.
3. **ke, Wu and Yue, Sun.** *Effective stress method on bearing capacity of bucket foundation subjected to vertical loading.*
4. **Kojic, Milos and Jürgen Bathe, Klaus.** *Inelastic Analysis of Solids and Structures .* Germany : Springer-Verlag, 2005.
5. **Felling, Wolfgang.** *Hypoplasticity for beginners.* s.l. : Institut für Geotechnik und tunnelbau, Universität Innsbruck , 2002.
6. **Helwany, Sam.** *Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications.* United States of America : John Wiley & Sons, inc. , 2007.
7. **Vera Grunauer, Xavier.** *Manual práctico para la caracterización geológica, geotécnica y sísmica de la ciudad de Guayaquil.* s.l. : Geostudio y Secretaria de gestión de riesgos, 2009.



8. **Ltd., Geo-Slop International.** *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007, An Engineering Methodology.* Third Edition, March 2008.
9. **Potts, David M. and Zdravkovic, Lidija.** *Finite element analysis in geotechnical engineering, Application.* London : Thomas Telford, 2001.
10. **Buhdu, Muni.** *Soil Mechanics and Foundations.* United States of America : John Wiley & Sons, Inc. , 2010.
11. **Kahlström, Mat.** *Plaxis 2D comparison of Mohr-Coulomb and Soft soil Materials Models.* 2013.
12. **Potts, David M. and Zdravkovic, Lidija.** *Finite element analysis in geotechnical engineering, Theory.* London : Thomas Telford, 1999.
13. **Chandrupatla, Tirupathi R. and Belegundu , Ashok D.** *Elemento Finito en Ingeniería.* s.l. : Prentice Hall Hispanoamericana S.A., 1999.
14. *Stability, Limit Analysis versus Limit Equilibrium for Slope.* **Yu, H. S., et al., et al.** 1998, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
15. **Das, Braha.** *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.*
16. **Kachanov, L. M.** *Fundamentals of the Theory of Plasticity.* s.l. : Dover Publications, 2004.
17. **Moaveni., Saeed.** *Finite Element Analysis, theory and application with Ansys.*

18. **Viswanadham , B. M. V. and Venkatachalam, G.** *Applied Soil Mechanics*. s.l. : Lectures in Geo-engineering at Madras Institute of Technology.
19. **Schofield, Andrew and Wroth, Peter.** *Critical State Soil Mechanics*. s.l. : Lectures in Geo-engineering at Cambridge University.
20. **Lunne, Tom, et al., et al.** *Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays*. Canada : s.n., 2006. 726-750.
21. **ANSYS.** *Element Reference*. 2008 : s.n.
22. **Ltd., Geo-Slop International.** *Seepage Modeling with SEEP/W 2007, An Engineering Methodology* . 2008. Third Edition, March 2008.
23. **Bransby , M.F.** *The undrained inclined load capacity of shallow foundations after consolidation under vertical loads*. s.l. : Department of Civil Engineering, The university of Dundee, Scotland.
24. **Mayne, Paul W. .** *Cam-Clay predictions of undrained strength*. s.l. : Journal of the geotechnical Engineering division , 1990. 1219-1241.
25. *Limit Analysis and Limit Equilibrium, Solutions in soil Mechanics*. **Chen, Wai F. and Scawthorn, Charles R.** 1968, Leigh University Institute of Research.

26. Foundation Engineering. *Geostrata*. s.l. : Geo-Institute of ASCE, 2015.

27. **International, ASTM.** *Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings*. 1994. D1194-94.