

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE DISTINTOS
TIPOS DE SUELO MEDIANTE HERRAMIENTAS
COMPUTACIONALES INCORPORANDO MODELOS
CONSTITUTIVOS DEL SUELO.”**

Trabajo de titulación previo la obtención del Título de:

MÁGISTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

Jorge Arévalo Muñoz

David Vázquez Ponce

GUAYAQUIL - ECUADOR

2021

DEDICATORIA

A mis padres por la confianza y soporte brindado durante el proceso. A las personas que me motivaron a cumplir con el objetivo final de grado.

Jorge Arévalo Muñoz

Dedico este proyecto a Dios, a mis padres, a mi esposa y a mis dos hijas Dianita y Fernanda cuyo amor me ha dado la fuerza para superarme, ser ejemplo de ustedes y vivir para ustedes.

David Vázquez Ponce

AGRADECIMIENTOS

A los profesores de la maestría por impartir los conocimientos necesarios para desarrollarme en el área de la ingeniería geotécnica.

Jorge Arévalo Muñoz

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos a Fausto Molina y Davide Besenzon como tutores, por contribuir a este proyecto con su amplia experiencia y consejos referentes a esta rama muy bonita de la ingeniería.

David Vázquez Ponce

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Jorge Arévalo Muñoz y David Vázquez Ponce damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Jorge Arévalo Muñoz

David Vázquez Ponce

EVALUADORES

Paola Leonor Romero Crespo
DECANO O DELEGADO

Fausto Andrés Molina Gómez
**TUTOR DE PROYECTO DE
TITULACIÓN**

Davide Besenzon Venegas
**CO-TUTOR DE PROYECTO DE
TITULACIÓN**

RESUMEN

El estudio del comportamiento de los suelos es indispensable para resolver problemas complejos de la ingeniería geotécnica. A través de los años se han desarrollado investigaciones para aplicar metodologías que utilizan diversos modelos constitutivos con la finalidad de simular las condiciones reales bajo diferentes condiciones o escenarios de carga. Estos modelos funcionan con parámetros de entrada que se obtienen de los ensayos de laboratorio para así conseguir: curvas esfuerzo deformación, trayectoria de esfuerzos y resistencias.

La presente investigación se ha enfocado en la evaluación del comportamiento de dos distintos tipos de suelos, para lo cual se ha utilizado tres modelos constitutivos: Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado, CASM (Clay and Sand Model). Estos fueron desarrollados y calibrados en la herramienta computacional de Matlab integrando codificaciones e interfaces numéricas.

Las simulaciones fueron aplicadas a dos muestras de suelo tomadas de una base datos de acceso libre, la primera corresponde a una arcilla denominada "*Bangkok Soft Clay*" y la otra a una arena denominada "*Fraser River-Canadá*". En esta selección se contempló la mayor cantidad de ensayos en condiciones drenadas y no drenadas, particularmente de ensayos triaxiales. Con la finalidad de obtener parámetros geo mecánicos y de estados crítico los cuales permitan definir el comportamiento de los suelos (Calibración de Data de Laboratorio).

Se comparó los modelos constitutivos (MC y CCM) codificados en MATLAB con el Software PLAXIS (Element Test), obteniendo variaciones despreciables en términos de esfuerzo desviador con respecto a deformación axial. Este diferencial no supera el 6% de variabilidad, tomando de referencia las curvas del modelo Cam-Clay para una condición no drenada.

Finalmente, se obtuvo la calibración comparando los diferentes modelos constitutivos con lo ensayado en laboratorio para los ensayos CID3, CIU2, T3, T7 Y T11 de los dos tipos de suelo. Al comparar se pudo observar, que para la arcilla de *Bangkok Soft Clay*

ningún modelo pudo predecir las grandes deformaciones de este suelo, sin embargo, en términos de resistencia todos los modelos se aproximan a lo medido en el triaxial.

Para el suelo de *Fraser River* se adoptó tres ensayos debido a la diversidad del mismo, esto englobaba suelo con características dilativas y contractivas en ambas condiciones de drenaje. Los modelos constitutivos en general para las condiciones drenadas de la arena, se acoplaba muy bien a las diferentes curvas que definen el comportamiento del suelo, a excepción del modelo Mohr-Coulomb para el caso del suelo dilatante, ya que este modelo no predice la variación de deformaciones positivas o negativas.

Este estudio pretende validar los modelos constitutivos mencionados y que sirvan como punto partida para nuevas investigaciones. Integrando los modelos del CASM con características de endurecimiento por deformación y consideraciones cíclicas de los suelos. Es fundamental poder usar estos modelos para poder predecir el comportamiento los suelos en el Ecuador, especialmente la arcilla de Guayaquil cuyas características son particulares debido a que posee en su estructura microfósiles o diatomáceos (Cementación).

Palabras Clave: *Mohr Coulomb, Cam Clay modificado, CASM, MATLAB, modelos constitutivos, PLAXIS Element Test, calibración, interfases numéricas.*

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	I
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	V
NOMENCLATURA	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
INDICE DE ANEXOS	XII
CAPÍTULO 1	13
1. Introducción.....	13
1.1 Antecedentes	13
1.2 Descripción del problema	15
1.3 Objetivos	16
1.3.1 Objetivo General.....	16
1.3.2 Objetivos Específicos.....	16
1.4 Información relacionada al área de estudio	17
1.4.1 Generalidades	17
1.4.2 Ubicación geográfica	17
1.5 Metodología	19
CAPÍTULO 2.....	20
2. Ensayos de laboratorio para medir deformación y resistencia en suelos	20
2.1 Ensayo de consolidación unidimensional	20
2.1.1 Duración de la consolidación	20
2.1.2 Ensayo Edométrico.....	21
2.2 Ensayo Triaxial.....	23
2.2.1 Principios del ensayo Triaxial.....	24
2.2.2 Procedimiento de ensayo Triaxial	25
2.2.3 Etapas del Ensayo – Consolidación y Corte	29
2.2.4 Tipos de ensayos.....	30
2.3 Modelos constitutivos para describir el comportamiento de suelos.....	31
2.3.1 Teoría de la elasticidad.....	35
2.3.2 Teoría de la plasticidad.....	36
2.3.3 Teoría de Mohr-Coulomb	38
2.3.4 Modelo Cam-Clay modificado y teoría del estado crítico.....	41
2.3.5 Modelo CASM.....	50

2.3.5.1	Las constantes del modelo CASM y su identificación	53
2.3.5.2	Métodos de integración	55
CAPÍTULO 3	59
3.	PARÁMETROS Y CALIBRACIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS	59
3.1	Datos experimentales – Descripción de la base de datos.....	59
3.1.1	Arcilla de Bangkok “Soft Clay”	59
3.1.2	Arena “Fraser River”	75
3.2	Desarrollo de modelos numéricos en MATLAB	80
3.2.1	Mohr-Coulomb	81
3.2.2	Cam Clay modificado	85
3.2.3	CASM Model.....	89
3.3	Comparación de modelos constitutivos utilizando la aplicación Element Test de Plaxis y MATLAB.	95
3.4	Calibración de parámetros de los modelos constitutivos	99
CAPÍTULO 4	116
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	117
4.1	Resultados de las simulaciones numéricas y datos experimentales	117
CAPÍTULO 5	130
5.	Conclusiones Y Recomendaciones	130
5.1	Conclusiones.....	133
5.2	Recomendaciones.....	135
BIBLIOGRAFÍA	137
ANEXOS	141

ABREVIATURAS

CSL	Línea de estado crítico del suelo
CS	Estado crítico
MC	Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb
CCM	Modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado
CASM	Modelo constitutivo de Clay and Sand Model
CID	Consolidado Drenado
CIU	Consolidado no Drenado
LIR	Load Increment Ratio
MATLAB	Matrix Laboratory
NCL	Línea de Consolidación Normal
SPT	Ensayo de prueba de penetración estándar (Standard Penetration Testing)
CPT	Ensayo de prueba de cono de penetración (Cone Penetration Testing)
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
CH	Arcilla de alta plasticidad

NOMENCLATURA

ε_v	Deformación axial vertical
σ'_v	Esfuerzo efectivo vertical
e	Relación de vacíos
σ_3	Esfuerzo de confinamiento inicial o esfuerzo radial
σ_d	Esfuerzo desviador
σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_2	Esfuerzo principal menor
ε_v	Deformación volumétrica
ε_1	Deformación axial Máxima
q	Esfuerzo desviador
p'	Esfuerzo efectivo promedio principal
K	Módulo volumétrico
G	Módulo de corte
E	Módulo de Young
ν	Coefficiente de Poisson
φ	Ángulo de fricción interna del suelo.
ψ	Ángulo de dilatación del suelo
M	Pendiente de línea de falla en el estado crítico del suelo
V_c	Volumen del material en el estado crítico
λ	Pendiente de la línea de consolidación en carga
κ	Pendiente de la línea de consolidación en descarga
p'_c	Esfuerzo de pre consolidación del suelo
p'_{yc}	Tensión máxima de la punta en el punto de fluencia elíptico
p'_o	Tensión efectiva in situ
R	Radio de sobre consolidación
q_p	Esfuerzo desviador en la Fluencia
n	Coefficiente de estado de tensión
κ, μ	Constantes elásticas
ξ_R	Relación de espaciado
ξ	Parámetro de estado
V	Relación volumétrica de vacíos
v_0	Relación volumétrica inicial
U	Variación de presión de poros

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Mapa de zonificación geotécnica de Guayaquil (Vera-Grunauer, 2014)	18
Figura 2.1 Ensayo Edométrico. Sección de la célula de carga (Klute, 1986)	21
Figura 2.2 Gráficas del ensayo de consolidación. (Hotlz & Kovacs, 2010).....	22
Figura 2.3 Ensayo Edométrico. Paso de la aplicación de la carga sin drenaje y al proceso de consolidación. (Terzaghi & Peck, 1967)	23
Figura 2.4 Procedimiento ensayo Triaxial (Lade, 2016).....	26
Figura 2.5 Ensayos triaxiales de compresión (Viana da Fonseca, 2018)	27
Figura 2.6 Ensayos triaxiales de extensión (Viana da Fonseca, 2018)	27
Figura 2.7 Diagrama de ensayo triaxial (Rees, 2013)	28
Figura 2.8 Envolvente de Mohr-Coulomb (Lade, 2016)	31
Figura 2.9 Influencia de la densidad en el comportamiento a compresión edométrica (Pestana & Whittle, 1999)	33
Figura 2.10 Esquema de las trayectorias de tensiones en el proyecto VELACS (Arulmoli et al., 1992)	33
Figura 2.11 Resultados típicos de un ensayo triaxial drenado con diferentes densidades (Bolognesi, 1988)	34
Figura 2.12 Esquema del comportamiento de un suelo granular sometido a corte no drenado. (Bolognesi, 1988)	35
Figura 2.13 Esquema de ensayo uniaxial (Manzanal, 2008)	37
Figura 2.14 Esquema de comportamiento perfectamente plástico y con reblandecimiento. (Manzanal, 2008)	38
Figura 2.15 Respuesta experimental del suelo en ensayos de compresión triaxial. (Nieto et al., 2009).....	39
Figura 2.16 Formulación básica del modelo elasto-plástico perfecto (Mohr-Coulomb) (Nieto et al., 2009).....	39
Figura 2.17 Criterio plástico de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2019)	40
Figura 2.18 Línea de estado crítico para las variables q , p , v (Ledesma, 2013)	42
Figura 2.19 Línea de parámetro de estado ψ (Been & Jefferies, 1985)	44
Figura 2.20 Curvas esfuerzo-deformación de ensayos de corte directo drenado, a) Comportamiento típico de un suelo en un ensayo de corte drenado, b) Estado residual.	44

Figura 2.21 Comportamiento de la teoría de estado crítico para arcillas normalmente consolidadas (Craig, 2004).....	45
Figura 2.22 Modelo de Concepto del Estado Crítico: Arcillas sobre-consolidada. (Craig, 2004).....	47
Figura 2.23 Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay Modificado (Camacho & Reyes, 2005).....	48
Figura 2.24 Definición del radio sobre consolidación isotrópica (Wood, 1990)	49
Figura 2.25 Definición del parámetro de estado, constantes de estado y parámetros de estado de referencia (Yu, 1998).	51
Figura 2.26 Incrementos de deformación plástica del modelo CASM (Khong, 2004)...	52
Figura 2.27 Potenciales plásticos de los modelos constitutivos Cam Clay original, Cam Clay modificado y CASM (Clay and Sand Model)(Khong, 2004)	53
Figura 3.1 Resumen de Curvas de pruebas edométricas arcilla de Bangkok Soft Clay	61
Figura 3.2 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “p” y “q” del suelo Bangkok Soft Clay.....	63
Figura 3.3 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “e” y “log p” del suelo Bangkok Soft Clay.....	64
Figura 3.4 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “q” y “ea (%)” del suelo Bangkok Soft Clay.....	65
Figura 3.5 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “ Δu ” y “ea (%)” del suelo Bangkok Soft Clay.	66
Figura 3.6 Circulo de Mohr ensayos CIU – Esfuerzos efectivos del suelo Bangkok Soft Clay.....	67
Figura 3.7 Circulo de Mohr ensayos CIU – Esfuerzos totales del suelo Bangkok Soft Clay.....	68
Figura 3.8 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “p” y “q” del suelo Bangkok Soft Clay.....	70
Figura 3.9 Trayectoria de esfuerzos de ensayos triaxiales CID en términos de “e” y “log p” del suelo Bangkok Soft Clay.	71
Figura 3.10 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “q”- “ea” del suelo Bangkok Soft Clay.....	72
Figura 3.11 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “ ϵ_v ”- “ ϵ_a ”	73

Figura 3.12 Circulo de Mohr ensayos CID – Esfuerzos totales del suelo Bangkok Soft Clay.....	74
Figura 3.13 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “q”- “p” del suelo Fraser River (Sand).....	77
Figura 3.14 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “e”- “p” del suelo Fraser River Sand.	79
Figura 3.15 Outputs modelo de Mohr-Coulomb condición drenada	83
Figura 3.16 Outputs modelo de Mohr-Coulomb condición no drenada	84
Figura 3.17 Outputs modelo MATLAB de Cam Clay Modificado condición drenada (Fuente: Autor)	87
Figura 3.18 Outputs modelo Cam Clay Modificado condición no drenada en MATLAB (Fuente: Autor)	88
Figura 3.19 Outputs modelo Matlab del CASM condición drenada	93
Figura 3.20 Outputs modelo Matlab del CASM condición no drenada	94
Figura 3.21 Comparación entre Element Test de Plaxis y la codificación de MATLAB del modelo Mohr Coulomb para un suelo en condiciones drenadas y no drenadas (CID1 y CIU1) con un confinamiento de inicial de $P_o = 138$ kPa	97
Figura 3.22 Comparación entre Element Test de Plaxis y la codificación de MATLAB del modelo Cam Clay modificado para un suelo en condiciones drenadas (CID1) con un confinamiento de inicial de $P_o = 138$ kPa.....	98
Figura 3.23 Comparación entre Element Test de Plaxis y la codificación de MATLAB del modelo Cam Clay modificado para un suelo en condiciones no drenadas (CIU1) con un confinamiento de inicial de $P_o = 138$ kPa.....	99
Figura 3.24 Sensibilidad de valores muestra CID1 del suelo Bangkok Soft clay utilizando el modelo constitutivo de Mohr Coulomb.....	105
Figura 3.25 Sensibilidad de valores muestra CIU1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.....	106
Figura 3.26 Sensibilidad de valores muestra T1 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Mohr Coulomb	107
Figura 3.27 Sensibilidad de valores muestra T9 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Mohr Columb	108
Figura 3.28 Sensibilidad de valores muestra CID1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado	110

Figura 3.29 Sensibilidad de valores muestra CIU1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado	111
Figura 3.30 Sensibilidad de valores muestra T1 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado	112
Figura 3.31 Sensibilidad de valores muestra T9 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado	113
Figura 3.32 <i>Sensibilidad de valores muestra CID1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo).....</i>	114
Figura 3.33 Sensibilidad de valores muestra CIU1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo).....	114
Figura 3.34 Sensibilidad de valores muestra T1 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo)	115
Figura 3.35 Sensibilidad de valores muestra T9 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo)	115
Figura 4.1 Resultados de calibración de la muestra CID3 condición drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Columb, Cam Clay Modificado y CASM del suelo Bangkok Soft Clay	120
Figura 4.2 Resultados de calibración de la muestra CIU2 condición no drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Coulomb, Cam-Clay Modificado y CASM del suelo Bangkok Soft Clay	122
Figura 4.3 Resultados de calibración de la muestra T3 condición drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Columb, Cam Clay Modificado y CASM del suelo Fraser River	125
Figura 4.4 Resultados de calibración de la muestra T7 condición drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb, Cam-Clay Modificado y CASM del suelo Fraser River	127
Figura 4.5 Resultados de calibración de la muestra T11 condición no drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Columb, Cam Clay Modificado y CASM del suelo Fraser River	128

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Ecuaciones empleadas para definir el estado de fluencia [Manual de Plaxis, 2012].....	40
Tabla 2.2 Parámetros del modelo Mohr-Coulomb.....	41
Tabla 2.3 Parámetros del modelo Cam-Clay Modificado	49
Tabla 3.1 Tabulación de resultados iniciales y finales de los ensayos no drenados del suelo Bangkok Soft Clay	62
Tabla 3.2 Tabulación de Valores de resistencia del suelo y parámetros de estado crítico condición no drenada del suelo Bangkok Soft Clay	67
Tabla 3.3 Tabulación de resultados iniciales y finales de los ensayos drenados del suelo Bangkok Soft Clay.....	68
Tabla 3.4 Tabulación de Valores de resistencia del suelo y parámetros de estado crítico condición drenada del suelo Bangkok Soft Clay.....	73
Tabla 3.5 Tabulación de resultados iniciales y finales de los ensayos drenados y no drenados del suelo Fraser River (Sand).....	78
Tabla 3.6 Valores ingresados en el modelo constitutivos de Mohr-Coulomb para generar las gráficas en matlab de una condición drenada y no drenada de un suelo.....	84
Tabla 3.7 Valores ingresados en el modelo constitutivos de Cam clay modificado para generar las gráficas en matlab de una condición drenada y no drenada de un suelo. ...	88
Tabla 3.8 Valores ingresados en el modelo constitutivos de CASM (Clay and Sand model) para generar las gráficas en matlab de una condición drenada y no drenada de un suelo.	94
Tabla 3.9 Valores de calibración de la arcilla de BangKok con la implementación del modelo Cam Clay modificado en condición drenada y no drenada.	100
Tabla 3.10 Valores de calibración de la arena Fraser River con la implementación del modelo Cam Clay modificado en condición drenada y no drenada.	101
Tabla 3.11 Valores de calibración de la arcilla BangKoK con la implementación del modelo CASM (Clay and Sand model) en condición drenada y no drenada.....	103
Tabla 3.12 Valores de calibración de la arena Fraser River con la implementación del modelo CASM (Clay and Sand model) en condición drenada y no drenada.....	103

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1	Data de laboratorio de ensayos drenados y no drenados utilizados para la presentación de resultados del suelo Bangkok Soft Clay
ANEXO 2	Data de laboratorio de ensayos drenados y no drenados utilizados para la presentación de resultados del suelo Fraser River
ANEXO 3	Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para condición drenada
ANEXO 4	Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para condición no drenada
ANEXO 5	Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado para condición drenada y no drenada
ANEXO 6	Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de CASM para condición drenada
ANEXO 7	Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de CASM para condición no drenad

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El suelo es uno de los materiales más investigados y con mayor incertidumbre en la definición de sus propiedades por sus características heterogéneas. Su estudio se lo atribuye a una de las ramas de la ingeniería civil y constituye el principal soporte de todo tipo de estructuras como puentes, muelles, edificaciones, torres, vías, entre otros. También es utilizado en terraplenes, muros reforzados con geotextil, además de otros tipos de proyectos ingenieriles.

En la actualidad, debido a los avances tecnológicos y el surgimiento de modelos computacionales capaces de realizar un exhaustivo análisis de suelo, surge la necesidad de aplicar nuevas metodologías para el análisis del suelo desde las diversas perspectivas o necesidades que se presentan dentro de la ingeniería civil. La variabilidad volumétrica de un suelo asociada a las deformaciones generadas por las distintas condiciones de carga, la estabilidad de los taludes y de las estructuras que hacen parte de la cimentación, la saturación de los suelos y las consecuencias en su resistencia, son algunos de los comportamientos que se deben analizar en la mecánica de suelos para dar respuesta a problemas frecuentes vinculados a la geotecnia.

El estudio de los suelos permite desarrollar la solución a los diversos problemas relacionados a su comportamiento a través de las diferentes herramientas con las que se contamos en la actualidad, entre las más importantes se encuentran las relaciones de fases y la clasificación de los suelos (engloba principalmente la granulometría e índices de *Atterberg*, entre otras), que permiten preliminarmente definir el tipo de suelo junto con su respectiva gradación, concluyendo si es un suelo cohesivo o no.

Para realizar un análisis más profundo que permita hallar los parámetros geomecánicos, de resistencia y deformaciones es indispensable la elaboración de

probetas, estas serán ensayadas con triaxiales, ensayos edométricos (Consolidación), ensayos de corte, compresión simple entre otros, para condiciones drenadas y no drenadas.

La recolección de esta información permitirá conocer el comportamiento del suelo, considerando un cierto margen de error en el proceso de extracción de las muestras. Con la finalidad de poder simular las condiciones reales de los ensayos, se utilizarán diversos modelos constitutivos para representar dicho comportamiento bajo diferentes condiciones o escenarios de carga. Con los parámetros de entrada obtenidos de los ensayos a las muestras, se puede obtener curvas esfuerzo deformación, trayectoria de esfuerzos y resistencias similares a los valores teóricos del laboratorio.

Varios estudios han sido realizados utilizando modelos numéricos para representar el comportamiento de los suelos en sus distintos estados de carga. La mayoría de estos modelos son diseñados para un tipo específico de material, por eso es común obtener modelos que describen el comportamiento de un suelo para una condición en particular (Ruge et al. 2018).

Para representar las condiciones, frecuentemente se calibran modelos para materiales elasto-plásticos, los cuales se ajustan con la información obtenida en laboratorio. En Mendoza & Lizcano (2010) se ha desarrollado un programa experimental para comparar el comportamiento de suelos arcillosos en diferentes modelos constitutivos. Los modelos constitutivos en términos de parámetro de estado han sido estudiados y desarrollados para determinar el comportamiento de los suelos. Existen diferentes modelos constitutivos que son aplicables según el tipo de suelo y las condiciones que requieren ser analizadas. Así, se tiene por ejemplo el modelo Cam-Clay que es utilizado para arcillas normalmente consolidadas, el CASM (Clay and Sand Model) que es aplicable para modelar el comportamiento de arcillas o arenas bajo condiciones de carga drenadas y no drenadas.

Para conseguir una concordancia significativa en el comportamiento del suelo entre lo observado y modelado, ha sido necesario una serie de modificaciones a los

diferentes modelos (Cam-Clay Modificado, CASM) a lo largo de algunas décadas (Yu, 1998). Al utilizar modelos constitutivos, que están basados en análisis con elementos finitos, se debe tener en cuenta la aplicación de métodos numéricos para encontrar el valor de las constantes generadas que deben ser determinadas antes de que el modelo pueda ser aplicado. Para los casos prácticos, los datos experimentales y la filosofía aplicada en la estructura de los modelos estudiados se han utilizado valores de constantes fácilmente medibles que permitan entender la teoría del estado crítico para arcillas y arenas, su comportamiento plástico en condiciones de esfuerzos de corte y consolidación.

El alcance de la presente investigación tiene como finalidad estudiar el comportamiento de los suelos, el cual se basó en el análisis de 2 de tipos principalmente, el primero corresponde a una arcilla denominada *Bangkok Soft Clay* y el siguiente es una arena denominada *Fraser River* proveniente de Canadá. Para estos dos tipos de suelos se colectará la información de las pruebas de laboratorio para obtener propiedades y parámetros de estado crítico del suelo, los cuales sirvan como información a los modelos constitutivos considerados en este estudio.

Como resultado se obtuvieron los valores de calibración de los modelos, de manera que, para otro tipo de suelo con características similares, se pueden utilizar los modelos constitutivos para aproximarse de manera matemática a las condiciones reales del suelo.

1.2 Descripción del problema

Las prácticas de la mecánica de suelos están sustentadas en campañas de exploración de campo y en el laboratorio para caracterizar los materiales que integran las áreas de los proyectos de ingeniería. De esa manera, surge la necesidad de identificar apropiadamente las propiedades geo-mecánicas del suelo, lo cual es fundamental, indispensable y habitual dentro de las prácticas de la ingeniería.

La medición de variables como la deformación del suelo, comportamiento bajo diferentes trayectorias de esfuerzos, variaciones en la presión de poros o la

respuesta frente a acciones cíclicas o dinámicas proveen información relevante para el diseño de estructuras geotécnicas.

Sin embargo, en muchos casos es compleja la realización de ensayos específicos para medir las propiedades geo-mecánicas en diferentes tipos de suelos. Los factores que condicionan la falta de información o caracterización de este tipo de materiales naturales, muchas veces, están asociados a una limitante de recursos o la falta de laboratorios especializados. Por este motivo se vuelve necesaria la elaboración de modelos matemáticos que permitan obtener las curvas de comportamiento de los diferentes tipos de suelos, los cuales deberán estar calibrados con una base de datos con características similares para que puedan ser aplicados en la práctica ingenieril.

De la problemática descrita, el estudio tiene como finalidad la obtención de resultados que puedan servir para una ampliación en la investigación geotécnica mediante el uso de modelos constitutivos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento geo-mecánico de dos tipos de suelo reportados en una base de datos aplicando los modelos constitutivos Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado, y CASM con el fin de establecer el modelo que mejor se ajusta para cada tipo de material estudiado.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Recopilar resultados de ensayos de laboratorio, mediante la consulta de bases de datos de acceso libre, para identificar las propiedades de compresibilidad, elasticidad, resistencia y estados críticos de dos tipos de suelos.
- Elaborar una herramienta computacional, por medio de la construcción de códigos específicos en MATLAB, que permita simular numéricamente el comportamiento de diferentes tipos de suelo por medio de los modelos constitutivos Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado y CASM.

- Validar los códigos elaborados en MATLAB, mediante una comparación con el módulo Element Testing de PLAXIS, para verificar la confiabilidad de los resultados de los modelos constitutivos de la herramienta computacional desarrollada en la presente investigación.
- Calibrar los parámetros de los modelos constitutivos Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado y CASM de dos tipos de suelo, mediante la interpretación de los ensayos de laboratorio recopilados de la base de datos, con el fin de ejecutar una serie de simulaciones numéricas utilizando la herramienta computacional desarrollada en la presente investigación.
- Comparar los resultados de las simulaciones numéricas de los modelos constitutivos con los resultados experimentales recopilados, mediante la construcción de curvas esfuerzo deformación y trayectorias de esfuerzos, para identificar el modelo constitutivo que mejor describe el comportamiento de los dos tipos de suelos analizados.

1.4 Información relacionada al área de aplicación

1.4.1 Generalidades

Los suelos en la ciudad de Guayaquil tienen una extensión de 347 km², se caracterizan por tener una distribución de suelos blandos, rocosos y una zona de transición. La zonificación de los distintos tipos de suelos en Guayaquil, ha sido caracterizada en los últimos años implementando diversas metodologías y ensayos como son los ensayos directos como el SPT, CPT, veletas, ensayos indirectos como MASW, ensayos de Nakamura entre otros y pruebas de laboratorio como triaxiales drenados y no drenadas, ensayos edométricos, ensayos de corte directo, granulometría entre otros.

1.4.2 Ubicación geográfica

En el 2014, Vera presentó su tesis doctoral que contenía información estratigráfica y geotécnica para los suelos aluviales y estuarinos de la ciudad de Guayaquil, en la **Figura 1.1** se muestra el mapa de zonificación.

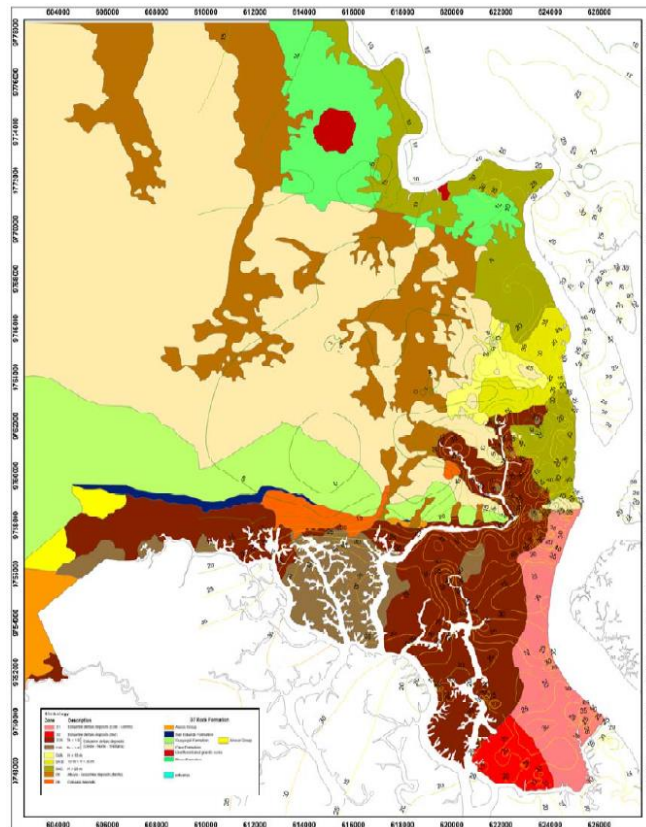


Figura 1.2 Mapa de zonificación geotécnica de Guayaquil (Vera-Grunauer, 2014)

Esta zonificación de suelos permite identificar que la mitad de la zona urbana en Guayaquil está contenida por suelos blandos que pueden categorizarse como arcillas de consistencia blanda y media en un espesor que varía entre 20 y 30 metros de profundidad.

Con la finalidad de brindar modelos que se ajusten a las condiciones de este tipo de suelos, se ha propuesto realizar un proyecto enfocado en el análisis y calibración de modelos constitutivos aplicados a arcillas y arenas con características similares a las que componen el complejo deltaico estuarino de Guayaquil (Ecuador), de todas formas, es necesario en próximos estudios validar los modelos constitutivos con data directa del suelo de Guayaquil. Sin embargo, el comportamiento siempre va a estar influenciado por propiedades intrínsecas de cada suelo como la fábrica e historia de esfuerzos.

Para la calibración de los modelos, se estudiará y seleccionará de una base de datos, arcillas y arenas que contenga ensayos que permitan construir las curvas de comportamiento y mediante el uso de MATLAB como herramienta

computacional, se realizarán los ajustes en los modelos constitutivos Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado y CASM.

A partir de los parámetros básicos se podrá idealizar mediante el modelo matemático el comportamiento para casos particulares en donde no sea posible realizar los ensayos de laboratorio, esto permitirá obtener las diferentes curvas de esfuerzo deformación y propiedades elásticas.

1.5 Metodología

Para el desarrollo del proyecto, la metodología propuesta consiste en el siguiente proceso:

- Análisis de una base de datos con diferentes tipos de suelos, la cual deberá ser filtrada y se seleccionarán una muestra arcillosa, que contenga la mayor cantidad de ensayos, estos pueden ser ensayos de consolidación, ensayos triaxiales drenados y no drenados, ensayos de corte entre otros.
- Selección de una base de datos, arenas con información relevante para aplicar los modelos escogidos en el estudio, siguiendo los mismos lineamientos que la selección de la arcilla.
- Revisión de la información de los suelos seleccionados y se construirán las diferentes curvas que determinan los parámetros de deformación y resistencia.
- Construcción de los modelos constitutivos en MATLAB, codificando el proceso de obtención de los parámetros principales como son la superficie de fluencia, las leyes de endurecimientos, curvas de esfuerzo deformación del material y las características elásticas de los materiales.
- Interpretación de los ensayos de laboratorio recopilados para identificar las propiedades de compresibilidad, elasticidad resistencia y estados críticos de los dos tipos de suelo seleccionados.
- Calibración de cada modelo constitutivo, con base en los parámetros obtenidos de los datos experimentales, para obtener una respuesta similar o cercana a los resultados obtenidos en el laboratorio. Adicional a esto se validará ciertos modelos constitutivos en MATLAB con los resultados obtenidos utilizando el módulo *Element Testing* de PLAXIS.

CAPÍTULO 2

2. ENSAYOS DE LABORATORIO PARA MEDIR DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA EN SUELOS

2.1 Ensayo de consolidación unidimensional

La teoría de la consolidación de suelos se refiere al fenómeno en el que el volumen de un suelo saturado experimenta un cambio volumétrico a la migración del agua, durante la disipación del exceso de presión de poros, luego de un incremento de esfuerzos efectivos. Dicho fenómeno es propio de todos los tipos de suelos; sin embargo, es crítico en suelos finos o de baja permeabilidad, debido que la migración del agua y, por consiguiente, la estabilización de las deformaciones volumétricas puede demorar años. El incremento del esfuerzo aplicado que produce la consolidación tiene 2 posibles causas, un proceso de sedimentación que se da por efecto natural y un proceso de carga provocado por el hombre al momento de construir cualquier tipo de estructura sobre la masa de suelo. En el terreno, el fenómeno de consolidación genera asentamientos en las estructuras. (Terzaghi & Peck, 1967)

2.1.1 Duración de la consolidación

La duración de la consolidación es un problema complejo y depende principalmente del tipo de carga, la permeabilidad del suelo y las condiciones de drenaje del terreno. En general la consolidación en suelos granulares es rápida y, frecuentemente ocurre durante la construcción o emplazamiento de la estructura. Para suelos arcillosos el efecto puede tomar muchos años por la baja permeabilidad.

El proceso de consolidación se divide en 3 fases:

1. Elástica: Consiste en una pérdida inmediata del volumen del suelo debido a la aplicación de una carga que elimina el aire de los espacios intersticiales.
2. Consolidación primaria: Es la pérdida de volumen que se genera cuando el exceso de presión de poros es transferido a la estructura del suelo.

3. Consolidación secundaria: Consiste en el proceso de asentamiento que ocurre después de la consolidación primaria y está asociada a los cambios internos de la estructura del suelo debido a la carga permanente.

2.1.2 Ensayo Edométrico

El análisis de consolidación establecido por (Terzaghi & Peck, 1967) considera únicamente deformaciones unidimensionales, debido a las condiciones confinantes del terreno. Por lo tanto, la deformación lateral que sufre la masa del suelo es despreciada. El objetivo del ensayo edométrico es medir el desplazamiento vertical de una muestra de suelo cilíndrica y saturada sometida a una carga vertical mientras está restringida radialmente.

El ensayo edométrico que se puede ver en la **Figura 2.1** consiste en ubicar en un anillo de metal rígido de confinamiento, una muestra de suelo inalterada que representa la capa compresible que se desea analizar. En la parte superior e inferior se colocan filtros con piedras porosas que permiten el drenaje durante el proceso de consolidación (Hotlz & Kovacs, 2010).

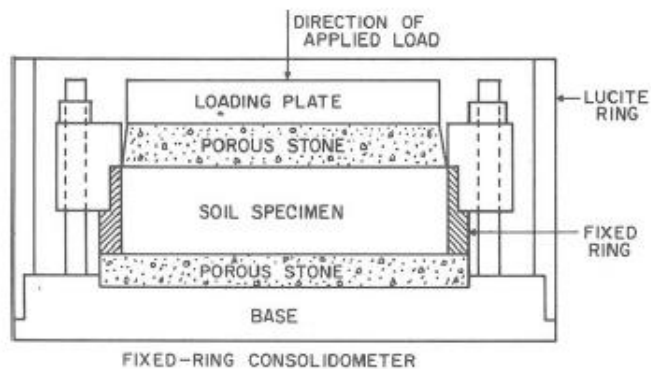


Figura 2.1 Ensayo Edométrico. Sección de la célula de carga (Klute, 1986)

Una placa en la parte superior transmite las cargas aplicadas al suelo, lo que genera la expulsión del agua a través de los filtros drenantes y es controlada mediante una válvula. El exceso de presión de poros es generado por las cargas inducidas en la masa de suelo. El medidor de desplazamiento determina el asentamiento vertical del suelo (Budhu, 2010).

El ensayo realizado con la válvula cerrada no permite la deformación de la muestra de suelo porque se asume que las partículas sólidas son indeformables y el agua

incompresible. En efecto, y por tratarse suelos saturados, no es posible deformación alguna. El volumen del exceso de presión de poros que es drenado en la masa de suelo se mide en intervalos de tiempo luego de ser aplicadas las cargas. El anillo rígido no permite desplazamiento radial y consecuentemente las deformaciones laterales y circunferenciales son iguales a cero. (Budhu, 2010).

Para registrar la deformación del suelo que se puede observar la **Figura 2.2** se pueden aplicar dos métodos. El primero consiste en graficar deformación vertical (ϵ_v) versus esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_v). El segundo método utilizado para presentar las deformaciones, grafica la relación de vacíos (e) versus esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_v).

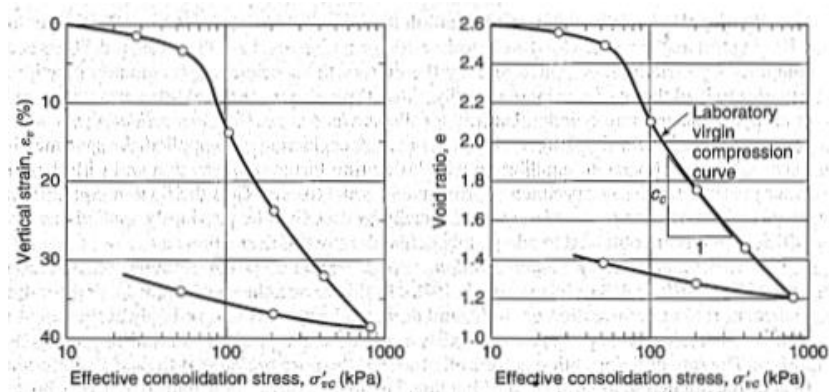


Figura 2.2 Gráficas del ensayo de consolidación. (Hotlz & Kovacs, 2010).

El ensayo de consolidación unidimensional se puede describir de la siguiente manera:

- Las presiones totales: Se incrementan de inmediato (t_1) en el valor de la carga y permanecen constantes.
- Las presiones de poros: Si la carga es aplicada con la válvula cerrada, al no producirse deformaciones, las presiones de poros sufren un incremento igual al valor de la carga aplicada ($\Delta u = \Delta \sigma$), sin variación de los esfuerzos efectivos. Cuando la válvula es abierta, la presión de poros tiende a volver, por equilibrio, a su valor inicial (antes de cargar; $\Delta u = 0$), en un tiempo determinado, el cual corresponde al proceso de consolidación, que está en función de la ubicación de cada punto dentro de la muestra.

- Esfuerzos efectivos: Con la válvula cerrada la variación de esfuerzos efectivos es nulo respecto al proceso de carga (es absorbida por la presión de poros), cuando se permite el drenaje se comienzan a disipar las sobrepresiones y aparece un incremento de esfuerzos efectivos con la consecuente deformación de la muestra de suelo.
- El último esquema de esta **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra una línea curva representativa del proceso de disipación de presiones de poros para un momento determinado dentro de t_2 . A partir de la apertura de la válvula hasta la total disipación de presiones de poros hay varias líneas que relacionan puntos en un mismo instante dentro del proceso de disipación del agua a lo largo del tiempo en función de la altura. Este comportamiento se puede comprender mejor con el símil hidráulico de *Terzaghi-Fröhlich*.

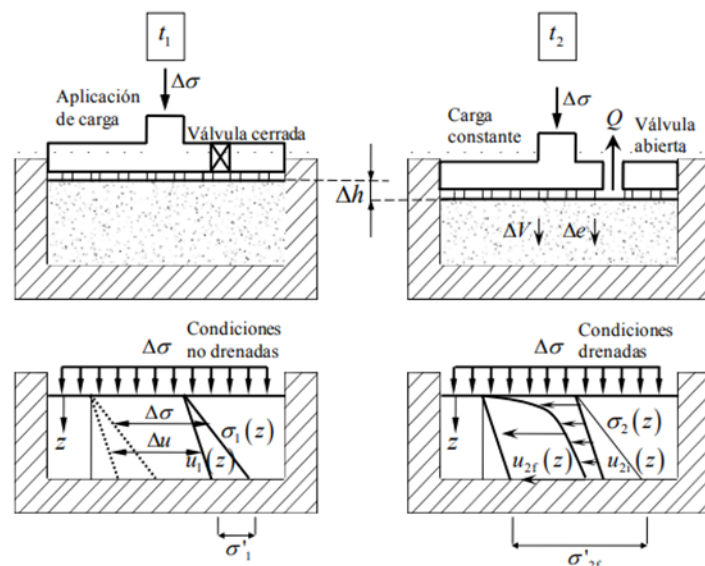


Figura 2.3 Ensayo Edométrico. Paso de la aplicación de la carga sin drenaje y al proceso de consolidación. (Terzaghi & Peck, 1967)

2.2 Ensayo Triaxial

Según Holtz & Kovacs (1981), como se citó en Valerio (2011), en la ingeniería geotécnica, se considera al esfuerzo cortante en el suelo como la característica más importante dentro del estudio de materiales. Cabe recalcar que, la resistencia a dicho esfuerzo cortante está presente tanto en la capacidad de soporte de las cimentaciones de tipo superficial y profundo, estabilidad de los taludes, como en el

diseño de muros. Además, la resistencia al corte en el suelo influye de forma indirecta en el diseño de pavimentos en el análisis de estabilidad de un talud o al diseñar los muros de retención, y en forma directa en el diseño de las fundiciones que contienen al pavimento, de una forma específica, en la subrasante. Por lo tanto, para todo tipo de estructuras geotécnicas se debe tener un grado de seguridad y tener estabilidad frente a una falla, cuando éstos sean sometidos a cargas máximas.

Un esfuerzo cortante de cierto tipo de suelo es definido como la mínima o máxima resistencia que dicho suelo puede soportar, y se expresa como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por unidad de área para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de éste. (Valerio, 2011)

El ensayo triaxial es utilizado frecuentemente en el estudio de los suelos, por ser uno de los más adecuados para identificar las propiedades de resistencia y comprender el comportamiento bajo diferentes consideraciones de carga que demandan los proyectos de ingeniería. El primer ensayo triaxial para suelos fue utilizado por Rendulic (Terzaghi & Rendulic, 1936), en el cual se realizaron ensayos que aportaron significativamente en la comprensión del comportamiento de los esfuerzos principales, la presión de poros y la consolidación asociados a la resistencia al corte de los suelos.

2.2.1 Principios del ensayo Triaxial

El propósito del ensayo triaxial, es la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos, las cuales comúnmente son las relaciones de esfuerzo-deformación, cambio de volumen, presión de poros, resistencia al corte, entre otras. Incluso es posible obtener propiedades relacionadas al tiempo como la permeabilidad, coeficiente de consolidación. Es importante que las muestras que se utilizan en este ensayo cumplan con un proceso adecuado durante su obtención y manejo para ser ensayadas, debido a las posibles alteraciones que puedan sufrir, lo cual puede afectar los resultados de las propiedades obtenidas en el laboratorio. Las propiedades mecánicas más buscadas de los ensayos triaxiales es la relación esfuerzo-deformación, incrementos de presiones de poros y los parámetros de estados críticos. Otras propiedades que pueden obtenerse por medio de los

equipos triaxiales es la permeabilidad, el coeficiente de consolidación y propiedades reológicas; es decir, aquellas que están relacionadas con el comportamiento dependiente del tiempo, como los efectos de la velocidad de consolidación.

Se debe verificar que el depósito de suelo natural o el relleno del que se han tomado las muestras de suelo en el campo sean lo suficientemente homogéneas y uniformes para que sea representativo con la masa de suelo extraída. Puede darse el caso de que las propiedades de las muestras extraídas de la masa de suelo no sean representativas, esto puede suceder por dos motivos: (i) debido al cambio en el estado de esfuerzo efectivo que siempre es asociado con el proceso de muestreo; y (ii) debido a las perturbaciones mecánicas por muestreo, transporte, o manipulación en el laboratorio. Por tal motivo y para evitar esto se recomienda replicar las condiciones *in situ* se requiere usar muestras inalteradas, a las cuales se les debe proporcionar un estado de reposo. Esta condición es llamada consolidación y es particularmente importante para los suelos arcillosos.

Para poder idealizar o simular el comportamiento del suelo en laboratorio a través de los ensayos, es imprescindible conocer las condiciones de campo para ejecutar ensayos con alto grado de precisión. (Lade, 2016)

2.2.2 Procedimiento de ensayo Triaxial

El ensayo triaxial es realizado en una muestra cilíndrica, como la que se muestra en la **Figura 2.4a** y los esfuerzos principales aplicados se muestran en la **Figura 2.4b**. Se aplica inicialmente un esfuerzo de confinamiento σ_3 el cual actúa en todos los planos de la muestra, luego se aplica un esfuerzo desviador σ_d en la dirección axial. Por lo tanto, el esfuerzo total aplicado en la cara axial de la muestra es:

$$\sigma_1 = \sigma_d + \sigma_3 \quad (2.1)$$

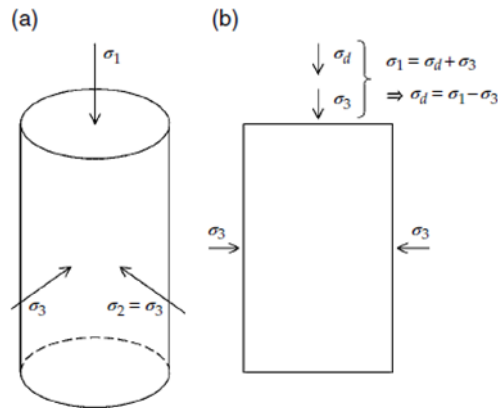


Figura 2.4 Procedimiento ensayo Triaxial (Lade, 2016)

Para el caso general, los tres esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 , σ_3 , actúan en el suelo, sin embargo, solo se puede idealizar la aplicación de dos esfuerzos principales al ejecutar el ensayo triaxial convencional.

Las consideraciones de carga durante el ensayo determinan condiciones drenadas y no drenadas. Si las cargas *in situ* son aplicadas rápidamente, entonces en el laboratorio el ensayo inicia con una fase de carga en condiciones no drenadas, seguida de una segunda fase con la disipación del exceso de presión de poros. En los casos para los cuales las cargas *in situ* son aplicadas lentamente, se realiza el ensayo en condiciones drenadas (la válvula de drenaje abierta), no se produce exceso de presión de poros.

Existen 4 tipos de procedimientos en la ejecución del ensayo triaxial en condiciones monotónicas o estáticas:

1. Presión constante de cámara con incremento de esfuerzo axial.
2. Reducción de la presión de cámara mientras el esfuerzo axial se mantiene constante.
3. Incremento de la presión de cámara mientras se mantiene el esfuerzo axial constante.
4. Presión de cámara constante y reducción del esfuerzo axial.

Los dos primeros tipos de ensayos triaxiales corresponden a ensayos de compresión (ver **Figura 2.5**), mientras que los dos últimos son ensayos triaxiales de extensión en la (ver **Figura 2.6**).

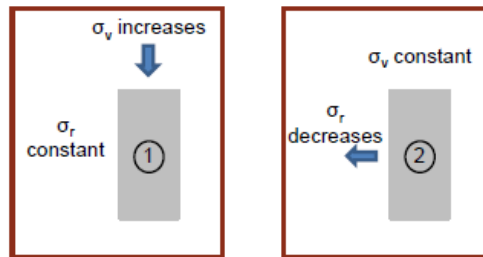


Figura 2.5 Ensayos triaxiales de compresión (Viana da Fonseca, 2018)

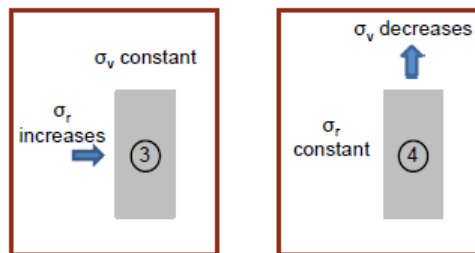


Figura 2.6 Ensayos triaxiales de extensión (Viana da Fonseca, 2018)

El ensayo es realizado utilizando el aparato que se muestra en la **Figura 2.7**. La muestra es confinada por una placa cilíndrica superior, una inferior para la base y la membrana protectora. Esta es colocada en la celda o cámara del triaxial, en la cual se aplica la presión requerida. La presión de cámara actúa hidrostáticamente como confinamiento de la muestra y por lo tanto el esfuerzo es el mismo en todas las direcciones. El pistón superior permite aplicar el esfuerzo desviador que carga la muestra en la dirección axial.

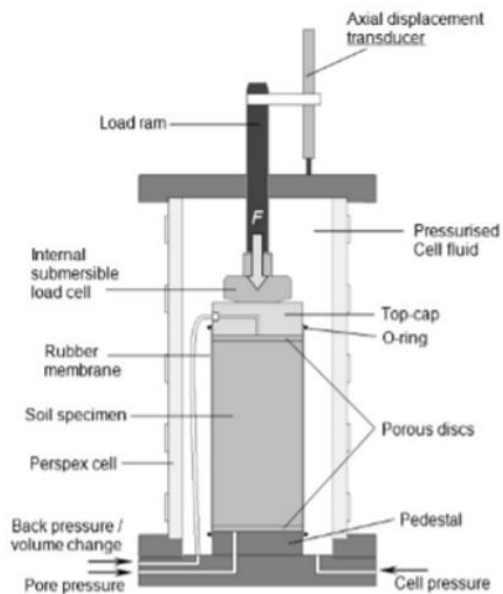


Figura 2.7 Diagrama de ensayo triaxial (Rees, 2013)

La deformación vertical es medida con el indicador dial anexo en el pistón superior, el cual viaja la misma distancia vertical de la placa protectora superior. Las líneas de drenaje están conectadas en la base y la superficie de la muestra para aplicar saturación a la muestra, se puede medir la presión de poros y el cambio de volumen.

Los parámetros comúnmente medidos en un ensayo triaxial son los siguientes:

1. Presión de confinamiento.
2. Esfuerzo desviador.
3. Deformación axial o vertical.
4. Cambio de volumen o presión de poros.

Estas medidas constituyen la base de datos para obtener otros parámetros como, la diferencia de esfuerzos ($\sigma_1 - \sigma_3$), deformación axial ϵ_1 , y la deformación volumétrica ϵ_v (Lade, 2016)

El ensayo triaxial es capaz de proveer diversos parámetros en la mecánica de suelos, sin embargo, tiene ciertas limitaciones en condiciones especiales, en donde amerita la aplicación o aclaración del ensayo basado en la experiencia.

Las ventajas del ensayo triaxial se las puede enumerar de la siguiente manera:

1. El drenaje se controla a través de una válvula (on-off).
2. Se puede medir el cambio de volumen o presión de poros.
3. La succión se puede controlar en suelos parcialmente saturados.
4. Las deformaciones medidas permiten calcular módulos de deformación.
5. Una variedad de trayectorias de esfuerzos y deformaciones idealizando las condiciones reales *in situ*.

Las limitantes del ensayo triaxial se enumeran de la siguiente manera:

1. Las concentraciones de esfuerzos debido a la fricción entre la muestra y las placas protectoras (superior e inferior) causan deformaciones y esfuerzos discontinuos.
2. Solo se pueden aplicar esfuerzos en condiciones asimétricas a la muestra, mientras que frecuentemente en campo se presentan problemas que involucran tres dimensiones con la rotación de los esfuerzos principales.
3. Los ensayos triaxiales no permiten obtener la información que permite caracterizar el comportamiento de un depósito de suelo en condiciones anisotrópicas asociadas a la anisotropía inherente o cruzada del material.

2.2.3 Etapas del Ensayo – Consolidación y Corte

Los ensayos de laboratorio han sido creados para simular las condiciones de carga en campo, para el ensayo triaxial se establecen dos etapas principales, Consolidación y Corte.

Consolidación: esta es la primera etapa del ensayo, se debe simular la condición inicial del suelo en términos de esfuerzos efectivos e historia de esfuerzos (se incluye sobre-consolidación en caso de aplicar). Por lo tanto, los esfuerzos son aplicados según las condiciones en campo debido al peso propio y las estructuras que existen al momento de buscar las propiedades mecánicas. El tiempo que se requiera para hallar las condiciones de campo es indispensable durante el proceso de consolidación.

Corte: la segunda etapa del ensayo triaxial, implica la aplicación de un esfuerzo axial adicional (σ_d) hasta alcanza la falla. El esfuerzo aplicado corresponde a la

simulación de carga a la que estará sometido el suelo en el campo, este podrá ser de incremento o decremento según las condiciones del proyecto en investigación.

Cualquier combinación de esfuerzos, sean estos verticales u horizontales pueden ser simulados en el ensayo triaxial. Generalmente se aplican las condiciones de carga para conocer la capacidad de resistencia del suelo antes de la falla, y además la magnitud de deformación que pueda sufrir el suelo bajo las sollicitaciones de los proyectos en estudio.

Las relaciones de esfuerzo-deformación obtenidas del ensayo triaxial, sirven para determinar las deformaciones que suceden en campo, pueden ser obtenidas empleando los resultados de los ensayos a través de la calibración de modelos constitutivos usando métodos numéricos en softwares computacionales.

El ensayo es por lo tanto utilizado para encontrar la resistencia al esfuerzo cortante y las curvas de deformación con los parámetros o módulos del suelo, que permitan establecer las condiciones seguras bajo diferentes tipos de cargas proyectadas.

2.2.4 Tipos de ensayos

Es importante que las condiciones de drenaje en campo puedan ser replicadas en el laboratorio, se pueden aplicar los siguientes tipos de ensayos:

- Consolidado - drenado, por sus siglas en inglés CD (Consolidated Drained).
- Consolidado - no drenado, por sus siglas en inglés CU (Consolidated Undrained).
- No consolidado – no drenado, por sus siglas en inglés UU (Unconsolidated Undrained).

La selección del tipo de ensayo a ejecutar depende de la capacidad que tenga el suelo para drenar el agua y, principalmente, de las condiciones en las que se aplicarán las cargas en el proyecto de estudio. Es importante considerar la permeabilidad del suelo, las condiciones de frontera para determinar el tipo de ensayo apropiado.

Ensayo drenado: Consolidación isotrópica es la más frecuente en la ejecución de este ensayo, sin embargo, se puede aplicar consolidación anisotrópica.

Las siguientes condiciones de campo pueden ser simuladas con un aceptable grado de precisión en los ensayos drenados:

1. En la mayoría de los casos que impliquen suelos granulares, pueden estar saturados o no (a excepción de las confinadas o sometidas a cargas cíclicas rápidas como sismos).
2. Los casos que tengan arenas finas, o limos si es que la carga en campo es aplicada de manera lenta.
3. Cargas aplicadas con incrementos graduales en periodos largos de tiempo.

Los resultados de la resistencia al esfuerzo cortante para el ensayo drenado, se puede observar en el círculo de Mohr presentado en la **Figura 2.8**.

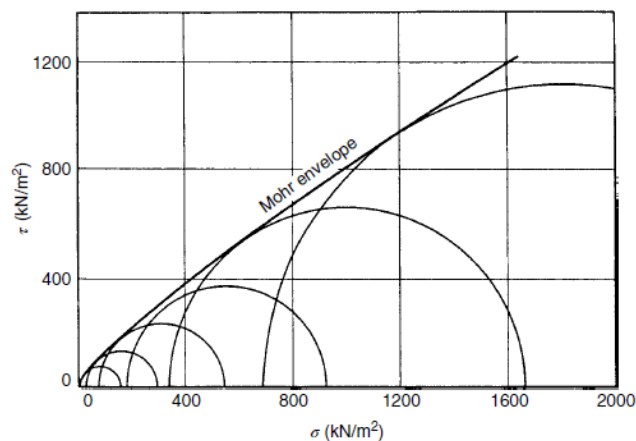


Figura 2.8 Envolvente de Mohr-Coulomb (Lade, 2016)

2.3 Modelos constitutivos para describir el comportamiento de suelos

Un modelo constitutivo (o ecuación constitutiva) son el conjunto de ecuaciones, expresiones y fórmulas que determinan el estado del material para un estado conocido inicial y después de cualquier cambio en su configuración (Sfriso, 2015). Un modelo constitutivo ideal se considera aquel que logra reunir las características mecánicas y físico-químicas del suelo, de manera que logre representar el comportamiento de un material y expresar su comportamiento esfuerzo – deformación.

Para el desarrollo de un modelo constitutivo dependiendo del tipo de material es necesario conocer el comportamiento del mismo cuando está sometido a distintas

condiciones de carga. Para cierto material, se analizará su comportamiento considerando compresión isotrópica y edométrica de las arenas y su comportamiento bajo corte triaxial bajo carga para una condición drenada y no drenada.

Los primeros estudios que se realizaron para poder analizar el comportamiento a compresión en suelos granulares fueron realizados usando ensayos edométricos (Terzaghi & Peck, 1948) y (Schultze & Moussa, 1961). Dado que los suelos granulares son relativamente incompresibles a tensiones bajas y el cambio volumétrico es debido principalmente a la restructuración de las partículas del suelo. Sin embargo, esta hipótesis cambia a presiones altas, donde el cambio de volumen es primordial provocado por la rotura de partículas del suelo.

Los factores principales que afectan la compresión de las arenas (Pestana & Whittle, 1999) son:

- Densidad de la arena y su fábrica
- Mineralogía y la estructura
- Propiedades físicas
- Condiciones de esfuerzo (Compresión isotrópica o edométrica)
- Consolidación secundaria

La **Figura 2.9** representa los valores de ensayos a compresión edométricos de tres arenas distintas:

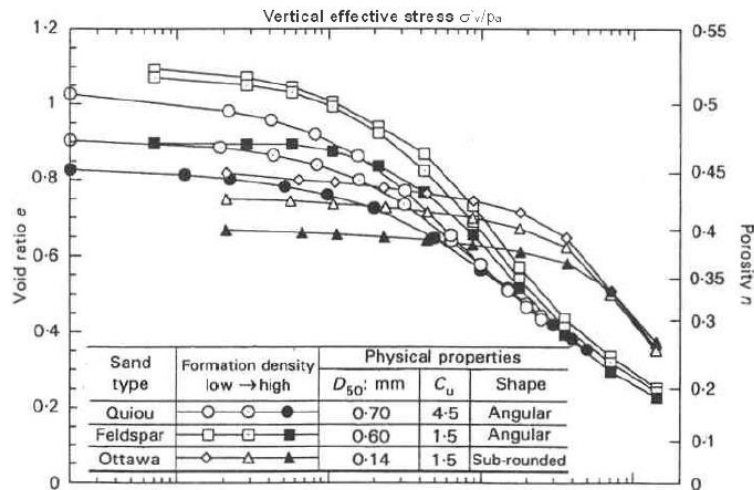


Figura 2.9 Influencia de la densidad en el comportamiento a compresión edométrica (Pestana & Whittle, 1999)

En ensayo triaxial es sin duda el ensayo más completo en la Mecánica de Suelos, debido a que permite determinar la resistencia al corte bajo trayectorias de tensión y compresión con diferentes condiciones de drenaje y con diferentes condiciones de carga. Además, permite realizar la fase de corte, bajo control de deformaciones o control de cargas (ver **Figura 2.10**).

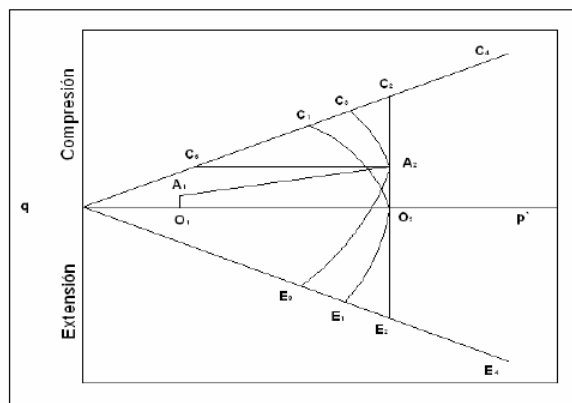


Figura 2.10 Esquema de las trayectorias de tensiones en el proyecto VELACS (Arulmoli et al., 1992)

Para el comportamiento drenado en arenas en la célula triaxial a una determinada presión de confinamiento, está condicionado por su estado de compacidad, la **Figura 2.11** representa el comportamiento de una arena en función de la densidad inicial.

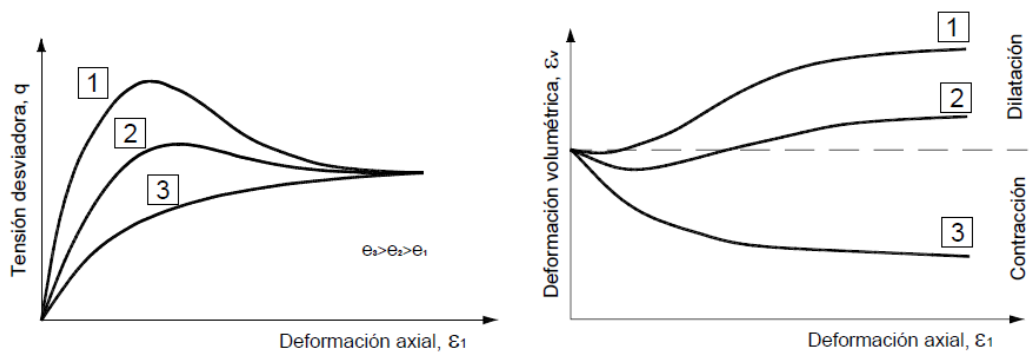


Figura 2.11 Resultados típicos de un ensayo triaxial drenado con diferentes densidades (Bolognesi, 1988)

El el Caso 1, corresponde a una arena densa con un pico marcado de respuesta esfuerzo-deformación para luego mostrar una pendiente asintótica que llega a estabilizarse. Con un comportamiento similar al Caso 1 se observa la curva intermedia que representa al Caso 2. Este comportamiento no desarrolla un pico en el esfuerzo desviador (q) como el Caso 1, pero implica la producción de variaciones volumétricas de contracción hasta llegar a un punto en el cual la respuesta dilatante alcanza un índice de poros similar al Caso 1. En el Caso 3, se puede observar que el esfuerzo desviador aumenta de forma constante a medida que aumenta la deformación axial, hasta llegar a un valor estable; además, se puede observar que desde el comienzo del ensayo se produce una reducción del índice de poros o a su vez una reducción del volumen de la muestra (Manzanal, 2008).

El comportamiento no drenado en arenas, presentado en la **Figura 2.12**, se observa los planos $q-p'$ y $q-\varepsilon_a$. El plano $q-\varepsilon_a$, representa el endurecimiento del suelo e indica los posibles comportamientos de arenas con diferentes densidades relativas, sometidas a esfuerzos de corte no drenado con igual presión de confinamiento.

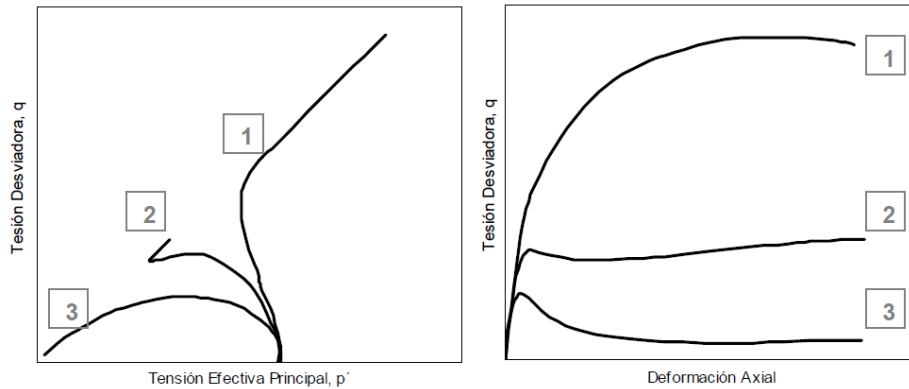


Figura 2.12 Esquema del comportamiento de un suelo granular sometido a corte no drenado. (Bolognesi, 1988)

El Caso 1 muestra un crecimiento continuo del esfuerzo desviador “ q ” a medida que aumenta la deformación hasta llegar a un valor estable, lo cual no se nota para los Casos 2, que “ q ” crece hasta un valor pico para luego disminuir a un mínimo relativo para luego subir hasta un valor constante a medida que aumenta la deformación denominado Estado Cuasi Estable (Alarcon-Guzman et al., 1988; Ishihara, 1993; Verdugo & Ishihara, 1996) y el Caso 3 muestra un incremento de “ q ” hasta un máximo de resistencia, disminuyendo hasta llegar a un valor residual o crítico.

2.3.1 Teoría de la elasticidad

La elasticidad de los materiales se fundamenta en la premisa de que cualquier material sometido a una carga o esfuerzo constante o no constante, al momento de descargar, el material regresa a su posición original sin obtener deformaciones permanentes. Todo el comportamiento de los materiales que incursionan en el rango elástico obedece a la ley de Hooke (Wood, 1990). Para caracterizar el comportamiento elástico en los suelos, se determinan dos constantes como son el módulo volumétrico (K) y el módulo de corte (G) que a su vez se relacionan con el módulo de Young “ E ” y el coeficiente de Poisson (ν) por medio de la siguiente expresión:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.2)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.3)$$

En casos en los que la elasticidad del suelo es lineal isotrópica (es decir “ G ” y “ K ” constantes) se puede simular el comportamiento esfuerzo-deformación de los

suelos sometidos a cargas pequeñas. Sin embargo, dicho caso no es el más adecuado puesto que el comportamiento real de los suelos es no lineal.

Según Hardin & Richart, 1963; Hardin & Black, 1966, 1968 y Richart et al., 1970, como se citó en Manzanal, (2008) el suelo se comportará de forma distinta ante variaciones en la tensión principal y variaciones en la tensión desviadora, esto es, ante un aumento en la tensión efectiva, usualmente la relación volumétrica aumenta, mientras que, considerando un aumento en la tensión desviadora, la resistencia tangencial disminuye.

2.3.2 Teoría de la plasticidad

Inicialmente la teoría de la plasticidad se desarrolla para predecir la respuesta mecánica de los metales sometidos a esfuerzos mayores a sus límites elásticos (Tresca, 1864) y su estructura matemática fue propuesta años después por (Hill, 1950). La aplicación de esta teoría a los suelos llega con los trabajos de Drucker et al., (1957) y Roscoe & Burland (1968). A partir de dichos trabajos se generaron modelos para determinar las deformaciones irreversibles en concreto, materiales geotécnicos y polímeros. (Helwany, 2007)

Partiendo del análisis de la respuesta esfuerzo – deformación de un material sometido a una carga uniaxial como se muestra en la **Figura 2.13** se destacan los siguientes puntos:

- Comportamiento lineal y reversible para trayectorias esfuerzo – deformación (Teoría Elasticidad Lineal)
- Punto A: punto de fluencia o límite elástico
- En descarga y recarga se observa respuestas paralelas a las cercanas a la carga inicial
- En la recarga la respuesta es reversible hasta alcanzar el nuevo punto de fluencia (Punto B)
- El material llega a la rotura cuando se incrementa la tensión y el material fluye indefinidamente

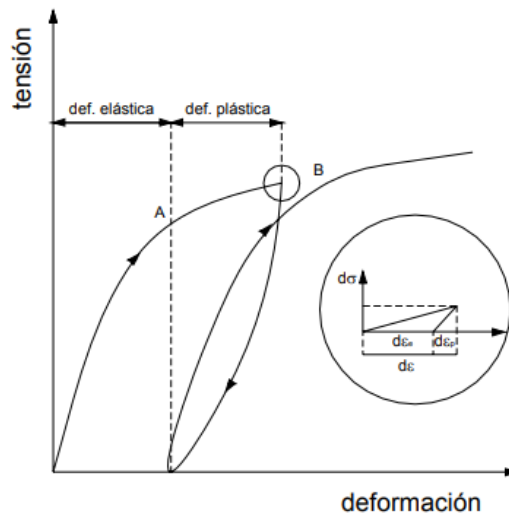


Figura 2.13 Esquema de ensayo uniaxial (Manzanal, 2008)

A partir del ensayo de un material sometido a carga uniaxial, como el mostrado en la **Figura 2.14**, se puede analizar su respuesta típica en esfuerzo– deformación. Se observa el comportamiento lineal reversible en la zona de deformación elástica. El punto A denota el punto de fluencia o límite elástico, a partir del cual las deformaciones son plásticas o irreversibles. Para descarga y recarga, las respuestas son paralelas a las próximas al origen. El punto B indica el nuevo punto de fluencia alcanzado durante la respuesta reversible en la recarga.

En los suelos, bajo ciertas circunstancias se puede producir una disminución de la resistencia a medida que la deformación aumenta, conocido como reblandecimiento plástico, cuya descripción gráfica es mostrada en la **Figura 2.14**.

La teoría de la plasticidad para un material isotrópico se define por los siguientes conceptos:

- Tensiones y deformaciones
- Superficie de rotura
- Superficie de fluencia
- Superficie de potencial plástico y regla de flujo
- Ley de endurecimiento y reblandecimiento

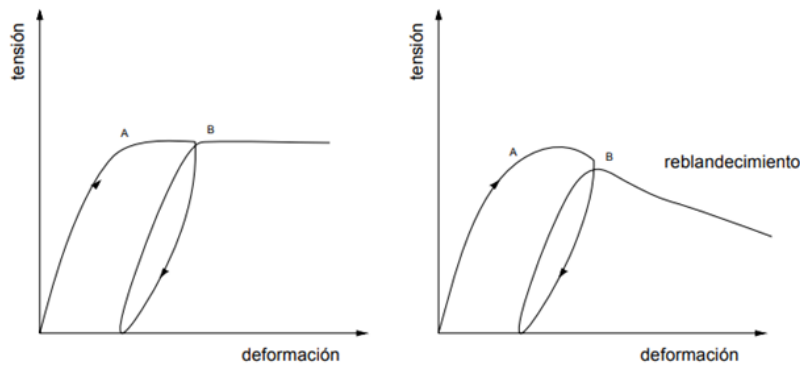


Figura 2.14 Esquema de comportamiento perfectamente plástico y con reblandecimiento. (Manzanal, 2008)

2.3.3 Teoría de Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es un modelo elasto-plástico perfecto (isotrópico), se considera como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo; además, establece una relación entre la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla que es planteado en Mohr-Coulomb. En esta última, el comportamiento de suelos de tipo granulares sueltos o finos es simulado y consolidado en dos etapas, una elástica y otra plástica. (Ayala, 2013)

El modelo Mohr-Coulomb no toma en consideración los efectos del esfuerzo principal intermedio, y genera predicciones conservadoras de la resistencia cortante del suelo; sin embargo, no es conveniente su uso en aplicaciones tridimensionales. Este modelo no representa el comportamiento elasto-plástico progresivo que se observa en la **Figura 2.15**, sólo muestra la elasticidad perfecta y la plasticidad debido a las deformaciones irreversibles o plásticas como se aprecia en la **Figura 2.16**. (Vintimilla & Avila, 2016)

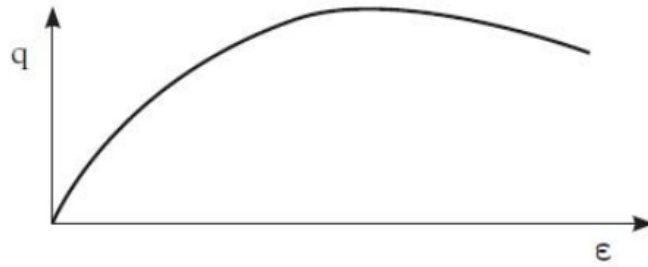


Figura 2.15 Respuesta experimental del suelo en ensayos de compresión triaxial.
(Nieto et al., 2009)

Se observa que, en un suelo normalmente consolidado, su resistencia es función del esfuerzo medio aplicado y del ángulo de fricción interna del material. Para estos casos el Criterio Mohr-Coulomb se adapta al comportamiento del material en la ruptura.

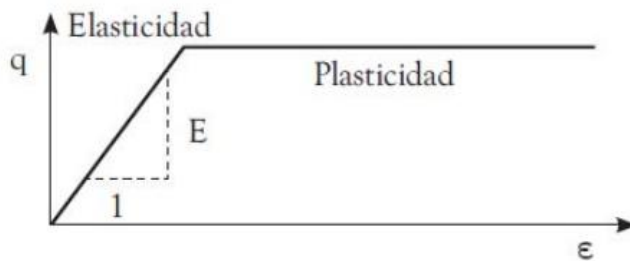


Figura 2.16 Formulación básica del modelo elasto-plástico perfecto (Mohr-Coulomb) (Nieto et al., 2009)

Para determinar si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico, el modelo Mohr-Coulomb formula un conjunto de funciones de fluencia (*yield functions*) que delimitan el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material (Ayala, 2013). La representación gráfica de las funciones constituye un contorno o superficie de fluencia fija, con forma de una pirámide hexagonal irregular cuyo vértice se localiza en el origen en el espacio de esfuerzos principales, tal como se muestra en la **Figura 2.17**. Por lo tanto, se considerará un comportamiento elástico para los estados de los esfuerzos que han sido representados dentro de la superficie, y sus deformaciones serán consideradas reversibles. Se producirán deformaciones elásticas y plásticas si los esfuerzos en análisis superan la frontera delimitada por la curva en la **Figura 2.16**. Este criterio es utilizado en geotecnia cuando se desea establecer los esfuerzos a la ruptura o resistencia máxima en

una estructura geotécnica, a pesar de sus limitantes para modelar debidamente los cambios en la rigidez del suelo y situaciones donde se experimenten diferentes trayectorias (Ayala, 2013).

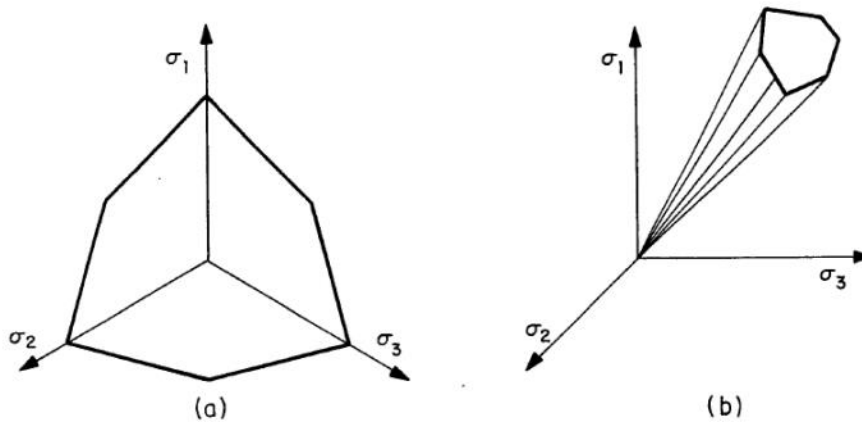


Figura 2.17 Criterio plástico de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2019)

El criterio plástico de Mohr-Coulomb se define a partir de seis funciones de desigualdad formuladas en términos de esfuerzos principales, las cuales se muestran en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.2 Ecuaciones empleadas para definir el estado de fluencia (Plaxis, 2019)

Ecuaciones que definen el estado de fluencia	
$f_{1a} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) + (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	(2.4)
$f_{1b} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_2) + (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	(2.5)
$f_{2a} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) + (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	(2.6)
$f_{2b} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	(2.7)
$f_{3a} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) + (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	(2.8)
$f_{3b} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) + (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	(2.9)

Donde:

σ_1, σ_2 y σ_3 representan los esfuerzos principales, mientras que φ representa el ángulo de fricción interna (ley de resistencia al corte).

La formulación del modelo requiere de cinco parámetros básicos de entrada: el módulo de Young E , el coeficiente de Poisson ν , la resistencia por cohesión del suelo c , el ángulo de fricción interna φ , y el ángulo de dilatancia ψ . Dichos parámetros son obtenidos mediante ensayos de laboratorio, como se indica en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.3 Parámetros del modelo Mohr-Coulomb

Parámetros	Descripción	Ensayo de laboratorio
c	Cohesión	Corte directo, resistencia al corte no drenada o resistencia al corte drenado.
φ	Ángulo de fricción	Corte directo, resistencia al corte no drenada o resistencia al corte drenado.
ψ	Ángulo de dilatancia	Resistencia al corte drenado
E	Módulo de Young	Resistencia al corte no drenada o resistencia al corte drenado.
ν	Relación de Poisson	Resistencia al corte drenado

2.3.4 Modelo Cam-Clay modificado y teoría del estado crítico

El modelo Cam-Clay modificado está basado en la teoría del mecanismo de disipación de energía dentro del esqueleto del suelo, junto a la observación del comportamiento macroscópico de los materiales (Sánchez, 2015). Además, incorpora los conceptos de la teoría del estado crítico es una representación del comportamiento elasto-plástico del suelo mediante la utilización de dos invariantes de esfuerzo y un parámetro relacionado con los cambios volumétricos del material. Para el caso del ensayo triaxial, que considera dos esfuerzos efectivos principales iguales y la dirección de estos fijadas con respecto a la muestra de suelo. Se determina que los dos esfuerzos usados normalmente en la teoría de estado crítico corresponden a las siguientes ecuaciones (Yu, 1998):

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2.10)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.11)$$

En donde σ_1 , σ_3 representan el esfuerzo vertical y radial respectivamente. Las deformaciones son las siguientes:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (2.13)$$

El modelo Cam-Clay fue formulado a partir de resultados de ensayos triaxiales ejecutados en arcillas saturadas, los cuales revelaron ciertos patrones en el

comportamiento de dichos materiales (Roscoe et al., 1968). No obstante, algunos criterios del modelo Cam-Clay son aplicables a otros tipos de suelo como las arenas, limos y sus mezclas (Atkinson, 1993).

El concepto relaciona el esfuerzo efectivo y su correspondiente volumen específico ($v = 1+e$) en una arcilla durante corte, bajo condiciones drenadas o no drenadas, unificando de esta manera las características de esfuerzo cortante y deformación.

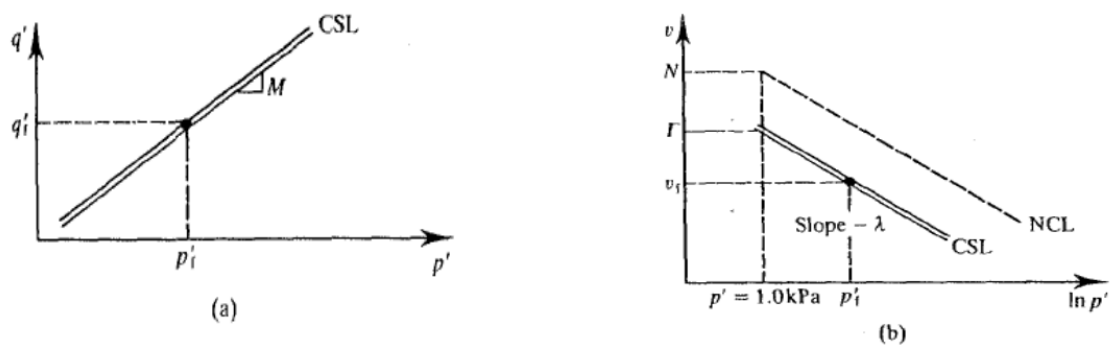


Figura 2.18 Línea de estado crítico para las variables q , p , v (Ledezma, 2013)

Cuando un suelo normalmente consolidado se ensaya bajo diversas condiciones de carga, se pueden obtener dos tipos de curvas características para ese material. La primera en el plano (p' - q), representa la llamada línea de falla **Figura 2.18a** y la segunda en el plano (v - $\ln p'$), indica la línea de consolidación virgen isotrópica, paralela a la cual corre la línea de ruptura del material **Figura 2.18b**, que se produce cuando la deformación crece indefinidamente y la relación de vacíos se mantiene aproximadamente constante, con tendencia hacia un valor asintótico (Sánchez, 2015).

Dentro del concepto de estado crítico para suelos arcillosos sometidos a esfuerzos de corte, éstos se seguirán deformando sin que se generen cambios volumétricos en el suelo, por lo que p' , q' , v permanecerán constantes. Este estado de volumen y esfuerzos constantes se conoce como estado crítico (CS por sus siglas en inglés), y es independiente del estado inicial del suelo antes de la aplicación de las tensiones. Se puede observar que la línea de estado crítico (CSL) es paralela a la línea de consolidación normal (NCL) (Ayala, 2013)

La línea de estado crítico se define por las ecuaciones:

$$V_{\lambda} = V_c + \lambda \ln(p) \quad (2.14)$$

$$V_k = V + K \ln(p) \quad (2.15)$$

$$q = M p' \quad (2.16)$$

Donde M representa la pendiente de la línea de falla, V_c el volumen del material en el estado crítico, cuando se aplica una presión media unitaria. V_{λ} y V_k el valor del volumen para una presión media unitaria, y λ y κ las pendientes de la línea de consolidación en carga y descarga, respectivamente.

Según Ayala (2013), los suelos arcillosos son normalmente consolidados, ligeramente pre-consolidados o fuertemente pre-consolidados. En el caso de suelo arcilloso normalmente consolidado drenado o no drenado disminuye su volumen; en el caso de arcillas sobre-consolidadas y fuertemente pre-consolidada, su volúmen aumenta. Finalmente, los suelos arcillosos terminan en un nivel de falla cortante igual que el último estado. La CSL separa a los suelos normalmente consolidados o ligeramente pre-consolidados (a la derecha de la curva) de los suelos fuertemente pre-consolidados (a la izquierda de la curva). Para las arenas, el comportamiento puede ser caracterizado con relación a dos variables (Been & Jefferies 1985):

a) El parámetro de estado que combina la influencia de la relación de vacíos y esfuerzos.

b) La fábrica que determina el arreglo de sus partículas.

Las consideraciones físicas para definir el parámetro de estado de las arenas se asocian a la combinación apropiada de la relación de vacíos y esfuerzos.

El concepto de Kernel considera que el parámetro estable define una referencia de estado y la distancia entre esta referencia de estado en la relación de vacíos-esfuerzos, caracteriza el parámetro de estado de las arenas. Esta medida de estado es llamada el parámetro de estado, se lo representa con el símbolo ψ y se puede visualizar en la **Figura 2.19** (Been & Jefferies 1985).

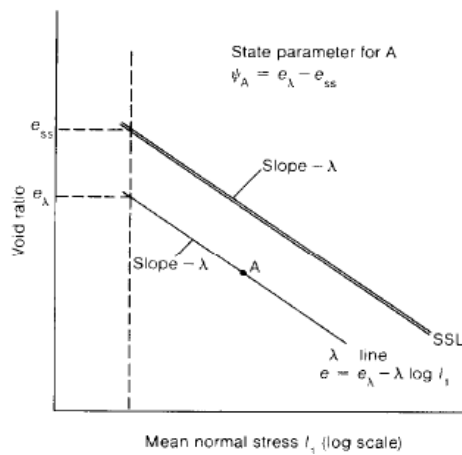


Figura 2.19 Línea de parámetro de estado ψ (Been & Jefferies, 1985)

Considerando la teoría básica del estado crítico, las curvas de esfuerzo representadas en la **Figura 2.20** han sido graficadas en función a la variación de esfuerzos principal (o esfuerzo desviador) y al esfuerzo efectivo promedio principal, conocidos como q' y p' respectivamente. (Ayala, 2013)

Ambas variables están representadas en las Ecs. 2.17 y 2.10:

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.17)$$

Donde el esfuerzo principal σ_2 es igual al esfuerzo principal menor σ_3 . Por lo tanto, el esfuerzo principal promedio se define en la Ec. 2.10.

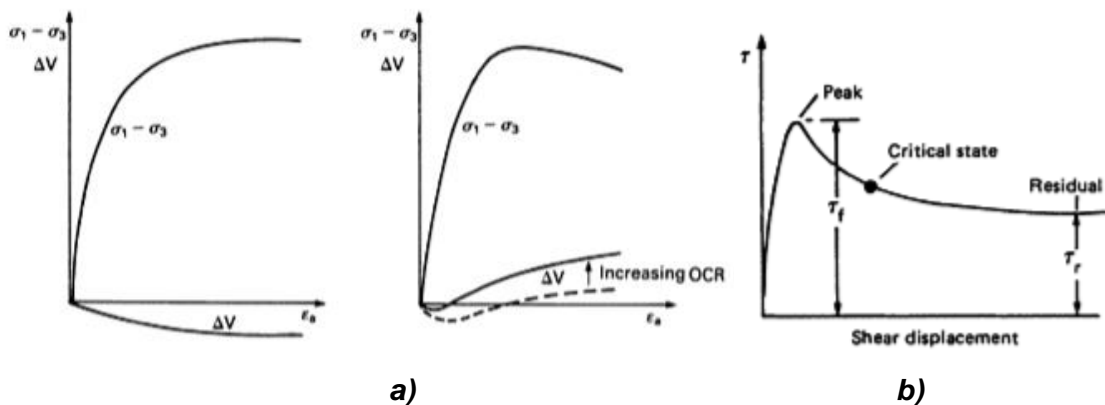


Figura 2.20 Curvas esfuerzo-deformación de ensayos de corte directo drenado, a) Comportamiento típico de un suelo en un ensayo de corte drenado, b) Estado residual.

La **Figura 2.21a** representa la trayectoria de esfuerzos que tendría una prueba consolidada no-drenada con valores diferentes de p'_c . Las trayectorias de esfuerzos para una serie de pruebas drenadas serán líneas rectas, como la recta

OB', elevándose desde el punto represento por p'_c con una pendiente de 3 unidades en vertical a 1 unidad en horizontal (debido a que no hay cambio en σ'_3 , los cambios en q y p' tienen una relación 3:1). Para todos los casos, el estado del esfuerzo en la falla quedará dentro o cerca de la recta OS'.

La curva de consolidación isotrópica (NN) para la arcilla normalmente consolidada tendría la forma que se muestra en la **Figura 2.21b**, cuyos ejes de coordenadas ordenadas la variable v (volumen específico) y coordenadas abscisas las p' . El volumen de la muestra durante la aplicación de la variación de esfuerzos principales, considerando una prueba consolidada de tipo no-drenada en una arcilla saturada se mantiene constante; por lo tanto, una línea horizontal que empieza en p'_c y que forma la recta CA'', representa el valor de p' en falla y define la relación entre v y p' . (Craig, 2004).

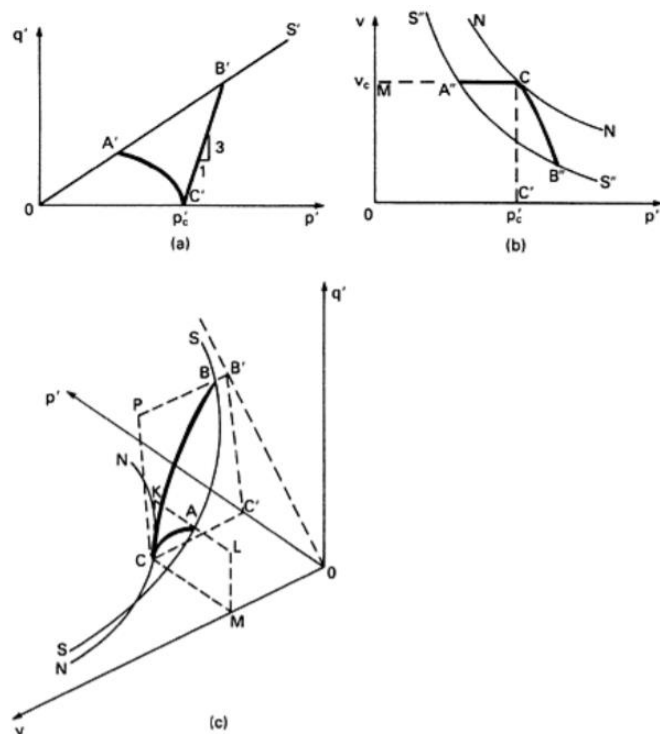


Figura 2.21 Comportamiento de la teoría de estado crítico para arcillas normalmente consolidadas (Craig, 2004)

En la **Figura 2.22a**, se visualiza el comportamiento de una arcilla sobreconsolidada, en condición drenada y no drenada. En la misma, la línea OS' define la línea de estado crítico del suelo (Falla del suelo, volumen constante). En el caso

del suelo drenado la trayectoria de la línea DF' llega hasta la pendiente UH que es la superficie de fluencia inicial, luego el suelo tiende a comprimirse hasta el punto X', donde falla. Para la condición no drenada, a medida que se incrementa el esfuerzo medio efectivo, la trayectoria incursionará en la pendiente UH y solo al encontrarse con H' puede generarse la falla del material. Se estima que mientras más alta sea el OCR, las deformaciones para llegar al estado crítico del suelo serán más elevadas. Además, antes de fallar el suelo en condición no drenada, éste debe pasar inicialmente por la superficie de fluencia contraída antes de llegar a la falla.

En la **Figura 2.22b**, la trayectoria del suelo drenado está representada por la recta DF', mientras que la condición no drenada por la recta DE'; ambas comienzan en una misma relación de vacíos y presión media efectiva, sin embargo, al ser un suelo dilatativo generalmente las trayectorias siempre se encuentran del lado izquierdo de CSL, definida como la curva SS. En la condición no drenada, el suelo experimenta incremento del exceso de presión de poros, y a su vez, el volumen se mantiene constante sin cambios volumétricos ni cambios en la relación de vacíos. Sin embargo, al considerarse un suelo sobre-consolidado existe ablandamiento del suelo o resistencias residuales, los cuales generan presiones de poro negativas.

En suelos drenados sobre-consolidados, el suelo experimenta una ligera contracción en el momento exacto que alcanza la superficie de fluencia inicial, luego se genera una expansión del suelo en la medida que se genera el ablandamiento hasta llegar a la resistencia residual, lo cual es congruente con la relación de vacíos a la falla (Llega hasta la línea de estados críticos).

En la **Figura 2.22c**, se observa las trayectorias de esfuerzos en condiciones drenadas y no drenadas, para suelos normalmente consolidadas y sobre-consolidados. Los tres ejes fundamentales son la relación volumétrica de vacíos con respecto a la presión media efectiva (plano $p - q$ y plano $q - v$), además de que las trayectorias parten del plano $v - p$ hasta llegar a la línea CSL o SS. En estos modelos es más sencillo visualizar las representaciones en 2 dimensiones y por separado.

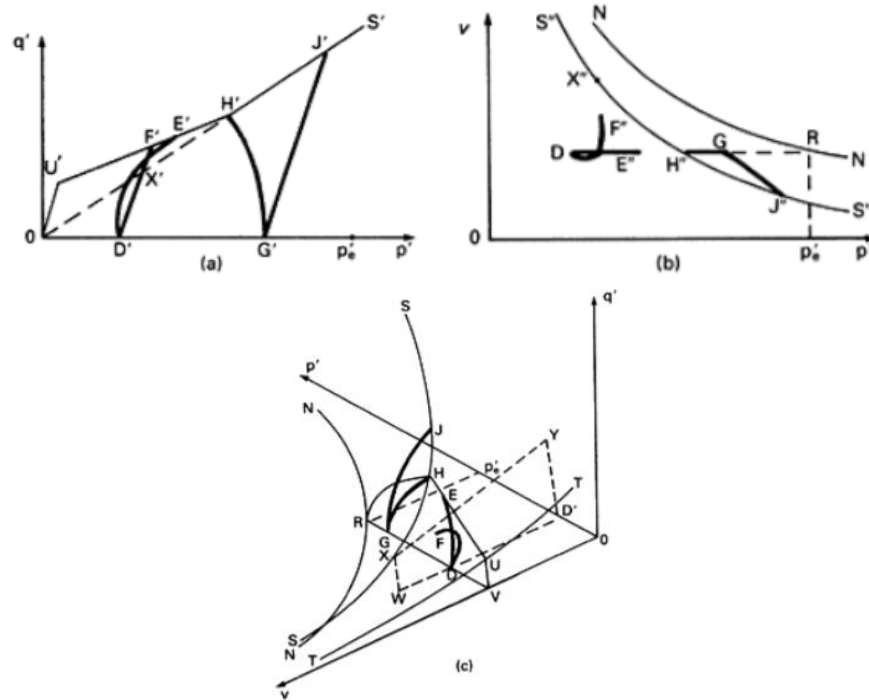


Figura 2.22 Modelo de Concepto del Estado Crítico: Arcillas sobre-consolidada.
(Craig, 2004)

El modelo de Cam-Clay Modificado es utilizado para suelos arcillosos debido con características elasto-plásticas del modelo, éste fue creado por *Roscoe and Burland* en el año 1968. (Ayala, 2013)

Este modelo constitutivo se basa en principalmente las trayectorias de esfuerzos en términos de esfuerzo desviador y presión media efectiva. Los resultados del comportamiento fueron obtenidos mediante ensayos triaxiales isotrópicos a compresión. Al tener esfuerzos radiales similares, existe simetría axial, en donde $\sigma'_2 = \sigma'_3$, por lo tanto, el esfuerzo medio efectivo puede ser expresado mediante la Ec. 2.18, como:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (2.18)$$

Donde σ'_1 es el esfuerzo máximo generado en el ensayo. Este valor generalmente representa el esfuerzo vertical. Del mismo modo, el esfuerzo desviador se define como:

$$q = q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.19)$$

Los modelos de estado crítico, especialmente el de Cam-Clay modificado presentan una regla de flujo asociativa que contempla que, al expandirse la superficie de fluencia, las deformaciones volumétricas y de corte del suelo se orientan en la misma dirección que la superficie de fluencia. La ecuación que gobierna dicha superficie se la menciona en la Ec. 2.20. (Villamil & Lizcano, 2011):

$$f(q, p) = \frac{q^2}{M^2} + p(p - p_c) = 0 \quad (2.20)$$

En la Ec. 2.20 se observa la integración de los esfuerzos desviadores, presión media efectiva y el esfuerzo de pre-consolidación inicial, y la pendiente que define la línea de estados crítica. Todas estas variables son las que definen la superficie de fluencia de un suelo.

Adicionalmente, el modelo de estado crítico agrupa 4 parámetros fundamentales, que son las características elásticas, condiciones plásticas generadas por el multiplicado plástico una vez que comienza a excederse la superficie de fluencia, el potencial plástico y la ley de endurecimiento. (Chang & Cao, 1999).

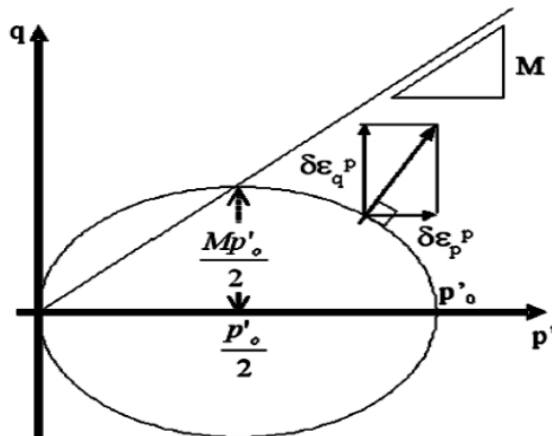


Figura 2.23 Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay Modificado (Camacho & Reyes, 2005)

En la **Figura 2.23** se representa la superficie de fluencia. Cuando la pareja de datos p' y q se localizan al interior de la superficie, únicamente se presentan deformaciones elásticas. Por el contrario, una vez la trayectoria alcanza la elipse, se empiezan a presentar las deformaciones plásticas y la superficie de fluencia incrementa su tamaño.

Tabla 2.4 Parámetros del modelo Cam-Clay Modificado

Parámetros	Descripción	Ensayo de laboratorio
M	Pendiente de la Línea de estado crítico en un plano $p' - q$	Resistencia al corte drenado
G	Módulo de rigidez transversal de corte	Resistencia al corte drenado
λ	Índice de compresibilidad; Cam Clay, pendiente de la línea de estado crítico, en el plano $v - \ln p'$, cuando se realiza la carga	Consolidación con ciclos de carga
κ	Índice de recompresión; Cam Clay, pendiente de la línea de estado crítico, en el plano $v - \ln p'$, cuando se realiza la descarga	Consolidación con ciclos de carga - descarga
Γ	Valor del volumen específico a una presión (1 kPa), en el plano $v - \ln p'$	Resistencia al corte drenado

En el análisis plástico, se asume muy a menudo que la regla de flujo se mantiene asociada para los suelos, lo que implica que el punto de plastificación y el potencial plástico coinciden. El punto de plastificación y el potencial plástico puede entonces ser representado por una elipse en el plano $p' - q$ como:

$$q = M\sqrt{p'(p'_{yc} - p')} \quad (2.21)$$

Donde M es un parámetro de estado crítico que representa la pendiente de la línea de estado crítico en el plano $p - q$; y p'_{yc} , la tensión de la punta da el tamaño de referencia del punto de rendimiento elíptico. Considerando una prueba que implique la descarga de un suelo que se consolida inicialmente K_0 desde la superficie de rendimiento en el punto A con $p'_{yc} = p'_{yc}$ (donde p'_{yc} es la tensión máxima de la punta en el punto de rendimiento elíptico) al punto O con $p' = p'_o$ (donde p'_o es la tensión efectiva in situ) como se muestra en la **Figura 2.24**

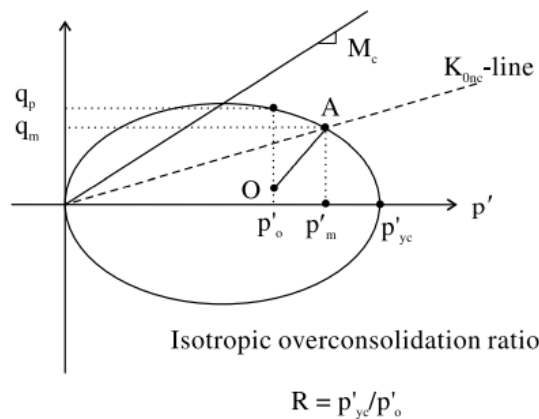


Figura 2.24 Definición del radio sobre consolidación isotrópica (Wood, 1990)

Aunque la descarga no es isotrópica, una sobre consolidación isotrópica con radio R se puede definir de la siguiente manera (Wroth 1984):

$$R = \frac{p'_{yc}}{p'_o} \quad (2.22)$$

En este caso, el estrés del desviador en el rendimiento, q_p , puede estar relacionado con la condición de tensión inicial utilizando Ec. (2.9) y es expresada como:

$$q_p = Mp'_o \sqrt{R - 1} \quad (2.23)$$

El modelo Cam-Clay puede capturar el comportamiento normal (NC) y ligeramente la sobre consolidación (OC). Sin embargo, hay varias limitaciones de estos modelos y son:

- El modelo Cam-Clay no tiene en cuenta la anisotropía del suelo, que es una de las características básicas de los depósitos naturales.
- El modelo Cam-Clay no puede predecir el comportamiento esfuerzo-deformación, de las arcillas sobre consolidada y de arenas densas.
- El modelo Cam-Clay sobreestima la tensión de falla en el lado seco.

2.3.5 Modelo CASM

El modelo CASM (Clay and Sand model) es un modelo constitutivo unificado para arena y arcillas que utiliza los conceptos de la teoría de estado crítico del suelo. El modelo emplea un único conjunto de funciones de potencial plástico y de rendimiento para modelar el comportamiento de la arcilla y la arena en condiciones de carga drenada y no drenada.

Además, se logra modelar el comportamiento de arcillas sobre-consolidadas. Postula que el modelo Cam-Clay modificado puede ser reformulado en términos del parámetro de estado (ψ) que se define como la distancia vertical entre el estado actual (v, p') y la línea de estado crítico en el espacio $v - \ln p'$ (Yu, 1998)

El estudio experimental sobre arcillas y arenas densas propuesto por Roscoe y Poorooshasb (1963), Stroud (1971) sugiere que dos muestras cualesquiera de suelo se comportan de manera similar, independientemente de su historial de

esfuerzo-deformación, el parámetro de estado es el mismo para cada muestra (Yu, 1998)

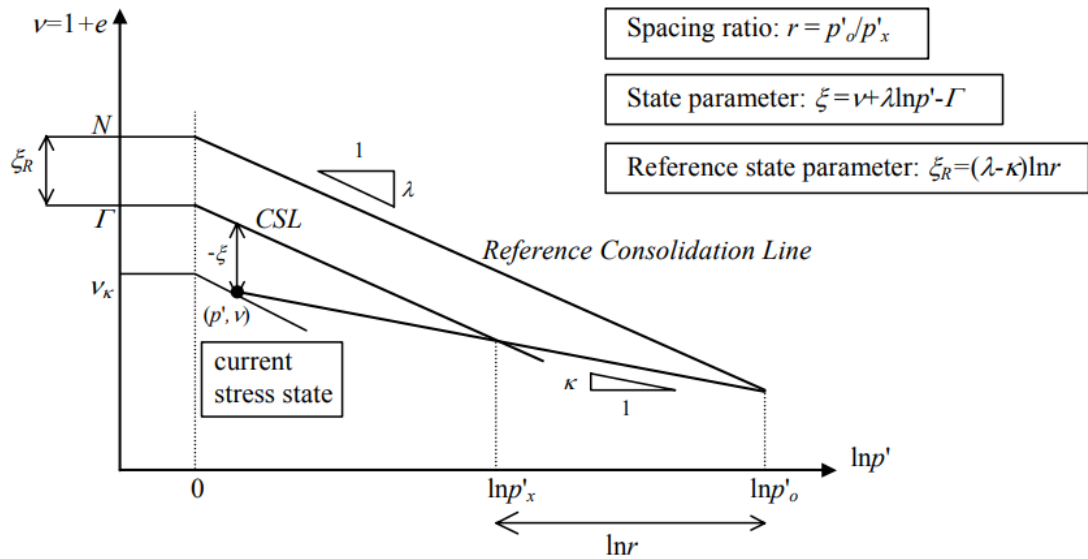


Figura 2.25 Definición del parámetro de estado, constantes de estado y parámetros de estado de referencia (Yu, 1998).

Referente a la superficie de fluencia, este modelo relaciona parámetros de estado crítico determinados en pruebas triaxiales. La superficie está definida con la siguiente expresión:

$$F = \left(\frac{q}{Mp'}\right)^n + \frac{\ln \frac{p'}{p_0}}{\ln r} \quad (2.24)$$

Los nuevos valores integrados al modelo constitutivo, corresponden al parámetro r y n , en donde, el valor de “ r ” define la forma de la superficie de fluencia y es la relación de espaciado, que sirve para controlar donde se intercepta la línea de estado crítico con la superficie de fluencia.

El valor de “ n ”, corresponde a la pendiente que define la trayectoria de esfuerzo. Los rangos de valores comunes para los diferentes tipos de suelos se mencionan posteriormente.

A sí mismo, este modelo constitutivo, tiene un potencial plástico que se basa en la descripción de esfuerzo–dilatancia (Rowe, 1962) en donde la regla de flujo según datos experimentales está basada en desplazamientos mínimos por energía de los materiales granulares, esta propiedad permite ver el

comportamiento en términos de deformación del suelo con gran existo en suelos granuales, sin embargo, la misma está basada en un enfoque similar al del modelo original de Cam-Clay, por lo que también se puede utilizadas para arcillas. La formulación para ensayos triaxiales a compresión se la define a continuación:

$$g = 3M \ln \frac{p'}{\beta} + (3 + 2M) \ln \left(\frac{2q}{p'} \right) - (3 - M) \ln \left(3 - \frac{q}{p'} \right) = 0 \quad (2.25)$$

El valor de β puede ser encontrado despejando la formula a cualquier estado tensional, en donde se relaciona el esfuerzo efectivo promedio con respecto al esfuerzo desviador o de corte.

La regla de flujo utilizada es no asociativa, esto significa que el potencial plástico no coincide con la superficie de fluencia. Esto se puede observar en la **Figura 2.26**, donde las deformaciones plásticas las cuales son producto de los esfuerzos inducidos, no son perpendiculares a la superficie de fluencia, en el punto donde la trayectoria de esfuerzo al topar la superficie inicial de fluencia genera la expansión o plastificación de la misma.

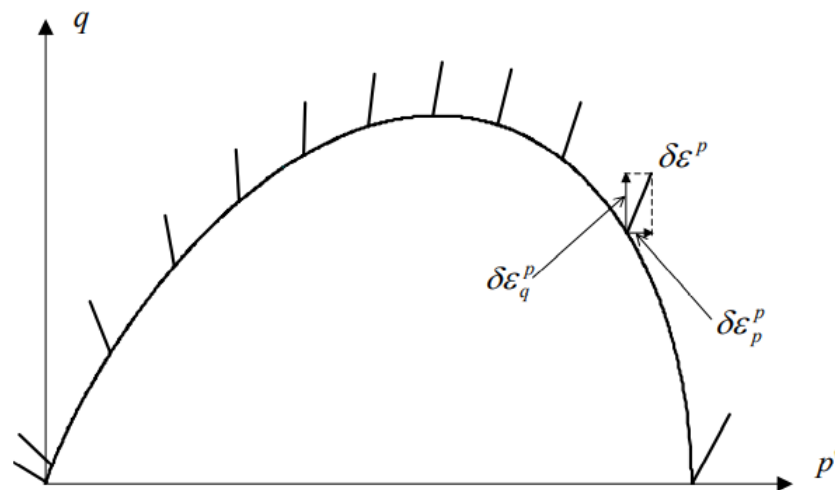


Figura 2.26 Incrementos de deformación plástica del modelo CASM (Khong, 2004)

En la **Figura 2.27** se observa las diferentes formas del potencial plástico del modelo Cam-Clay original, Cam-Clay modificado y el modelo de CASM (Clay and Sand Model), el cual es muy similar comparándolo con el Cam-Clay original.

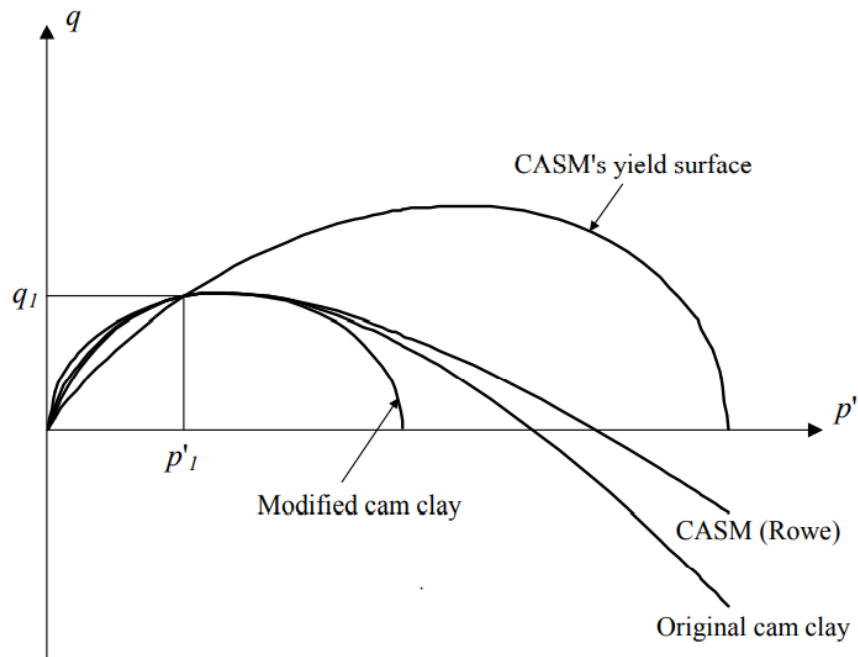


Figura 2.27 Potenciales plásticos de los modelos constitutivos Cam Clay original, Cam Clay modificado y CASM (Clay and Sand Model)(Khong, 2004)

La regla de endurecimiento para este modelo es del tipo de endurecimiento por deformación plástica volumétrica isométrica. Para este caso, el tamaño de la superficie de fluencia está controlado por el parámetro de estado que depende de las deformaciones volumétricas plásticas.

El módulo de endurecimiento plástico se define como:

$$H = \frac{\nu}{\xi_R} \left[\frac{3M}{p'} - \left(\frac{6+4M}{2q+3p'} + \frac{3-M}{3p'-q} \right) \eta \right] \quad (2.26)$$

Dentro de los parámetros considerados para el modelo están: las constantes elásticas (κ, μ), constantes de estado crítico (λ, Γ, M), espaciamento (r) y el coeficiente de esfuerzo (n).

2.3.5.1 Las constantes del modelo CASM y su identificación

Hay un total de 7 constantes de material necesarias para identificar el modelo CASM. En las secciones siguientes, el papel de cada una de estas siete constantes y los posibles métodos para determinarlas será brevemente discutido.

Constantes elásticas k y u

El comportamiento elástico se modela por la pendiente de la línea k y la relación μ de Poisson. Un valor típico de k para las arenas es 0.005 y su valor es generalmente mucho mayor para las arcillas, entre 0.01 y 0,06. La relación μ de Poisson está típicamente en el rango de 0.15-0.35 para arcilla y arena. (Yu, 1998),

Constantes críticas de estado Γ , λ y M

La línea de estado crítico para un suelo está totalmente definida por constantes Γ , λ y M . La medición de estas constantes de estado crítico es sencilla para el suelo arcilloso, pero para la arena resulta ser mucho más difícil y es necesario tener cuidado especial al determinarlas utilizando ensayos triaxiales. Los valores típicos de λ para arenas a un nivel de presión relativamente bajo (menor de 1000kPa) se encuentra entre 0.01-0.05 y para algunos suelos su valor puede ser mayor en una región de alta presión. El valor λ para la arcilla suele estar en el rango de 0.1—0.2. Γ es típicamente entre 1.8-4 para varios suelos. Se pueden utilizar pruebas triaxiales (drenado y sin drenar con medición de presión de poros) en muestras isotrópicamente consolidadas para obtener la constante de fricción M . Es necesario continuar estas pruebas para asegurarse de que las muestras están cerca del estado crítico. M es normalmente entre 0.8-1 para arcillas, y 1.1-1.4 para arenas. (Yu, 1998).

Relación de espaciado (o parámetro de estado de referencia r) o ξ_R

La relación de espaciado r se utiliza, de una manera u otra, para definir la forma de la superficie de fluencia por todos los modelos constitutivos de estado crítico. La relación de espaciado se utiliza para estimar el parámetro de estado de referencia que corresponde al estado más bajo que es probable que un suelo alcance en la práctica. Por simplicidad, en el modelo Cam-Clay estándar se asumen una única relación de espaciado constante r para todos los tipos de suelo. En los Modelos Cam-Clay original y modificado, r se fija en 2.718 y 2.0, respectivamente. Aunque es razonable para las arcillas, pero esta simplificación es menos exitosa para las arenas. En CASM, la asunción de un espacio fijo para todos los tipos de suelo se descarta y r se permite variar de 1 al ∞ . Sin embargo, datos experimentales indican que, para las arcillas, r consiste típicamente en el

rango de 1.5-3.0 y para las arenas el valor de r es generalmente mucho más grande. (Yu, 1998),

Coefficiente de estado de tensión – n

El coeficiente de estado de tensión (n) para un suelo dado, se determina mediante las trayectorias de tensión de unas cuantas pruebas triaxiales drenadas y sin drenar en suelos de diferentes condiciones iniciales en términos de la relación de tensión n contra el parámetro de estado (ξ). Los valores de n típicamente son entre 1.0 a 5.0 (Yu, 1998),

2.3.5.2 Métodos de integración

El presente estudio se basará en la metodología de cálculo de integración explícita en (Koh, 2010) y (Yu, 1998), con una cierta variación en el cálculo del esfuerzo de pre consolidación inicial por cada incremento de esfuerzo.

Las ecuaciones usadas para esta integración están dadas inicialmente por el módulo de elasticidad y de corte tal como se presentan a continuación respectivamente:

$$K = \frac{vp'}{k} \quad (2.27)$$

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)}K \quad (2.28)$$

Adicionalmente, es necesario conocer la superficie de fluencia, el potencial plástico y el módulo de endurecimiento descrito anteriormente, el módulo de endurecimiento entre sus variables no definidas se encuentra el valor de referencia del parámetro de estado el cual se lo resuelve con la siguiente expresión:

$$\xi_R = (\lambda - k) \ln \frac{p'_c}{p'_x} \quad (2.29)$$

Todas las simbologías principales se encuentran especificadas en la figura 25. Además, es necesario conocer la variación o relación de F (Superficie de fluencia) y g (potencial plástico) con respecto a los esfuerzos p' y q . Por tal motivo, a las ecuaciones principales se las resuelve aplicando derivadas parciales para

relacionar el parámetro que deseamos, a continuación, se detallan las expresiones matemáticas:

$$\frac{\partial F}{\partial q} = n \left(\frac{q}{Mp'} \right)^{n-1} \frac{1}{Mp'} \quad (2.30)$$

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = -n \left(\frac{q}{M} \right)^n \frac{1}{p'^{n+1}} + \frac{1}{p'} \frac{1}{\ln \frac{p'_c}{p'_x}} \quad (2.31)$$

$$\frac{\partial g}{\partial q} = 2 \frac{3+2M}{2q+3p'} - \frac{3-M}{q-3p'} \quad (2.32)$$

$$\frac{\partial g}{\partial p'} = \frac{3M}{p'} - \frac{3+2M}{2q+3p'} \frac{2q}{p'} + \frac{3-M}{q-3p'} \frac{q}{p'} \quad (2.33)$$

En este contexto, se plantea una metodología en condiciones de drenaje, para el caso no drenado método explícito utilizando triaxial a compresión las variables son las siguientes:

Relaciones lineal elásticas:

$$q = 3G(\varepsilon_s - \varepsilon_s^p) \quad (2.34)$$

$$p' = K(\varepsilon_v - \varepsilon_v^p) \quad (2.35)$$

Incrementos de esfuerzos:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.36)$$

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.37)$$

Definición de deformaciones de corte y volumétricos:

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.39)$$

Adicional es necesario conocer los incrementos de deformación plástica utilizando la regla de flujo no asociativa del CASM:

$$\varepsilon_s^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial q} \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_v^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (2.41)$$

Como proceso para la generación de curvas del modelo constitutivo, se conocen para esta condición no drenada que la deformación volumétrica es igual a cero, se puede adoptar un valor de incremento en función a lo que se requiera, adicional se puede especificar hasta que deformación axial máxima se desea analizar.

En base a esto, es necesario calcular los valores de q , p' y multiplicador plástico (λ), por tal motivo se debe implementar las siguientes expresiones ya resumidas:

$$q = 3G(\varepsilon_s - \frac{\partial g}{\partial q}) \quad (2.42)$$

$$p' = K(\varepsilon_v - \frac{\partial g}{\partial p'}) \quad (2.43)$$

$$\lambda = \frac{3G \frac{\partial F}{\partial q} \varepsilon_s + K \frac{\partial F}{\partial p'} \varepsilon_v}{3G \frac{\partial F \partial g}{\partial q \partial q} + K \frac{\partial F \partial g}{\partial p' \partial p'} + H} \quad (2.44)$$

Donde H es el módulo de endurecimiento, K es el modulo elástico y G es el módulo de corte. Se deberá ir calculando el valor de F , de manera que si F es menor a cero el multiplicador plástico es cero, caso contrario se lo calcula. Finalmente, el valor de F se actualiza a medida que va cambiando la superficie de fluencia y, por consiguiente, el valor de p'_c o esfuerzo de pre-consolidación:

$$p_{c \text{ new}} = \frac{v p'_{\text{anterior}}}{\lambda - k} \lambda_p \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (2.45)$$

Donde, “ v ” es la relación volumétrica de vacíos constante en toda la prueba al ser condición no drenada, esta se la define sumando la relación de vacíos inicial de la muestra más uno ($e_0 + 1$).

Para conocer la línea de estado crítico del suelo CSL al ya tener calculado el esfuerzo medio efectivo “ p' ” y el esfuerzo desviador “ q ”, se puede obtener estos valores a la falla utilizando las siguientes expresiones:

$$p_f = e^{\frac{r-v_0}{\lambda}} \quad (2.46)$$

$$q_f = M p_f \quad (2.47)$$

$$v_f = r - \lambda \ln p_f \quad (2.48)$$

En la condición drenada utilizando el método explícito, se deberá considerar que el $\sigma_3 = 0$, y así mismo, se define los incrementos de deformación axial, junto con la final. Las variables que se tiene que encontrar es el valor de σ_1 la deformación radial ε_3 , y el multiplicador plástico λ . Estas expresiones se definen a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{9KG\varepsilon_1 - 3KG\lambda(3\frac{\partial g}{\partial q} + \frac{\partial g}{\partial p})}{(3K+G)} \quad (2.49)$$

$$\lambda = \frac{(\frac{\partial F}{\partial q} + \frac{1}{3}\frac{\partial F}{\partial p})(9KG\varepsilon_1)}{H(3K+G) + 3KG(\frac{\partial F}{\partial q} + \frac{1}{3}\frac{\partial F}{\partial p})(3\frac{\partial g}{\partial q} + \frac{\partial g}{\partial p})} \quad (2.50)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{2G\varepsilon_1 - \sigma_1 - 3G\lambda\frac{\partial g}{\partial q}}{2G} \quad (2.51)$$

Junto a estas expresiones de similar manera que la condición no drenada se debe calcular el valor de F, en función de la relación se obtiene o no el multiplicado plástico. El valor de p_c para esta condición se lo define de similar forma que la condición no drenada, la diferencia es que existirá cambio de la relación volumétrica de vacíos este valor se lo obtiene de la siguiente forma:

$$v = v_0(1 - \varepsilon_v) \quad (2.52)$$

Siendo v_0 la relación volumétrica inicial y ε_v la deformación volumétrica total.

CAPÍTULO 3

3. PARÁMETROS Y CALIBRACIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1 Datos experimentales – Descripción de la base de datos

Esta etapa del análisis se orientó a la selección de dos tipos de suelos, principalmente suelos arcillosos de una consistencia blanda, y otro tipo de suelo granular arenoso. Los tipos de suelos seleccionados corresponden a una arcilla y una arena denominada *Bangkok Soft Clay* y *Fraser River Sand British Columbia, Canadá*, respectivamente. Los resultados de las pruebas de laboratorio para ambos tipos de suelo fueron adquiridos de plataformas de libre acceso, entre las cuales destacan *Soil Models Hub for Geotechnical Professionals* para la arcilla de *Bangkok Soft Clay*, además del *ICE Virtual Library essential engineering knowledge* cuyo documento “*Principal stress rotation as cause of cyclic mobility for Michael Jefferies and Dawn Shuttle*” fue utilizado para la arena de *Fraser River*.

3.1.1 Arcilla de Bangkok “Soft Clay”

La arcilla blanda de Bangkok se encuentra clasificada, según SUCS, como una arcilla de alta plasticidad (CH), cuya gravedad específica es 2.75, y cuyos límites de *Atterberg* obtenidos mediante una muestra corresponden a un límite líquido de 118.5 y un límite plástico de 43.1.

Los ensayos realizados en este tipo de suelo han sido los siguientes:

- 3 ensayos edométricos
- 5 ensayos triaxiales consolidados no drenados isotrópicos (CIU por sus siglas en inglés)
- 5 ensayos triaxiales consolidados drenados isotrópicos (CID por sus siglas en inglés)

Considerando como datos de entrada al modelo los valores antes definidos, se procedió a realizar la calibración de los ensayos de laboratorio, para posteriormente implementar los modelos constitutivos (MC – CCM - CASM). Los incrementos de carga han sido realizados mediante un proceso incremental de

consolidación en donde se define un valor LIR (Load Increment Ratio) que es la relación del incremento de la presión con respecto a la presión inicial, cuyo valor generalmente es de dos a uno.

El valor de relación de vacíos en las tres muestras de consolidación fue de 3.43, y fue considerado como punto de partida para definir los incrementos de esfuerzos verticales, donde la muestra a medida que va aumentando el esfuerzo la relación de vacíos tiende a disminuir; esto a su vez implicó un cambio de diferenciales de alturas producto de la compresión del material. La muestra # 1 se cargó hasta un esfuerzo vertical de aproximadamente 20 kPa, mientras que las muestras # 2 a un esfuerzo de 38.8 kPa, y la muestra # 3 a un esfuerzo de 76.88 kPa, generando deformaciones en el orden de 14.3%, 14% y 18.7%, respectivamente. Se debe verificar el correcto desarrollo del proceso hasta este punto, debido a que la arcilla tiene memoria, es decir, que se puede conocer la historia de esfuerzos del suelo. Sin embargo, estas pruebas únicamente fueron utilizadas para definir el parámetro k (*Swelling*) referente a la pendiente de re-compresión, ya que los valores de relación de vacíos de las 3 muestras antes mencionadas son diferentes a las obtenidas en los ensayos triaxiales, lo que se concluye que son muestras tomadas del mismo ambiente, pero a diferentes profundidades y esfuerzos de confinamiento. La **Figura 3.1**, muestra las curvas relación de vacíos con respecto al esfuerzo vertical en escala logarítmica.

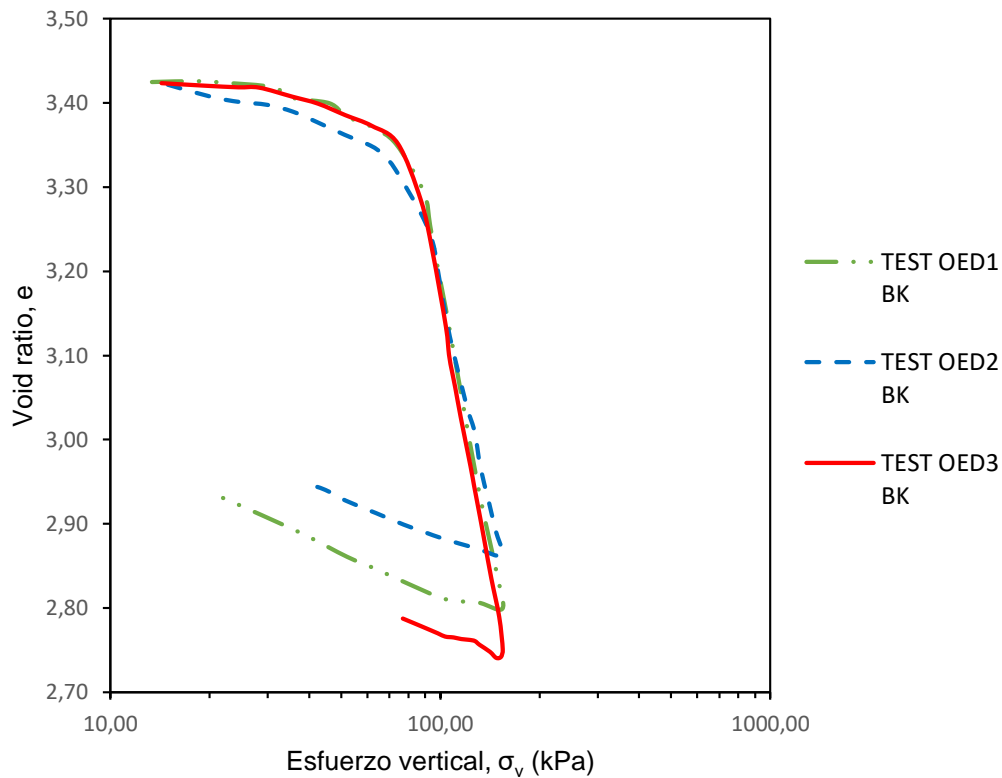


Figura 3.1 Resumen de Curvas de pruebas edométricas arcilla de Bangkok Soft Clay

Los valores de k obtenidos de las tres curvas se encuentran en el orden de 0.08, 0.04, 0.06, respectivamente. Para el proceso de calibración de la arcilla *Bangkok Soft Clay* se adoptó un valor de 0.01, siendo este valor para los fines de la calibración poco sensible a la variación de los valores expuestos anteriormente, más aún si el suelo tiene un comportamiento contractivo y es normalmente consolidado. Además, en las diferentes curvas se puede apreciar las pendientes pronunciadas de la línea NCL definida como Línea Virgen o “*Compression Index*”, de manera que, este comportamiento genera una idea de la alta compresibilidad de la arcilla.

Por otra parte, los ensayos triaxiales consolidados no drenados fueron realizados con diferentes presiones de cámara y relaciones de vacíos iniciales, los cuales se detallan a continuación:

- **CIU 1:** $\sigma'_3 = 138$ kPa; $e = 2.80$
- **CIU 2:** $\sigma'_3 = 207$ kPa; $e = 2.25$

- **CIU 3:** $\sigma'_3 = 277.63$ kPa; $e = 1.68$
- **CIU 4:** $\sigma'_3 = 349.44$ kPa; $e = 1.11$
- **CIU 5:** $\sigma'_3 = 419.84$ kPa; $e = 0.55$

En cada uno de los ensayos se encuentra definida la variación axial en porcentaje, la variación de las presiones medias efectivas p y los esfuerzos desviadores q por cada incremento de deformaciones. Además, se calcularon los esfuerzos verticales por cada incremento junto con la variación de la presión de poros tomando de referencia las siguientes ecuaciones:

$$\sigma'_{v} = \sigma_3 + q \quad (3.1)$$

$$\Delta u = \frac{2 * \sigma_3 + \sigma_v}{3} - p' \quad (3.2)$$

Esto con la finalidad de poder visualizar el comportamiento del suelo en las gráficas p - q , $q - \varepsilon_a$ (%) y $\Delta u - \varepsilon_a$ (%). En la medida que se va incrementando el confinamiento inicial, los valores del índice de vacíos tiende a disminuir, a su vez los esfuerzos hidrostáticos y desviadores a la falla tienden a aumentar, tal como se muestra en la **Tabla 3.1**.

Tabla 3.1 Tabulación de resultados iniciales y finales de los ensayos no drenados del suelo Bangkok Soft Clay

ENSAYO	σ'_r inicial kPa	Valores iniciales		Valores finales			
		e	p' kPa	e_f	p'_f kPa	q_f kPa	q_f/p'_f
		-	-	-	-	-	-
CIU1	138,00	2,802	138,00	2,802	81,157	95,687	1,179
CIU2	207,00	2,250	207,00	2,250	103,653	122,614	1,183
CIU3	277,63	1,685	277,63	1,685	134,262	154,130	1,148
CIU4	349,44	1,110	349,44	1,110	187,074	217,926	1,165
CIU5	419,84	0,547	419,84	0,547	215,254	242,107	1,125

Por otra parte, se debe considerar que no existen cambios volumétricos para este tipo de ensayos, por lo que la relación de vacíos se mantiene constante en todo el incremento de carga. En la **Figura 3.2** se observa la variación de esfuerzos desviadores con respecto a esfuerzos hidrostáticos.

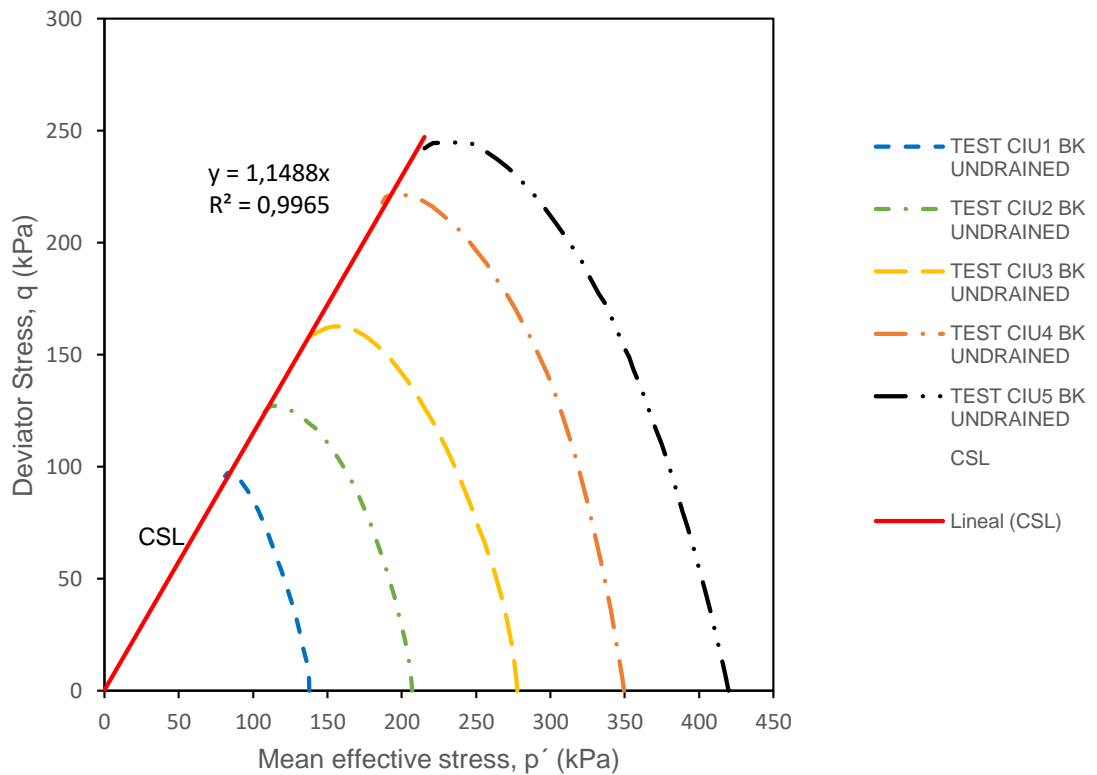


Figura 3.2 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “p” y “q” del suelo Bangkok Soft Clay.

La pendiente que se observa en la **Figura 3.2** representa la línea de estados críticos CSL con una pendiente “M”, cuyo valor es 1.15 y está referido a un ángulo de fricción de 29°. Ésta pendiente se obtuvo al calcular la regresión lineal de los valores máximos de cada ensayo desde el origen de la pendiente. Se estima que los esfuerzos totales tienen una trayectoria q/p igual a 3; por lo tanto, el diferencial de esa pendiente con respecto al punto máximo en el punto de falla de cada ensayo representa la variación de la presión de poros, por lo que la gráfica se encuentra en términos de esfuerzos efectivos. La condición de falla se alcanza al no existir incremento de carga ni de variaciones de los volúmenes. El efecto que se obtiene en la trayectoria de esfuerzos, donde tanto en valor de p y q en el punto de falla tienden a disminuir, se debe a que en la medida en que se somete al suelo a un incremento de carga, parte de la carga fue tomada por el suelo y otra porción fue tomada por el agua. Este efecto ocurre al no existir disipación de las presiones de poro como consecuencia de que no se permitió el drenaje.

En la **Figura 3.3**, se visualiza todos los ensayos CIU en términos de relación de vacíos con respecto a las presiones medias efectivas, en escala logarítmica. Para cada ensayo se observa que no existe variación de la relación de vacíos, y por ende, no existirá variación volumétrica en la muestra.

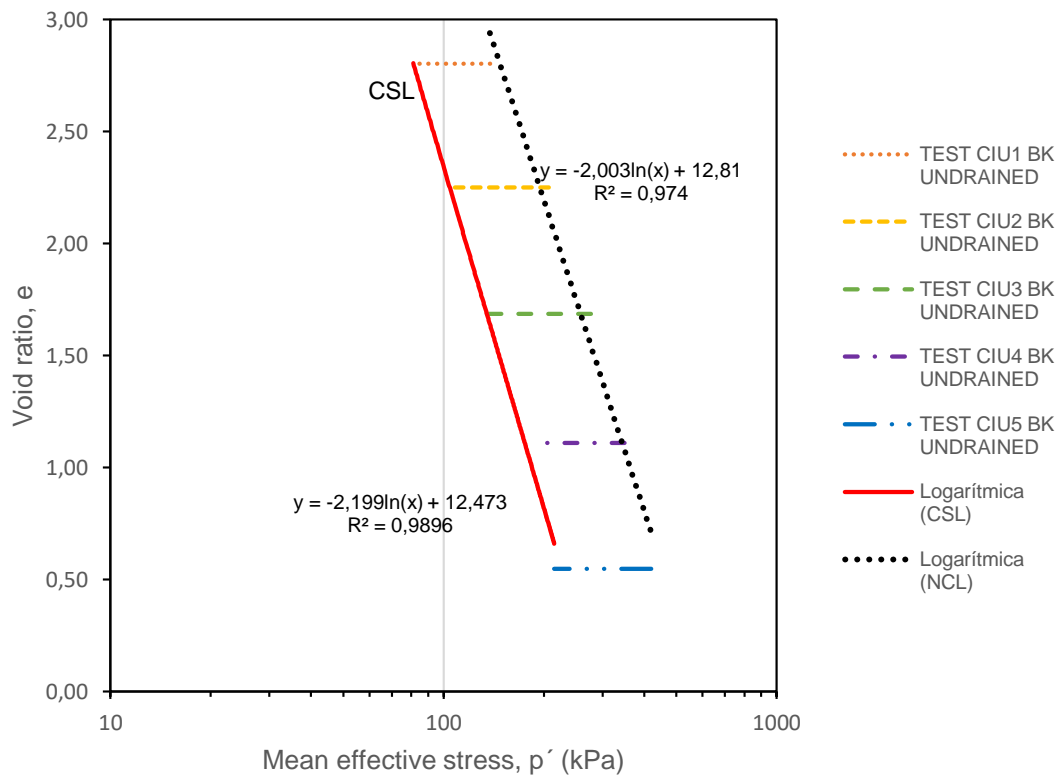


Figura 3.3 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de "e" y "log p" del suelo Bangkok Soft Clay

En la **Figura 3.3** se graficaron las curvas CSL (Línea color verde) y NLC (línea en color gris), mientras que para la definición de sus pendientes se tomó en cuenta la regresión lineal considerando los valores máximos y mínimos. La pendiente será la misma tanto en la línea de estados críticos, como con la línea de Rama virgen o NSL. Este valor es definido como parámetro " λ " cuyo valor es de aproximadamente 2.00, seguido de 2 parámetros fundamentales para definir el estado crítico del suelo, N y Γ cuyos valores son 12.81 y 12.47. Dichos valores representan la relación de vacío a un 1 kPa de p en escala logarítmica.

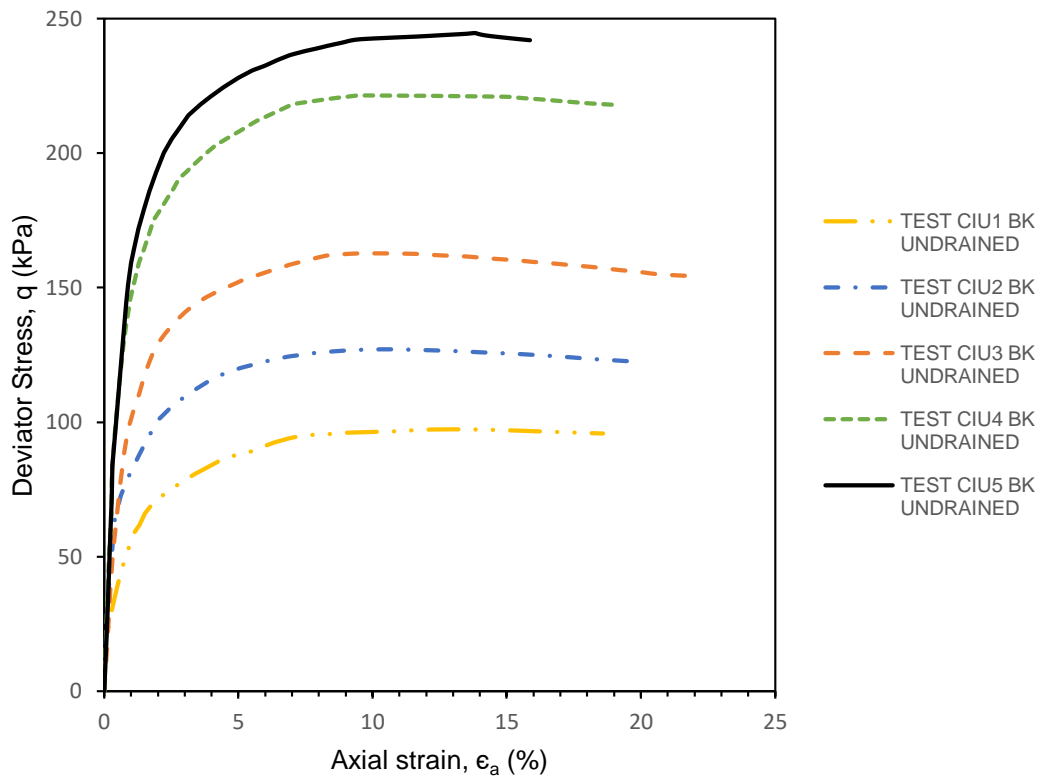


Figura 3.4 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “q” y “ ϵ_a (%)” del suelo Bangkok Soft Clay

En la **Figura 3.4** se observa la variación del esfuerzo desviador con respecto a la deformación axial. El suelo tiene un comportamiento elástico en la parte inicial de las curvas, para luego comportarse elasto-plásticamente. De la pendiente inicial de cada curva se pueden obtener los valores aproximados del módulo de elasticidad del suelo “E”. Se debe tener en cuenta que dichos valores varían con cada tipo de muestra ensayada. La muestra CIU1 presenta un módulo de elasticidad menor al resto de las muestras, mientras que el CIU5 posee valores mayores de rigidez, por lo tanto, este valor es sensible al confinamiento considerado para la muestra.

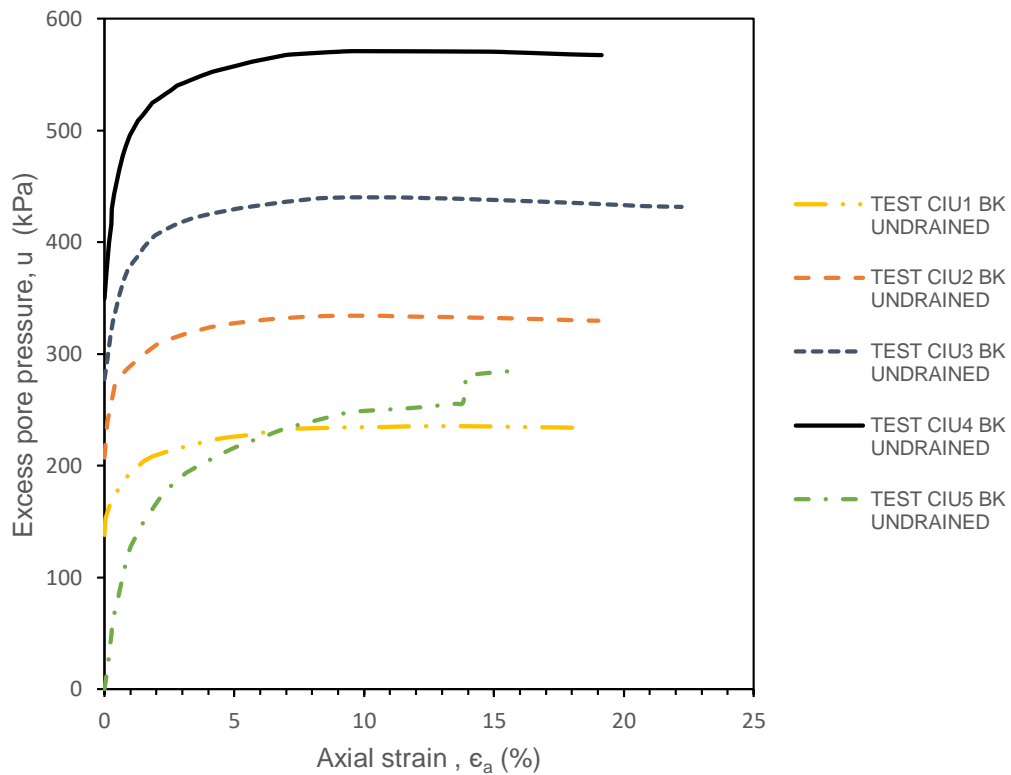


Figura 3.5 Trayectoria de ensayos triaxiales CIU en términos de “ Δu ” y “ e_a (%)” del suelo Bangkok Soft Clay.

Finalmente, en la **Figura 3.5**, se grafica la variación de la presión de poros con respecto a la deformación axial, entre las muestras CIU1 a la CU4 (confinamiento radial inicial 138 kPa, 207 kPa, 277.63 kPa y 349.44 kPa, respectivamente). La presión de poros tiende a incrementar de acuerdo al confinamiento al que se someten las muestras; sin embargo, la muestra CIU5 (confinamiento radial de 419.84 kPa) tiene un comportamiento diferente al resto de curvas con un cambio de pendiente desde el 5% de deformación axial, la misma que tiende a incrementar hasta alcanzar una presión de poros de 250 kPa. En la mayoría de los ensayos las deformaciones axiales se encuentran limitadas entre el 20 al 25%.

En la **Tabla 3.2** se han tabulado los parámetros de resistencia del suelo como el ángulo de fricción interna obtenido de los criterios de estado crítico, el ángulo de fricción obtenida mediante la metodología de Mohr-Coulomb, la cohesión del suelo en términos de esfuerzos efectivos, la resistencia al corte no drenado del suelo en términos de esfuerzos totales y los valores de rigidez del suelo correspondiente al módulo de elasticidad y de corte.

Tabla 3.2 Tabulación de Valores de resistencia del suelo y parámetros de estado crítico condición no drenada del suelo Bangkok Soft Clay

ENSAYO	Valores de Resistencia Suelo					Valores de Estado crítico					
	ϕ_{CS} Grados	ϕ_{peak} Grados	C kPa	Su kPa	E kPa	G kPa	M s.u	N s.u	Γ s.u	k s.u	λ s.u
CIU1	29,0	29,08	3,3	47.84	16667	6410	1,15	13,810	13,47	0,01	2,0
CIU2				61.31	20000	7692					
CIU3				77.07	16000	6154					
CIU4				108.96	22857	8791					
CIU5				121.05	32000	12308					

El parámetro referente al ángulo de fricción por la metodología de Mohr-Coulomb se lo obtiene graficando la envolvente de cada ensayo en términos de τ (*Esfuerzo cortante*) con respecto al esfuerzo σ_1 y σ_3 , tal como se muestra en la **Figura 3.6**.

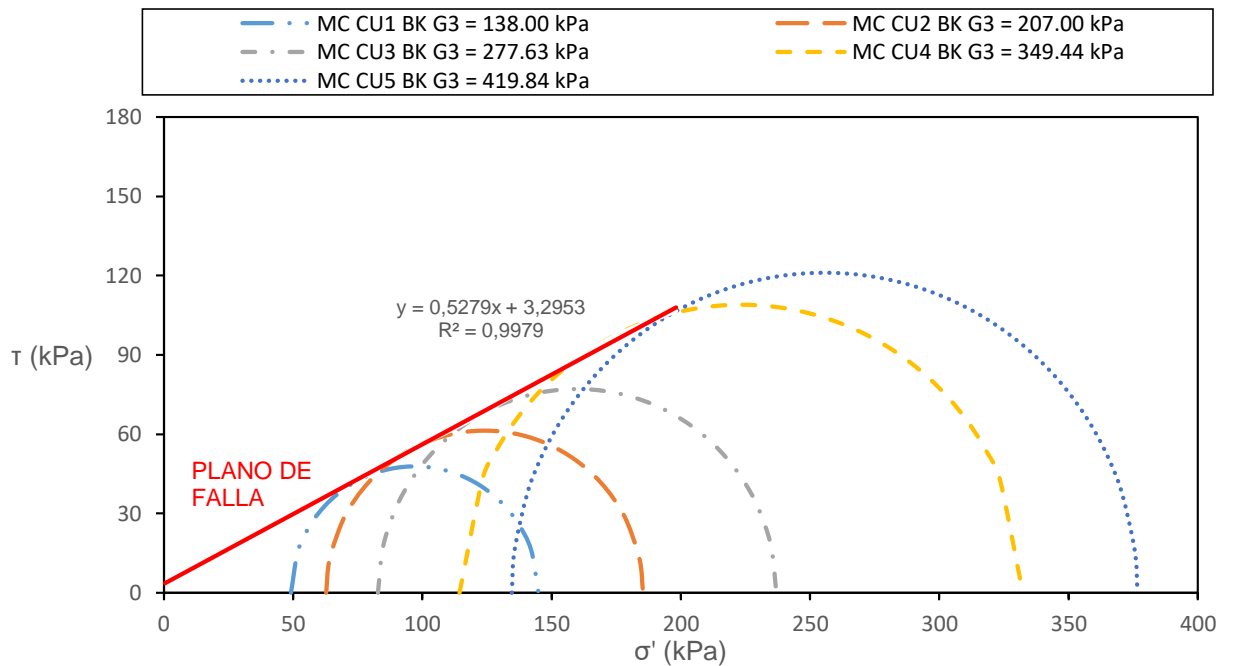


Figura 3.6 Circulo de Mohr ensayos CIU – Esfuerzos efectivos del suelo Bangkok Soft Clay

El plano de falla para cada curva se estima considerando la secante de cada envolvente, y aplicando una regresión lineal en los puntos calculados se puede obtener el ángulo de fricción junto con la cohesión del suelo en términos de esfuerzos efectivos. Estos valores se encuentran en el orden de 29.08° correspondiente al ángulo de fricción interna del material y 3.3 kPa referidos a la cohesión del suelo. La superficie de fluencia se la obtiene definiendo para cada

curva los esfuerzos efectivos principales σ_1 y σ_3 , junto a la ecuación de la circunferencia $x^2 + y^2 = r^2$, por lo tanto, para cada incremento de esfuerzo vertical se obtiene el otro valor correspondiente al esfuerzo cortante.

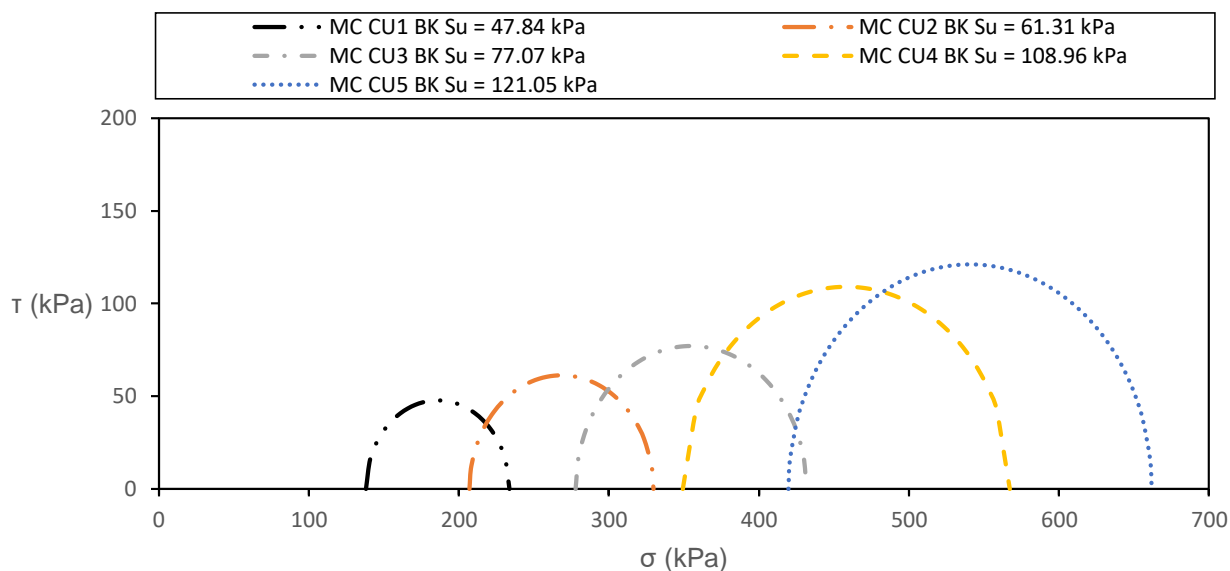


Figura 3.7 Circulo de Mohr ensayos CIU – Esfuerzos totales del suelo Bangkok Soft Clay

Con respecto a la definición de las envolventes en términos de esfuerzos totales mostrada en la **Figura 3.7**, se estima que la resistencia no drenada es una propiedad del suelo que ocurre únicamente cuando existe presión de poros, en consecuencia, el valor de “Su” estará definido como $((\sigma_1 - \sigma_3) / 2)$ correspondiente al radio de la circunferencia para cada curva. Estos valores se detallan en la **Tabla 3.2**

En cuanto a **los ensayos triaxiales consolidados drenados “CD”**, se obtuvieron 5 muestras cuyos valores iniciales de confinamiento, relación de vacíos, esfuerzos hidrostáticos y valores finales de esfuerzos desviadores son representados en la **Tabla 3.3**.

Tabla 3.3 Resultados iniciales y finales de los ensayos drenados del suelo Bangkok Soft Clay

ENSAYO	σ_{rad} inicial	Valores iniciales		Valores finales			
		e	p'	e_f	p'_f	q_f	q_f/p'_f
	kPa	s.u	kPa	s.u	kPa	kPa	
CID1	138,00	2,802	138,00	2,185	195,838	173,513	0,886
CID2	207,00	2,250	207,00	1,737	297,910	272,729	0,915

CID3	276,00	1,698	276,00	1,271	397,786	365,358	0,918
CID4	345,00	1,146	345,00	0,836	493,829	446,488	0,904
CID5	414,00	0,594	414,00	0,343	582,346	505,037	0,867

Entre la información que se dispone para analizar el comportamiento del suelo se detalla lo siguiente por cada probeta analizada:

- Relación de Vacío inicial
- Variación axial de la muestra en porcentajes
- Esfuerzos radiales constantes en todo el ensayo, no existe incremento debido a que el ensayo permite el drenaje.
- Esfuerzo desviador por cada incremento de deformación
- Variación volumétrica de la muestra en porcentajes

Adicionalmente, se calculó la variación de las presiones hidrostáticas “p” y variación del índice de vacíos “e” a medida que se generaron los acortamientos de la muestra por el incremento de carga. Estos valores fueron encontrados utilizando las siguientes ecuaciones:

$$p = \frac{q}{3} + \sigma_3 \quad (3.3)$$

$$\Delta e = e_0 - (1 + e_0) * \Delta e_V \quad (3.4)$$

A medida que aumentaron los esfuerzos desviadores y las presiones hidrostáticas, los valores de relación de vacíos fueron disminuyendo, lo que afectó directamente a la variación volumétrica. En la **Figura 3.8**, se logra ver las trayectorias de esfuerzos correspondientes a cada ensayo, de la misma manera que los ensayos no drenados, existirá una línea de estados críticos que fue definida por las propiedades y resistencia de los materiales, en donde se estima que al llegar a este límite el suelo falla.

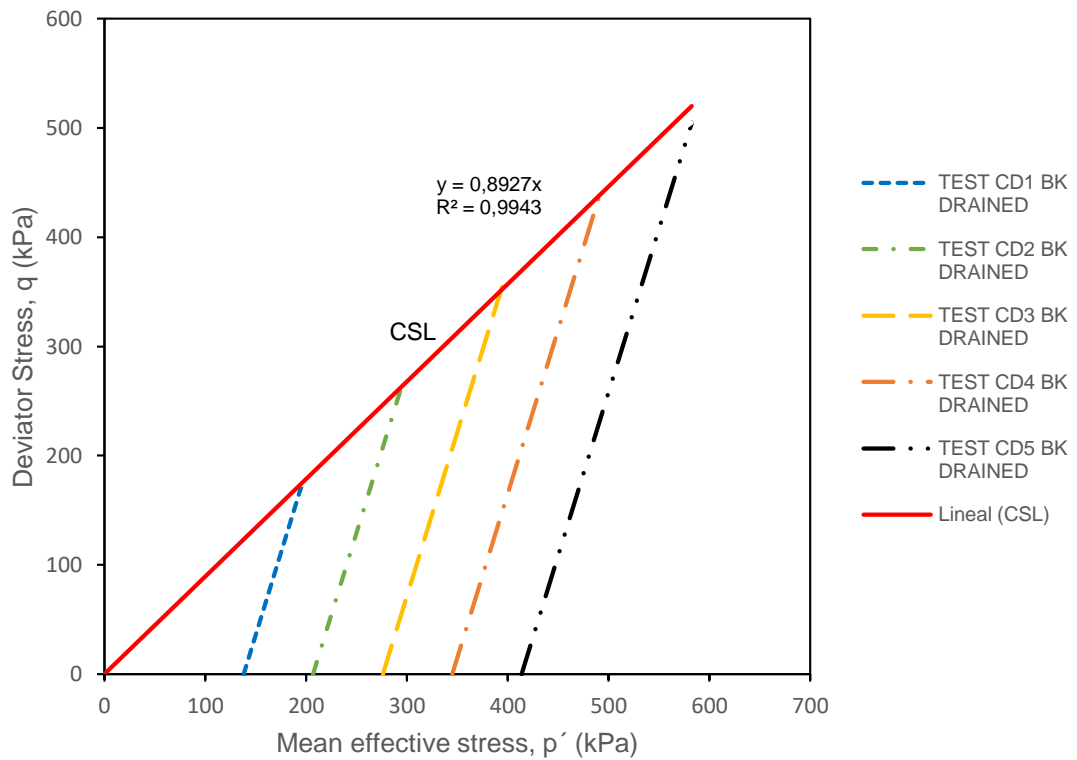


Figura 3.8 Trayectoria de esfuerzos en ensayos triaxiales CID en términos de “ p ” y “ q ” del suelo Bangkok Soft Clay

La pendiente se la calcula tomando los puntos máximos obtenidos de los ensayos, y mediante una regresión con el origen igual a cero se calcula la ecuación que mejor representa dicho comportamiento. Este valor de “ M ” es igual a 0.90 aproximadamente, lo que da un ángulo de fricción al estado crítico de 23° .

El incremento de carga de las dos variables “ p ” y “ q ” en términos de trayectoria de esfuerzos, fue definido con una pendiente con un valor de 3.00, y a su vez los esfuerzos efectivos fueron iguales a los esfuerzos totales, por lo que, no existe presión de poros. Este efecto se logró obtener debido a que la carga que se fue incrementando durante un tiempo prolongado logra disipar el agua entre las partículas intersticiales del suelo.

En la **Figura 3.9**, los ensayos se encuentran en términos de relación de vacíos con respecto a “ p ” en escala logarítmica, mientras que la pendiente recta fue definida como “ λ ” con un valor de 1.69, a su vez el parámetro “ Γ ” se definió con un valor de 11.15.

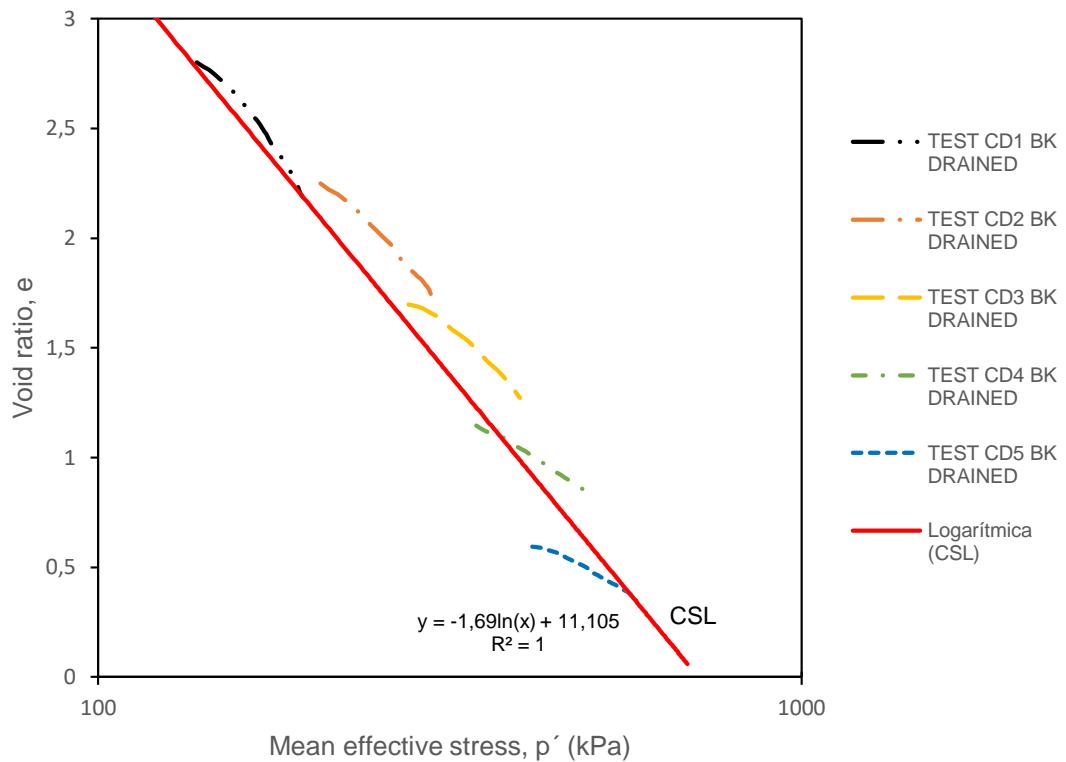


Figura 3.9 Trayectoria de esfuerzos de ensayos triaxiales CID en términos de “e” y “log p” del suelo Bangkok Soft Clay.

En este caso sólo se pudo definir la línea de estado crítico CSL utilizando de referencia valores máximos que sean representativos de ciertos ensayos anteriores, tratando de simular la tendencia de falla de la muestra. Sin embargo, la línea virgen de consolidación no se encontró muy clara, por lo tanto, se estima que la pendiente NSL será similar a la CSL y no muy distante de la misma. Estos valores se pueden calibrar posteriormente con los modelos constitutivos.

Además, se realizaron las gráficas “q” - “ ε_a ”, para conocer el comportamiento de la muestra en cada incremento de deformación axial. Como se puede observar en la **Figura 3.10**, la zona elástica inicial no se encuentra tan bien definida como es el caso de los ensayos no drenados; sin embargo, se trazó una pendiente “E” tomando como referencia los primeros puntos obtenidos en cada curva y se obtuvieron los valores resumidos en la **Tabla 3.4** con sus respectivos módulos de corte. Para definir esta pendiente, se consideraron valores en la abscisa hasta una deformación del 1%, y en las ordenadas una variación de esfuerzos desviadores hasta 100 kPa.

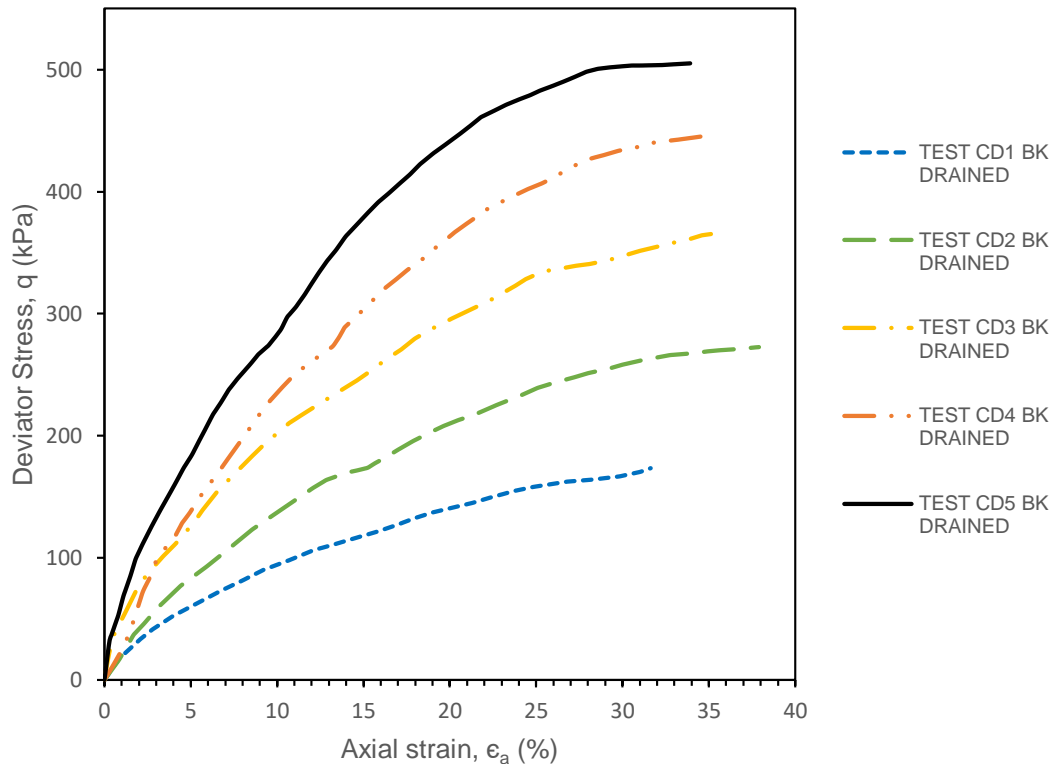


Figura 3.10 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “q”- “ ϵ_a ” del suelo Bangkok Soft Clay

La forma de las curvas en el gráfico “q” – “ ϵ_a ” de la **Figura 3.10**, muestra que el tipo del suelo es contractivo, referidos a suelos de consistencias blandas, la muestra CD5 ensayada con un confinamiento mayor genera un esfuerzo desviador en el orden de 500 kPa a una deformación axial final del 35% manteniéndose constante en toda la muestra del ensayo sin mostrar algún cambio asociado a “*strain softening*”, característico en suelos dilatativos. El pico alcanzado del resto de ensayos estará en función de los esfuerzos de confinamiento iniciales, propiedades intrínsecas del material y las relaciones de vacíos en la muestra. A su vez si se verifica las deformaciones volumétricas obtenidas en la **Figura 3.11**, se muestra claramente que el suelo experimenta únicamente contracción a una deformación volumétrica máxima en el orden del 16 % para todas las muestras ensayadas, donde claramente en términos de deformación se observa un comportamiento y tendencia similar. Entre la muestra CD1 y CD5 existe un diferencial de deformación volumétrica de un 2% medido a una deformación axial aproximada del 30%.

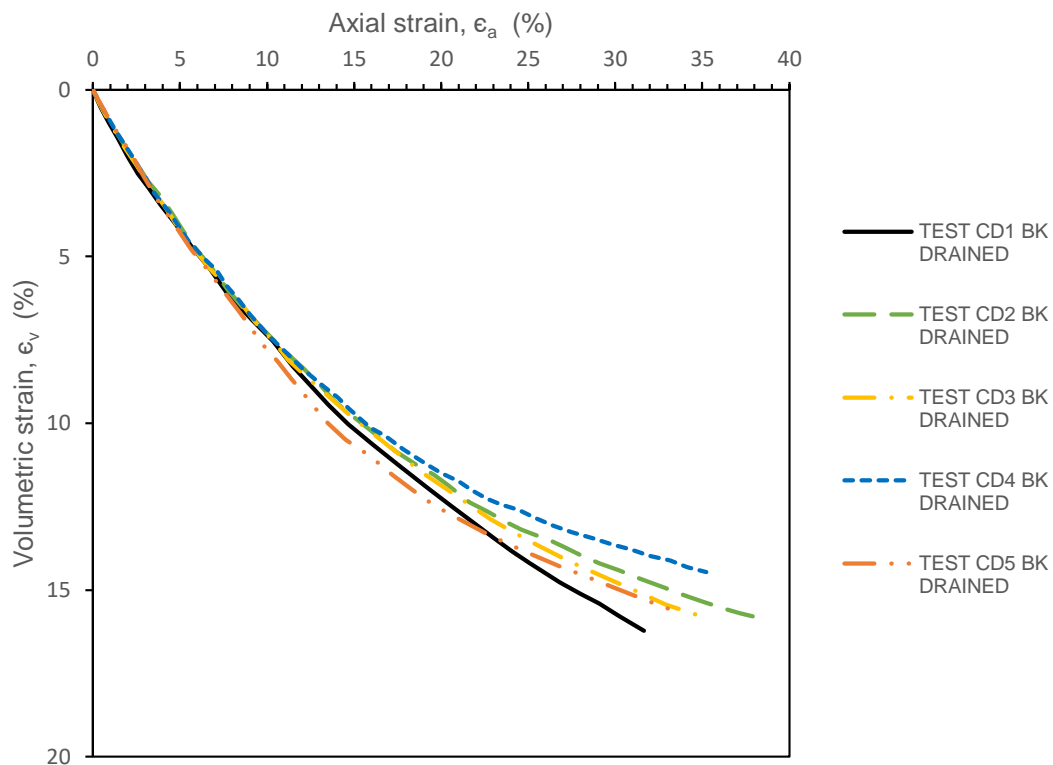


Figura 3.11 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “ ϵ_v ”- “ ϵ_a ”

Así mismo, en la **Tabla 3.4** se muestra un resumen de las propiedades del suelo en cuanto a sus parámetros principales de resistencia y parámetros que obedecen al concepto de estado crítico del suelo.

Tabla 3.4 Tabulación de Valores de resistencia del suelo y parámetros de estado crítico condición drenada del suelo Bangkok Soft Clay.

ENSAYO	Valores de Resistencia Suelo					valores de Estado crítico				
	ϕ_{CS}	ϕ_{peak}	C	E	G	M	N	Γ	k	λ
	Grados	Grados	kPa	kPa	kPa					
CID1	23	23,0	5,8	1607	618	0,89	14,32	12,15	0,010	1,69
CID2				2400	923					
CID3				6000	2308					
CID4				3182	1224					
CID5				12500	4808					

Los valores “E” y “G” referidos a los módulos del suelo son parámetros elásticos, además, el valor del ángulo de fricción CSL fue determinado mediante la definición de la línea de estados críticos del suelo en la **Figura 3.8**, este valor se calculó

implementado la siguiente ecuación en función de M, para un ensayo triaxial a compresión.

$$\sin \phi_{csl} = \frac{3 Mc}{6+Mc} \quad (3.5)$$

También, entre los parámetros definidos se encuentra el ángulo de fricción interna utilizando la metodología de Mohr-Coulomb, en efecto, se obtiene el mismo valor de 23 grados utilizando las envolventes mostradas en la **Figura 3.12**. En este caso al ser un ensayo drenado los esfuerzos totales son iguales a los esfuerzos efectivos, ya que se permite disipación de la presión de poros.

La pendiente obtenida mediante la regresión, da como resultado una cohesión del suelo de 5.8 kPa. Los valores de estado crítico “N” y “Γ” da como resultado 14.32, 12.15 respectivamente, este valor corresponde a la relación de vacío a 1 kPa del esfuerzo promedio “P” en escala logarítmica. El valor de k adoptado es de 0.04 que corresponde a lo obtenido en la pendiente de re compresión del ensayo de consolidación, el valor de “λ” es de 1.69 cuya pendiente representa la línea de estado crítico.

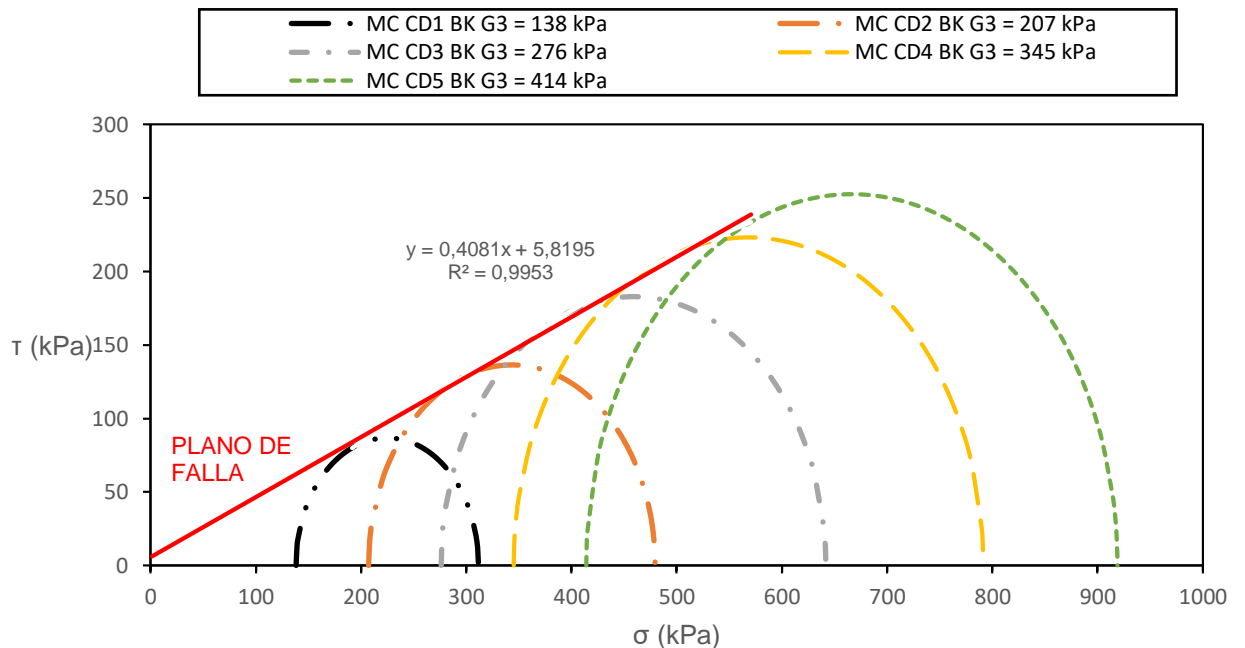


Figura 3.12 Circulo de Mohr ensayos CID – Esfuerzos totales del suelo Bangkok Soft Clay

Para el proceso de calibración de estos suelos, se adoptó por separado el análisis de las muestras drenadas y no drenadas, debido a que cada ensayo fue realizado en condiciones diferentes de confinamiento, drenaje, relaciones de vacíos y a diferentes profundidades. Por esta razón las trayectorias de esfuerzos para ambos casos no convergen en una misma línea de estados críticos “CSL”, por consiguiente, no se considera en un solo análisis.

3.1.2 Arena “Fraser River”

El tipo de suelo “*Fraser River Sand*” es una arena limpia con un porcentaje de finos de 0.8%, y una gravedad específica de 2.72. El análisis y calibración del este suelo se realizó a partir ensayos triaxiales drenados, cuyas condiciones fueron las siguientes:

- CID_D_50 (T1)
- CID_D_113 (T2)
- CID_D_400 (T3)
- CID_D_515 (T4)
- CID_D_100 (T5)
- CID_D_300 (T6)
- CID_D_600 (T7)

Para las condiciones no drenadas solo se consideraron tres tipos de muestras representativas, y son:

- CIU_M_200 (T9)
- CID_M_400 (T11)
- CID_M_400 (T12)

En los ensayos drenados se especifica como valores medidos las deformaciones axiales en porcentajes, las variaciones volumétricas de similar manera en porcentajes, los incrementos verticales y los incrementos radiales. El valor de los incrementos radiales se puede considerar constante en toda la muestra para el tipo de ensayo drenado.

Además, se calcularon los esfuerzos promedios efectivos “ p ”, los esfuerzos desviadores “ q ” y la variación de los vacíos “ e ” con las siguientes expresiones, referidas al capítulo 2.

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad (3.6)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.7)$$

$$\Delta e = e_0 - (1 + e_0) * \Delta e_v \quad (3.8)$$

De igual forma, los datos de los ensayos no drenados y los datos principales medidos son para este caso las deformaciones axiales en porcentajes, el esfuerzo vertical y el esfuerzo radial. Como complemento se calculó “ p ” y “ q ”, similar a la condición drenada. El valor de “ e ” se tuvo que especificar como un valor constante en todos los incrementos y se definió el parámetro de la presión de poros cuya expresión es similar a la definida en la arcilla *Bangkok*, condición no drenada.

$$\Delta_u = \frac{2 * \sigma_3 + \sigma_v}{3} - p' \quad (3.9)$$

En los ensayos drenados y no drenados, cada una de las muestras tiene definida la presión de cámara inicial y un determinado valor de vacíos. En los ensayos CD el esfuerzo de confinamiento inicial varía desde el T1 con un valor de 50 kPa hasta el T7 con un valor de 600 kPa, los ensayos T1 a T4 presenta un comportamiento dilatante tal como se muestra en la **Figura 3.14**, esto indica que la trayectoria de “ $e-p$ ” se encontrará por debajo de la línea de estados críticos también conocida como “zona seca”, esto genera que el suelo inicialmente se comprima y luego tiende a expandirse en la medida que aumenta el esfuerzo desviador.

Los ensayos T5 a T7 presentan un comportamiento contractivo, esto significa que la trayectoria está por encima de la línea de estados críticos en un plano “ $e-p$ ”, lo que indica que en todo el proceso de incremento de carga la muestra experimentará reducción de volumen.

Para las muestras no drenadas el cambio volumétrico es igual a cero; por lo tanto, la variación de vacíos al inicio y al final del ensayo es la misma. Las muestras T9

y T12 presentan un comportamiento dilatante ya que se encuentran en la Zona seca, mientras que el ensayo T11 es contractivo con una mayor relación de vacíos que las otras dos muestras (ver **Figura 3.14**).

En la **Figura 3.13** se presenta las trayectorias de esfuerzo tanto de los ensayos drenados como los no drenados, de manera que todas las muestras llegan a un mismo plano de falla. El valor M referido a la pendiente del estado crítico es de 1.43 aproximadamente, dando un ángulo CSL de 34.58 grados obtenido de la regresión con los máximos puntos de las trayectorias con origen en cero.

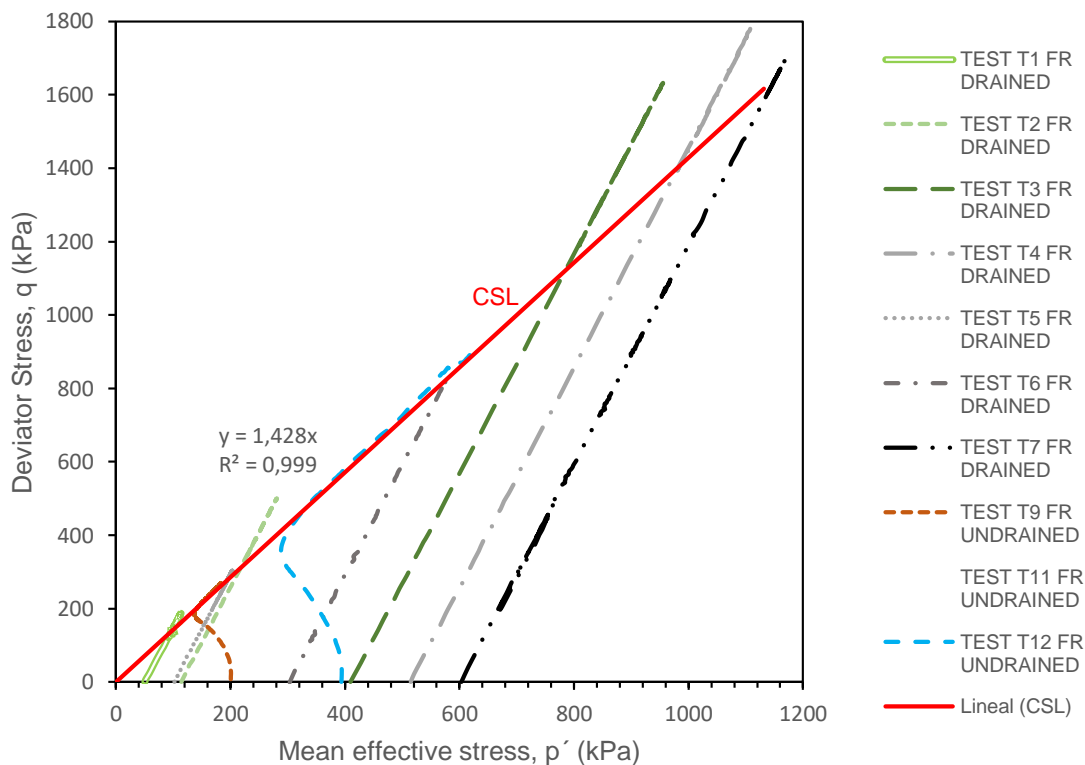


Figura 3.13 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “q”- “p” del suelo Fraser River (Sand).

En la **Tabla 3.5**, se muestra un resumen de los valores iniciales y finales obtenidos de los ensayos triaxiales a compresión para una condición drenada y no drenada, en este contexto, se puede predecir el comportamiento de este suelo para los diferentes estados de confinamiento, relaciones de vacíos y esfuerzos desviadores. La relación de la trayectoria final entre “q” y “p” es del orden de 1.40 a 1.50, sin embargo, en condiciones no drenadas se especifican valores más

elevados. Adicional a la trayectoria de esfuerzos, las relaciones de vacíos finales muestran si el suelo tendrá un comportamiento dilatante (expansión del suelo con relaciones de vacíos positivas) o contractivo (contracción o compresión de las partículas con relaciones de vacíos negativas) referidos siempre a las condiciones iniciales del ensayo.

Tabla 3.5 Tabulación de resultados iniciales y finales de los ensayos drenados y no drenados del suelo Fraser River Sand.

ENSAYO	σ_{rad} inicial	Valores iniciales		Valores finales			
		e	p'	e_f	p'_f	q_f	q_f/p'_f
	kPa	s.u	kPa	s.u	kPa	kPa	
T1	50,34	0,793	50,34	0,921	90,927	121,595	1,337
T2	113,89	0,738	113,89	0,870	225,124	332,592	1,477
T3	409,63	0,704	409,63	0,802	809,829	1191,450	1,471
T4	514,51	0,739	514,51	0,793	982,450	1398,658	1,424
T5	102,07	0,948	102,07	0,910	190,484	265,170	1,392
T6	302,90	1,005	302,90	0,867	582,450	838,604	1,44
T7	603,25	0,857	603,25	0,772	1131,665	1585,497	1,401
T9	200,21	0,897	200,21	0,897	183,757	270,985	1,475
T11	388,40	0,906	388,40	0,906	184,024	260,397	1,415
T12	393,32	0,832	393,32	0,832	619,093	891,783	1,44

En la **Figura 3.14** se observa el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de drenaje y relaciones de vacíos. La pendiente que une todos los máximos puntos de las trayectorias es la línea de estados críticos con un valor " λ " igual a 0.058 y " Γ " igual 1.2 obtenida a 1 kPa de presión media en escala semi-logarítmica. En este tipo de suelo "arena" es muy difícil predecir la línea virgen o "NSL", por lo tanto, la calibración de este suelo se hace tomando de referencia, únicamente la línea "CSL", por ende, también los valores de "k" y "N" se irán modificando hasta obtener el comportamiento del suelo. Entre la muestra de ensayos hay 6 suelos dilatantes, en donde su trayectoria tiende a comprimirse inicialmente y luego se incrementa hacia la línea de estado crítico en condición drenada, por otro lado, estas mismas pruebas en condiciones no drenadas desde su punto inicial tenderán de manera constante hacia la línea CSL sin cambios volumétricos

o de relaciones de vacíos (Ensayo T9 y T12). Por lo contrario, las cuatro muestras restantes T3, T6, T7 y T11, a excepción de la T11 en condición drenada tenderá a disminuir las relaciones de vacíos hasta llegar a la línea CSL a medida que aumenta presión media efectiva “p”, para la muestra T11 no drenada, la trayectoria será de derecha a izquierda hasta la falla sin cambios de vacíos. Sin embargo, el valor de presión media efectiva tenderá a reducirse.

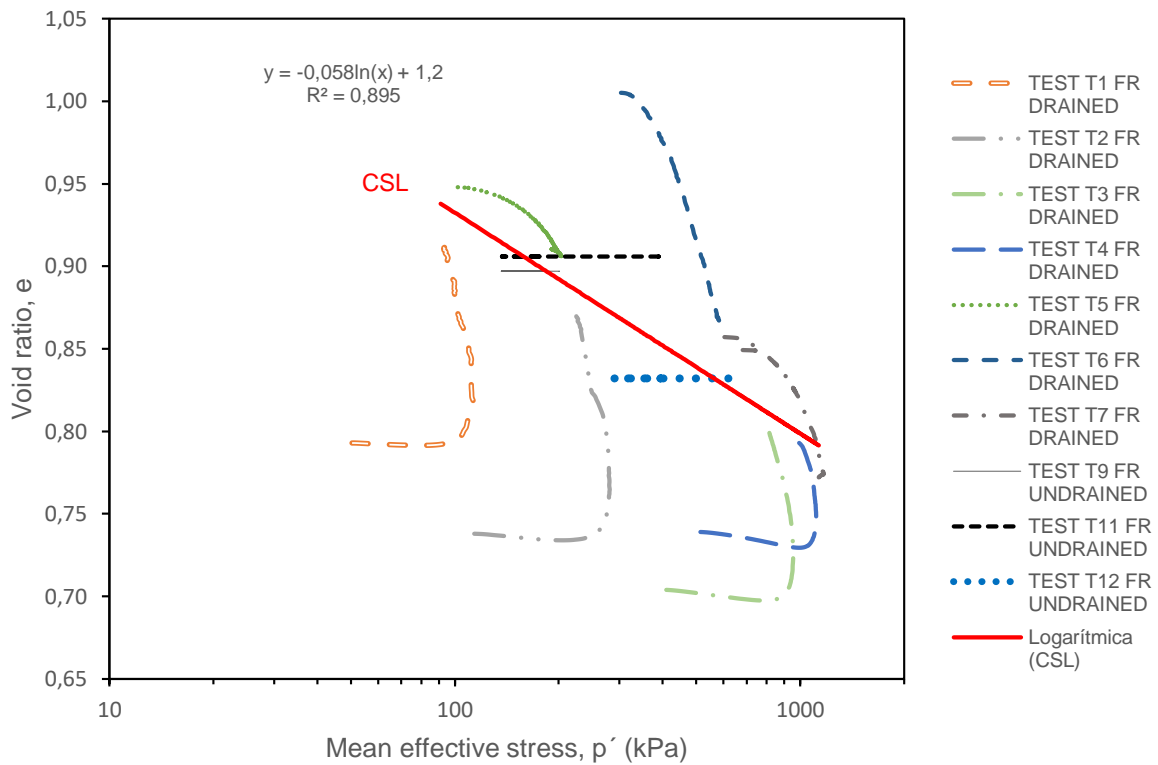


Figura 3.14 Trayectoria de ensayos triaxiales CID en términos de “e”- “p” del suelo Fraser River Sand.

Similar a lo definido en las arcillas blandas de *Bangkok*, se utilizó la metodología de Mohr-Coulomb y en función a las envolventes se obtuvo el ángulo de fricción de aproximadamente 35 grados igual a lo obtenido con la pendiente de estado crítico, considerando las condiciones drenadas desde el ensayo T1 al T7, graficando las envolventes de manera que la pendiente secante en cada circunferencia definirá la línea de falla.

Para el caso de esfuerzos totales, se consideró los tres ensayos mencionados al comienzo del capítulo para las condiciones no drenadas (T9, T11 y T12),

graficando de similar forma las circunferencias, el radio de las mismas dan como resultado la resistencia no drenada de este suelo de 135, 130 y 445 kPa respectivamente. En arenas es poco común encontrar este tipo de suelo sin la capacidad de drenar, por lo tanto, es poco común relacionar la resistencia con una condición no drenada del suelo.

A continuación, en la **Tabla 3.6** se resume los valores de resistencia y parámetros de estado críticos obtenidos de la calibración de las pruebas de laboratorio

Tabla 3.6 Tabulación de Valores de resistencia del suelo y parámetros de estado crítico condición drenada y no drenada del suelo Fraser River Sand

Valores de Resistencia Suelo				Valores de Estado crítico					
	ϕ_{CS}	ϕ_{peak}	Su	E	M	N	Γ	k	λ
ENSAYO	Grados	Grados	kPa	kPa					
T1	34,58	35,2	0	20000	1,428	CALB	2,2	0,01	0,058
T2			0	54545					
T3			0	100000					
T4			0	150000					
T5			0	50000					
T6			0	120000					
T7			0	150000					
T9	35,5	35,2	135	150000	1,428	CALB	2,2	0,01	0,058
T11			130	150000					
T12			445	150000					

3.2 Desarrollo de modelos numéricos en MATLAB

Se utilizará para el desarrollo de los modelos numéricos el programa MATLAB junto con otras herramientas de cálculo de manera que se pueda utilizar para simular el comportamiento del suelo en términos de: trayectoria de esfuerzos, relaciones de esfuerzos desviadores con deformaciones axiales, variaciones volumétricas para cada incremento de deformación y variaciones de las presiones de poros en función a las deformaciones del suelo.

El programa MATLAB es una herramienta que permite codificar secuencias numéricas, matrices, formulaciones matemáticas y problemas ingenieriles en

general. Por lo tanto, se utilizó el programa para codificar los siguientes modelos constitutivos:

- Modelo Constitutivo de Mohr-Coulomb
- Modelo Constitutivo del Cam-Clay Modificado
- Modelo Constitutivo de CASM Model (Clay and Sand Model)

Para cada modelo se tuvo que implementar las teorías definidas en el capítulo 2 del presente estudio; sin embargo, es necesario conocer ciertos parámetros de entrada para que puedan ejecutarse. Por lo tanto, a continuación, se muestra las consideraciones adoptadas para elaborar la codificación de los tres modelos mencionados.

Las codificaciones de los modelos constitutivos se encuentran detalladas en los Apéndices 3 al 7.

3.2.1 Mohr-Coulomb

Para el modelo se deberá considerar los siguientes parámetros de entrada:

- Cohesión definida " c "
- Ángulo de fricción interna " ϕ "
- Deformación máxima axial " de_f "
- Relación de Poisson " ν "
- Módulo de elasticidad del suelo " E "
- Esfuerzo de la cámara " σ_3 "
- Resistencia a corte no drenada " S_u "

Se realizó dos modelos considerando condición drenada y no drenada, en el Apéndice 3 y 4 se encuentra la codificación de los modelos mencionados, en donde para la **condición drenada** se definió inicialmente los parámetros de entradas, los cuales son " c ", " ϕ ", " ν ", " E ", " σ_3 ", estos parámetros son obtenidos de los ensayos triaxiales en condición drenada para la arcilla de *Bangkok Soft Clay* y *Fraser River*, en donde c y ϕ son determinados del círculo de Mohr o de la línea de estado crítico en función de " M ", " ν " es un valor

constante de poisson en función al tipo de suelo este valor es poco sensible al tema de calibración, sin embargo su rango es entre 0.25 a 0.40, el valor de "E" referido al módulo de elasticidad se lo puede obtener de la curva $q - \varepsilon_a$ (Resistencia a corte en función de la deformación), dentro de un margen muy pequeño de esfuerzo desviador y deformación axial. El valor de " σ_3 " es el esfuerzo de confinamiento que se le da a la probeta triaxial para cada ensayo. Luego, se define en la codificación el criterio de falla en donde se determina el esfuerzo vertical " σ_1 " aplicando la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \frac{-(1+\sin\phi)*\sigma_3 + 2*c*\cos\phi}{\sin\phi - 1} \quad (3.10)$$

Al ser un modelo perfectamente plástico el valor de esfuerzo último " q_u " será igual a $\sigma_1 - \sigma_3$ constante hasta la última deformación definida en los parámetros de entrada "def", seguido de la deformación al punto donde el suelo comienza a plastificarse " e_{1_0} " cuya expresión es " $\frac{q_u}{E}$ ", en modelo concluye al calcula la variación volumétrica con respecto a las deformaciones axiales en donde, la deformación volumétrica inicial al punto donde comienza la fluencia es igual a $e_{v_0} = \frac{1-2*\nu u}{e_{1_0}}$, la deformación Axial donde ocurre el punto máximo de deformación volumétrica, es el mismo punto obtenido en la metodología hallada en términos de resistencia.

Finalmente, el modelo de MATLAB para condición drenada concluye con dos gráficas " $q - \varepsilon_a$ " y " $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ " como se define en la **Figura 3.15**. Se visualiza que el punto de deformación axial en ambas curvas siempre será el mismo antes de que el suelo comienza a plastificarse, por lo tanto, después de eso el modelo es perfectamente plástico sin endurecimiento del suelo ni ablandamiento por deformación "strain softening".

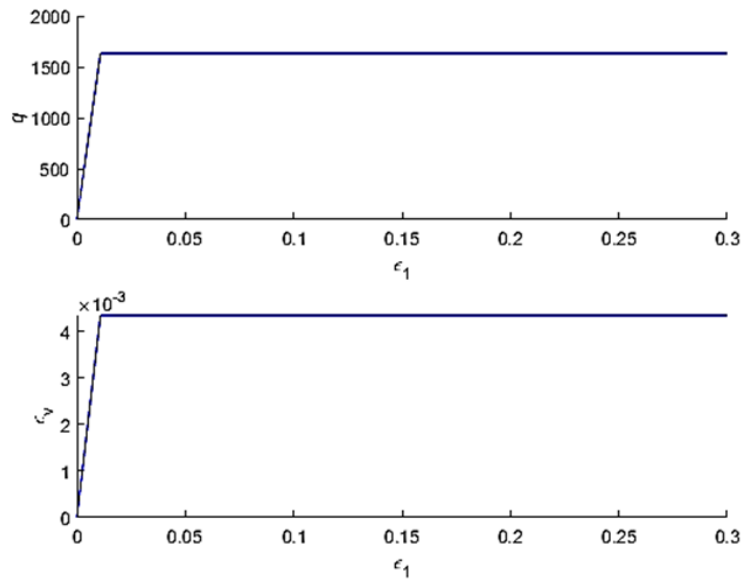


Figura 3.15 Outputs modelo de Mohr-Coulomb condición drenada

En la condición **no drenada**, a diferencia del modelo drenado, el parámetro principal en vez de "c" y "phi", es la resistencia no drenada del suelo "Su", el resto de parámetros de entrada son los mismos obtenidos anteriormente. El valor de "Su" se lo obtiene graficando para cada ensayo el círculo de Mohr en términos de esfuerzos totales, este valor es el punto máximo de la curva de la grafica τ vs σ . De similar manera, se define los criterios de falla en donde el esfuerzo vertical es igual a:

$$\sigma_1 = 2 * Su + \sigma_3 \quad (3.11)$$

El valor "qu" será igual a $\sigma_1 - \sigma_3$ y la deformación axial al punto donde comienza a fluir (ϵ_{1_0}) es " $\frac{qu}{E}$ ", a diferencia con el otro modelo, al ser una condición no drenada no existirá cambios volumétricos o de relación de vacíos, por lo que es conveniente para este modelo graficar la variación de la presión de poros con respecto a la deformación axial, el valor de la variación de la presión de poros en Matlab es $U = \frac{2*\sigma_3 + \sigma_1}{3} - \sigma_3$, consecutivamente, el punto en la deformación axial donde ocurre el máximo valor de "U", es el mismo que el obtenido anteriormente en las gráficas "q - ϵ_a ".

Finalmente, el modelo para condición no drenada concluye con dos gráficas “ $q - \varepsilon_a$ ” y “ $U - \varepsilon_a$ ”, como se muestra en la **Figura 3.16**, y se muestra la deformación volumétrica y el incremento de presiones de poros a media que aumenta las deformaciones axiales.

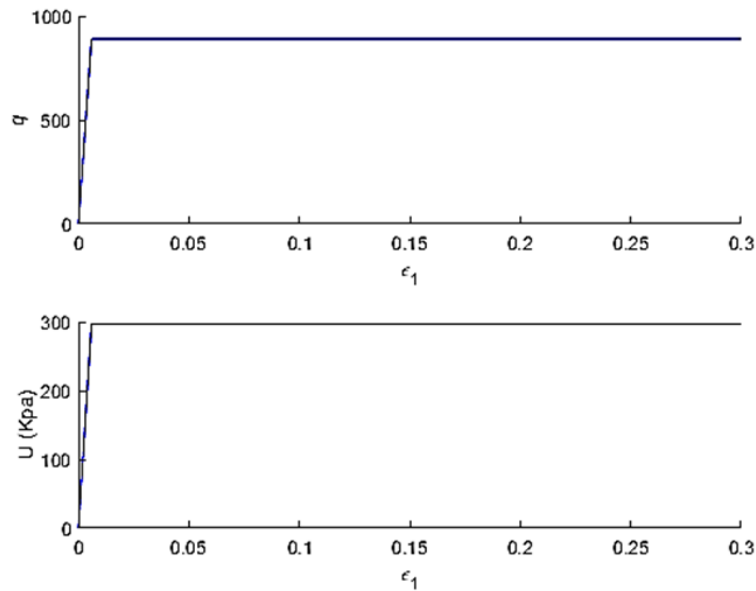


Figura 3.16 Outputs modelo de Mohr-Coulomb condición no drenada

Los valores utilizados para graficar las curvas elasto-plásticas mostrados para este modelo en particular, se encuentran resumidos en la **Tabla 3.7**. Para ambas condiciones de drenaje, los esfuerzos de confinamiento utilizados son diferentes; sin embargo, sus módulos de elasticidad coinciden en un mismo de 150000 kPa, en condición drenada se definió un ángulo de fricción interna de 35.1 grados, y así mismo para la condición no drenada, el parámetro fundamental es la resistencia no drenada del suelo cuyo valor es de 445 kPa para este caso.

Tabla 3.7 Valores ingresados en el modelo constitutivos de Mohr-Coulomb para generar las gráficas en MATLAB de una condición drenada y no drenada de un suelo.

	c	Su	ϕ	Def	v	E	σ'_3
	kPa	kPa	Grados	-	-	kPa	kPa
Condición drenada	0	0	35,1	0,3	0,3	150000	603,25
Condición no drenada	0	445	0	0,3	0,3	150000	393,32

3.2.2 Cam Clay modificado

Para el modelo en mención, se deberá considerar los siguientes parámetros de entrada, cuya nomenclatura está en función a lo definido dentro de la codificación:

- “k” pendiente de re compresión, obtenida de los ensayos de consolidación en proceso de descarga. Valor también puede calibrarse al momento de utilizar los modelos constitutivos.
- “I” pendiente de la línea de estado crítico en zona Virgen.
- “M” pendiente línea de estado crítico en términos de trayectoria de esfuerzos.
- “ni” relación de Poisson.
- “Gamma” relación volumétrica de vacíos a 1 kPa de la línea CSL.
- “Pinit” esfuerzo de confinamiento inicial de la muestra, también conocido como “ σ_3 ”
- “poi” esfuerzo de pre consolidación inicial calculado en función de r, n, p_0 .

La codificación del modelo en Matlab se encuentra adjunto en el anexo 5. Inicialmente en el modelo se debe ingresar los parámetros de entrada, estos valores son obtenidos para una primera iteración de las pruebas triaxiales para las dos condiciones de drenaje.

Luego se define los puntos de esfuerzo inicial, en donde “pinit”, es un parámetro conocido de las pruebas triaxiales y “poi” debe ser calculado con la siguiente expresión:

$$pc_{ref} = \exp\left(\frac{\Gamma + (\lambda - k) \ln r - v_0 - k \ln p_0}{\lambda - k}\right) \quad (3.12)$$

En donde “r” para el caso del modelo Cam-Clay modificado siempre será 2, y la pendiente de la trayectoria de esfuerzos “n” será 3. El valor de v_0 inicial será obtenido aplicando la siguiente expresión:

$$v_i = N - \lambda \ln p_{oi} + k \ln \frac{p_{oi}}{p_{init}} \quad (3.13)$$

Este valor de relación volumétrica de vacíos debe ser comparado con la relación de vacíos inicial de la muestra más uno (1+e), dando valores similares.

Posterior al ingreso de datos esta codificación permite resolver dos tipos de drenaje en un mismo archivo, en la opción "dren" si se escoge "1", el análisis que efectuará la hoja de cálculo será en condición drenada, caso contrario si es "0" el cálculo será para una condición no drenada. En función a la definición de estos inputs de entrada, el modelo procederá a calcular el punto de fluencia inicial en función al esfuerzo de confinamiento inicial y al esfuerzo de pre consolidación de la muestra, como complemento al cálculo de este punto de inicio de expansión de la superficie de fluencia se considera el parámetro de estado crítico "M".

En términos de trayectoria de esfuerzos, al ser una condición drenada los valores de "p" irán incrementándose con una relación o pendiente "n" hasta llegar a la línea de estado crítico. En el caso de si es un suelo no drenado, el valor p' es vertical hasta topar la superficie inicial de fluencia, a partir de ese punto comienza los cambios de pendiente de la trayectoria de esfuerzos.

Luego, se definen las variables de incremento, esto incluye "eps_a" que es el punto de inicio de la deformación axial, "d_eps_a" es el incremento de deformación y "eps_a_fin" es la máxima deformación axial que utilizará el modelo para definir el comportamiento del suelo.

Posterior a esto, el resto de la codificación calculará los diferentes incrementos en términos de deformaciones volumétricas y de corte, definiendo principalmente la matriz elástica de deformación y la matriz plástica de deformación, en esta matriz está contemplando el valor del módulo de endurecimiento "H".

Al terminar el ciclo "for" el modelo procederá a realizar las gráficas mostradas para una condición drenada y no drenada según lo especificado en las **Figura 3.17** y **Figura 3.18**, respectivamente.

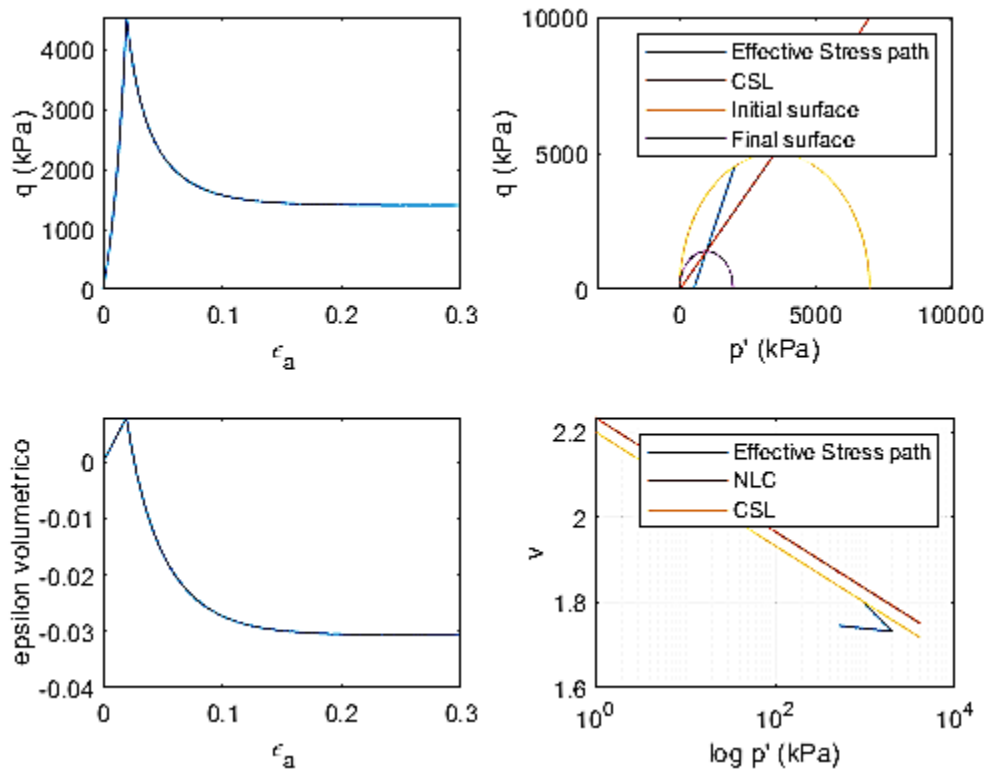


Figura 3.17 Outputs modelo MATLAB de Cam Clay modificado condición drenada

En la **Figura 3.17** se muestra una agrupación de curvas en condición drenada, particularmente para un suelo dilatante, en la imagen superior izquierda se ejecuta la gráfica esfuerzo desviador “q” versus deformación axial, en la imagen inferior izquierda la gráfica se encuentra en términos de deformación volumétrica versus deformación axial, en este caso al ser un suelo altamente dilatante, se observa en la gráfica una contracción del material y luego comienza a aumentar el volumen. La imagen situada en la parte superior derecha representa la trayectoria de esfuerzos a una pendiente “n” que es un valor fijo de 3, las gráficas muestran inicialmente un aumento de la superficie de fluencia, para posterior decrecer hasta llegar al punto de falla que es la línea CSL. Para finalizar la gráfica inferior derecha muestra en línea roja la línea normalmente consolidada, en línea amarilla la línea de estado crítico del suelo con una pendiente λ , esta imagen está en términos de variación volumétrica de vacíos (1+e) versus esfuerzo promedio “p” en escala logarítmica de base 10.

En la **Figura 3.18** se muestra los resultados para una condición no drenada, proporcionando los mismos valores de entrada, con la diferencia del drenaje. Cabe indicar que al ser una condición no drenada no existe variación en la relación de vacío, ni existe cambios volumétricos, por lo tanto, la diferencia con la **Figura 3.17** radica en que el modelo incluye la variación del incremento de la presión de poros reemplazando la gráfica en términos de deformación volumétrica con respecto a deformación axial.

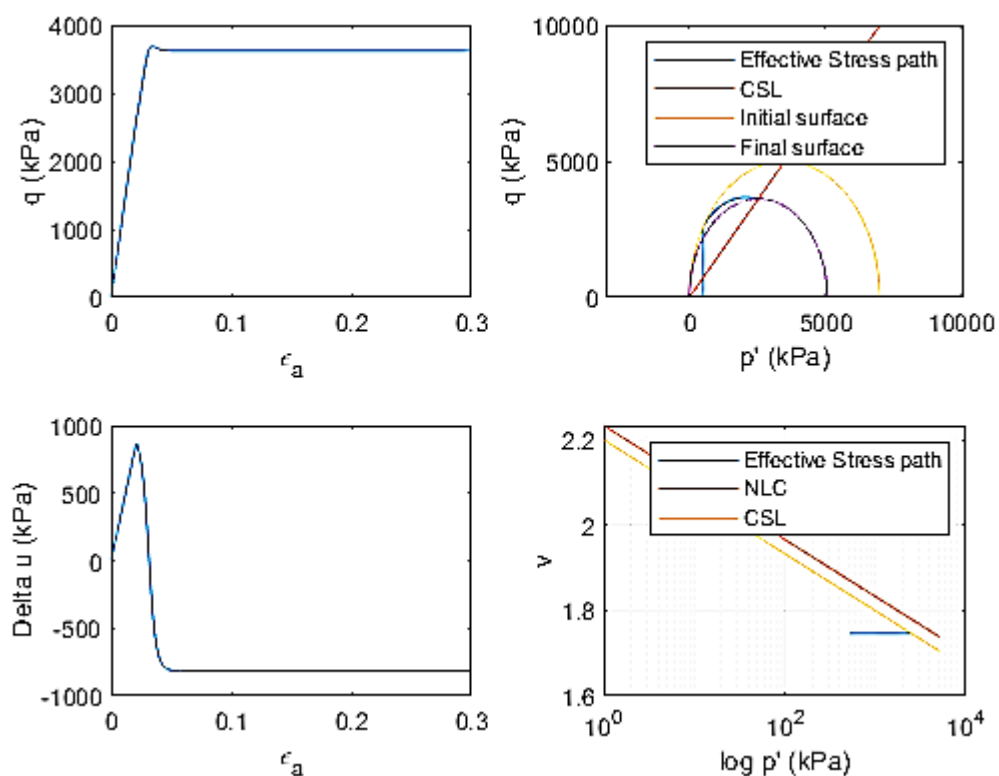


Figura 3.18 Outputs modelo Cam Clay modificado condición no drenada en MATLAB

Los valores de entrada utilizados se detallan en la **Tabla 3.8**

Tabla 3.8 Valores ingresados en el modelo constitutivos de Cam-Clay modificado para generar las gráficas en MATLAB de una condición drenada y no drenada de un suelo.

	k	l	M	.ni	Gamma	Pinit	poi	eps_a	d_eps_a	eps_a_fin
	s.u	s.u	s.u	s.u	s.u	kPa	kPa			
Condición drenada y no drenada	0,01	0,058	1,428	0,3	2,2	514,51	7000	0	0,0001	0,3

Donde:

- k = pendiente de re compresión.
- λ = pendiente de la línea de estado crítico.
- M = Pendiente línea de estado crítico en términos de trayectoria de esfuerzos "p"- "q".
- ν = relación de Poisson.
- Γ = relación volumétrica de vacíos a 1 kPa de la línea CSL.
- P_{init} = esfuerzo de confinamiento inicial de la muestra.
- P_{oi} = esfuerzo de pre consolidación inicial.
- ϵ_a = Deformación axial de inicio.
- $d\epsilon_a$ = Incrementos de deformación.
- ϵ_{a_fin} = deformación máxima axial, se debe limitar a un valor máximo de deformación axial de 0.8.

3.2.3 CASM Model

El modelo de CASM (Clay and Sand Model) se basa en la mecánica del suelo al estado crítico de similar manera que el modelo Cam-Clay modificado, sin embargo, una de las particularidades de este modelo es que considera una regla de flujo no asociativa, en donde el cambio de deformaciones no coincide necesariamente con la ampliación de la superficie de fluencia. Los parámetros de entrada para este modelo en condición drenada y no drenada se especifican a continuación:

- " P_0 ", esfuerzo de confinamiento inicial de las muestras, conocido también como σ_3 .
- " V_0 " variación volumétrica inicial de vacíos ($e_0 + 1$)
- " M ", pendiente línea de estado crítico en términos de trayectoria de esfuerzos
- " Γ ", relación volumétrica de vacíos a 1 kPa de la línea CSL
- " λ ", pendiente de la línea de estado crítico
- " k ", pendiente de re compresión

- " r ", relación de espaciamiento o valor referencial para definir el parámetro de estado.
- " u " relación de Poisson
- " n " Coeficiente o pendiente de la trayectoria de esfuerzos.
- De similar manera que los otros modelos se debe definir la deformación axial inicial, los incrementos de deformación axial y la deformación máxima axial que se plantea en el modelo.

La codificación de los modelos en condición drenada y no drenada se encuentra adjunto en el Apéndice 6 y 7 del presente estudio. Estos valores de entrada de la misma forma que el modelo de Cam-Clay modificado son obtenidos a partir de los ensayos triaxiales consolidado drenado (CID) y consolidado no drenado (CIU) o a su vez existen correlaciones para ciertos valores de estado crítico en función de las propiedades básicas de los suelos como es el IP (índice de plasticidad) entre otros.

A diferencia de los otros modelos los parámetros " r " y " n " pueden ser ingresados en función a la calibración del modelo, esto no ocurre con el modelo Cam-Clay debido a que estos valores son fijos de "2" y "3" respectivamente. El valor " r " define y modifica la geometría de la superficie de fluencia, lo que implica en una mejoría al comparar las curvas obtenidas del laboratorio con las del modelo constitutivo. El valor " n " define la pendiente de la trayectoria de esfuerzos cuyo valor también dependerá del tipo de suelo analizado.

Al definir los valores de entrada indicados, el primer paso es definir el parámetro referencial de estado del suelo, que está en función de " r ", " λ " y " k ", posterior se define los parámetros iniciales correspondiente al primer incremento 0 de deformación axial.

Para el **modelo drenado**, el valor de " p " en el incremento cero será igual a " p_0 " definido como parámetro de entrada; el valor de " q " esfuerzo desviador será cero al inicio, mientras que el parámetro de p_c inicial se lo obtiene de la ecuación 3.12.

Finalmente, el parámetro " v " en términos de relación volumétrica de vacíos, deberá inicializarse con la variable " v_0 "

La definición de los valores iniciales es fundamental para realizar la iteración mediante el comando "`for`" en la plataforma numérica de MATLAB, debido a que esta iteración toma los valores anteriores definidos preliminarmente. De todas formas, es necesario indicar en la codificación que los cálculos mediante las formulaciones de integración, deberá comenzar desde el vector 2 hasta el tamaño total de la matriz.

La metodología implementada corresponde a un análisis de mecanismo explícito, cuyo proceso siempre está relacionado al cálculo de la superficie de fluencia " F " y esto a su vez definirá lo que se conoce como multiplicador plástico λp . Si el valor de " F " es menor a cero, se estima que cualquier incremento de " p " o de " q " se encuentra dentro de la superficie de fluencia y por ende no han excedido la parte elástica del suelo, caso contrario si es mayor de cero, la superficie de fluencia tenderá a expandirse junto con la trayectoria de esfuerzo, el cual se le atribuye un cambio del P_c (esfuerzo de pre consolidación). Posterior a esto se resuelve el cálculo del esfuerzo vertical σ_1 junto con las deformaciones volumétricas y de corte.

En este contexto, el valor de " F " se define en función " M ", " r ", " n ", " p ," " q " y p_c a medida que aumenta los incrementos de deformación axial. La actualización del p_c nuevo es la suma del anterior valor más el delta p_c calculado en función del multiplicador plástico anterior, p_c anterior, parámetros de entrada y la derivada parcial que relaciona " g " (Potencial plástico) con respecto " p ", donde existirá incremento si la trayectoria de esfuerzo pasa la superficie de falla inicial.

Para definir la variación del esfuerzo desviador " q " según la metodología explícita, el valor de " q " por cada incremento es igual a σ_1 , el siguiente valor es la suma de la σ_1 anterior más el " q " anterior, este procedimiento se repite hasta completar el "`for`" a un valor de deformación axial máximo definido en la codificación de MATLAB. El valor de " σ_1 " se lo calcula en función del

multiplicador plástico, “G” módulo de corte, el incremento de deformación ϵ_3 (deformación lateral de la probeta) y la derivada parcial que compara el potencial plástico “g” con respecto a “q”, todos estos son tomados como anteriores para calcular el valor actual.

Para obtener el valor de “ ϵ_3 ” es necesario haber calculado las deformaciones volumétricas y deformaciones de corte tanto en condiciones elásticas como plásticas, tomando de referencia los valores previamente calculados. Para el caso de la deformación volumétrica elástica las variables son la diferencia de los valores de esfuerzo medio “p” (actual con anterior) entre el valor K definido como modulo elástico, así mismo el valor actual de deformación volumétrica plástica no es nada menos que la multiplicación de la derivada parcial que relaciona el potencial plástico con respecto a “p” por el multiplicador plástico.

El valor de deformación de corte para una condición elástica se lo obtiene con la diferencia de los esfuerzos desviadores actual con el anterior dividido para el módulo de corte y la deformación de corte plástica, esta a su vez se lo calcula con el multiplicador plástico anterior por la derivada parcial de la diferencia del potencial plástico con respecto al esfuerzo desviador “q”.

Finalmente, dentro de la codificación se grafican las curvas características mostradas en la **Figura 3.19**. Las cuales son similares al grupo de curvas mostradas en el modelo de Cam-Clay modificado en condición drenada, estas son $q - \epsilon_a$, $q - p$, deformación volumétrica vs deformación axial y variación volumétrica de vacíos con respecto a esfuerzo promedio “p” en escala logarítmica base 10.

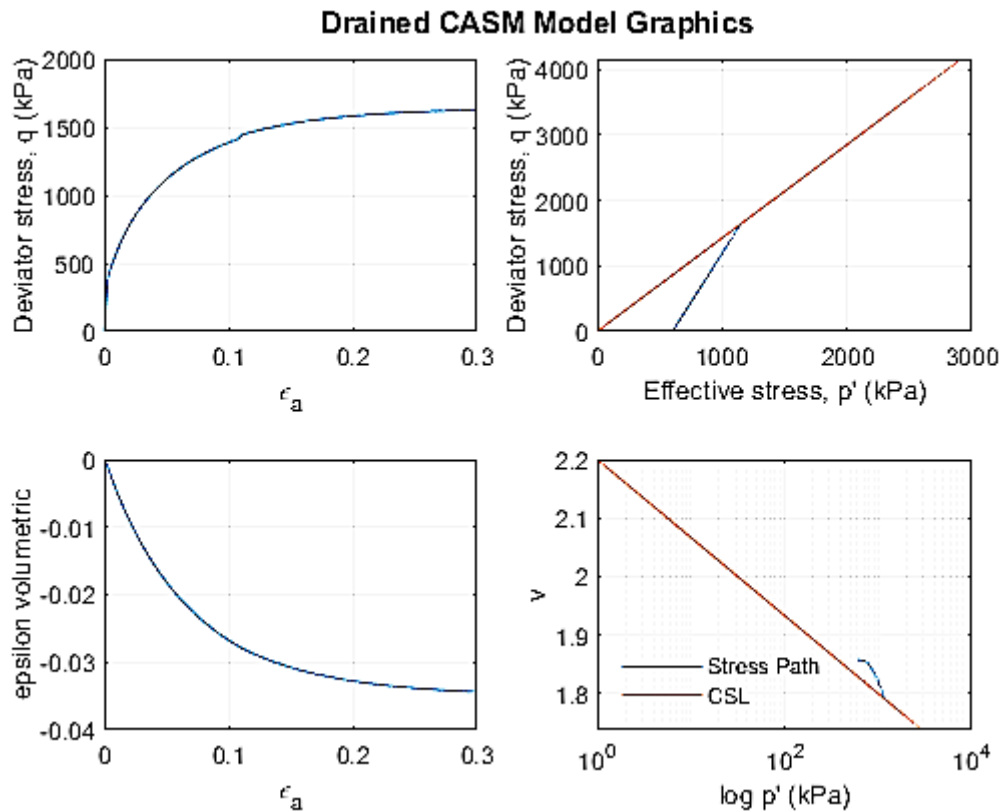


Figura 3.19 Outputs modelo Matlab del CASM condición drenada

Para el modelo **no drenado**, la codificación demanda los mismos parámetros de entrada, sin embargo, en este modelo al no permitir drenaje la variación volumétrica es nula, por lo tanto, la variación de vacíos es constante en todo el proceso de modelaje e incluso en ensayos de las probetas utilizando los triaxiales.

Las formulaciones de los modelos siguiendo la metodología explícita se encuentran con mayor detalle en el capítulo 2, adicional en este modelo se calculó la presión de poros a lo largo del incremento por deformación axial. En la **Figura 3.20** se observa el grupo de curvas generadas por la codificación del MATLAB.

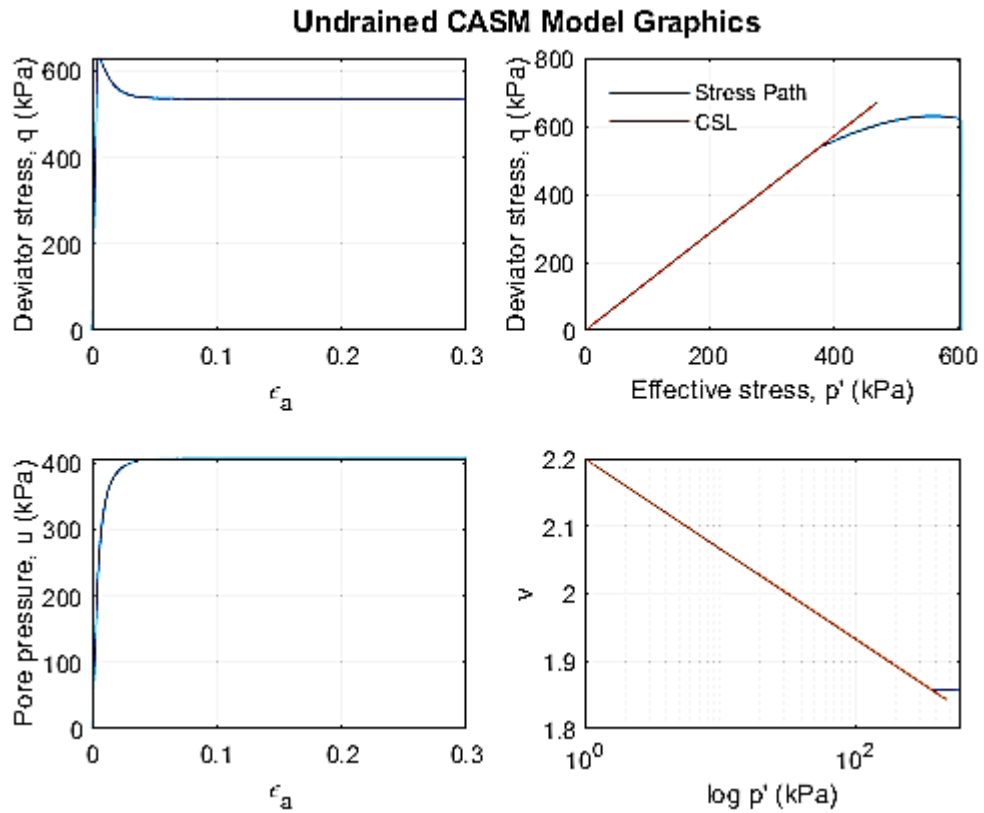


Figura 3.20 Outputs modelo Matlab del CASM condición no drenada

Todos los resultados de las hojas codificadas permiten que los datos obtenidos por el modelo exporten a una hoja en Excel, para posterior poder graficar, calibrar y comparar los diferentes modelos constitutivos definidos en este estudio.

En la **Tabla 3.9** se muestra los valores ingresados en la codificación para obtener los resultados mostrados anteriormente para condición drenada y no drenada.

Tabla 3.9 Valores ingresados en el modelo constitutivos de CASM (Clay and Sand model) para generar las gráficas en MATLAB de una condición drenada y no drenada de un suelo.

	k	I	M	.ni	Gamma	Pinit	poi	eps_a	d_eps_a	eps_a_fin
	s.u	s.u	s.u	s.u	s.u	kPa	kPa			
Condición drenada y no drenada	0,01	0,058	1,428	0,3	2,2	603.25	735.44	0	0,0001	0,3

3.3 Comparación de modelos constitutivos utilizando la aplicación Element Test de PLAXIS y MATLAB.

En los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Cam-Clay modificado se utilizaron la codificación de MATLAB y el programa PLAXIS. Se verificaron las curvas esfuerzo desviador, deformación volumétrica, presiones de poro con respecto a las deformaciones axiales con la finalidad de poder justificar el uso de la codificación en MATLAB.

No se empleó esta comparación con el modelo CASM, debido a que la interfaz del programa PLAXIS no posee este modelo constitutivo, por lo tanto, la validación del modelo del CASM se la hizo graficando los resultados reportados por Yu (1998), para ambas condiciones de drenaje.

Como parte del análisis de validación de los modelos constitutivos elaborados mediante codificación numérica en MATLAB, el modelo de MC (Mohr-Coulomb) y CCM (Cam-Clay modificado) fueron comparados con los resultados obtenidos del Software PLAXIS Element Test, de manera que, ante parámetros de confinamiento inicial y propiedades del suelo, las curvas en términos de resistencia y deformación sean similares, por lo tanto, se hicieron las siguientes verificaciones para el suelo de *Bangkok Soft Clay* en condición drenada y no drenada para ambos modelos constitutivos, adoptando los siguientes parámetros:

Tipo 1: Muestra CID1 condición drenada:

- Confinamiento Inicial (P_0): 138 kPa
- $\lambda = 1.648$
- $K=0.01$
- e inicial = 4.165
- $M = 0.89$
- P_c inicial adoptado: 138 kPa
- $E = 1607$ kPa (Módulo de elasticidad)
- $V = 0.3$ (Relación de Poisson)
- $C'_{ref} = 5.8$ kPa (Cohesión efectiva)

- $\Phi' = 23$ (ángulo de fricción efectivo)

Tipo 2: Muestra CIU1 condición no drenada:

- Confinamiento Inicial (P_0): 138 kPa
- $\lambda = 1.648$
- $K=0.01$
- e inicial = 4.165
- $M = 0.89$
- P_c inicial adoptado: 138 kPa
- $\Gamma = 13.47$
- $E = 1607$ kPa (Módulo de elasticidad)
- $V = 0.3$ (Relación de Poisson)
- $S_u = 47.84$ kPa (Resistencia no drenada del suelo)

Cabe indicar que ciertos parámetros de los mencionados como el ángulo de fricción interna de las partículas, la resistencia no drenada del suelo, el módulo de elasticidad y la cohesión son datos de entrada del modelo de Mohr-Coulomb, el resto de valores de estado crítico del suelo junto con las propiedades elásticas, corresponden al modelo del Cam-Clay modificado.

En la **Figura 3.21** se muestra 4 curvas, la gráfica “a” y “c” representan una condición drenada aplicando el modelo de Mohr-Coulomb, estas curvas se encuentran en términos de esfuerzos desviadores y deformaciones volumétricas con respecto a las deformaciones axiales del ensayo. La gráfica “b” y “d” simula una condición no drenada en términos de esfuerzos desviadores y excesos de presiones de poro relacionado con las deformaciones axiales.

Al comparar las curvas generadas por la codificación versus lo calculado por PLAXIS, se observa que para ambas condiciones de drenaje las curvas convergen perfectamente, a excepción de la gráfica D en donde existe un pequeño diferencial de presión de poro de 2 kPa aproximadamente, lo cual es despreciable para este tipo de análisis.

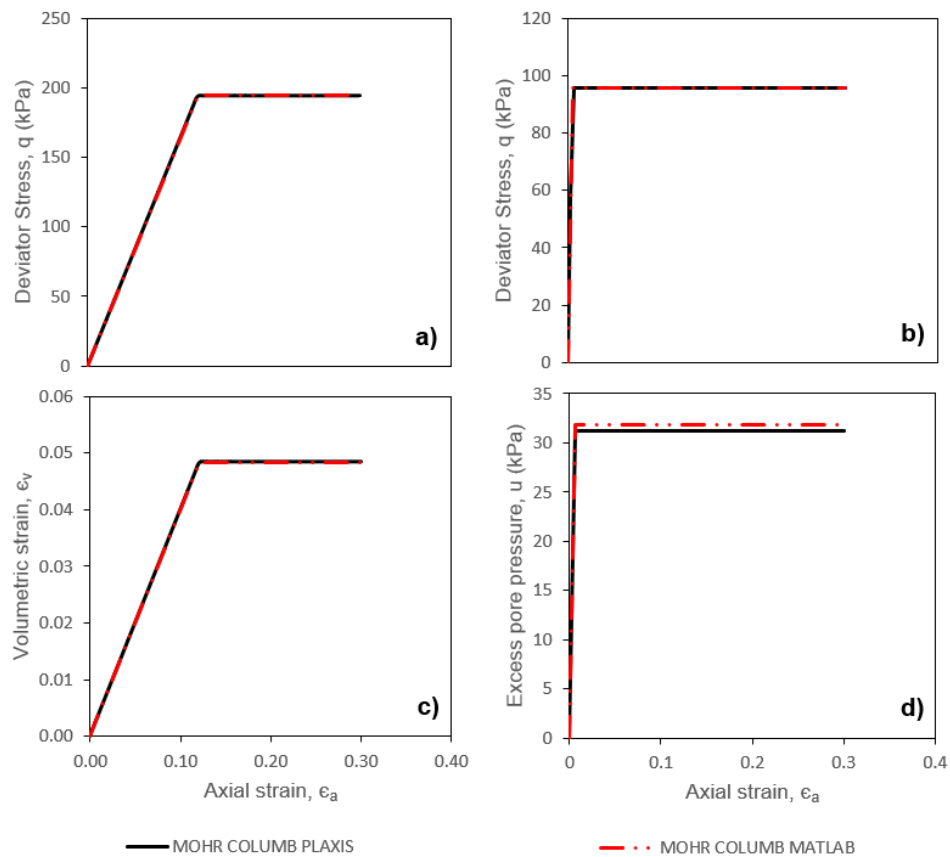


Figura 3.21 Comparación entre Element Test de Plaxis y la codificación de MATLAB del modelo Mohr Coulomb para un suelo en condiciones drenadas y no drenadas (CID1 y CIU1) con un confinamiento de inicial de $P_o = 138$ kPa

En la **Figura 3.22**, se compara el modelo Cam-Clay modificado en condición drenada con respecto al Element Test de PLAXIS, en el cual se ingresa los parámetros de estado crítico, sin embargo, para lograr obtener una misma aproximación de curvas, en PLAXIS se deberá ingresar adicionalmente la relación de vacíos. En la codificación del MATLAB, el programa calcula lo que se conoce como relación volumétrica de vacío inicial, por tanto, en MATLAB se debe utilizar el *Command Windows* y en base a los parámetros ingresados se deberá llamar al comando o a la variable "vi" en MATLAB, de manera que a ese valor se le resta la unidad para llevarlo a relación de vacíos y este pueda ser ingresado en el Element Test de PLAXIS.

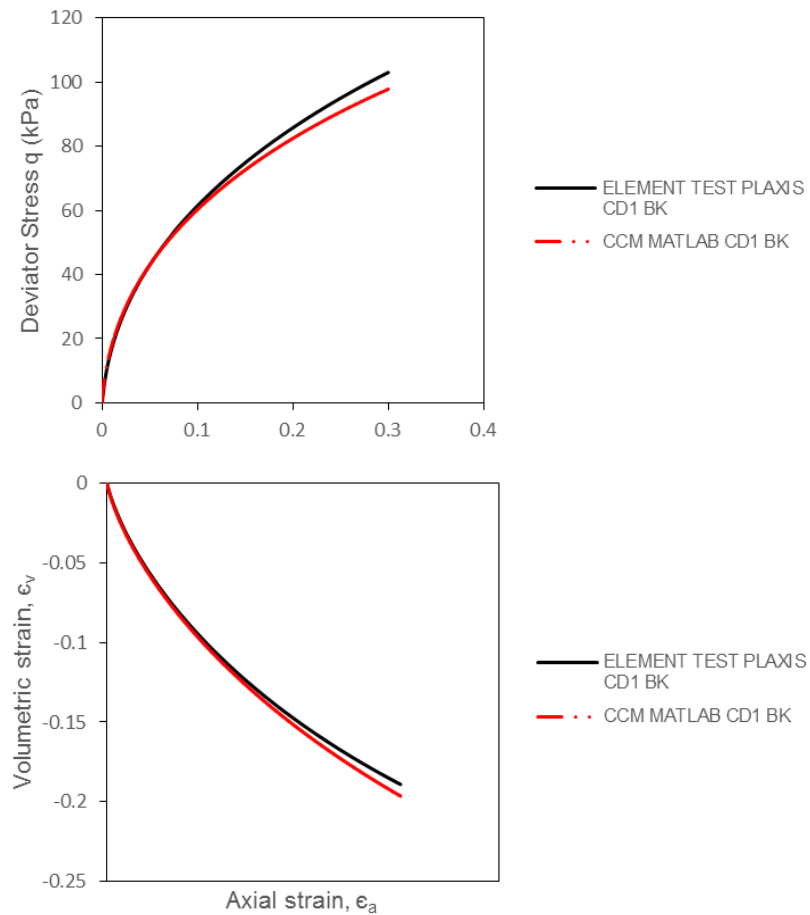


Figura 3.22 Comparación entre Element Test de Plaxis y la codificación de MATLAB del modelo Cam Clay modificado para un suelo en condiciones drenadas (CID1) con un confinamiento de inicial de $P_o = 138$ kPa.

Finalmente, para esta condición drenada se observa un pequeño diferencial en ambos casos que se podría considerar como despreciables.

En la **Figura 3.23** se detalla una muestra en condición no drenada CU1, que de similar manera es comparada con ambos programas, dando valores aceptables. Por lo tanto, se puede validar los resultados obtenidos de las codificaciones de MATLAB, para realizar la calibración de los suelos en estudio.

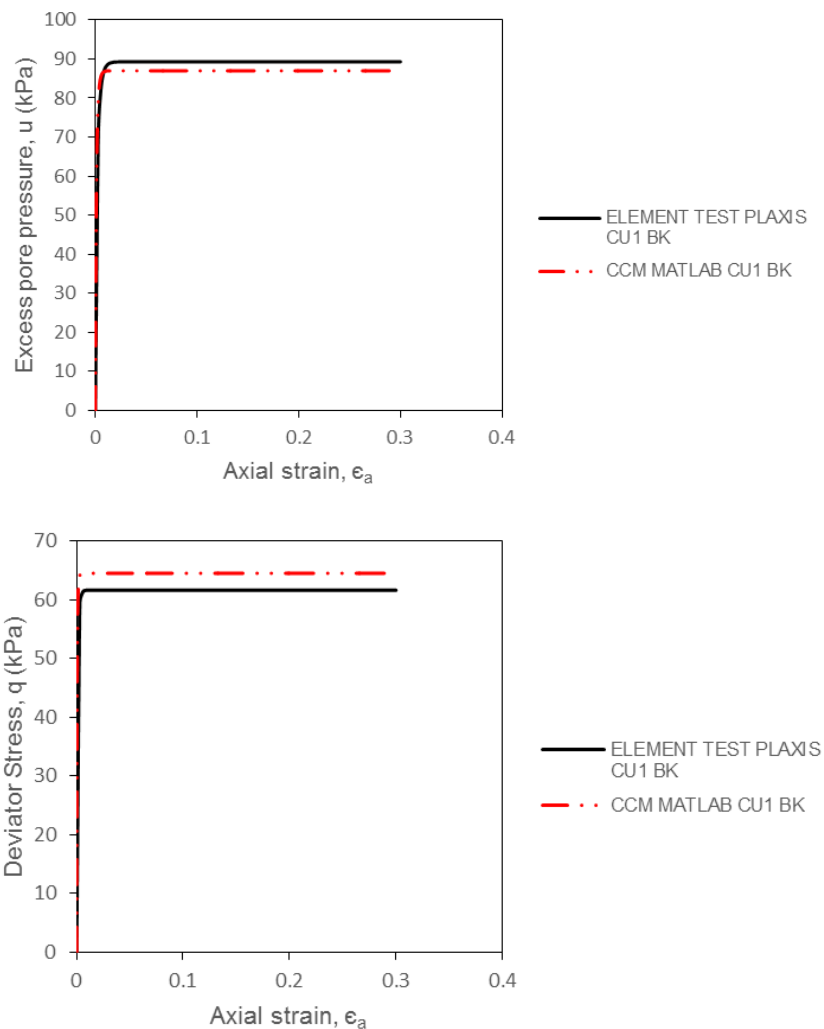


Figura 3.23 Comparación entre *Element Test de Plaxis* y la codificación de *MATLAB* del modelo *Cam Clay* modificado para un suelo en condiciones no drenadas (CIU1) con un confinamiento de inicial de $P_o = 138$ kPa.

3.4 Calibración de parámetros de los modelos constitutivos

Las calibraciones de los parámetros solo se pudieron establecer para el modelo de CCM y el CASM debido a que ambos modelos trabajan con criterios de falla al estado crítico. Los principales valores calibrados son “r”, “n” y para un caso específico del modelo CCM el esfuerzo de pre consolidación inicial. Los parámetros de estado crítico son valores no modificables y siguen el mismo orden de magnitud de los obtenidos de las pruebas triaxiales (M, N, k, Gamma, Lambda).

En la **Tabla 3.10** se encuentran definidos los valores utilizados para la calibración del modelo Cam-Clay modificado en el suelo arcilloso de Bangkok, los valores r y n en este modelo no pueden ser modificados adoptando un valor de 2 y 3

respectivamente. Por consiguiente, el único valor sensible es el valor de p_c referencial. Sin embargo, este valor fue calculado en función al esfuerzo radial aplicado en la probeta de ensayo, los valores de volumen de vacíos y el valor de r . Estos valores de p_c no pueden variar demasiado con respecto a lo calculado debido a que debe mantenerse la misma relación de vacíos o a su vez valores muy cercanos.

Tabla 3.10 Valores de calibración de la arcilla de Bangkok con la implementación del modelo Cam-Clay modificado en condición drenada y no drenada.

	ENSAYO	σ_{rad} inicial kPa	v_0	r	n	$p_{c\ ref}$ inicial kPa	OCR
Ensayos no drenados	CU1	138,00	3,80	2,00	3,00	249,90	1,81
	CU2	207,00	3,25	2,00	3,00	328,98	1,59
	CU3	277,63	2,68	2,00	3,00	436,18	1,57
	CU4	349,44	2,11	2,00	3,00	581,22	1,66
	CU5	419,84	1,55	2,00	3,00	770,30	1,83
Ensayos drenados	CID1	138,00	3,80	2,00	3,00	279,46	2,03
	CID2	207,00	3,25	2,00	3,00	387,30	1,87
	CID3	276,00	2,70	2,00	3,00	537,03	1,95
	CID4	345,00	2,15	2,00	3,00	744,94	2,16
	CID5	414,00	1,59	2,00	3,00	1033,59	2,50

Los resultados obtenidos de las fórmulas analíticas del P_c referencial dieron valores aceptables, de modo que, se estableció esa data como valores de ingreso al modelo constitutivo. Para este tipo de suelo en condiciones drenadas y no drenadas, al cambiar el valor de p_c variaba mucho las relaciones volumétricas de vacíos.

Para los ensayos drenados si se relaciona el p_c inicial con respecto al esfuerzo radial, se obtiene un valor de OCR entre 1.80 a 2.50 agrupando todas las pruebas (CD1 a CD5), esto indica que la muestra para los valores definidos se encuentra ligeramente sobre consolidada, lo que significa que al generarse un trayectoria de esfuerzos, esta incursionará en el rango elástico hasta llegar a la línea de fluencia con un p_c inicial, por lo tanto al tocar esta superficie el p_c se irá modificando

conforme se incremente los esfuerzos inducidos hasta llegar a la línea de estados críticos del suelo.

De manera similar, se encontró una relación de pre-consolidación un poco menores a las condiciones drenadas para las condiciones no drenadas de la arcilla. Cabe indicar que ambos casos de drenaje son de un mismo suelo, pero obtenidos de diferentes sondeos. Esto se logró observar al comparar las trayectorias de esfuerzos generadas, las cuales no coincidían hacia una misma línea de falla; es decir, se encontraban desfasadas. En tal caso, se calibró con la consideración de otro tipo de suelo, en donde los valores de OCR son entre 1.60 a 1.80 ligeramente sobre-consolidados, adicional los valores para el modelo de Cam-Clay modificado de r y n son los mismos para una condición drenada. La única particularidad del suelo es que comienza con un valor de relación de vacíos y termina con el mismo, debido a que no existe variación volumétrica por el impedimento del drenaje de la muestra.

Posterior, se verificó los valores de calibración con el CCM para la arena de Fraser River, en este caso, para este tipo de suelo se encontró una variabilidad de suelos dilatantes y contractivos en condiciones drenada y no drenada. Tal como se muestra en la **Tabla 3.11**.

Tabla 3.11 Valores de calibración de la arena Fraser River con la implementación del modelo Cam Clay modificado en condición drenada y no drenada.

ENSAYO	σ_{rad} inicial kPa	v_0	r	n	IT 1	IT 1	IT 2	
					pc_{ref} inicial kPa	OCR	pc_{ref} inicial kPa	
Ensayos drenados	T1	50,34	1,79	2,00	3,00	4255,18	84,53	2500
	T2	113,89	1,74	2,00	3,00	11289,70	99,13	7000
	T3	409,63	1,70	2,00	3,00	17558,64	42,86	14000
	T4	514,51	1,74	2,00	3,00	8075,94	15,70	7000
	T5	102,07	1,95	2,00	3,00	145,40	1,42	145,40
	T6	302,90	2,01	2,00	3,00	35,35	0,12	302,90
	T7	603,25	1,86	2,00	3,00	668,58	1,11	668,58
Ensayos no drenados	T9	200,21	1,90	2,00	3,00	365,63	1,83	365,63
	T11	388,40	1,91	2,00	3,00	264,03	0,68	388,40
	T12	393,32	1,83	2,00	3,00	1230,41	3,13	1230,41

En el resumen de la **Tabla 3.11**, la relación volumétrica de vacíos fue definida sumando la relación de vacíos inicial más 1, los valores de “r” y “n” son de 2 y 3 para este modelo constitutivo, adicional se definió una primera iteración calculando el valor de p_c inicial en función a las propiedades de confinamiento iniciales y de sus trayectorias, dando como resultado para las muestras T1 a T3 en condiciones drenadas un OCR calculado de 43 a 85 aproximadamente. Estos suelos singularmente tienen un comportamiento dilatante hasta la prueba T4, sin embargo, la prueba T4 es menos evidente, en tal caso, este comportamiento se puede visualizar al tener inicialmente una compresión del suelo que genera una disminución en la relación de vacíos, para luego al fallar la muestra presenta una expansión que se traduce en un aumento de la relación de vacíos.

Para los suelos T1 a T4, se realizó una segunda iteración con la finalidad de bajar la relación de pre-consolidación equivalente, y no se generen los picos en el modelo constitutivo de CCM al momento de llegar a la plasticidad cuya grafica se encuentra especificada en los siguientes capítulos, adicional a esto, el otro criterio que se consideró, es que para las arenas es difícil relacionar una historia de esfuerzos similar al de un suelo arcilloso, en donde se define que la arcilla tiene memoria. Por lo tanto, se logró disminuir el p_c inicial en el orden del 50% del valor calculado manteniendo las mismas relaciones volumétricas iniciales, pero sin poder disminuir el pico generado en las curvas, por lo que esto vendría a ser una limitante para este modelo constitutivo. Como *Outputs* finales se presentará las curvas obtenidas por la primera calibración, aunque genere picos más altos ambas iteraciones convergen a un mismo valor residual.

Referente a las pruebas T9 a T12 en condición no drenada, se obtienen valores de OCR entre 1.8 a 3.0, en la prueba T11 da como calculo valores menores a 1, en este caso se consideró la unidad para verificar la calibración (suelo normalmente consolidado).

En la **Tabla 3.12**, se presenta los resultados de la calibración implementando un modelo constitutivo no asociativo CASM para la arcilla de Bangkok en los dos tipos de drenaje. Los valores principales a calibrar son r, n (2 y 3 respectivamente) y P_c

inicial, similar a lo definido con el modelo CCM para este tipo de suelo en particular. La mayoría de resultados refleja una relación de OCR mayor de 1.50 ligeramente sobre consolidada.

Tabla 3.12 Valores de calibración de la arcilla Bangkok con la implementación del modelo CASM (Clay and Sand model) en condición drenada y no drenada.

ENSAYO	σ_{rad} inicial	v_0	r	n	p_c $_{ref}$ inicial	OCR	
	kPa				kPa		
Ensayos no drenados	CIU1	138,00	3,80	2,00	3,00	249,90	1,81
	CIU2	207,00	3,25	2,00	3,00	328,98	1,59
	CIU3	277,63	2,68	2,00	3,00	436,18	1,57
	CIU4	349,44	2,11	2,00	3,00	581,22	1,66
	CIU5	419,84	1,55	2,00	3,00	770,30	1,83
Ensayos drenados	CID1	138,00	3,80	2,00	3,00	279,46	2,03
	CID2	207,00	3,25	2,00	3,00	387,30	1,87
	CID3	276,00	2,70	2,00	3,00	537,03	1,95
	CID4	345,00	2,15	2,00	3,00	744,94	2,16
	CID5	414,00	1,59	2,00	3,00	1033,59	2,50

La **Tabla 3.13** detalla los valores obtenidos de la calibración de la arena Fraser River utilizando el modelo constitutivo CASM. En la misma se puede observar que se implementó un valor de r igual a 2.2 y un valor de n de 4, esto generó un cambio ligero en los valores de p_c iniciales calculados en función a las propiedades del suelo o de la muestra. Para las muestras T1 a T4 los valores de OCR incrementaron. Sin embargo, el comportamiento este modelo no genera los picos al plastificarse, acomodándose de mejor manera a las curvas medidas en laboratorio.

Tabla 3.13 Valores de calibración de la arena Fraser River con la implementación del modelo CASM (Clay and Sand model) en condición drenada y no drenada.

ENSAYO	σ_{rad} inicial	v_0	r	n	p_c $_{ref}$ inicial	OCR	
	kPa				kPa		
Ensayos drenados	T1	50,34	1,79	2,2	4	4681	93,0
	T2	113,89	1,74	2,2	4	12419	109,0
	T3	409,63	1,70	2,2	4	19315	47,2
	T4	514,51	1,74	2,2	4	8884	17,3
	T5	102,07	1,95	2,2	4	160	1,6
	T6	302,90	2,01	2,2	4	303	1,0

	T7	603,25	1,86	2,2	4	735	1,2
Ensayos no drenados	T9	200,21	1,90	2,2	4	402	2,0
	T11	388,40	1,91	2,2	4	388	1,0
	T12	393,32	1,83	2,2	4	1353	3,4

Los resultados obtenidos por las calibraciones de los modelos se encuentran especificados en el capítulo 4. A partir de dichas calibraciones se realizará una comparación de los modelos utilizados para determinar el modelo que más se ajusta a las características intrínsecas de los suelos ensayados. Adicionalmente, se presentará un análisis de sensibilidad de los parámetros críticos y de comportamiento tomando como referencia desde la **Tabla 3.10** hasta la **Tabla 3.13**, en donde ciertos valores se irán variando manteniendo los otros según lo obtenido por las calibraciones.

Sensibilidad de parámetros modelo Mohr-Coulomb

Se consideraron 4 ensayos en ambas condiciones de drenaje, para el caso del análisis de sensibilidad usando el modelo de Mohr-Coulomb, los test utilizados son CID1, CIU1, T1 y T9, los primeros dos son relacionados a la arcilla de Bangkok y los otros a la arena *Fraser River*. Los parámetros sensibles a los cambios son la cohesión, el ángulo efectivo de fricción interna de las partículas, el módulo de elasticidad y la resistencia no drenada del suelo.

Los valores adoptados se encuentran a 1.5 veces por encima del valor base o a 0.5 veces por debajo aproximadamente, esto con la finalidad de medir la variabilidad, cabe indicar que, al variar un valor el resto de valores de base se mantienen iguales a lo definido en la calibración de valores.

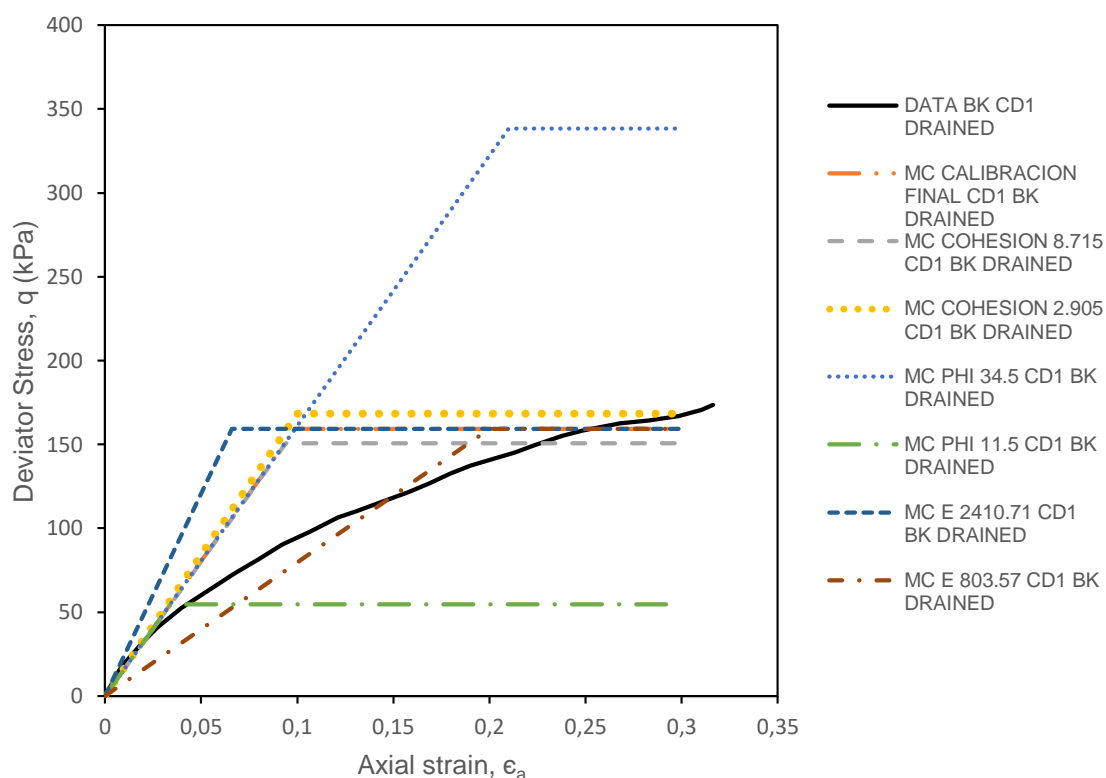


Figura 3.24 Sensibilidad de valores muestra CID1 del suelo Bangkok Soft clay utilizando el modelo constitutivo de Mohr Coulomb

En la **Figura 3.24** los valores que más afectan para la muestra CD1 en términos de esfuerzo desviador con respecto a deformación axial, es la variación del ángulo de fricción interna, el valor base aproximado es de 23 grados, en este estudio se varió este resultado entre 34.5 valor alto a 11.5 valor bajo, subiendo al doble con un valor de 350 kPa con respecto a lo calibrado y al valor último medido de la curva de laboratorio de aproximadamente 150 kPa. Por debajo con un valor de ángulo de fricción de 11.5 grados el esfuerzo desviador llega a un límite inferior de aproximadamente 50 kPa. Adicional si se observa en la figura al variar el módulo de elasticidad las pendientes iniciales cambias sin embargo en orden de magnitud en términos de esfuerzo desviador llegan a un mismo valor promedio de 150 kPa, de similar forma la cohesión no genera un cambio significativo en términos de corte con respecto a la deformación.

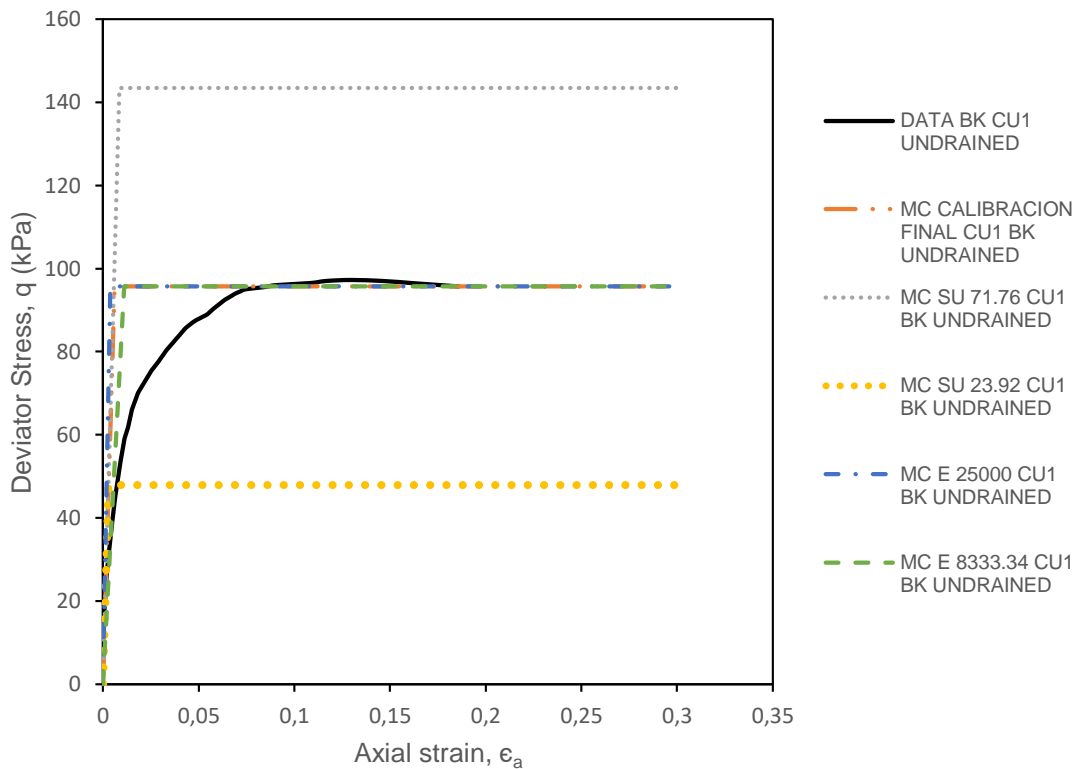


Figura 3.25 Sensibilidad de valores muestra CIU1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb

De la arcilla de Bangkok se consideró el suelo CIU1 en condición no drenada. En la **Figura 3.25** uno de los parámetros claves y sensibles es la resistencia no drenada del suelo, para este caso se consideró un valor alto de 71.76 kPa y un valor bajo de 23.92 kPa, llegando a unos esfuerzos desviadores de 140 kPa y 50 kPa, respectivamente, a una deformación de 0.01 axialmente. Posteriormente, las curvas tienden a ser perfectamente plásticas, mientras que los demás valores referidos al módulo de elasticidad no generan cambios.

En las **Figura 3.26** y **Figura 3.27**, se realizó el mismo proceso, a diferencia que estos dos tipos de suelos corresponden a la arena de *Fraser River*. Para la condición drenada el valor sensible corresponde al ángulo de fricción interna de las partículas del suelo, y para la otra condición el parámetro crítico es la resistencia no drenada. Los valores adoptados fueron 52.5 y 17.5 grados referente al ángulo de fricción, y los resultados de variación del módulo de elasticidad no generaron ningún cambio con respecto a lo calibrado.

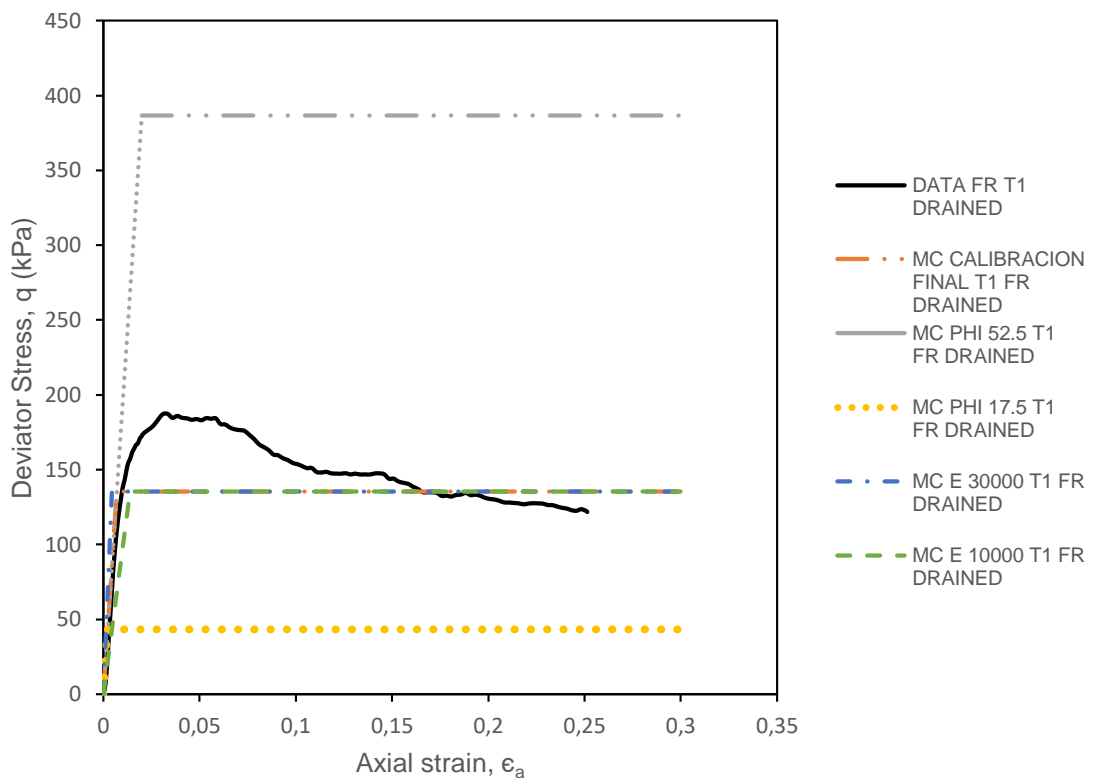


Figura 3.26 Sensibilidad de valores muestra T1 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Mohr Coulomb

En la condición no drenada representada en la **Figura 3.27**, los parámetros de entrada adoptados para la resistencia no drenada corresponden a 202.5 kPa como valor alto, y a 67.5 kPa como valor bajo, dando una fuerza desviadora en un caso de 400 kPa y en el otro de 135 kPa con respecto a lo medido o calibrado, cuyo valor se encuentra a un esfuerzo desviador de aproximadamente 270 kPa. La variación generada por el módulo de elasticidad no es significativa para esta condición ni tipo de suelo.

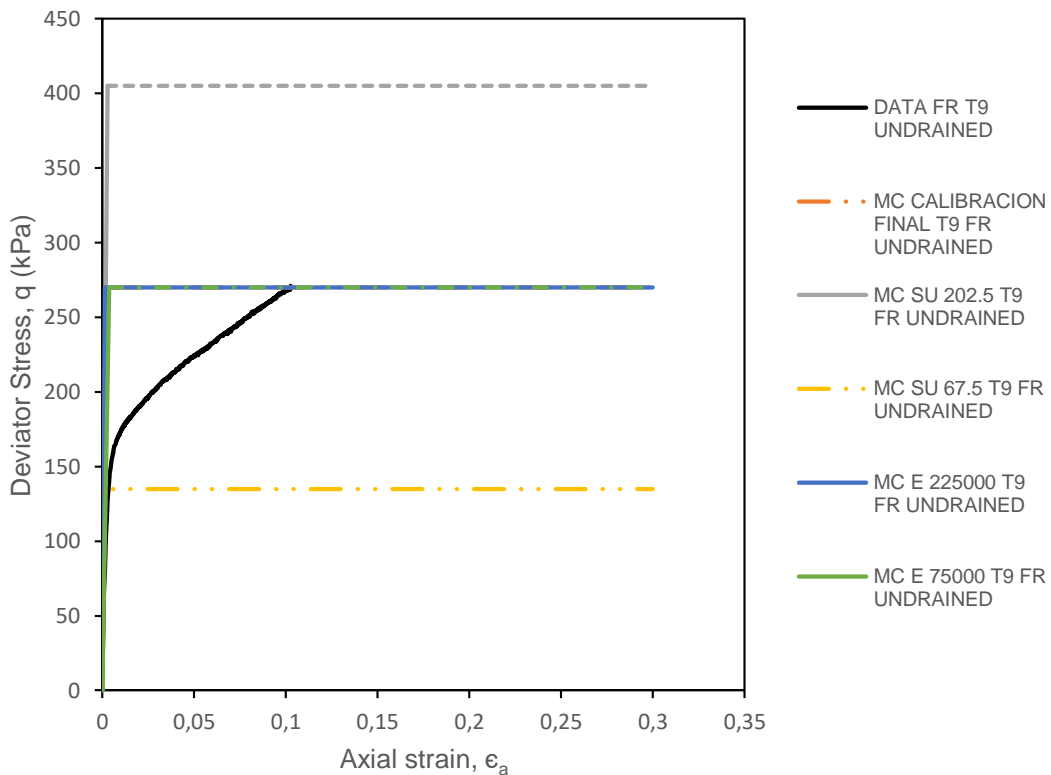


Figura 3.27 Sensibilidad de valores muestra T9 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Mohr Columb

Sensibilidad de parámetros modelo Cam-Clay Modificado

La sensibilidad de parámetros utilizados dentro del modelo Cam-Clay Modificado ha proporcionado cierta variabilidad. Entre los utilizados para la revisión fueron el cambio del esfuerzo de pre-consolidación p_c en una condición normalmente consolidada con un valor de 1 y una situación de un p_c con OCR igual a 5 (muestra sobre-consolidada). Además, se optó por la variación de los valores de M referente a la pendiente de falla en la línea de estado crítico, y se especificó el valor de “ k ” simulando la variación de la pendiente de re-compresión. Se ha implementado, a excepción de “ p_c ”, valores con una proporción de entre 1.5 y 0.5 veces, aproximadamente, el valor base de la calibración final.

Las muestras corresponden al ensayo CID1, CIU1 (*Bangkok Soft Clay*) y T1, T9 (*Fraser River*) para ambas condiciones de drenaje.

En la **Figura 3.28** se describe la variación de la muestra CID1, en ella los valores que influyen son la relación de pre-consolidación y el valor de M , con la diferencia de que al aumentar o disminuir el valor de p_c , las curvas esfuerzo-desviador con respecto a deformación axial tienden a llegar a un pico y luego se genera un decrecimiento de los valores de resistencia. Además, para el valor M al generar la variación ocurre lo contrario, es decir, al llegar al punto donde el suelo comienza a plastificarse tiende a crecer con una cierta pendiente. Esto se evidencia notoriamente para valores altos, mientras que para valores bajos ocurre lo contrario, es decir, el valor de M bajo da un decrecimiento y el valor de p_c con un OCR igual a uno genera un comportamiento con endurecimiento. Los valores de k son poco sensibles a las variaciones con respecto a lo calibrado.

El valor de p_c con un OCR igual 5 adoptado tiene un valor de 690 kPa, el p_c con un OCR igual a uno es de 138 kPa, también el valor de M alto es de 1.78 y por último el valor de M bajo es de 0.445. Esto, genera en las muestras un esfuerzo desviador a una deformación de 0.3 de 300 kPa, 96 kPa, 265 kPa y 69 kPa respectivamente.

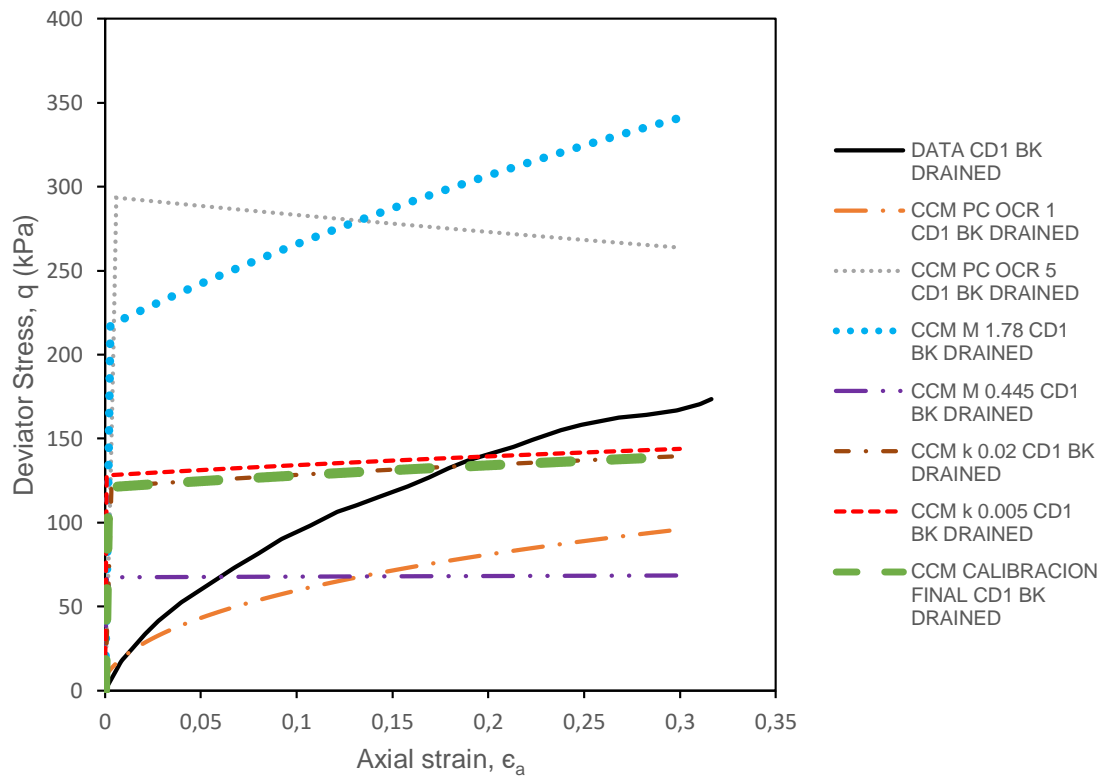


Figura 3.29 Sensibilidad de valores muestra CID1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado

En la **Figura 3.30**, referente a la muestra CIU1 en condición no drenada se experimentó el mismo comportamiento de sensibilidad de los parámetros que la muestra CID1, controlando el valor de p_c y M . En consecuencia, el P_c con OCR igual a uno fue de 138 kPa, p_c con OCR igual a 5.00 fue de 690 kPa, el valor de M alto adoptado fue de 2.296, y finalmente, el valor de M bajo fue de 0.574, con esfuerzos de 82 kPa, 390 kPa, 290 kPa y 73 kPa respectivamente.

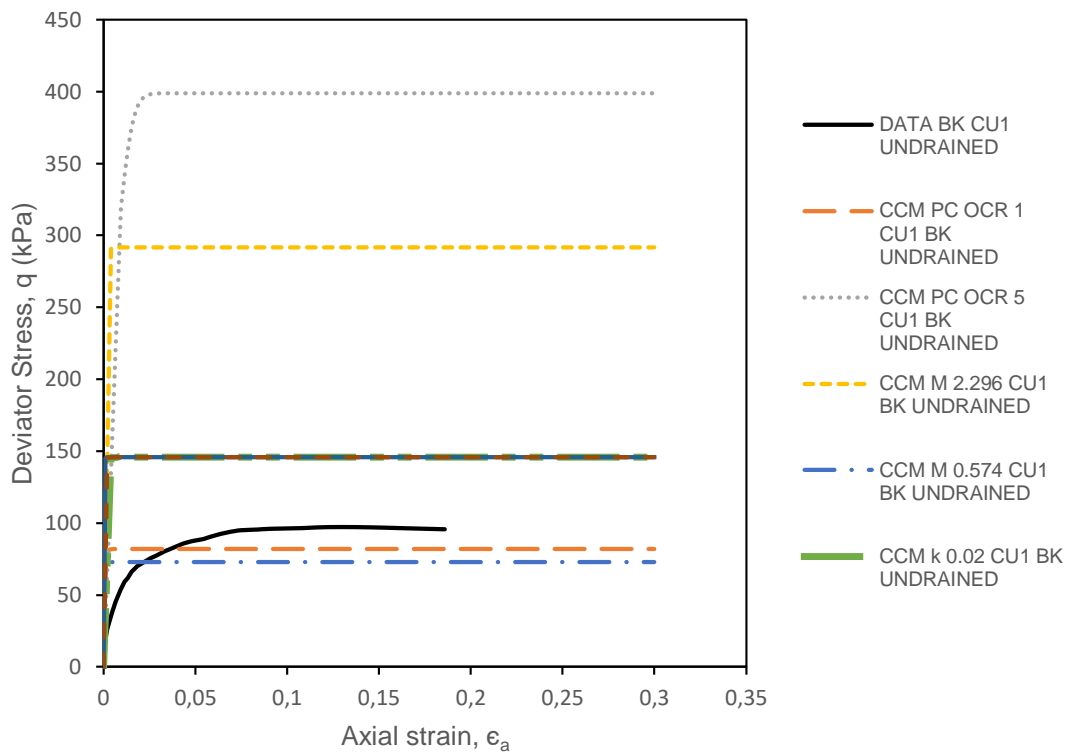


Figura 3.30 Sensibilidad de valores muestra CIU1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado

La **Figura 3.31** relacionó al ensayo T1 en condición drenada de la arena, mientras que las relaciones de pre-consolidación calculadas para este caso fueron mayores a 80. Por lo tanto, manteniendo el mismo grado de variación del OCR de 1 y de 5, en este caso no generará ningún cambio, el valor sensible fue el de M alto con un valor adoptado de 2.856 llegando a un pico de 6000 kPa como valor desviador. Los demás valores bajos demostraron que ya no exista el pico generado en este modelo al simular suelos con características dilatativas, sin embargo, convergen a una misma línea de falla que aproximadamente es de 140 kPa. En la **Figura 3.31**, con una condición no drenada de ensayo T9, afirmó que los valores que influyeron son el Pc y M alto con valores adoptados de 1001.05 kPa y 2.856 kPa, respectivamente.

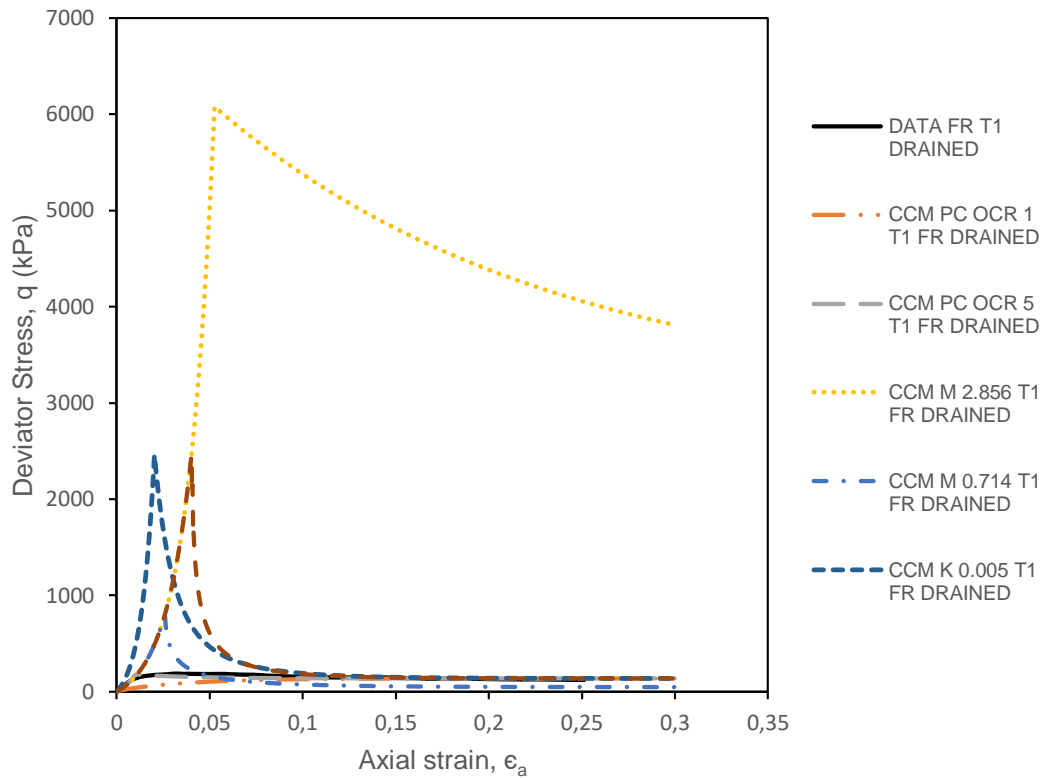


Figura 3.31 Sensibilidad de valores muestra T1 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado

En la **Figura 3.32**, para una muestra T9 en condición no drenada de la arena *Fraser River*, se definieron los mismos rangos de valores, En ella se observó que los valores que influyeron con una mayor variación referidos a la curva calibrada fueron el valor M alto de 2.856 y el otro límite inferior de M bajo igual a 0.714, adicionales a los valores de p_c con OCR igual a 5 que generaron cambios grandes de resistencia a corte, este valor adoptado es de 1001.05 kPa. De similar manera, fue la consideración del p_c con un OCR igual a 1, cuyo valor fue de 200.21 kPa y se encontró muy cerca de lo obtenido del valor M bajo. Los demás valores que se utilizaron para la sensibilidad en este ensayo no generaron mayores cambios en el comportamiento del suelo, llegando al mismo valor de la curva calibrada con un esfuerzo desviador de aproximadamente 270 kPa.

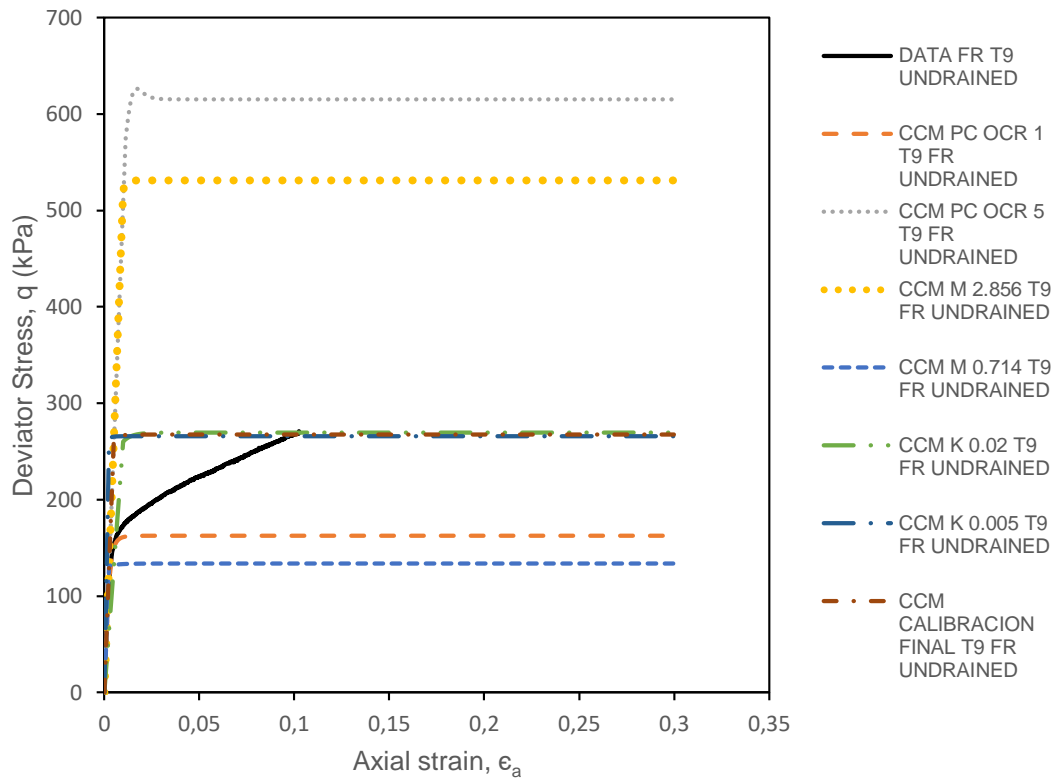


Figura 3.32 Sensibilidad de valores muestra T9 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado

De modo que, los valores principales y a su vez sensibles a los cambios en condiciones drenadas y no drenadas, se limitaron a la variación de los valores de M y los valores de Pc. Sin embargo, estos valores fueron estimados y generalmente son poco variables.

Sensibilidad de parámetros modelo CASM (Clay and Sand Model)

En este modelo, los parámetros escogidos para la sensibilidad fueron similares a los definidos para el modelo Cam-Clay modificado, con la excepción de que se incluyó el valor “r” y “n”. Se contempló para este análisis el mismo rango de valores referidos a la base, que fueron los parámetros ya calibrados.

Figura 3.34 En la **Figura 3.33** , se utilizó el ensayo CD1, y se visualizó que un límite alto es controlado por la sensibilidad del valor de “r” de 1.001. Esto, generó un incremento de corte hasta 425 kPa, que luego decreció a un valor de 250 kPa con una deformación axial máxima del 30%. De igual manera, otro valor que generó un cambio fue el de pc, con un OCR de 5 y M con un valor de 1.335.

Adicionalmente, otros valores que generaron un cambio significativo fueron los límites bajos, con un pc con OCR igual a 1 y un M de 0.445, dando resistencia en el orden de 75 kPa.

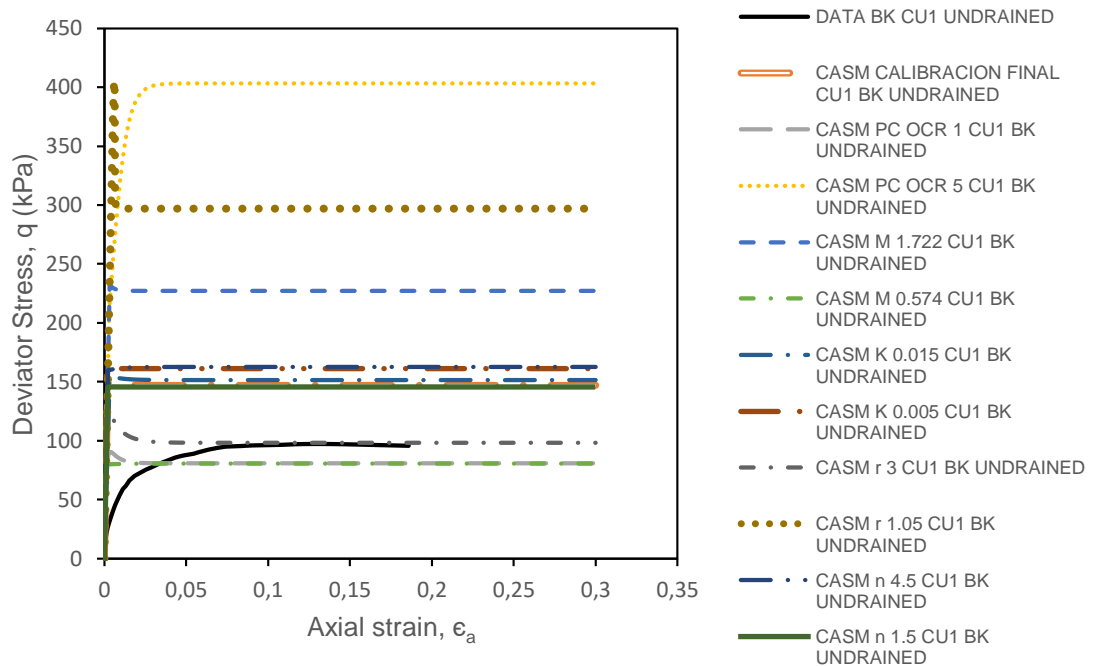


Figura 3.34 Sensibilidad de valores muestra CID1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo)

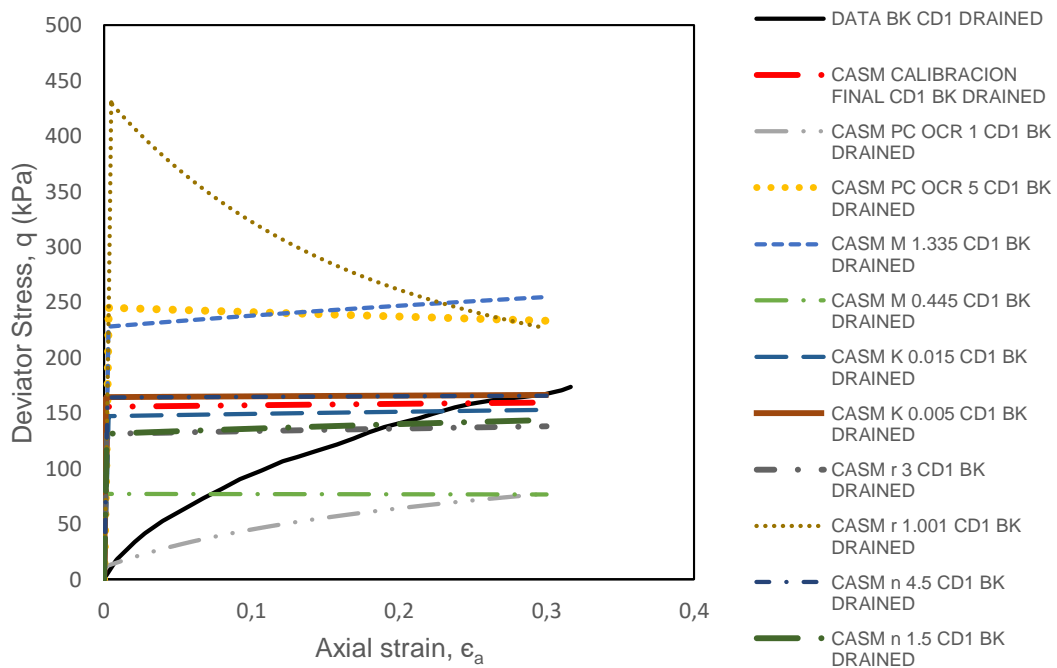


Figura 3.35 Sensibilidad de valores muestra CIU1 del suelo Bangkok Soft Clay utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo)

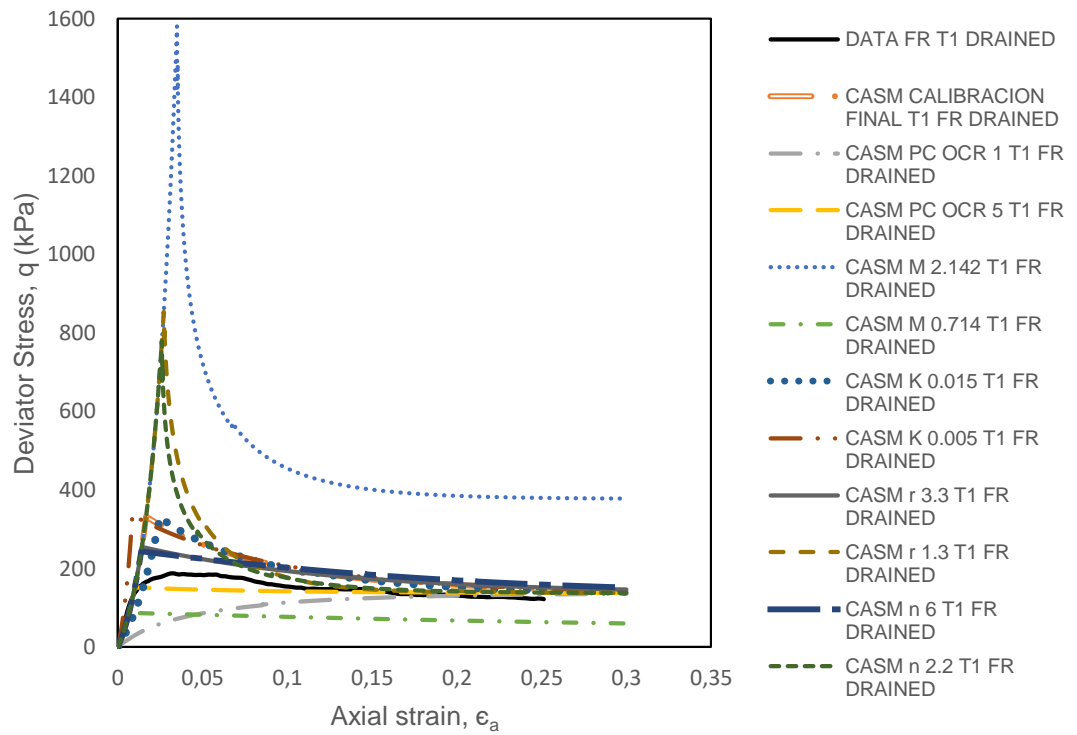


Figura 3.36 Sensibilidad de valores muestra T1 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo)

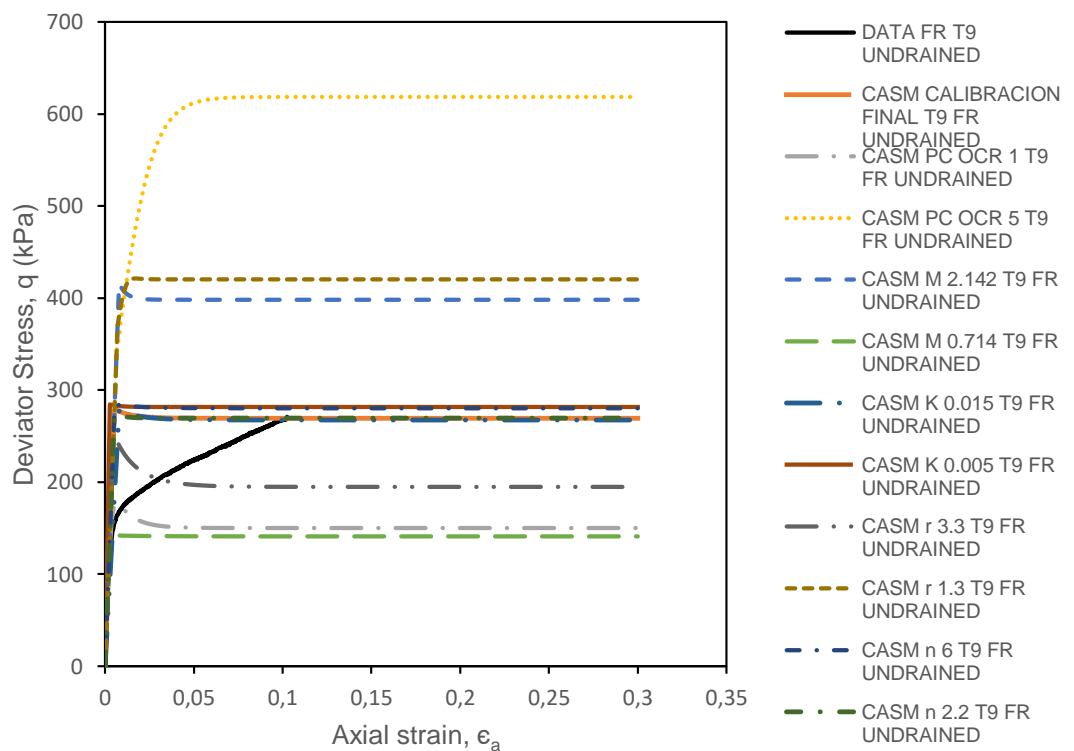


Figura 3.37 Sensibilidad de valores muestra T9 del suelo Fraser River utilizando el modelo constitutivo de CASM (Clay and Sand Modelo)

En la **Figura 3.38**, **Figura 3.34** y **Figura 3.35** los parámetros que controlan el comportamiento del suelo y que fueron más sensibles para este modelo han sido el valor de r , el cual representa la pendiente de la trayectoria de esfuerzos, el valor M y el valor de p_c . El resto de parámetros no varía lo suficiente en comparación a la curva calibrada y a los datos definidos por los ensayos de laboratorio.

Para este modelo si fue factible modificar los valores de “ r ” y “ n ”; sin embargo, al modificar el valor de r , automáticamente se actualizará el valor p_c inicial. Resulta poco práctico variar los valores de estado crítico debido a que son propiedades inamovibles del suelo, obtenidas en base a la calibración de las curvas de laboratorio.

En este análisis se quiso evaluar y comprender que parámetros generan directamente un incremento de resistencia, de tal forma que, relacionando el suelo con un mayor valor “ M ” se esperará una resistencia a corte mucho mayor. De igual manera, si es menor se esperaría lo contrario. Para este caso en particular, las calibraciones generalmente son hechas tomando como referencia valores de laboratorio para luego al momento de aplicar los modelos constitutivos, ciertos valores puedan modificarse sin alterar los parámetros de estado crítico, y sus relaciones volumétricas de vacíos iniciales.

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Resultados de las simulaciones numéricas y datos experimentales

Los resultados mostrados en el capítulo 3 comprendidos entre la **Tabla 3.1** y la **Tabla 3.4** resumen los datos ingresados en los diferentes modelos constitutivos codificados en la herramienta numérica de MATLAB. A partir de estos datos, es posible generar curvas esfuerzo-deformación las cuales serán comparados con los ensayos de laboratorio. Parte del estudio es verificar cuál modelo captura de mejor manera las características o las propiedades de los 2 tipos de suelo seleccionados, utilizando el modelo de Mohr-Coulomb y los dos modelos que trabajan con criterios al estado crítico (CCM y CASM).

Primero se definió los parámetros de entrada que nacen de la calibración inicial de los ensayos, obteniendo parámetros geo mecánicos y variables de estado crítico. Luego se ingresó estos valores a los modelos constitutivos graficando las curvas en términos de esfuerzo desviador con respecto a deformación axial, trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzos desviadores y presión media efectiva. Adicional se grafican las curvas referentes a la variación de las deformaciones volumétricas, presiones de poros contra deformaciones axiales, y la relación volumétrica de vacíos con respecto a la presión media efectiva, con sus variables particulares como el grado de confinamiento y relaciones de vacíos iniciales.

Para la arcilla de *Bangkok Soft Clay*, en los tres modelos constitutivos se utilizaron las variables calculadas y adoptadas de la calibración de laboratorio, el único suelo en donde se varió ciertos parámetros fue en la arena de *Fraser River* solo para el modelo CASM model, debido a que este permite la variación del valor de “r” que influye directamente en la superficie y forma de fluencia, adicional está el valor “n” que da la pendiente de la trayectoria de esfuerzo. Para el resto de modelos estos valores son fijos.

Se hicieron 5 grupos de gráficas en condición drenada desde la muestra CD1 a la CD5, adicional 5 grupos en condición no drenada desde CU1 hasta CU5 todo esto agrupado en el suelo de *Bangkok Soft Clay*, y finalmente las pruebas del suelo FRASER RIVER desde T1 hasta T7 en condición drenada y solo T9, T11 y T12 para la condición no drenada. Al haber una variabilidad de pruebas y de resultados, se consideraron ciertos ensayos, los cuales definen el alcance de los modelos constitutivos para predecir el comportamiento particular de cada suelo. Por lo tanto, se seleccionaron para el suelo arcilloso 2 ensayos definidos como CD3 (drenado) y CU2 (no drenado); siendo una misma arcilla, pero diferentes grados de confinamiento, propiedades críticas y relaciones de vacío, adicional en el suelo arenoso se escogió 3 pruebas las cuales son T3, T7 y T11 debido a que este suelo presenta una variabilidad de estados como suelos dilatantes, suelos contractivos ambos en condición drenada y para culminar suelo es estado contractivo no drenado.

Para cada ensayo se presentará 4 curvas asociadas a un literal lo cual se detalla a continuación:

- **Literal a.)** Curva esfuerzo desviador contra deformación axial.
- **Literal b.)** Curva esfuerzo desviador contra presión media efectiva.
- **Literal c.)** Curva de deformación volumétrica contra deformación axial para una condición drenada o excesos de presión de poros con respecto a la deformación axial para una condición no drenada.
- **Literal d.)** Curva de relación volumétrica de vacíos con respecto a la presión media efectiva en escala logarítmica.

En la **Figura 4.1** se muestra los resultados obtenidos de la calibración con los diferentes modelos constitutivos y los datos experimentales de la muestra CD3, la cual posee un confinamiento inicial de 276 kPa y un p_c calculado de 537.03 kPa, para todas las muestras de la arcilla de Bangkok los valores de “r” y “n” son de 2 y 3 respectivamente, lo cual genera como resultado el cálculo de p_c inicial referido al límite inicial de la superficie de fluencia.

En la sub-gráfica referente al literal “a” y “c”, se visualizan cuatro curvas, la de color negro representa la curva obtenida mediante las pruebas triaxiales en condición drenada isotrópica, la de color azul es obtenida mediante la implementación del modelo Cam-Clay modificado, luego a de color naranja es referida al CASM model y por último la de color verde segmentada es la del modelo de Mohr-Coulomb perfectamente plástico.

De igual manera, para la **Figura 4.1b**” y **Figura 4.1d** se encuentran graficadas las mismas curvas mencionadas en las otras gráficas, a excepción del modelo de Mohr-Columb, en donde no implementa los conceptos de trayectorias de esfuerzos ni variaciones de relaciones de vacíos con respecto a una presión media de confinamiento, solo trabaja con valores a la falla sin lograr ver el comportamiento a diferentes deformaciones.

La curva de la **Figura 4.1a**, llega a un valor de deformación axial máxima del 35%, dando un valor de esfuerzo desviador de aproximadamente 370 kPa. Además, todos los modelos constitutivos en este literal llegan al punto de la plastificación y luego, en el caso del modelo de Mohr se mantiene horizontal a un esfuerzo constante de 340 kPa; sin embargo, el modelo de CCM y CASM desde el punto de plastificación tienen una ligera pendiente que es asociada a un endurecimiento del suelo. El modelo del CCM genera un esfuerzo desviador de 250 kPa menor al MC y el CASM, finalmente el CASM genera una resistencia en el orden de 300 kPa. El valor de resistencia que más se acerca a la curva generada por los datos del laboratorio es la del modelo de MC, pero ningún modelo captura la forma curva generada por la prueba del test.

La curva de la **Figura 4.1b**, muestra la tendencia de la trayectoria de esfuerzos y se observa que para los dos modelos constitutivos CCM y CASM, es lo mismo, es decir, la trayectoria empieza a una presión media efectiva de 276 kPa y culmina antes de llegar a la línea de estado crítico sin alcanzar falla, de igual manera se grafica la curva obtenida del laboratorio con la línea CSL calculado de la calibración de los parámetros del laboratorio indicadas en el capítulo 2 del presente estudio. Las trayectorias de ambos modelos terminan con una relación de p y q de 372 kPa y 288 kPa, respectivamente.

La curva de la **Figura 4.1c** presenta una particularidad, los valores obtenidos en el laboratorio muestran deformaciones volumétricas de aproximadamente 16% a una deformación axial máximas del 35%, esto indica que el suelo de Bangkok es muy compresible. Por lo tanto, ningún modelo puede llegar a esas grandes deformaciones en esta condición drenada, el modelo de CCM genera una deformación máxima en el orden del 6%, seguida del modelo del CASM con una deformación volumétrica de aproximadamente el 4%, ambos modelos poseen cierta curva al momento que incrementa las deformaciones. Además, el modelo de MC genera una deformación máxima del 3% constante desde el punto que comienza a plastificarse.

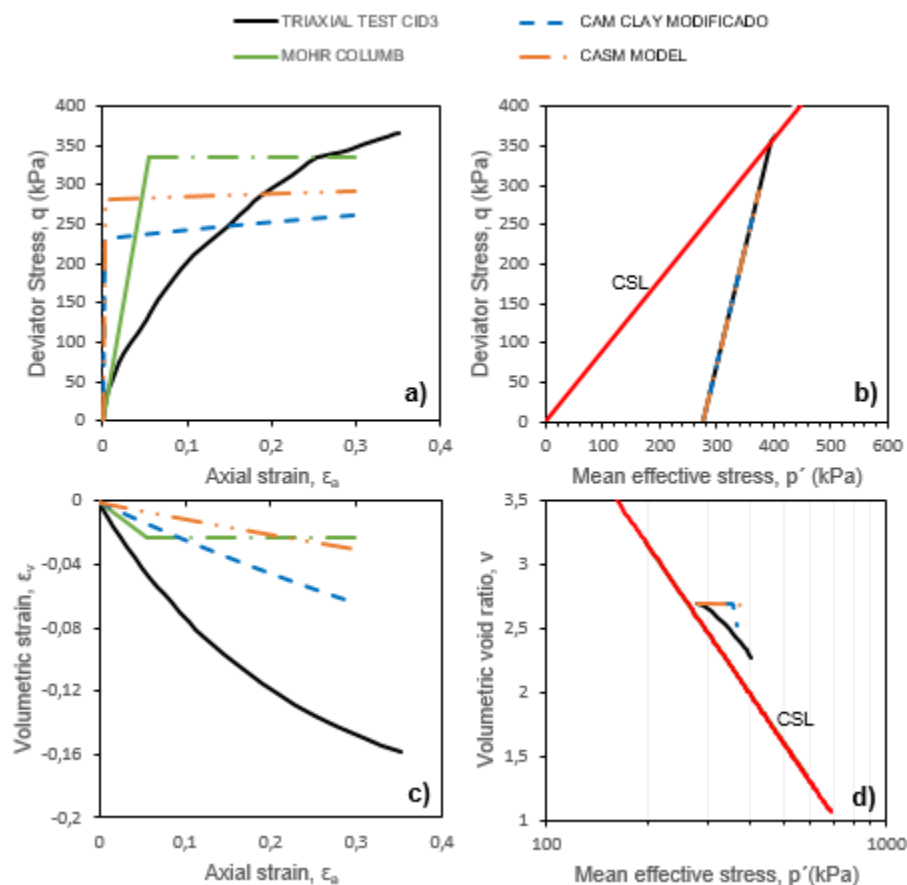


Figura 4.1 Resultados de calibración de la muestra CID3 condición drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Columb, Cam Clay Modificado y CASM del suelo Bangkok Soft Clay

En la **Figura 4.1d** se observa que este tipo de suelo es contractivo y drenado debido a que las trayectorias se encuentran del lado derecho de la línea de CSL, mientras que las relaciones de vacíos tienden a disminuir en la medida que aumenta la presión media efectiva. La curva CSL es determinada de similar manera que la gráfica “b” trazando los puntos de fallas finales de todos los test seleccionados. En la misma se visualiza que ambos modelos parten de una relación volumétrica de vacíos de 2.70 y se mantienen horizontal desde la presión efectiva de 276 kPa hasta una presión efectiva de 328 kPa aproximadamente, luego la trayectoria comienza a decrecer, este aspecto se encuentra con mayor resalte en el modelo de CCM, es por eso, que para este modelo se logra llegar a una deformación mayor sin embargo no la suficiente para igualar al triaxial. Esta trayectoria generada por el modelo CCM culmina a una relación volumétrica de 2.60 relacionada a una presión efectiva de 362 kPa.

En la **Figura 4.2** se muestra los resultados obtenidos de la calibración para la muestra CU2 isotrópica de la arcilla de Bangkok en una condición no drenada del suelo, es decir, sin cambio volumétrico, sin variación de vacíos, pero si incremento de esfuerzos cortantes, tensiones efectivas y aumento de las presiones de poro generado especialmente en suelos saturados.

La **Figura 4.2a** describe que los modelos de CCM y CASM presentan valores muchos más altos que el test triaxial, para el CCM la resistencia a corte o esfuerzo desviador es de 190 kPa y para el caso del CASM este valor es ligeramente mayor de 200 KPa aproximadamente a una deformación axial máxima del 30%. Estos modelos inicialmente se incrementan con una tendencia vertical (rango elástico) y luego al topar el punto de plastificación se vuelve perfectamente horizontal hasta el punto máximo de deformación definido, lo que si se observa es que en el modelo CASM desde 0 hasta una deformación axial de 1% existe un pico que llega casi a 220 kPa de esfuerzo desviador, sin embargo, luego se estabiliza y culmina con un valor constante de resistencia.

Además, en la **Figura 4.2a** se aprecia que el modelo de MC coincide muy bien con respecto a la curva del triaxial; sin embargo, evidentemente no sigue la curvatura de la prueba en laboratorio, pero si calcula muy bien el punto máximo de resistencia

para esta prueba, a diferencia del resto que la sobreestima. El punto máximo de resistencia de la curva generado por MC y la prueba de laboratorio es de 122 kPa y culmina en el caso del test a una deformación axial del 20% y para el de MC a una deformación axial máxima del 30%. La forma convexa de la curva indica que tiene características de un suelo contractivo.

En la **Figura 4.2b**, se observa que la trayectoria del test hacia la CSL decrece en términos de esfuerzos efectivos, arranca desde un esfuerzo medio efectivo de 207 kPa y culmina aproximadamente en 150 kPa esfuerzo medio y con respecto al esfuerzo desviador con un valor de 125 kPa hasta el punto donde intersecta la CSL. Los otros dos modelos constitutivos arrancan del mismo punto con la misma trayectoria vertical hasta topar la CSL.

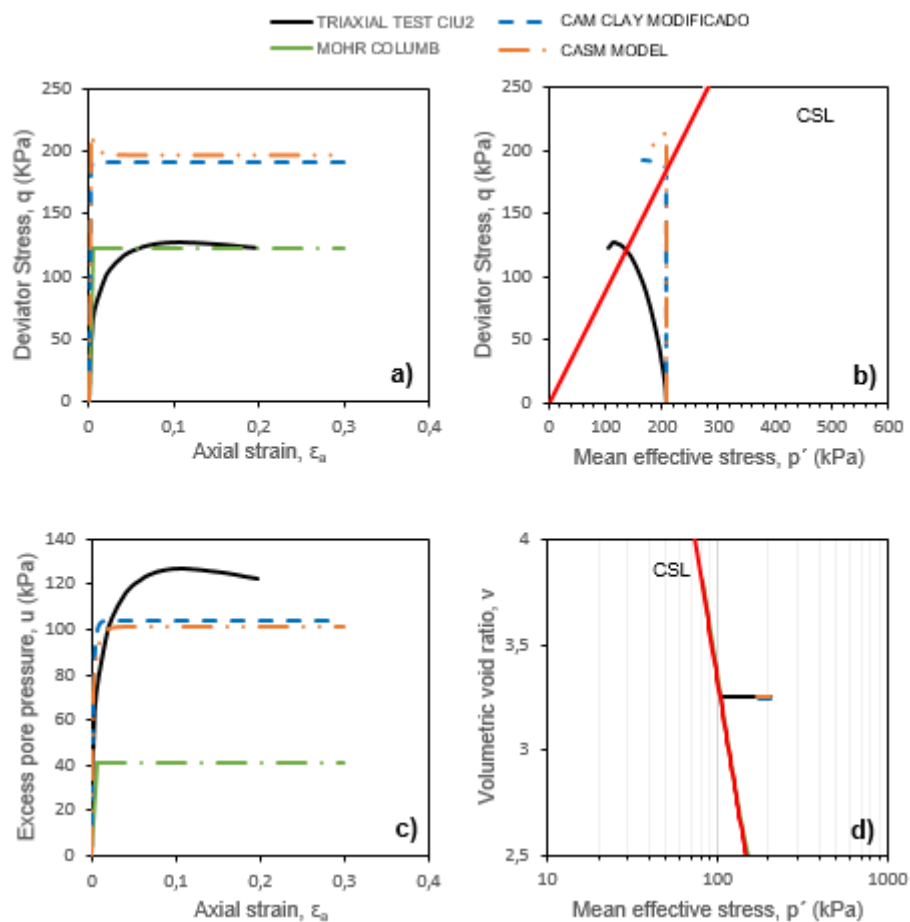


Figura 4.2 Resultados de calibración de la muestra CIU2 condición no drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Coulomb, Cam-Clay Modificado y CASM del suelo Bangkok Soft Clay

La **Figura 4.2c** describe que, si bien el modelo de MC capturó muy bien la resistencia a corte, al momento de definir el exceso de presión de poros no es el más certero, ya que se encuentra con respecto al test sub-valorado a una presión de poro de 40 kPa con respecto a 130 kPa generada por el test en el pico. Las curvas obtenidas de los dos modelos CCM y CASM se acercan muy bien con un valor de presión de poros de 100 a 110 kPa, donde el delta es de 20 a 30 KPa entre los modelos constitutivos que trabajan con parámetros al estado crítico con respecto al test valorado (CU2).

En la **Figura 4.2d**, al estar ubicada la trayectoria en la parte derecha de la línea de estado crítico se confirma su comportamiento contráctil tanto para el test, como para los dos modelos la variación de relación volumétrica es constante horizontalmente, lo único que varía es el valor de presión efectiva media de un valor de 207 KPa a 100 KPa, aproximadamente. Ambos modelos no llegan a CSL, solo la prueba del test. La relación volumétrica de vacíos para este caso es de 3.25.

A partir de los dos ensayos analizados se puede observar que los modelos en general para esta arcilla de *Bangkok* en particular no predicen muy bien las grandes deformaciones, además en condiciones no drenada los valores de excesos de presiones poro para el CCM y CASM son sobrevalorados.

Finalmente, se analizó los tres ensayos referentes a la arena *Fraser River* en donde en la **Figura 4.3** se detalla el resumen de resultados de la prueba T3, este suelo en particular se seleccionó debido a que el p_c calculado es alto con un valor de 19315 kPa con valores de calibración implementando el CASM y de 17558.64 kPa usando el modelo de CCM, con un comportamiento dilatante.

En la **Figura 4.3a**, para el modelo CCM al tener una relación de p_c elevada, esto genere un incremento muy alto a una deformación axial del 0.5% llegando a un valor de esfuerzo desviador de casi 10000 kPa, luego tiende a decrecer hasta estabilizarse a un esfuerzo de 1100 kPa, lo mismo se observa para el modelo CASM sin embargo, este valor no alcanza las magnitudes mencionadas anteriormente llegando a un valor de 2300 kPa y se estabiliza a un valor similar al del CCM. Al

visualizar la curva de laboratorio existe un pequeño incremento cóncavo hacia arriba y luego decrece, por lo que ambos modelos al estado crítico si captura esa tendencia, a su vez el modelo de MC solo calcula el valor de la estabilización de 1100 kPa, a diferencia de los otros este modelo no muestra tendencia y puramente plástico. El comportamiento visto se define como un endurecimiento inicial y luego el suelo experimenta un comportamiento residual.

En la **Figura 4.3b**, la trayectoria de todos los modelos converge perfectamente a la prueba triaxial, pasando la línea CSL en el plano $p'-q$, para luego finalizar a la falla esto significa que hay un decrecimiento de la superficie de fluencia, al finalizar el ensayo y los modelos constitutivos. La trayectoria empieza a un esfuerzo medio efectivo de 410 kPa a un punto máximo de p de 1000 kPa, en este punto el valor máximo del esfuerzo desviador es de 1700 kPa aproximadamente. La línea del estado crítico para este suelo fue definida con la data de laboratorio similar al proceso hecho para el suelo de *Bangkok* (proceso detallado en el capítulo 3).

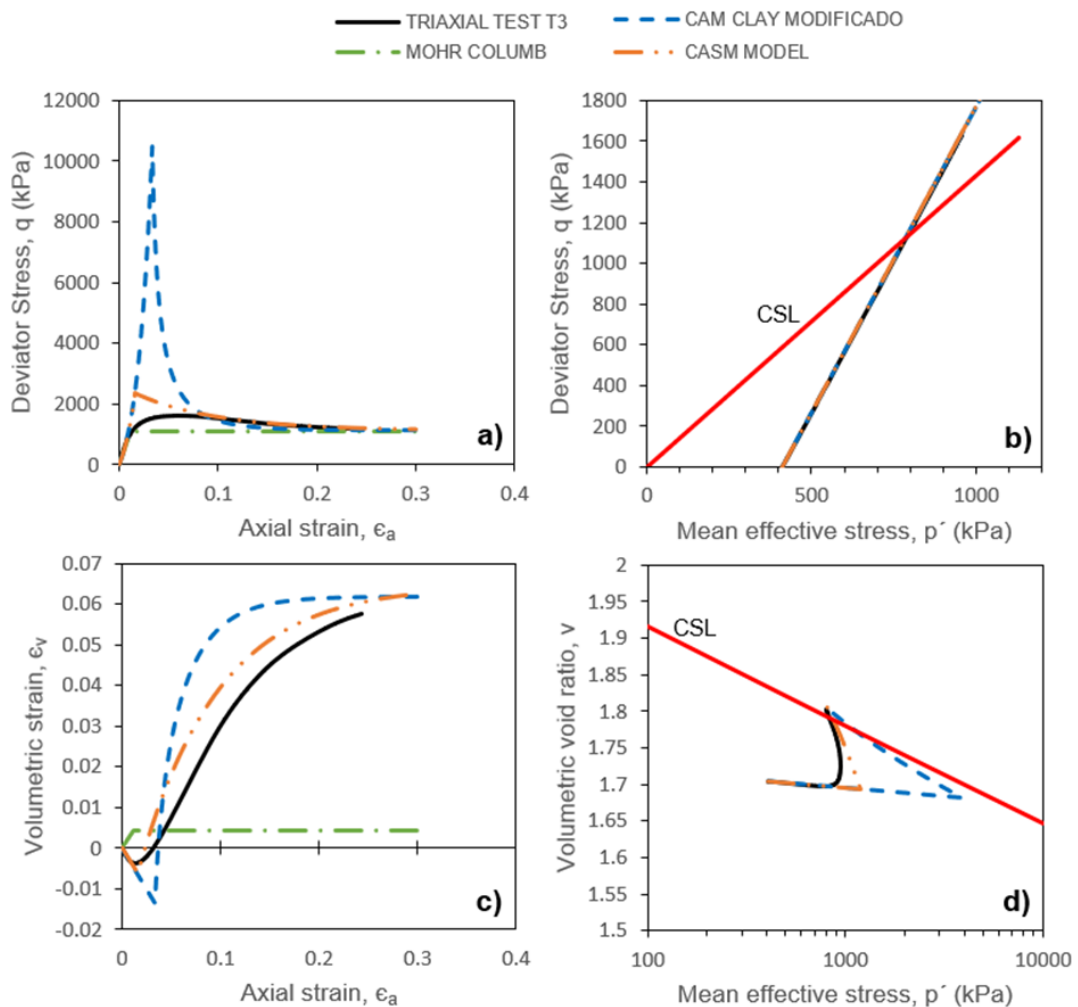


Figura 4.3 Resultados de calibración de la muestra T3 condición drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Columb, Cam Clay Modificado y CASM del suelo Fraser River

En la **Figura 4.3c**, la curva del triaxial genera inicialmente una compresión o contracción del suelo hasta una deformación volumétrica de 0.5% y 1.89% en deformación axial, luego el suelo comienza experimentar una expansión hasta alcanzar una deformación volumétrica positiva del 6 % con respecto a una deformación axial 23%. En este contexto, el modelo de MC no predice este comportamiento de contracción y expansión con su respectiva tendencia, ni tampoco el orden de magnitud del mismo, alcanzando deformaciones máximas volumétricas y constantes de 0.44%, por el contrario, los modelos constitutivos CCM y CASM si modelan la tendencia del suelo de la prueba de laboratorio, la diferencia esta que el modelo de CASM se adapta mucho mejor sin picos o cambios bruscos a la tendencia de la curva, es decir, presenta curvas más suavizadas, a

diferencia del CCM que si bien predice el comportamiento en el punto donde se genera la contracción del suelo sobre estima las deformaciones llegando a una deformación volumétrica de 1.5%, tres veces más que lo que se presenta como resultado para el modelo CASM y la data de laboratorio. Lo mismo sucede al comparar las curvas al momento que se genera la expansión.

Finalmente, en la **Figura 4.3d**, se observa que ambos modelos constitutivos, experimentan inicialmente una disminución de la relación de vacíos y luego aumenta, al estar la trayectoria del lado izquierdo de la línea CSL, confirma que este suelo es dilatante. Las relaciones de vacíos entre lo que se comprime y expande fluctúa entre 1.7 a 1.83. Adicional en el modelo de CCM, se observa claramente en el momento que se comprime alcanza un mayor desplazamiento hacia la derecha, obteniendo esfuerzos efectivos medios mayores en el orden de 3900 kPa, esto no ocurre en el caso del CASM, llegando a una presión media efectiva de 1200 kPa aproximadamente.

El ensayo T7 del suelo *Fraser River* refleja un comportamiento puramente contractivo definido por la tendencia y resultados obtenidos durante el ensayotriaxial, el mismo se detalla en la **Figura 4.4** este ensayo comienza con un esfuerzo de confinamiento inicial de 603 kPa con una relación volumétrica de vacíos inicial de 1.86.

En la **Figura 4.4a**, la prueba de laboratorio muestra un esfuerzo máximo desviador en el orden de 1600 kPa, adicional tiene una forma completamente cóncava hacia arriba, y casi ya llegando a la deformación axial del 30% se observa un pequeño decrecimiento, aunque en ese punto la trayectoria ya toca la CSL. Los tres modelos constitutivos predicen apropiadamente la resistencia del suelo. Sin embargo, únicamente el modelo CCM y el CASM siguen la forma de la curva, el CCM es el que más se acopla a la curva de laboratorio, sin embargo, al punto de falla a una deformación axial máxima, todos los modelos convergen a una misma resistencia cuyo valor es de aproximadamente 1600 kPa, aparte el modelo de MC predice la resistencia, pero no guarda relación a la forma.

En la trayectoria de esfuerzos en términos de “ p ” y “ q ” que se detalla en la **Figura 4.4b** se aprecia que ambos modelos junto con la trayectoria de test tienen la misma tendencia y pendiente, y que se interceptan con la CSL a un esfuerzo desviador de 1600 kPa y a un esfuerzo efectivo medio de 1100 kPa aproximadamente. Además, el incremento comienza con el mismo valor del confinamiento de 603 kPa.

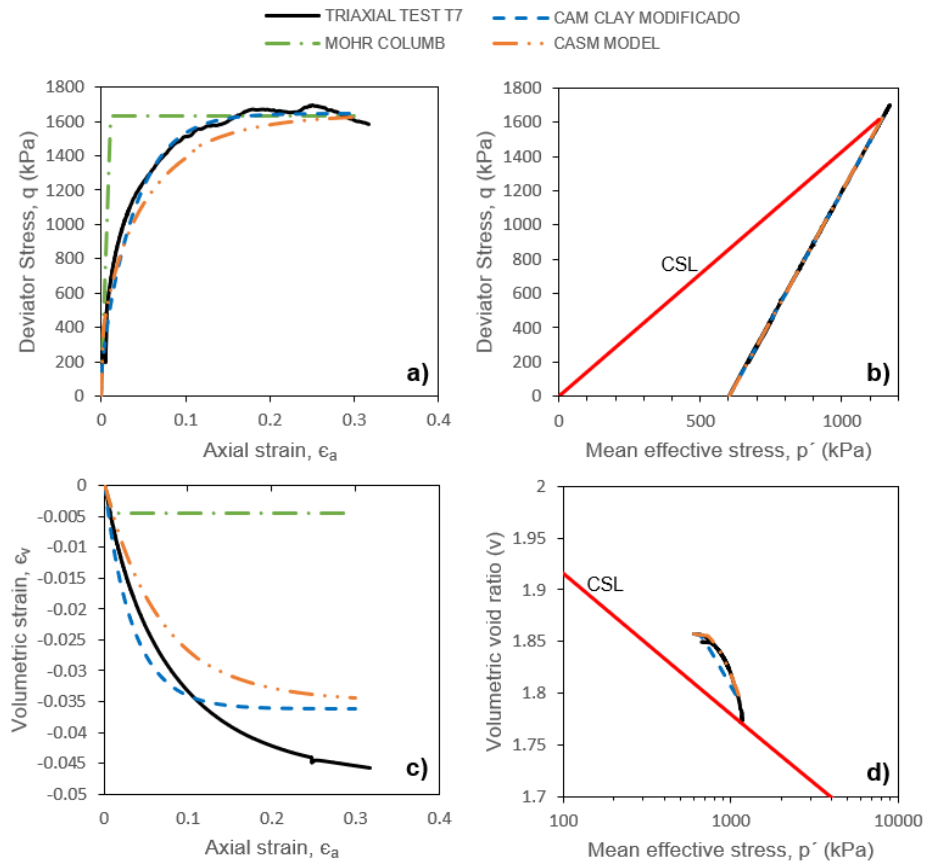


Figura 4.4 Resultados de calibración de la muestra T7 condición drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb, Cam-Clay Modificado y CASM del suelo Fraser River

En la **Figura 4.4c**, se define la deformación volumétrica dada por la trayectoria del triaxial (Test T7) cuyo valor de deformación es del 5% en el contexto volumétrico al 30% de la deformación axial máxima. Además, las curvas del CCM y CASM no perciben el mismo orden de magnitud, llegando a un ϵ_v del 3.5%, siendo el modelo que mejor se acomoda a la forma del ensayo es el modelo del CASM. Adicional, si se verifica el comportamiento del MC, el punto máximo de deformación que genera el modelo es del 0.5%, 10 veces que la medida del test, por lo tanto, es evidente que el modelo de MC no percibe muy bien el tema de deformación, pero es lo

contrario cuando se desea obtener resistencias. En este punto, el modelo obtiene resultados muy cercanos a lo medido.

Finalmente, en la **Figura 4.4d**, las trayectorias se encuentran del lado derecho de la CSL, por lo que es un indicador de ser un suelo contractivo. Además, se observa que solo existe contracción o reducción de la relación volumétrica de vacíos complementando lo asumido, en tal caso, la variación de vacíos comienza con un valor inicial de 1.85 y culmina en 1.77, aproximadamente. A su vez, esta contracción viene acompañada de un aumento de la presión media efectiva, generando el valor final de presión de 1200 kPa.

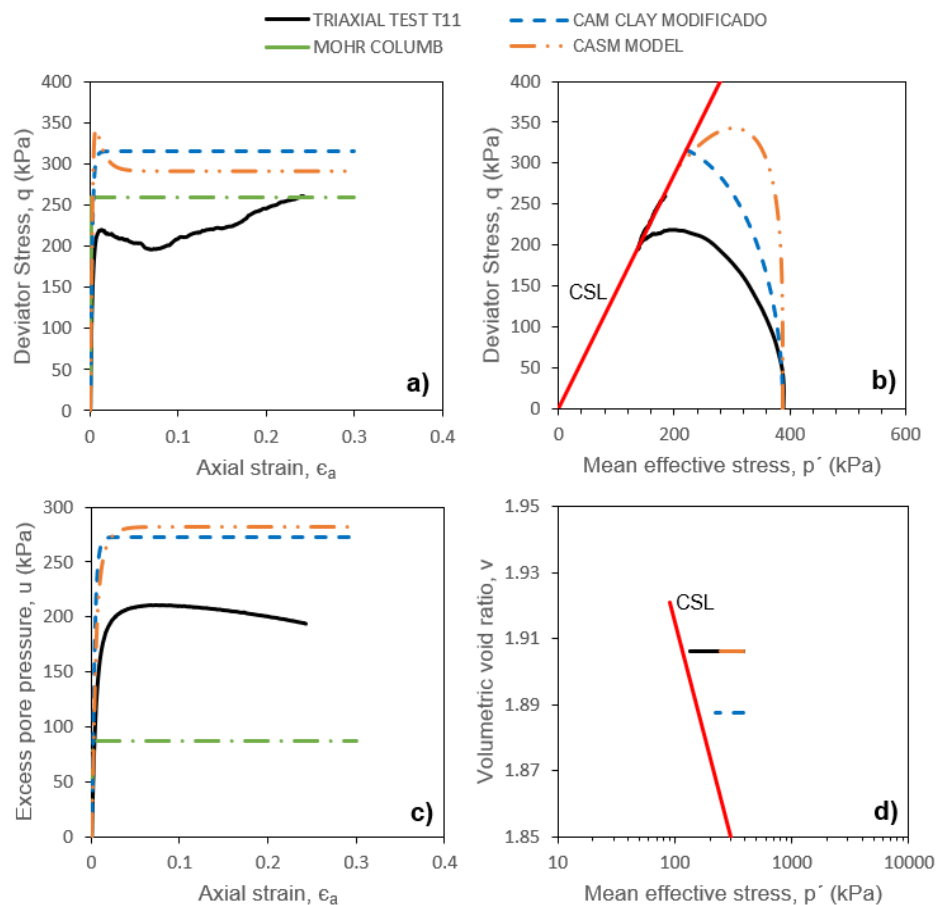


Figura 4.5 Resultados de calibración de la muestra T11 condición no drenada implementando los modelos constitutivos de Mohr Columb, Cam Clay Modificado y CASM del suelo Fraser River

Para culminar el análisis de resultados, en la **Figura 4.5** se detalla las curvas obtenidas para el ensayo T11 del suelo Fraser River, para una condición no drenada en donde no se permitirá variaciones volumétricas ni cambios en los

vacíos. En la **Figura 4.5a**, en la curva con color negro se proyecta la curva del test con su respectivo comportamiento ante incrementos de esfuerzos y de deformación, en ella se observa que, para un esfuerzo desviador de 225 kPa, los esfuerzos tienen un ligero cambio de pendiente, que decrece a un valor de 200 kPa congruente con una deformación axial del 9%. Sin embargo, a partir de este punto se genera un endurecimiento del suelo, aumentando el esfuerzo desviador a un valor a la falla de 260 kPa. Este valor final es detectado por el modelo constitutivo de MC a la falla, no obstante, este modelo no puede recrear los cambios de pendientes y endurecimientos generados en la prueba triaxial.

Tanto el CCM y el CASM sobreestiman la resistencia a corte o esfuerzo desviador, llegando a un valor de 275 kPa. En la **Figura 4.5b**, las trayectorias generadas con respecto a la curva del laboratorio para esta condición no drenada se encuentran un poco desacopladas, sin embargo, todas llegan a la línea de estados críticos.

En la **Figura 4.5c**, ningún modelo captura adecuadamente la curva del test, el modelo de MC subestima los valores y el CASM como el CCM sobreestiman las presiones de poro. Finalmente, al revisar las curvas obtenidas en la gráfica literal d, el único modelo que coincide con la trayectoria en términos de variación volumétrica de vacíos es el CASM, el modelo de CCM se encuentra un poco equidistante de 1.91 a 1.89

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la presente investigación se estudió el comportamiento de dos tipos de suelo naturales, en diferentes condiciones de drenaje. El primer suelo corresponde a la arcilla de Bangkok que fue caracterizada a partir de los resultados de 10 pruebas triaxiales isotrópicas contractivas. La particularidad de este suelo son las elevadas deformaciones volumétricas que se generan durante el corte. Adicionalmente, se estudió la arena homogénea Fraser River cuya variabilidad en los ensayos permitió observar comportamientos dilatantes y contractivos en diferentes condiciones de drenaje. Se utilizaron 10 ensayos para el análisis e interpretación de las calibraciones utilizando tres modelos constitutivos Mohr-Coulomb, Cam-Clay Modificado y el CASM (Clay and Sand model).

La selección de estos tipos de suelo se los realizó en plataformas de libre acceso como *Soil models Hub for Geotechnical Professionals* e *ICE Virtual Library essential engineering knowledge*, para el suelo de Bangkok y Fraser River respectivamente. En el caso del suelo arcilloso la plataforma contaba con diversos ensayos, seleccionando la muestra con más información referida a clasificación de suelo, propiedades geomecánicas básicas, ensayos edométricos y ensayos triaxiales en ambas condiciones de drenaje. Por otro lado, para la arena se optó por la data especificada en la revista geotécnica "*Principal stress rotation as cause of cyclic mobility*" hecha por *Michael Jefferies* y *Dawn Shuttle*.

Se implementó la plataforma numérica de MATLAB para construir una herramienta computacional capaz de aplicar diferentes modelos constitutivos mediante la implementación de códigos y enlaces de iteración. Con base en los conceptos de planos de falla la teoría del estado crítico se puede obtener el comportamiento del suelo en términos de:

- Esfuerzos desviadores con respecto a deformaciones axiales
- Trayectorias de esfuerzos generados por la relación entre esfuerzos desviadores y presiones medias efectivas.
- Variaciones volumétricas en donde se suman las deformaciones independientes (componentes radiales y verticalmente), todo esto relacionado a una deformación axial. Dicha representación permite visualizar si el suelo contrae o dilata al someterse a una presión externa, la cual puede generar un plano de falla en la muestra del suelo. Esta gráfica está asociada a ensayos drenados.
- Para el caso no drenado, no se producen variaciones volumétricas durante la fase de corte. Por lo tanto, en este tipo de ensayos se define la generación del exceso de presión de poros relacionado a las deformaciones axiales.
- Finalmente, relación de cambios de vacíos volumétricos $(1+e)$ con respecto a las presiones efectivas.

Como parte de la investigación es proveer al lector las codificaciones de los modelos constitutivos mencionados en el presente estudio, y estos sirvan como punto de partida para la recreación de nuevos modelos que partan de los mismos criterios de falla y propiedades al estado crítico. El modelo CASM tiene un módulo definido por Krenk (2000) en donde se definen nuevas variables para la calibración, incorporando un valor de "alpha" el cual permite definir un modelo con endurecimiento (Hardening Model). Adicional a esta variable el modelo CASM incorpora análisis cíclicos del suelo. Con esta amplia alternativa de los modelos y la aplicación de otros, se esperaría poder mejorar las calibraciones realizadas del presente estudio, con finalidad de entender de mejor manera el comportamiento del suelo, cuyas características son difíciles de predecir por su complejidad mineralógico.

También se realizó la validación de los modelos Mohr-Coulomb y Cam-Clay modificado comparando su respuesta con la obtenida del programa PLAXIS, esto dio como resultado para el modelo de MC una convergencia similar, con la excepción en la condición no drenada, ya que se obtuvo una diferencia menor al 6 % de lo obtenido en PLAXIS con respecto a los resultados del MATLAB, siendo este diferencial despreciable. Adicional se

empleó el mismo proceso para la verificación de CCM, en donde inicialmente para que converjan ambos modelos, se ingresó en el PLAXIS la relación de vacíos en vez de relación volumétrica de vacíos, en tal caso se realizó las consideraciones respectivas y se obtuvo magnitudes cercanas junto con las formas de las curvas. Del modelo CASM no se pudo realizar estas validaciones debido a que en la plataforma de PLAXIS no se encuentra definida en su base de datos de los modelos constitutivos, por lo tanto, para este modelo en particular se validó la codificación comparando los resultados reportados por Yu (1998).

Para la calibración de los datos de laboratorio del presente estudio se usaron para el suelo arcilloso 5 pruebas CID condición drenada a diferentes confinamientos, así mismo, 5 pruebas CIU condición no drenada y aparte correspondiente al suelo arenoso se adoptó 7 pruebas drenadas junto con 3 pruebas seleccionadas referentes a una condición sin drenaje. En estas pruebas se efectuó la calibración de los resultados experimentales obtenidos en el laboratorio, en donde principalmente se obtuvo parámetros de estado crítico, propiedades de los materiales y tendencias o comportamiento de los suelos. Estos valores fueron obtenidos en el capítulo 3 del presente informe. Con base en dichos parámetros se realizó la iteración de los modelos constitutivos en MATLAB, estos valores se resumen de la **Tabla 3.1** a la **Tabla 3.4** para los modelos de CCM y CASM, el modelo de MC no permite la iteración de parámetros por lo que se adoptó directamente los resultados de la calibración de los datos de laboratorio, en donde se determinó los valores de resistencia al corte no drenado, ángulo de fricción de partículas, módulos de elasticidad, planos de falla CSL, pendientes de las trayectorias, pendientes de re compresión, pendientes de la línea de falla, esfuerzos de pre consolidación inicial correlacionado al OCR del suelo entre otros.

5.1 Conclusiones

Con base en las calibraciones de los modelos y los resultados obtenidos comparando los diferentes modelos constitutivos con las pruebas triaxiales se concluye lo siguiente.

Modelo de Mohr Coulomb:

- El modelo predice muy bien la resistencia al corte del suelo al punto de falla, sin embargo, en este mismo contexto, al ser un modelo perfectamente plástico, no se acomoda a la forma de las curvas de laboratorio. Esto puede ser perjudicial porque puede darse el caso de que se desee conocer resistencias a ciertas deformaciones axiales y este sobrevalore o subestima los resultados.
- No es adecuado utilizarlo para medir deformaciones volumétricas, ya que el modelo tiende a subestimar los valores de deformación, este modelo no trabaja con conceptos ni criterios al estado crítico del suelo.
- Al utilizar el modelo en condiciones no drenadas, subestima los excesos de presiones poro, con respecto a lo medido de las pruebas de laboratorio.
- De manera general para las pruebas CD3, CU2, T3, T7 y T11 de ambos suelos el valor de esfuerzos desviador para estas condiciones drenadas y no drenadas, contractivas y dilatantes obtenidas son satisfactorios llegando siempre a la estabilización de la curva de laboratorio.

Modelo Cam Clay Modificado:

- Tomando de referencia los resultados de la prueba CD3 de la arcilla Bangkok, este modelo no logra capturar las grandes deformaciones generadas en este suelo, debido a la gran compresibilidad de la muestra.
- En la prueba CU2 se observa que también genera un sobre estimación de los valores de las presiones de poros, esto va muy relacionado a las características de del suelo BK y sus valores extremadamente altos comparados con otros tipos de suelos.
- En cambio, para las arenas con comportamiento dilatante, como es el caso de la muestra T3 en términos de magnitud captura muy bien las resistencias al corte y las deformaciones volumétricas, sin embargo, para este suelo dilatante

al tener relaciones de p_c (esfuerzo de pre consolidación) muy elevados, genera una distorsión en el modelo en el momento que va alcanzar el punto máximo de plastificación generando un incremento brusco sobreestimando a esa deformación la resistencia a corte. Este cambio puede ir asociado al momento que el suelo deja de comprimirse e inmediatamente se expande. De todas formas, el modelo logra converger a un punto de estabilización el cual coincide con la prueba de laboratorio.

- Adicional en los suelos dilatantes, el modelo logra predecir las tendencias de las deformaciones del suelo en el momento que se contrae y luego se expande.
- En suelo contractivos como es el caso de la prueba T7, considerando valores dentro de lo común, el modelo coincide en magnitud y forma, tanto en resistencia como deformación, pero a nivel de deformaciones volumétricas de acuerdo a lo observado en cierto punto el modelo cambia de pendiente, esto genera que no tenga la misma forma de trayectoria del test triaxial.
- En el caso de la condición no drenada de la arena, sobreestima los valores de resistencia y de presión de poros.

Modelo de CASM (Clay and Sand Model):

El modelo CASM trabaja con una regla de flujo no asociada, esto significa que el potencial plástico no coincide con la superficie de fluencia. Las deformaciones plásticas las cuales son producto de los esfuerzos inducidos son perpendiculares a la superficie de fluencia en el punto donde la trayectoria de esfuerzo al topar la superficie inicial de fluencia genera la expansión o plastificación de la misma. Esto genera que el modelo permita predecir mucho mejor el comportamiento y tendencia del suelo. A continuación, se resume las conclusiones obtenidas de los resultados:

- De similar manera que el modelo de CCM, no logra capturar correctamente la resistencia y deformación de las pruebas CD3 y CU2, debido al tipo de suelo compresible y a las propiedades elevadas de la arcilla de Bangkok. Para el caso particular de la prueba CU2 en condición no drenada, las resistencias a corte son sobreestimadas, mientras que en términos de presión de poros similar al modelo CCM, subestiman los valores tomando como guía lo obtenido de test triaxial.

- Con respecto al ensayo T3 de la arena en suelos dilatantes, este modelo captura muy bien la trayectoria de esfuerzos desviadores, así mismo para el caso de las deformaciones volumétricas permite adaptarse a la variación negativa y positiva del suelo, pero a diferencia del CCM, en este modelo no se generan esos picos abruptos productos de p_c alto, acomodándose de mejor forma a la curva del test.
- Referente al ensayo contractivo T7 de la arena, este modelo genera en términos de esfuerzo desviador con deformación axial, una curva cóncava acomodándose muy bien al test, sin embargo, a nivel de deformaciones volumétricas en magnitud subestiman los valores, sin embargo, a diferencia con el CCM este si guarda la misma trayectoria y forma del test medido.
- Los resultados de la muestra T11 indicó que los valores son sobreestimados en términos de resistencia y subestimados en magnitud de la presión de poros, similar a lo obtenido del modelo CCM.

Finalmente, los resultados obtenidos permiten contextualizar a los suelos, de manera que al tener suelos con características similares se puedan adoptar parámetros de estado crítico y propiedades iniciales, cuyos valores permitan simular con modelos constitutivos el comportamiento del suelo y este se asemeje a lo real.

5.2 Recomendaciones

- Se deberá establecer en futuras investigaciones correlaciones en función a las propiedades básicas del suelo, como son los límites de Atterberg, granulometría entre otras propiedades físicas, para la obtención de valores al estado crítico.
- En futuros proyectos se deberá generar nuevos modelos los cuales puedan predecir grandes deformaciones como es el caso de la arcilla de Bangkok cuyas características son particulares siendo muy distintas a lo que generalmente se encuentra en el suelo particularmente de la ciudad de Guayaquil.

- Con base en la codificación del CASM, desarrollar modelos más avanzados implementando un modelo con endurecimiento y consideraciones cíclicas del suelo.

BIBLIOGRAFÍA

- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1, 1089-11'09.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M., & Fruth, L. S. (1992). Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies. Laboratory Testing Program Soil Data Report. USA: *The Earth Technology Corporation*, 1(2).
- Atkinson, J. (1993). *An Introduction to The Mechanics of Soils And Foundations*. McGraw-Hill.
- Ayala, O. (2013). *Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de tierra blanca joven (TBJ)*. UES. [http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/5086/1/Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de tierra blanca joven %28TBJ%29%2C unidad G - copia %282%29.pdf](http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/5086/1/Aplicación%20de%20los%20modelos%20constitutivos%20para%20representar%20el%20comportamiento%20de%20tierra%20blanca%20joven%20%28TBJ%29%2C%20unidad%20G%20-%20copia%282%29.pdf)
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. In *Géotechnique*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>
- Bolognesi, A. (1988). Materiales granulares en condición no drenada. *X Cong. Arg. Mec. Suelos e Ing. Fundaciones.*, 1, 13–43.
- Camacho, J., & Reyes, O. (2005). Aplicación del modelo cam-clay modificado en arcillas reconstituidas del la sabana de Bogotá. *Revista Ingeniería de Construcción*, 20(1997).
- Chang, M. F., Teh, C. I., & Cao, L. F. (1999). Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 876–890. <https://doi.org/10.1139/t99-050>
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics* (7th ed.). CRC Press.
- Drucker, D. C., Gibson, R. E., & Henkel, D. J. (1957). Soil mechanics and work hardening theories of plasticity. *Trans. ASCE*, 122, 338–348.
- Hardin, B. O., & Black, W. L. (1966). Stand stiffness under various triaxial stresses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(SM2), 27–42.
- Hardin, B. O., & Black, W. L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(SM2), 353–369.
- Hardin, B. O., & Richart, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 89(SM1), 33–65.
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. Wiley. <https://www.wiley.com/en-us/Applied+Soil+Mechanics+with+ABAQUS+Applications+-p-9780471791072>
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. UK: Oxford University Press.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering* (P.-H. International (ed.)).

- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 1, 351–415.
- Khong, C. D. (2004). Khong, Cuong Doan (2004) Development and numerical evaluation of unified critical state models. PhD thesis, University of Nottingham. *PhD Thesis*.
- Klute, A. (1986). *Methods of Soil Analysis: Part 1 Physical and Mineralogical Methods* (2nd ed.). The American Society of Agronomy, Inc.
- Koh, T. (2010). Integration of Stress-Strain Rate Equations of CASM. *International Journal of Railway*, 3(4), 117–122. [http://www.ijr.or.kr/On_line/admin/files/\(117-122\)-015.pdf](http://www.ijr.or.kr/On_line/admin/files/(117-122)-015.pdf)
- Lade, P. (2016). *Triaxial Testing of Soils*. Wiley-Blackwell.
- Ledesma, O. (2013). *Calibración Del Cam Clay*. 55.
- Manzanal, D. G. (2008). *Modelo constitutivo basado en la teoría de la plasticidad generalizada con la incorporación de parámetros de estado para arenas saturadas y no saturadas*. Universidad Politécnica de Madrid.
- Mendoza, C., & Lizcano, A. (2010). Comportamiento anisotrópico de la arcilla de Bogotá. *XIII Congreso Colombiano de Geotecnia*.
- Nieto, A., Camacho, J., & Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y hardening soil en suelos arcillosos. *Revista de Ingenierías Universidad de Medellín*, 8(15), 75–91.
- Pestana, J. M., & Whittle, A. J. (1999). Formulation of a unified constitutive model for clays and sands. *Int. J. Number. Analyt. Meth. Geomech.*, 12(23), 1215–1243.
- PLAXIS. (2019). *PLAXIS 2D 2019 Reference Manual* (Build 10097 (ed.)).
- Rees, S. (2013). PART ONE: INTRODUCTION TO TRIAXIAL TESTING. In *GDS* (Issue Cd).
- Richart, F. E., Hall, J. R., & Woods, R. D. (1970). *Vibrations of Soils and Foundations*.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of “wet” clay. In J. Hetman & F. A. Leckie (Eds.), *Engineering Plasticity* (pp. 535–609). Cambridge University Press.
- Roscoe, K. H., & Schofield, A. N. (1963). Yielding of Clays in States Wetter than Critical. *Geotechnique*, 13(3), 211–240. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.3.211>
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8(1), 22–53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceeding of the Royal Society of London*, 500–527.
- Ruge, J. C., López, A., Molina-Gómez, F. A., da Cunha, R. P., & Colmenares, J. E. (2018). Numerical simulations of K_0 triaxial tests on collapsible porous clay. *Geotechnical Engineering*, 49(3), 73–81.
- Ruiz, A. (2005). *EFFECTOS DEL TIEMPO Y LA VELOCIDAD EN ARCILLAS*. Universidad de los Andes.
- Sánchez, J. (2015). *Ecuaciones constitutivas para el cálculo de deformaciones en arcillas sensitivas*. Universidad Nacional Autónoma de México-UNAM. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/6317/tesis.pdf?sequence=1>

- Schultze, E., & Moussa, A. (1961). Factors affecting the Compressibility of Sand. *Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1(2), 335–340.
- Sfriso, A. O. (2015). *Selección De Modelos Constitutivos Avanzados: Una Vista General*. 1, 1–17. https://www.srk.com/sites/default/files/file/ASfriso_ISRM_Seleccion_de_Modelos_Constitutivos_Avanzados_2015.pdf
- Stroud, M. A. (1971). The Behaviour of Sand at Low Stress Levels in the Simple Shear Apparatus. In *Cambridge University*.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, INC.
- Terzaghi, K., & Rendulic. (1936). The Shear Strength of Saturated Soils. *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1(2).
- Tresca, H. (1864). Comptes Rendus Acad. In *Sci. Paris* (Vol. 59).
- Valerio, O. (2011). Ensayos triaxiales para suelos. *Métodos y Materiales*, 1(1), 11.
- Vera-Grunauer, X. F. (2014). *Seismic Response of a Soft, High Plasticity, Diatomaceous Naturally Cemented Clay Deposit*. 910 pp.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36, 81–91.
- Villamil, F., & Lizcano, A. (2011). *Revisión e implementación de modelos constitutivos para suelos*. UNIANDES. <https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/11415/u468973.pdf?sequence=1>
- Vintimilla, C., & Avila, E. (2016). *Análisis de modelos constitutivos para representar el comportamiento de los suelos del sector las Orquideas de la ciudad de Cuenca, Ecuador*. AyTDiseño. https://administracionytecnologiaparaeldisenio.azc.uam.mx/publicaciones/anuario_2016/04.pdf
- Wood, D. M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. In *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. <https://doi.org/10.1201/9781351255400-1>
- Wroth, C. P. (1984). The Interpretation of in Situ Soil Test. *Géotechnique*, 34, 449–489. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.449>
- Yu, H. S. (1998). CASM: a unified state parameter model for clay and sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(8), 9. [https://doi.org/https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9853\(199808\)22:8<621::AID-NAG937>3.0.CO;2-8](https://doi.org/https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199808)22:8<621::AID-NAG937>3.0.CO;2-8)

ANEXOS

ANEXO 1
Data de laboratorio de ensayos drenados y no drenados
utilizados para presentación de resultados del suelo
Bangkok Soft Clay

ENSAYO TRIAXIAL CIU2 – NO DRENADO				
p' [kPa]	q [kPa]	Δe	σ_v	Δu
207	0	2,250	207,000	0,000
206,9343	0,5	2,250	207,500	0,232
206,8686	1	2,250	208,000	0,465
206,803	1,5	2,250	208,500	0,697
206,7373	2	2,250	209,000	0,929
206,6716	2,5	2,250	209,500	1,162
206,6059	3	2,250	210,000	1,394
206,5403	3,5	2,250	210,500	1,626
206,4746	4	2,250	211,000	1,859
206,4089	4,5	2,250	211,500	2,091
206,3432	5	2,250	212,000	2,323
206,2775	5,5	2,250	212,500	2,556
206,2119	6	2,250	213,000	2,788
206,1462	6,5	2,250	213,500	3,020
206,0805	7	2,250	214,000	3,253
206,0148	7,5	2,250	214,500	3,485
205,9492	8	2,250	215,000	3,717
205,8835	8,5	2,250	215,500	3,950
205,8178	9	2,250	216,000	4,182
205,7521	9,5	2,250	216,500	4,415
205,6741	10	2,250	217,000	4,659
205,5338	10,5	2,250	217,500	4,966
205,3936	11	2,250	218,000	5,273
205,2533	11,5	2,250	218,500	5,580
205,1131	12	2,250	219,000	5,887
204,9728	12,5	2,250	219,500	6,194
204,8326	13	2,250	220,000	6,501
204,6924	13,5	2,250	220,500	6,808
204,5521	14	2,250	221,000	7,115
204,4119	14,5	2,250	221,500	7,421
204,2716	15	2,250	222,000	7,728
204,1314	15,5	2,250	222,500	8,035
203,9911	16	2,250	223,000	8,342
203,8509	16,5	2,250	223,500	8,649
203,7106	17	2,250	224,000	8,956
203,5704	17,5	2,250	224,500	9,263
203,4301	18	2,250	225,000	9,570
203,2899	18,5	2,250	225,500	9,877
203,1497	19	2,250	226,000	10,184
203,0094	19,5	2,250	226,500	10,491
202,8692	20	2,250	227,000	10,797
202,7289	20,5	2,250	227,500	11,104

202,5887	21	2,250	228,000	11,411
202,4484	21,5	2,250	228,500	11,718
202,3082	22	2,250	229,000	12,025
202,1679	22,5	2,250	229,500	12,332
201,9816	23	2,250	230,000	12,685
201,7921	23,5	2,250	230,500	13,041
201,6027	24	2,250	231,000	13,397
201,4132	24,5	2,250	231,500	13,753
201,2237	25	2,250	232,000	14,110
201,0342	25,5	2,250	232,500	14,466
200,8447	26	2,250	233,000	14,822
200,6552	26,5	2,250	233,500	15,178
200,4657	27	2,250	234,000	15,534
200,2762	27,5	2,250	234,500	15,890
200,0867	28	2,250	235,000	16,247
199,8972	28,5	2,250	235,500	16,603
199,7078	29	2,250	236,000	16,959
199,5183	29,5	2,250	236,500	17,315
199,3288	30	2,250	237,000	17,671
199,145	30,5	2,250	237,500	18,022
198,9642	31	2,250	238,000	18,369
198,7835	31,5	2,250	238,500	18,717
198,6027	32	2,250	239,000	19,064
198,4219	32,5	2,250	239,500	19,411
198,2412	33	2,250	240,000	19,759
198,0604	33,5	2,250	240,500	20,106
197,8796	34	2,250	241,000	20,454
197,6988	34,5	2,250	241,500	20,801
197,5181	35	2,250	242,000	21,149
197,3373	35,5	2,250	242,500	21,496
197,1565	36	2,250	243,000	21,844
196,9757	36,5	2,250	243,500	22,191
196,795	37	2,250	244,000	22,538
196,6142	37,5	2,250	244,500	22,886
196,4334	38	2,250	245,000	23,233
196,2527	38,5	2,250	245,500	23,581
196,0719	39	2,250	246,000	23,928
195,8911	39,5	2,250	246,500	24,276
195,7103	40	2,250	247,000	24,623
195,5296	40,5	2,250	247,500	24,970
195,3488	41	2,250	248,000	25,318
195,168	41,5	2,250	248,500	25,665
194,9872	42	2,250	249,000	26,013
194,7931	42,5	2,250	249,500	26,374

194,5727	43	2,250	250,000	26,761
194,3523	43,5	2,250	250,500	27,148
194,1319	44	2,250	251,000	27,535
193,9115	44,5	2,250	251,500	27,922
193,6911	45	2,250	252,000	28,309
193,4708	45,5	2,250	252,500	28,696
193,2504	46	2,250	253,000	29,083
193,03	46,5	2,250	253,500	29,470
192,8096	47	2,250	254,000	29,857
192,5892	47,5	2,250	254,500	30,244
192,3688	48	2,250	255,000	30,631
192,1484	48,5	2,250	255,500	31,018
191,928	49	2,250	256,000	31,405
191,7012	49,5	2,250	256,500	31,799
191,4645	50	2,250	257,000	32,202
191,2278	50,5	2,250	257,500	32,606
190,9911	51	2,250	258,000	33,009
190,7544	51,5	2,250	258,500	33,412
190,5177	52	2,250	259,000	33,816
190,281	52,5	2,250	259,500	34,219
190,0443	53	2,250	260,000	34,622
189,8076	53,5	2,250	260,500	35,026
189,5708	54	2,250	261,000	35,429
189,3341	54,5	2,250	261,500	35,833
189,0974	55	2,250	262,000	36,236
188,8607	55,5	2,250	262,500	36,639
188,624	56	2,250	263,000	37,043
188,3873	56,5	2,250	263,500	37,446
188,1506	57	2,250	264,000	37,849
187,9139	57,5	2,250	264,500	38,253
187,6772	58	2,250	265,000	38,656
187,4405	58,5	2,250	265,500	39,060
187,1823	59	2,250	266,000	39,484
186,9193	59,5	2,250	266,500	39,914
186,6564	60	2,250	267,000	40,344
186,3934	60,5	2,250	267,500	40,773
186,1304	61	2,250	268,000	41,203
185,8675	61,5	2,250	268,500	41,633
185,6045	62	2,250	269,000	42,062
185,3416	62,5	2,250	269,500	42,492
185,0786	63	2,250	270,000	42,921
184,8146	63,5	2,250	270,500	43,352
184,5504	64	2,250	271,000	43,783
184,2862	64,5	2,250	271,500	44,214

184,022	65	2,250	272,000	44,645
183,7578	65,5	2,250	272,500	45,076
183,4935	66	2,250	273,000	45,507
183,2293	66,5	2,250	273,500	45,937
182,9651	67	2,250	274,000	46,368
182,7009	67,5	2,250	274,500	46,799
182,4367	68	2,250	275,000	47,230
182,1725	68,5	2,250	275,500	47,661
181,9074	69	2,250	276,000	48,093
181,639	69,5	2,250	276,500	48,528
181,3706	70	2,250	277,000	48,963
181,1022	70,5	2,250	277,500	49,398
180,8338	71	2,250	278,000	49,833
180,5653	71,5	2,250	278,500	50,268
180,2969	72	2,250	279,000	50,703
180,0285	72,5	2,250	279,500	51,138
179,7601	73	2,250	280,000	51,573
179,4917	73,5	2,250	280,500	52,008
179,2233	74	2,250	281,000	52,443
178,9549	74,5	2,250	281,500	52,878
178,6748	75	2,250	282,000	53,325
178,3553	75,5	2,250	282,500	53,811
178,0358	76	2,250	283,000	54,298
177,7163	76,5	2,250	283,500	54,784
177,3968	77	2,250	284,000	55,270
177,0773	77,5	2,250	284,500	55,756
176,7578	78	2,250	285,000	56,242
176,4383	78,5	2,250	285,500	56,728
176,1187	79	2,250	286,000	57,215
175,7992	79,5	2,250	286,500	57,701
175,4797	80	2,250	287,000	58,187
175,1602	80,5	2,250	287,500	58,673
174,8429	81	2,250	288,000	59,157
174,527	81,5	2,250	288,500	59,640
174,2112	82	2,250	289,000	60,122
173,8954	82,5	2,250	289,500	60,605
173,5795	83	2,250	290,000	61,087
173,2637	83,5	2,250	290,500	61,570
172,9478	84	2,250	291,000	62,052
172,632	84,5	2,250	291,500	62,535
172,3162	85	2,250	292,000	63,017
172,0003	85,5	2,250	292,500	63,500
171,6845	86	2,250	293,000	63,982
171,3686	86,5	2,250	293,500	64,465

171,0399	87	2,250	294,000	64,960
170,6743	87,5	2,250	294,500	65,492
170,3087	88	2,250	295,000	66,025
169,9431	88,5	2,250	295,500	66,557
169,5776	89	2,250	296,000	67,089
169,212	89,5	2,250	296,500	67,621
168,8464	90	2,250	297,000	68,154
168,4808	90,5	2,250	297,500	68,686
168,1152	91	2,250	298,000	69,218
167,7496	91,5	2,250	298,500	69,750
167,384	92	2,250	299,000	70,283
167,0184	92,5	2,250	299,500	70,815
166,6198	93	2,250	300,000	71,380
166,2014	93,5	2,250	300,500	71,965
165,7829	94	2,250	301,000	72,550
165,3645	94,5	2,250	301,500	73,136
164,946	95	2,250	302,000	73,721
164,5276	95,5	2,250	302,500	74,306
164,1091	96	2,250	303,000	74,891
163,6907	96,5	2,250	303,500	75,476
163,2722	97	2,250	304,000	76,061
162,8538	97,5	2,250	304,500	76,646
162,4353	98	2,250	305,000	77,231
161,9922	98,5	2,250	305,500	77,841
161,538	99	2,250	306,000	78,462
161,0838	99,5	2,250	306,500	79,083
160,6296	100	2,250	307,000	79,704
160,1754	100,5	2,250	307,500	80,325
159,7211	101	2,250	308,000	80,946
159,2669	101,5	2,250	308,500	81,566
158,8127	102	2,250	309,000	82,187
158,3585	102,5	2,250	309,500	82,808
157,8778	103	2,250	310,000	83,456
157,3867	103,5	2,250	310,500	84,113
156,8956	104	2,250	311,000	84,771
156,4045	104,5	2,250	311,500	85,429
155,9134	105	2,250	312,000	86,087
155,4223	105,5	2,250	312,500	86,744
154,9312	106	2,250	313,000	87,402
154,4401	106,5	2,250	313,500	88,060
153,949	107	2,250	314,000	88,718
153,4579	107,5	2,250	314,500	89,375
152,9668	108	2,250	315,000	90,033
152,445	108,5	2,250	315,500	90,722

151,8702	109	2,250	316,000	91,463
151,2954	109,5	2,250	316,500	92,205
150,7206	110	2,250	317,000	92,946
150,1458	110,5	2,250	317,500	93,688
149,571	111	2,250	318,000	94,429
148,9962	111,5	2,250	318,500	95,170
148,4213	112	2,250	319,000	95,912
147,8446	112,5	2,250	319,500	96,655
147,2496	113	2,250	320,000	97,417
146,6546	113,5	2,250	320,500	98,179
146,0596	114	2,250	321,000	98,940
145,4647	114,5	2,250	321,500	99,702
144,8697	115	2,250	322,000	100,464
144,2747	115,5	2,250	322,500	101,225
143,6797	116	2,250	323,000	101,987
143,0449	116,5	2,250	323,500	102,788
142,0759	117	2,250	324,000	103,924
141,1069	117,5	2,250	324,500	105,060
140,1379	118	2,250	325,000	106,195
139,169	118,5	2,250	325,500	107,331
138,2	119	2,250	326,000	108,467
137,231	119,5	2,250	326,500	109,602
136,3877	120	2,250	327,000	110,612
135,5761	120,5	2,250	327,500	111,591
134,7644	121	2,250	328,000	112,569
133,9528	121,5	2,250	328,500	113,547
133,1411	122	2,250	329,000	114,526
132,0155	122,5	2,250	329,500	115,818
130,8223	123	2,250	330,000	117,178
129,6291	123,5	2,250	330,500	118,538
128,4024	124	2,250	331,000	119,931
126,9001	124,5	2,250	331,500	121,600
125,3977	125	2,250	332,000	123,269
122,76	125,5	2,250	332,500	126,073
119,7149	126	2,250	333,000	129,285
117,4606	126,5	2,250	333,500	131,706
115,3842	127	2,250	334,000	133,949
114,9355	127,108	2,250	334,108	134,434
112,0884	127	2,250	334,000	137,245
110,774	126,5	2,250	333,500	138,393
109,6619	126	2,250	333,000	139,338
109,0452	125,5	2,250	332,500	139,788
108,4285	125	2,250	332,000	140,238
107,7403	124,5	2,250	331,500	140,760

106,6565	124	2,250	331,000	141,677
105,5728	123,5	2,250	330,500	142,594
104,4891	123	2,250	330,000	143,511
103,6529	122,614	2,250	329,614	144,218

ENSAYO TRIAXIAL CID 3 - DRENADO					
sigrad' [kPa]	q [kPa]	p (Kpa)	epv=dV/V0 [%]	Δe	σv
276	0,000	276,00	0,000	1,698	276,00
276	8,278	278,76	0,107	1,695	284,28
276	16,555	281,52	0,215	1,692	292,56
276	23,542	283,85	0,322	1,689	299,54
276	28,679	285,56	0,429	1,686	304,68
276	33,816	287,27	0,536	1,683	309,82
276	38,920	288,97	0,636	1,681	314,92
276	41,594	289,86	0,726	1,678	317,59
276	44,267	290,76	0,816	1,676	320,27
276	46,940	291,65	0,906	1,673	322,94
276	49,614	292,54	0,996	1,671	325,61
276	52,287	293,43	1,086	1,668	328,29
276	55,040	294,35	1,177	1,666	331,04
276	57,888	295,30	1,270	1,663	333,89
276	60,736	296,25	1,363	1,661	336,74
276	63,584	297,19	1,457	1,658	339,58
276	66,432	298,14	1,550	1,656	342,43
276	69,280	299,09	1,634	1,654	345,28
276	72,128	300,04	1,711	1,652	348,13
276	74,797	300,93	1,789	1,649	350,80
276	76,872	301,62	1,866	1,647	352,87
276	78,947	302,32	1,943	1,645	354,95
276	81,022	303,01	2,021	1,643	357,02
276	83,097	303,70	2,098	1,641	359,10
276	85,172	304,39	2,176	1,639	361,17
276	87,100	305,03	2,253	1,637	363,10
276	88,682	305,56	2,335	1,635	364,68
276	90,265	306,09	2,418	1,632	366,26
276	91,847	306,62	2,501	1,630	367,85
276	93,430	307,14	2,584	1,628	369,43
276	95,012	307,67	2,668	1,626	371,01
276	96,595	308,20	2,751	1,623	372,59
276	98,177	308,73	2,834	1,621	374,18
276	99,760	309,25	2,910	1,619	375,76
276	101,342	309,78	2,981	1,617	377,34
276	102,780	310,26	3,052	1,615	378,78
276	104,204	310,73	3,122	1,613	380,20

276	105,628	311,21	3,193	1,612	381,63
276	107,052	311,68	3,264	1,610	383,05
276	108,476	312,16	3,335	1,608	384,48
276	109,900	312,63	3,406	1,606	385,90
276	111,324	313,11	3,476	1,604	387,32
276	112,898	313,63	3,550	1,602	388,90
276	114,541	314,18	3,632	1,600	390,54
276	116,184	314,73	3,715	1,597	392,18
276	117,827	315,28	3,797	1,595	393,83
276	119,470	315,82	3,879	1,593	395,47
276	121,113	316,37	3,962	1,591	397,11
276	122,756	316,92	4,044	1,589	398,76
276	124,399	317,47	4,127	1,586	400,40
276	126,042	318,01	4,203	1,584	402,04
276	127,685	318,56	4,274	1,582	403,68
276	129,353	319,12	4,344	1,581	405,35
276	131,393	319,80	4,415	1,579	407,39
276	133,432	320,48	4,485	1,577	409,43
276	135,472	321,16	4,556	1,575	411,47
276	137,512	321,84	4,626	1,573	413,51
276	139,497	322,50	4,697	1,571	415,50
276	141,279	323,09	4,767	1,569	417,28
276	143,061	323,69	4,834	1,567	419,06
276	144,843	324,28	4,898	1,566	420,84
276	146,625	324,88	4,962	1,564	422,63
276	148,408	325,47	5,026	1,562	424,41
276	150,190	326,06	5,091	1,560	426,19
276	151,972	326,66	5,155	1,559	427,97
276	153,754	327,25	5,219	1,557	429,75
276	155,412	327,80	5,284	1,555	431,41
276	156,855	328,29	5,348	1,553	432,86
276	158,298	328,77	5,409	1,552	434,30
276	159,741	329,25	5,463	1,550	435,74
276	161,184	329,73	5,517	1,549	437,18
276	162,627	330,21	5,571	1,547	438,63
276	164,071	330,69	5,625	1,546	440,07
276	165,500	331,17	5,679	1,545	441,50
276	166,929	331,64	5,733	1,543	442,93
276	168,358	332,12	5,787	1,542	444,36
276	169,787	332,60	5,841	1,540	445,79
276	171,216	333,07	5,898	1,539	447,22
276	172,645	333,55	5,960	1,537	448,64
276	174,074	334,02	6,021	1,535	450,07
276	175,503	334,50	6,082	1,534	451,50

276	176,932	334,98	6,143	1,532	452,93
276	178,361	335,45	6,204	1,530	454,36
276	179,790	335,93	6,265	1,529	455,79
276	181,219	336,41	6,326	1,527	457,22
276	182,648	336,88	6,388	1,525	458,65
276	184,053	337,35	6,455	1,524	460,05
276	185,430	337,81	6,526	1,522	461,43
276	186,808	338,27	6,596	1,520	462,81
276	188,185	338,73	6,666	1,518	464,19
276	189,563	339,19	6,736	1,516	465,56
276	190,940	339,65	6,806	1,514	466,94
276	192,318	340,11	6,876	1,512	468,32
276	193,600	340,53	6,946	1,510	469,60
276	194,808	340,94	7,009	1,509	470,81
276	196,015	341,34	7,063	1,507	472,02
276	197,223	341,74	7,117	1,506	473,22
276	198,431	342,14	7,172	1,504	474,43
276	199,639	342,55	7,226	1,503	475,64
276	200,846	342,95	7,281	1,501	476,85
276	202,054	343,35	7,335	1,500	478,05
276	203,262	343,75	7,389	1,498	479,26
276	204,469	344,16	7,444	1,497	480,47
276	205,677	344,56	7,498	1,495	481,68
276	206,885	344,96	7,553	1,494	482,88
276	208,092	345,36	7,608	1,492	484,09
276	209,300	345,77	7,676	1,491	485,30
276	210,492	346,16	7,745	1,489	486,49
276	211,407	346,47	7,813	1,487	487,41
276	212,322	346,77	7,881	1,485	488,32
276	213,237	347,08	7,949	1,483	489,24
276	214,152	347,38	8,018	1,481	490,15
276	215,067	347,69	8,086	1,480	491,07
276	215,981	347,99	8,138	1,478	491,98
276	216,896	348,30	8,186	1,477	492,90
276	217,793	348,60	8,234	1,476	493,79
276	218,689	348,90	8,282	1,474	494,69
276	219,584	349,19	8,330	1,473	495,58
276	220,480	349,49	8,378	1,472	496,48
276	221,376	349,79	8,426	1,470	497,38
276	222,271	350,09	8,475	1,469	498,27
276	223,167	350,39	8,523	1,468	499,17
276	224,062	350,69	8,571	1,466	500,06
276	224,958	350,99	8,618	1,465	500,96
276	225,849	351,28	8,664	1,464	501,85

276	226,731	351,58	8,710	1,463	502,73
276	227,613	351,87	8,756	1,461	503,61
276	228,496	352,17	8,802	1,460	504,50
276	229,378	352,46	8,848	1,459	505,38
276	230,260	352,75	8,894	1,458	506,26
276	231,142	353,05	8,940	1,457	507,14
276	232,024	353,34	8,986	1,455	508,02
276	232,906	353,64	9,032	1,454	508,91
276	233,789	353,93	9,078	1,453	509,79
276	234,671	354,22	9,124	1,452	510,67
276	235,553	354,52	9,171	1,450	511,55
276	236,435	354,81	9,217	1,449	512,44
276	237,317	355,11	9,264	1,448	513,32
276	238,196	355,40	9,311	1,447	514,20
276	239,073	355,69	9,358	1,445	515,07
276	239,949	355,98	9,405	1,444	515,95
276	240,825	356,28	9,452	1,443	516,83
276	241,702	356,57	9,499	1,441	517,70
276	242,578	356,86	9,546	1,440	518,58
276	243,454	357,15	9,593	1,439	519,45
276	244,331	357,44	9,639	1,438	520,33
276	245,207	357,74	9,681	1,437	521,21
276	246,157	358,05	9,723	1,435	522,16
276	247,140	358,38	9,766	1,434	523,14
276	248,124	358,71	9,808	1,433	524,12
276	249,108	359,04	9,850	1,432	525,11
276	250,092	359,36	9,892	1,431	526,09
276	251,075	359,69	9,934	1,430	527,08
276	252,059	360,02	9,977	1,429	528,06
276	253,043	360,35	10,019	1,427	529,04
276	254,069	360,69	10,061	1,426	530,07
276	255,132	361,04	10,103	1,425	531,13
276	256,195	361,40	10,146	1,424	532,19
276	257,258	361,75	10,187	1,423	533,26
276	258,320	362,11	10,229	1,422	534,32
276	259,383	362,46	10,270	1,421	535,38
276	260,446	362,82	10,311	1,420	536,45
276	261,509	363,17	10,353	1,418	537,51
276	262,511	363,50	10,394	1,417	538,51
276	263,439	363,81	10,436	1,416	539,44
276	264,368	364,12	10,477	1,415	540,37
276	265,296	364,43	10,518	1,414	541,30
276	266,225	364,74	10,560	1,413	542,22
276	267,153	365,05	10,601	1,412	543,15

276	268,082	365,36	10,643	1,411	544,08
276	269,010	365,67	10,684	1,409	545,01
276	269,938	365,98	10,726	1,408	545,94
276	270,892	366,30	10,767	1,407	546,89
276	272,025	366,67	10,808	1,406	548,02
276	273,158	367,05	10,849	1,405	549,16
276	274,291	367,43	10,890	1,404	550,29
276	275,424	367,81	10,931	1,403	551,42
276	276,558	368,19	10,973	1,402	552,56
276	277,691	368,56	11,014	1,401	553,69
276	278,824	368,94	11,055	1,399	554,82
276	279,880	369,29	11,096	1,398	555,88
276	280,699	369,57	11,137	1,397	556,70
276	281,518	369,84	11,178	1,396	557,52
276	282,337	370,11	11,219	1,395	558,34
276	283,156	370,39	11,260	1,394	559,16
276	283,975	370,66	11,302	1,393	559,98
276	284,794	370,93	11,343	1,392	560,79
276	285,613	371,20	11,384	1,391	561,61
276	286,432	371,48	11,425	1,389	562,43
276	287,251	371,75	11,466	1,388	563,25
276	287,990	372,00	11,507	1,387	563,99
276	288,715	372,24	11,542	1,386	564,72
276	289,441	372,48	11,577	1,385	565,44
276	290,167	372,72	11,612	1,384	566,17
276	290,892	372,96	11,648	1,383	566,89
276	291,618	373,21	11,683	1,383	567,62
276	292,344	373,45	11,718	1,382	568,34
276	293,069	373,69	11,753	1,381	569,07
276	293,795	373,93	11,788	1,380	569,80
276	294,521	374,17	11,824	1,379	570,52
276	295,246	374,42	11,859	1,378	571,25
276	295,972	374,66	11,894	1,377	571,97
276	296,668	374,89	11,929	1,376	572,67
276	297,340	375,11	11,964	1,375	573,34
276	298,013	375,34	12,000	1,374	574,01
276	298,686	375,56	12,036	1,373	574,69
276	299,358	375,79	12,072	1,372	575,36
276	300,031	376,01	12,108	1,371	576,03
276	300,703	376,23	12,144	1,370	576,70
276	301,376	376,46	12,180	1,369	577,38
276	302,048	376,68	12,216	1,368	578,05
276	302,721	376,91	12,252	1,367	578,72
276	303,394	377,13	12,288	1,366	579,39

276	304,066	377,36	12,324	1,365	580,07
276	304,739	377,58	12,359	1,364	580,74
276	305,415	377,81	12,395	1,363	581,42
276	306,101	378,03	12,431	1,362	582,10
276	306,787	378,26	12,467	1,361	582,79
276	307,473	378,49	12,503	1,360	583,47
276	308,159	378,72	12,539	1,359	584,16
276	308,845	378,95	12,574	1,358	584,85
276	309,531	379,18	12,610	1,358	585,53
276	310,217	379,41	12,645	1,357	586,22
276	310,903	379,63	12,681	1,356	586,90
276	311,613	379,87	12,716	1,355	587,61
276	312,427	380,14	12,752	1,354	588,43
276	313,242	380,41	12,788	1,353	589,24
276	314,056	380,69	12,823	1,352	590,06
276	314,870	380,96	12,859	1,351	590,87
276	315,684	381,23	12,890	1,350	591,68
276	316,499	381,50	12,920	1,349	592,50
276	317,313	381,77	12,950	1,348	593,31
276	318,127	382,04	12,980	1,348	594,13
276	318,941	382,31	13,009	1,347	594,94
276	319,756	382,59	13,039	1,346	595,76
276	320,570	382,86	13,069	1,345	596,57
276	321,384	383,13	13,099	1,344	597,38
276	322,199	383,40	13,129	1,344	598,20
276	323,013	383,67	13,158	1,343	599,01
276	323,908	383,97	13,188	1,342	599,91
276	324,809	384,27	13,218	1,341	600,81
276	325,709	384,57	13,247	1,340	601,71
276	326,609	384,87	13,276	1,340	602,61
276	327,510	385,17	13,304	1,339	603,51
276	328,406	385,47	13,333	1,338	604,41
276	329,043	385,68	13,362	1,337	605,04
276	329,680	385,89	13,390	1,336	605,68
276	330,317	386,11	13,419	1,336	606,32
276	330,954	386,32	13,448	1,335	606,95
276	331,591	386,53	13,476	1,334	607,59
276	332,228	386,74	13,505	1,333	608,23
276	332,865	386,96	13,534	1,333	608,87
276	333,502	387,17	13,562	1,332	609,50
276	334,140	387,38	13,589	1,331	610,14
276	334,697	387,57	13,616	1,330	610,70
276	334,933	387,64	13,642	1,330	610,93
276	335,169	387,72	13,669	1,329	611,17

276	335,405	387,80	13,696	1,328	611,40
276	335,640	387,88	13,722	1,328	611,64
276	335,876	387,96	13,749	1,327	611,88
276	336,112	388,04	13,776	1,326	612,11
276	336,348	388,12	13,802	1,325	612,35
276	336,583	388,19	13,829	1,325	612,58
276	336,819	388,27	13,856	1,324	612,82
276	337,055	388,35	13,882	1,323	613,06
276	337,291	388,43	13,909	1,322	613,29
276	337,544	388,51	13,936	1,322	613,54
276	337,800	388,60	13,962	1,321	613,80
276	338,056	388,69	13,989	1,320	614,06
276	338,312	388,77	14,015	1,320	614,31
276	338,568	388,86	14,040	1,319	614,57
276	338,824	388,94	14,065	1,318	614,82
276	339,080	389,03	14,090	1,318	615,08
276	339,336	389,11	14,115	1,317	615,34
276	339,538	389,18	14,140	1,316	615,54
276	339,720	389,24	14,165	1,316	615,72
276	339,902	389,30	14,190	1,315	615,90
276	340,084	389,36	14,215	1,314	616,08
276	340,266	389,42	14,241	1,314	616,27
276	340,448	389,48	14,266	1,313	616,45
276	340,630	389,54	14,290	1,312	616,63
276	340,812	389,60	14,313	1,312	616,81
276	341,090	389,70	14,337	1,311	617,09
276	341,384	389,79	14,360	1,310	617,38
276	341,679	389,89	14,383	1,310	617,68
276	341,973	389,99	14,406	1,309	617,97
276	342,268	390,09	14,429	1,308	618,27
276	342,563	390,19	14,453	1,308	618,56
276	342,857	390,29	14,476	1,307	618,86
276	343,152	390,38	14,499	1,307	619,15
276	343,446	390,48	14,522	1,306	619,45
276	343,741	390,58	14,545	1,305	619,74
276	344,035	390,68	14,569	1,305	620,04
276	344,426	390,81	14,592	1,304	620,43
276	344,841	390,95	14,615	1,303	620,84
276	345,256	391,09	14,638	1,303	621,26
276	345,672	391,22	14,661	1,302	621,67
276	346,087	391,36	14,684	1,302	622,09
276	346,502	391,50	14,707	1,301	622,50
276	346,917	391,64	14,730	1,300	622,92
276	347,332	391,78	14,752	1,300	623,33

276	347,748	391,92	14,775	1,299	623,75
276	348,167	392,06	14,798	1,298	624,17
276	348,586	392,20	14,821	1,298	624,59
276	349,005	392,33	14,844	1,297	625,00
276	349,423	392,47	14,867	1,297	625,42
276	349,842	392,61	14,889	1,296	625,84
276	350,261	392,75	14,912	1,295	626,26
276	350,680	392,89	14,935	1,295	626,68
276	351,099	393,03	14,958	1,294	627,10
276	351,518	393,17	14,981	1,294	627,52
276	351,870	393,29	15,004	1,293	627,87
276	352,210	393,40	15,027	1,292	628,21
276	352,549	393,52	15,051	1,292	628,55
276	352,889	393,63	15,075	1,291	628,89
276	353,229	393,74	15,099	1,290	629,23
276	353,568	393,86	15,123	1,290	629,57
276	353,908	393,97	15,147	1,289	629,91
276	354,248	394,08	15,171	1,288	630,25
276	354,589	394,20	15,195	1,288	630,59
276	354,937	394,31	15,219	1,287	630,94
276	355,285	394,43	15,243	1,287	631,28
276	355,632	394,54	15,267	1,286	631,63
276	355,980	394,66	15,290	1,285	631,98
276	356,328	394,78	15,314	1,285	632,33
276	356,676	394,89	15,338	1,284	632,68
276	357,023	395,01	15,362	1,283	633,02
276	357,371	395,12	15,386	1,283	633,37
276	357,719	395,24	15,410	1,282	633,72
276	358,067	395,36	15,433	1,281	634,07
276	358,382	395,46	15,450	1,281	634,38
276	358,695	395,56	15,468	1,280	634,69
276	359,007	395,67	15,485	1,280	635,01
276	359,319	395,77	15,502	1,280	635,32
276	359,632	395,88	15,519	1,279	635,63
276	359,944	395,98	15,536	1,279	635,94
276	360,256	396,09	15,553	1,278	636,26
276	360,569	396,19	15,571	1,278	636,57
276	360,881	396,29	15,588	1,277	636,88
276	361,259	396,42	15,605	1,277	637,26
276	361,695	396,57	15,622	1,276	637,70
276	362,132	396,71	15,639	1,276	638,13
276	362,569	396,86	15,656	1,275	638,57
276	363,006	397,00	15,673	1,275	639,01
276	363,443	397,15	15,691	1,274	639,44

276	363,879	397,29	15,708	1,274	639,88
276	364,316	397,44	15,725	1,273	640,32
276	364,529	397,51	15,742	1,273	640,53
276	364,723	397,57	15,759	1,273	640,72
276	364,917	397,64	15,776	1,272	640,92
276	365,111	397,70	15,794	1,272	641,11
276	365,305	397,77	15,811	1,271	641,31
276	365,358	397,79	15,815	1,271	641,36

ANEXO 2

**Data de laboratorio de ensayos drenados y no drenados
utilizados para presentación de resultados del suelo Fraser
River**

TRIAxIAL T3 - DRENADO				
σv	sigrad' [kPa]	q	p	Δe
(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	---
409,63	409,63	0,00	409,63	0,704
430,21	409,90	20,31	416,67	0,704
463,25	410,54	52,71	428,11	0,704
493,36	410,34	83,02	438,01	0,704
523,18	410,42	112,76	448,01	0,703
551,66	410,86	140,80	457,79	0,703
580,02	410,43	169,59	466,96	0,703
607,60	410,86	196,74	476,44	0,703
637,34	411,05	226,28	486,48	0,702
665,16	410,34	254,81	495,28	0,702
689,16	411,13	278,03	503,81	0,702
713,40	411,42	301,98	512,08	0,702
740,11	409,93	330,18	519,99	0,702
766,79	410,36	356,43	529,17	0,701
790,79	410,05	380,74	536,96	0,701
818,57	411,30	407,27	547,06	0,701
909,24	410,63	498,60	576,83	0,700
997,49	410,63	586,86	606,25	0,700
1079,84	410,98	668,85	633,93	0,699
1151,84	410,44	741,40	657,58	0,699
1226,34	410,96	815,38	682,75	0,698
1294,83	411,64	883,19	706,04	0,698
1351,61	411,03	940,58	724,56	0,698
1411,58	410,88	1000,70	744,45	0,698
1462,31	410,95	1051,36	761,41	0,698
1510,52	410,86	1099,66	777,42	0,698
1548,46	411,09	1137,37	790,21	0,698
1591,30	411,11	1180,18	804,51	0,698
1629,46	411,04	1218,42	817,18	0,698
1664,06	411,34	1252,72	828,91	0,698
1690,75	410,65	1280,09	837,35	0,698
1720,23	411,00	1309,23	847,41	0,698
1747,67	410,98	1336,69	856,54	0,698
1770,05	411,23	1358,83	864,17	0,699
1789,96	411,01	1378,95	870,66	0,699
1814,16	411,18	1402,97	878,84	0,699
1829,35	411,28	1418,07	883,97	0,700
1844,91	411,56	1433,34	889,34	0,700
1862,62	410,63	1451,99	894,63	0,701

1876,34	411,01	1465,33	899,45	0,701
1892,17	411,13	1481,04	904,81	0,702
1904,46	410,98	1493,47	908,81	0,702
1915,27	411,32	1503,95	912,64	0,703
1926,81	411,29	1515,52	916,46	0,703
1936,84	411,31	1525,53	919,82	0,704
1947,12	410,60	1536,52	922,77	0,704
1952,94	410,11	1542,83	924,39	0,705
1963,01	411,20	1551,82	928,47	0,705
1972,25	411,23	1561,02	931,57	0,706
1977,84	411,36	1566,48	933,52	0,707
1989,81	411,54	1578,27	937,63	0,708
1996,53	411,21	1585,33	939,65	0,709
2000,32	410,92	1589,39	940,72	0,709
2004,22	411,08	1593,13	942,13	0,710
2011,63	410,81	1600,82	944,42	0,711
2017,43	410,86	1606,57	946,38	0,713
2026,56	411,55	1615,01	949,89	0,715
2031,61	411,67	1619,94	951,65	0,716
2034,25	410,74	1623,51	951,91	0,718
2039,45	410,56	1628,89	953,52	0,720
2042,39	410,99	1631,40	954,79	0,722
2044,21	411,18	1633,04	955,52	0,724
2042,51	411,59	1630,93	955,23	0,726
2040,59	410,98	1629,61	954,18	0,728
2040,69	411,32	1629,36	954,44	0,730
2037,48	410,97	1626,52	953,14	0,732
2035,15	410,96	1624,19	952,36	0,734
2031,21	411,58	1619,64	951,45	0,736
2026,20	411,26	1614,95	949,57	0,738
2021,49	411,24	1610,25	947,99	0,740
2015,63	410,59	1605,04	945,60	0,742
2008,06	411,37	1596,69	943,60	0,744
2001,24	410,71	1590,53	940,89	0,746
1992,69	411,68	1581,01	938,68	0,748
1984,77	411,90	1572,87	936,19	0,750
1972,02	411,07	1560,95	931,39	0,751
1965,73	411,52	1554,21	929,59	0,753
1959,22	411,93	1547,28	927,70	0,755
1949,82	411,30	1538,52	924,14	0,756
1938,48	411,47	1527,01	920,47	0,758
1930,18	411,97	1518,21	918,04	0,760

1919,33	411,57	1507,76	914,16	0,761
1907,49	411,72	1495,77	910,31	0,763
1899,67	412,63	1487,04	908,31	0,764
1890,42	412,20	1478,22	904,94	0,765
1884,53	411,44	1473,09	902,47	0,767
1873,28	411,75	1461,52	898,93	0,768
1863,36	412,01	1451,35	895,79	0,769
1855,04	412,04	1443,00	893,04	0,771
1846,07	411,52	1434,55	889,71	0,772
1837,63	411,86	1425,77	887,11	0,773
1830,67	411,96	1418,70	884,86	0,774
1819,95	411,87	1408,08	881,23	0,775
1815,05	411,77	1403,28	879,53	0,776
1801,67	411,73	1389,94	875,04	0,777
1792,00	411,87	1380,13	871,91	0,778
1783,35	412,02	1371,33	869,13	0,779
1772,73	411,77	1360,96	865,43	0,780
1766,94	412,11	1354,83	863,72	0,781
1756,57	411,85	1344,72	860,09	0,782
1751,49	412,22	1339,27	858,65	0,783
1744,51	411,68	1332,84	855,95	0,784
1737,84	412,01	1325,83	853,96	0,785
1730,31	412,27	1318,04	851,61	0,785
1725,65	411,82	1313,84	849,76	0,786
1720,33	411,90	1308,43	848,04	0,787
1714,99	412,51	1302,48	846,67	0,788
1708,72	412,19	1296,53	844,37	0,788
1702,34	411,50	1290,84	841,78	0,789
1700,80	411,86	1288,93	841,51	0,790
1693,06	412,16	1280,89	839,13	0,790
1689,73	411,93	1277,80	837,87	0,791
1683,79	412,04	1271,76	835,95	0,791
1677,36	411,52	1265,84	833,46	0,792
1672,85	411,88	1260,97	832,20	0,793
1668,27	411,89	1256,38	830,69	0,793
1664,89	412,04	1252,85	829,66	0,794
1659,18	411,76	1247,42	827,57	0,794
1652,24	412,18	1240,06	825,53	0,795
1648,70	412,68	1236,02	824,68	0,796
1643,06	411,71	1231,35	822,16	0,796
1642,28	412,11	1230,17	822,17	0,797
1635,85	411,67	1224,17	819,73	0,797

1629,43	411,96	1217,47	817,79	0,798
1628,82	412,77	1216,05	818,12	0,798
1624,43	412,06	1212,37	816,18	0,799
1621,04	412,27	1208,77	815,19	0,799
1618,52	412,69	1205,83	814,63	0,799
1616,36	412,48	1203,88	813,77	0,800
1614,13	412,33	1201,79	812,93	0,800
1612,36	412,51	1199,85	812,46	0,801
1610,15	412,45	1197,70	811,68	0,801
1607,45	412,32	1195,13	810,69	0,801
1604,94	413,06	1191,88	810,35	0,802
1601,93	412,85	1189,08	809,21	0,802
1604,13	412,68	1191,45	809,83	

TRIAXIAL T7 - DRENADO				
σ_v	sigrad' [kPa]	q	p	Δe
(kPa)	(kPa)			
603,2549	603,2549	0	603,3	0,9
641,3279	601,8106	39,5	615,0	0,9
684,121	601,8381	82,3	629,3	0,9
723,5253	601,3291	122	642,1	0,9
758,86	601,4915	157	653,9	0,9
787,7243	601,2923	186	663,4	0,9
808,0393	601,3116	207	670,2	0,9
828,019	601,335	227	676,9	0,9
842,8922	601,4602	241	681,9	0,9
859,7771	600,9488	259	687,2	0,9
875,71	600,3881	275	692,2	0,9
890,4529	600,7703	290	697,3	0,9
904,0256	601,4564	303	702,3	0,9
916,2809	602,3959	314	707,0	0,9
929,1588	601,2408	328	710,5	0,9
945,1202	602,9024	342	717,0	0,9
956,4032	602,3835	354	720,4	0,9
965,0988	601,454	364	722,7	0,9
980,4421	602,3398	378	728,4	0,9
989,8522	601,2907	389	730,8	0,9
1003,473	602,9408	401	736,5	0,9
1014,011	602,6164	411	739,7	0,9
1023,287	601,5287	422	742,1	0,9
1037,207	602,6235	435	747,5	0,9
1047,228	601,9056	445	750,3	0,9

1056,255	602,8265	453	754,0	0,9
1024,086	604,8587	419	744,6	0,8
1042,838	604,3335	439	750,5	0,8
1060,074	602,8363	457	755,2	0,8
1068,604	602,762	466	758,0	0,8
1074,993	601,0271	474	759,0	0,8
1082,848	602,3448	481	762,5	0,8
1086,464	602,5269	484	763,8	0,8
1072,723	602,9814	470	759,6	0,8
1067,556	604,4646	463	758,8	0,8
1061,803	603,7127	458	756,4	0,8
1059,075	604,8102	454	756,2	0,8
1058,046	605,1681	453	756,1	0,8
1054,504	604,4112	450	754,4	0,8
1053,716	604,928	449	754,5	0,8
1049,982	604,0977	446	752,7	0,8
1050,717	605,1112	446	753,6	0,8
1048,443	605,0373	443	752,8	0,8
1046,779	604,3297	442	751,8	0,8
1020,675	606,1077	415	744,3	0,8
1005,952	605,627	400	739,1	0,8
977,1734	607,2198	370	730,5	0,8
944,0831	606,174	338	718,8	0,8
928,9562	605,4734	323	713,3	0,8
903,4984	606,1367	297	705,3	0,8
875,7841	606,14	270	696,0	0,8
848,8743	605,9552	243	686,9	0,8
824,7607	605,9607	219	678,9	0,8
801,9518	605,3139	197	670,9	0,8
820,542	601,5038	219	674,5	0,8
852,2773	601,7418	251	685,3	0,8
885,2136	602,4633	283	696,7	0,8
916,2965	601,7725	315	706,6	0,8
947,0216	602,1649	345	717,1	0,8
977,9645	602,7122	375	727,8	0,8
1006,835	602,8342	404	737,5	0,8
1028,987	600,9798	428	743,6	0,8
1054,289	602,6792	452	753,2	0,8
1069,942	600,3758	470	756,9	0,8
1083,977	601,7583	482	762,5	0,8
1094,228	600,1334	494	764,8	0,8
1104,799	600,816	504	768,8	0,8

1113,123	602,6562	510	772,8	0,8
1120,134	601,8025	518	774,6	0,8
1125,187	601,8583	523	776,3	0,8
1134,783	602,3213	532	779,8	0,8
1137,285	600,0869	537	779,2	0,8
1145,825	603,0933	543	784,0	0,8
1148,375	601,4844	547	783,8	0,8
1154,18	600,7387	553	785,2	0,8
1157,514	598,5065	559	784,8	0,8
1166,917	601,829	565	790,2	0,8
1170,478	600,7778	570	790,7	0,8
1175,028	599,9895	575	791,7	0,8
1180,852	601,5499	579	794,7	0,8
1187,787	602,2486	586	797,4	0,8
1190,976	601,8347	589	798,2	0,8
1196,815	602,055	595	800,3	0,8
1202,156	602,5289	600	802,4	0,8
1207,473	602,8731	605	804,4	0,8
1212,203	602,7753	609	805,9	0,8
1214,816	602,5538	612	806,6	0,8
1220,373	602,5427	618	808,5	0,8
1223,99	601,8426	622	809,2	0,8
1227,006	602,2062	625	810,5	0,8
1232,724	601,2956	631	811,8	0,8
1237,011	602,4308	635	814,0	0,8
1240,88	602,5034	638	815,3	0,8
1245,716	602,0077	644	816,6	0,8
1252,164	602,355	650	819,0	0,8
1254,268	602,567	652	819,8	0,8
1259,373	602,0527	657	821,2	0,8
1262,669	600,8444	662	821,5	0,8
1266,399	601,4668	665	823,1	0,8
1273,38	602,7474	671	826,3	0,8
1276,925	602,5257	674	827,3	0,8
1281,928	602,5479	679	829,0	0,8
1285,206	601,7307	683	829,6	0,8
1290,945	602,1262	689	831,7	0,8
1293,931	601,6318	692	832,4	0,8
1298,349	602,7469	696	834,6	0,8
1302,751	602,5485	700	835,9	0,8
1308,47	602,7377	706	838,0	0,8
1313,028	602,9598	710	839,6	0,8

1314,673	602,1855	712	839,7	0,8
1317,35	602,6417	715	840,9	0,8
1322,632	603,5634	719	843,3	0,8
1324,623	601,3789	723	842,5	0,8
1330,613	602,9173	728	845,5	0,8
1333,322	603,6881	730	846,9	0,8
1334,072	601,7015	732	845,8	0,8
1340,052	602,3745	738	848,3	0,8
1348,957	606,4448	743	853,9	0,8
1348,753	602,9065	746	851,5	0,8
1351,11	602,878	748	852,3	0,8
1354,083	602,6525	751	853,1	0,8
1358,426	600,7163	758	853,3	0,8
1363,417	603,0047	760	856,5	0,8
1367,275	602,5036	765	857,4	0,8
1371,34	602,8123	769	859,0	0,8
1376,734	603,8672	773	861,5	0,8
1378,017	602,0854	776	860,7	0,8
1380,824	602,0882	779	861,7	0,8
1385,05	602,6412	782	863,4	0,8
1387,351	602,5077	785	864,1	0,8
1391,749	602,6564	789	865,7	0,8
1395,638	603,5498	792	867,6	0,8
1402,137	603,3181	799	869,6	0,8
1399,649	600,4899	799	866,9	0,8
1404,113	602,4826	802	869,7	0,8
1408,306	602,3497	806	871,0	0,8
1411,823	601,8514	810	871,8	0,8
1416,425	603,1434	813	874,2	0,8
1419,05	602,5681	816	874,7	0,8
1422,508	602,0356	820	875,5	0,8
1424,263	602,6399	822	876,5	0,8
1430,378	604,0052	826	879,5	0,8
1432,46	603,4427	829	879,8	0,8
1435,428	602,0183	833	879,8	0,8
1438,836	602,3679	836	881,2	0,8
1439,942	601,7862	838	881,2	0,8
1445,325	602,8726	842	883,7	0,8
1448,077	602,6655	845	884,5	0,8
1450,258	602,2232	848	884,9	0,8
1452,473	602,8498	850	886,1	0,8
1454,73	602,1884	853	886,4	0,8

1457,095	602,2658	855	887,2	0,8
1461,663	603,0525	859	889,3	0,8
1464,256	603,7946	860	890,6	0,8
1468,676	602,7894	866	891,4	0,8
1469,788	602,2296	868	891,4	0,8
1474,918	603,701	871	894,1	0,8
1474,026	603,1694	871	893,5	0,8
1476,951	602,4822	874	894,0	0,8
1481,804	602,9828	879	895,9	0,8
1489,513	607,5876	882	901,6	0,8
1486,657	601,6946	885	896,7	0,8
1489,072	602,6417	886	898,1	0,8
1492,985	602,9955	890	899,7	0,8
1492,821	602,5603	890	899,3	0,8
1495,31	600,6316	895	898,9	0,8
1501,078	603,4005	898	902,6	0,8
1501,997	603,1567	899	902,8	0,8
1505	600,966	904	902,3	0,8
1510,281	603,7694	907	905,9	0,8
1512,368	603,9577	908	906,8	0,8
1514,211	602,4182	912	906,3	0,8
1517,244	602,9227	914	907,7	0,8
1518,488	602,6842	916	908,0	0,8
1520,341	603,1331	917	908,9	0,8
1524,32	602,4623	922	909,7	0,8
1525,91	602,6121	923	910,4	0,8
1528,573	601,6479	927	910,6	0,8
1533,48	603,8798	930	913,7	0,8
1535,091	602,9	932	913,6	0,8
1538,195	603,4594	935	915,0	0,8
1539,889	603,1221	937	915,4	0,8
1543,126	602,9825	940	916,4	0,8
1544,831	604,1724	941	917,7	0,8
1545,042	602,1224	943	916,4	0,8
1547,779	603,001	945	917,9	0,8
1551,54	602,504	949	918,8	0,8
1553,767	603,5608	950	920,3	0,8
1556,96	603,6298	953	921,4	0,8
1557,805	602,8813	955	921,2	0,8
1561,127	604,2639	957	923,2	0,8
1563,545	603,4418	960	923,5	0,8
1563,076	602,4096	961	922,6	0,8

1569,416	603,744	966	925,6	0,8
1568,646	602,8599	966	924,8	0,8
1571,341	603,1888	968	925,9	0,8
1573,058	602,6249	970	926,1	0,8
1575,577	603,1846	972	927,3	0,8
1575,986	602,6148	973	927,1	0,8
1580,83	603,1229	978	929,0	0,8
1582,122	600,8443	981	927,9	0,8
1582,734	601,1448	982	928,3	0,8
1587,605	603,4629	984	931,5	0,8
1588,379	602,797	986	931,3	0,8
1592,133	602,4144	990	932,3	0,8
1593,573	603,0548	991	933,2	0,8
1594,479	601,2517	993	932,3	0,8
1598,188	603,0409	995	934,8	0,8
1599,353	603,028	996	935,1	0,8
1602,12	603,1712	999	936,2	0,8
1602,952	602,3199	1001	935,9	0,8
1607,685	603,4867	1004	938,2	0,8
1609,432	603,0505	1006	938,5	0,8
1611,582	603,1582	1008	939,3	0,8
1612,967	603,8879	1009	940,2	0,8
1614,909	601,8374	1013	939,5	0,8
1617,879	602,7696	1015	941,1	0,8
1619,354	602,441	1017	941,4	0,8
1620,278	603,4996	1017	942,4	0,8
1625,411	603,5874	1022	944,2	0,8
1627,161	603,5099	1024	944,7	0,8
1627,652	603,1446	1025	944,6	0,8
1631,522	603,3885	1028	946,1	0,8
1631,347	601,4676	1030	944,8	0,8
1632,899	602,9653	1030	946,3	0,8
1634,357	603,048	1031	946,8	0,8
1635,262	601,376	1034	946,0	0,8
1639,227	602,2951	1037	947,9	0,8
1640,397	602,8498	1038	948,7	0,8
1643,416	602,1553	1041	949,2	0,8
1646,718	603,2087	1044	951,0	0,8
1645,761	602,1169	1044	950,0	0,8
1648,429	603,7648	1045	952,0	0,8
1646,424	601,6001	1045	949,9	0,8
1651,968	603,3074	1049	952,9	0,8

1654,308	601,8469	1052	952,7	0,8
1655,463	602,5357	1053	953,5	0,8
1658,582	602,4233	1056	954,5	0,8
1659,465	603,3434	1056	955,4	0,8
1660	602,8602	1057	955,2	0,8
1664,467	602,8741	1062	956,7	0,8
1662,531	601,9941	1061	955,5	0,8
1668,324	604,261	1064	958,9	0,8
1667,017	601,2841	1066	956,5	0,8
1670,193	603,5693	1067	959,1	0,8
1673,331	602,6068	1071	959,5	0,8
1675,559	603,9113	1072	961,1	0,8
1673,116	601,1705	1072	958,5	0,8
1673,21	600,8334	1072	958,3	0,8
1679,503	603,0445	1076	961,9	0,8
1679,734	602,9228	1077	961,9	0,8
1685,916	603,8471	1082	964,5	0,8
1684,018	603,6928	1080	963,8	0,8
1687,376	603,4258	1084	964,7	0,8
1687,101	602,4176	1085	964,0	0,8
1690,714	603,6179	1087	966,0	0,8
1691,989	603,1528	1089	966,1	0,8
1694,253	603,8407	1090	967,3	0,8
1694,957	602,6668	1092	966,8	0,8
1697,454	602,5028	1095	967,5	0,8
1697,091	602,4601	1095	967,3	0,8
1700,007	602,808	1097	968,5	0,8
1702,137	603,7361	1098	969,9	0,8
1702,003	601,8435	1100	968,6	0,8
1704,84	603,7504	1101	970,8	0,8
1716,761	603,4555	1113	974,6	0,8
1727,348	602,57	1125	977,5	0,8
1740,627	603,665	1137	982,7	0,8
1751,464	603,6137	1148	986,2	0,8
1760,226	603,8233	1156	989,3	0,8
1766,194	603,1863	1163	990,9	0,8
1777,942	602,9091	1175	994,6	0,8
1787,399	602,8859	1185	997,7	0,8
1793,586	601,9256	1192	999,1	0,8
1802,762	603,6071	1199	1003,3	0,8
1807,285	600,9998	1206	1003,1	0,8
1819,989	603,3965	1217	1008,9	0,8

1820,628	600,7166	1220	1007,4	0,8
1832,368	603,0124	1229	1012,8	0,8
1854,1	604,4236	1250	1021,0	0,8
1869,026	603,8054	1265	1025,5	0,8
1886,062	602,1804	1284	1030,1	0,8
1900,747	602,418	1298	1035,2	0,8
1917,833	602,2223	1316	1040,8	0,8
1934,516	603,6017	1331	1047,2	0,8
1953,512	603,6565	1350	1053,6	0,8
1969,284	604,1414	1365	1059,2	0,8
1984,128	603,3825	1381	1063,6	0,8
1994,732	602,8049	1392	1066,8	0,8
2010,389	603,3789	1407	1072,4	0,8
2019,969	602,4756	1417	1075,0	0,8
2037,094	602,7674	1434	1080,9	0,8
2050,368	603,014	1447	1085,5	0,8
2065,092	602,6997	1462	1090,2	0,8
2077,116	602,6208	1474	1094,1	0,8
2084,567	603,9556	1481	1097,5	0,8
2087,704	602,6682	1485	1097,7	0,8
2098,245	603,5503	1495	1101,8	0,8
2113,034	603,2903	1510	1106,5	0,8
2117,638	603,656	1514	1108,3	0,8
2116,353	602,817	1514	1107,3	0,8
2121,32	603,5943	1518	1109,5	0,8
2127,347	603,0506	1524	1111,1	0,8
2145,347	604,2645	1541	1118,0	0,8
2156,269	604,0953	1552	1121,5	0,8
2161,709	603,3757	1558	1122,8	0,8
2160,56	603,5079	1557	1122,5	0,8
2162,511	603,1003	1559	1122,9	0,8
2169,339	603,4078	1566	1125,4	0,8
2176,873	603,1981	1574	1127,8	0,8
2180,502	603,8488	1577	1129,4	0,8
2178,362	603,1668	1575	1128,2	0,8
2183,076	603,4502	1580	1130,0	0,8
2181,498	603,1126	1578	1129,2	0,8
2181,964	603,5025	1578	1129,7	0,8
2186,278	603,4578	1583	1131,1	0,8
2188,22	603,1432	1585	1131,5	0,8
2193,55	603,5866	1590	1133,6	0,8
2197,054	603,2179	1594	1134,5	0,8

2204,321	603,0946	1601	1136,8	0,8
2213,478	603,1496	1610	1139,9	0,8
2219,696	603,1807	1617	1142,0	0,8
2228,45	603,4036	1625	1145,1	0,8
2232,607	602,9213	1630	1146,1	0,8
2240,876	603,3957	1637	1149,2	0,8
2242,126	602,819	1639	1149,3	0,8
2249,059	603,3301	1646	1151,9	0,8
2260,801	603,4699	1657	1155,9	0,8
2264,712	603,5289	1661	1157,3	0,8
2269,473	603,4113	1666	1158,8	0,8
2273,558	603,3977	1670	1160,1	0,8
2275,689	602,9678	1673	1160,5	0,8
2273,352	603,0824	1670	1159,8	0,8
2272,487	603,1906	1669	1159,6	0,8
2273,341	603,123	1670	1159,9	0,8
2274,869	603,3481	1672	1160,5	0,8
2275,224	602,944	1672	1160,4	0,8
2272,794	602,8099	1670	1159,5	0,8
2274,672	602,9626	1672	1160,2	0,8
2272,203	603,4838	1669	1159,7	0,8
2269,927	603,3357	1667	1158,9	0,8
2271,322	603,385	1668	1159,4	0,8
2265,485	603,3028	1662	1157,4	0,8
2265,789	603,0025	1663	1157,3	0,8
2266,205	602,8399	1663	1157,3	0,8
2263,689	603,0728	1661	1156,6	0,8
2261,282	603,3195	1658	1156,0	0,8
2260,956	603,3306	1658	1155,9	0,8
2258,023	603,2379	1655	1154,8	0,8
2257,486	603,5669	1654	1154,9	0,8
2257,909	603,008	1655	1154,6	0,8
2259,737	603,3181	1656	1155,5	0,8
2259,468	603,4242	1656	1155,4	0,8
2262,714	603,4001	1659	1156,5	0,8
2270,808	603,1951	1668	1159,1	0,8
2280,541	603,3663	1677	1162,4	0,8
2287,336	603,1847	1684	1164,6	0,8
2287,854	603,3159	1685	1164,8	0,8
2296,757	603,5422	1693	1167,9	0,8
2293,243	603,249	1690	1166,6	0,8
2293,97	602,6161	1691	1166,4	0,8

2294,479	604,0752	1690	1167,5	0,8
2293,258	602,9368	1690	1166,4	0,8
2300,849	603,48	1697	1169,3	0,8
2294,956	603,3353	1692	1167,2	0,8
2294,95	602,6259	1692	1166,7	0,8
2291,336	603,0101	1688	1165,8	0,8
2289,307	603,1923	1686	1165,2	0,8
2285,934	602,9231	1683	1163,9	0,8
2283,929	603,0312	1681	1163,3	0,8
2273,834	603,2291	1671	1160,1	0,8
2270,031	603,3285	1667	1158,9	0,8
2271,906	602,9747	1669	1159,3	0,8
2264,095	602,9092	1661	1156,6	0,8
2261,522	603,3086	1658	1156,0	0,8
2259,115	603,3121	1656	1155,2	0,8
2248,056	603,3335	1645	1151,6	0,8
2241,482	602,5961	1639	1148,9	0,8
2237,439	603,0995	1634	1147,9	0,8
2234,296	603,5782	1631	1147,2	0,8
2225,364	603,3493	1622	1144,0	0,8
2220,608	603,2036	1617	1142,3	0,8
2218,057	603,3259	1615	1141,6	0,8
2210,738	603,1003	1608	1139,0	0,8
2206,03	603,1274	1603	1137,4	0,8
2204,63	603,2289	1601	1137,0	0,8
2203,365	603,4086	1600	1136,7	0,8
2198,567	602,9278	1596	1134,8	0,8
2197,933	603,8663	1594	1135,2	0,8
2192,361	603,1254	1589	1132,9	0,8
2188,663	603,1657	1585	1131,7	0,8

TRIAxIAL T11 – NO DRENADO				
σ_v	sigrad' [kPa]	q	p	Δe
(kPa)	(kPa)			
388,4003	388,4003	0	388,4	0,9
390,7023	387,3737	3,33	388,4832	0,906
407,3198	379,8439	27,5	389,0	0,9
418,4319	370,4108	48	386,4178	0,906
424,1618	359,7846	64,4	381,2	0,9
428,6651	349,0355	79,6	375,5787	0,906
431,1977	338,4511	92,7	369,4	0,9

432,381	327,5269	105	362,4783	0,906
432,7455	317,0145	116	355,6	0,9
432,4256	306,7151	126	348,6186	0,906
428,0561	270,2696	158	322,9	0,9
418,8088	240,0336	179	299,6253	0,906
408,4897	215,2547	193	279,7	0,9
398,814	194,7375	204	262,763	0,906
388,2361	177,7302	211	247,9	0,9
377,6256	164,1063	214	235,2794	0,906
368,4297	152,5161	216	224,5	0,9
361,0971	143,1459	218	215,7963	0,906
353,5823	135,4085	218	208,1	0,9
347,8053	128,7231	219	201,7505	0,906
341,7729	122,7648	219	195,8	0,9
336,9764	117,9661	219	190,9695	0,906
331,9127	113,7755	218	186,5	0,9
327,2576	109,6031	218	182,1546	0,906
322,713	106,5755	216	178,6	0,9
318,4591	103,5614	215	175,194	0,906
316,2206	100,8652	215	172,7	0,9
313,0307	98,83439	214	170,2332	0,906
310,6898	96,74133	214	168,1	0,9
308,4778	94,64751	214	165,9243	0,906
307,26	92,954	214	164,4	0,9
305,8013	91,34294	214	162,8291	0,906
303,3857	89,93986	213	161,1	0,9
301,4221	88,84809	213	159,7061	0,906
299,0746	87,41123	212	158,0	0,9
297,8335	86,41291	211	156,8864	0,906
296,0653	85,386	211	155,6	0,9
294,4244	84,43629	210	154,4323	0,906
293,2544	83,35218	210	153,3	0,9
291,9899	82,72804	209	152,482	0,906
290,5898	82,06956	209	151,6	0,9
289,589	81,12441	208	150,6126	0,906
288,9327	80,26852	209	149,8	0,9
288,5429	79,83519	209	149,4044	0,906
287,9505	79,38117	209	148,9	0,9
286,5132	78,81751	208	148,0494	0,906
285,498	78,23703	207	147,3	0,9
284,5056	77,54253	207	146,5302	0,906
284,9045	77,36049	208	146,5	0,9

284,0141	76,81113	207	145,8788	0,906
281,0992	75,92654	205	144,3	0,9
279,3585	75,21292	204	143,2615	0,906
277,6466	74,50072	203	142,2	0,9
277,2169	73,92518	203	141,6891	0,906
276,5051	73,53482	203	141,2	0,9
276,1152	73,007	203	140,7097	0,906
273,8506	72,79051	201	139,8	0,9
269,9512	72,40607	198	138,2545	0,906
268,6876	72,02541	197	137,6	0,9
267,6235	71,88866	196	137,1336	0,906
267,5316	72,18571	195	137,3	0,9
267,7536	71,74808	196	137,0832	0,906
267,8753	71,94406	196	137,3	0,9
268,731	72,19811	197	137,7091	0,906
268,7264	71,96352	197	137,6	0,9
270,1438	72,08721	198	138,1061	0,906
270,9992	72,27555	199	138,5	0,9
272,7883	72,24569	201	139,0932	0,906
272,5833	72,16697	200	139,0	0,9
275,26	72,63155	203	140,1744	0,906
278,0449	72,79113	205	141,2	0,9
280,4754	73,03932	207	142,1847	0,906
281,5229	73,0664	208	142,6	0,9
284,1013	73,37333	211	143,616	0,906
283,6407	73,0685	211	143,3	0,9
284,1125	73,67514	210	143,8209	0,906
284,8611	74,02586	211	144,3	0,9
286,6695	74,0431	213	144,9186	0,906
288,4002	74,43878	214	145,8	0,9
290,0017	74,89429	215	146,5968	0,906
290,6594	74,89409	216	146,8	0,9
291,36	75,19571	216	147,2505	0,906
291,7746	75,65094	216	147,7	0,9
293,8631	75,78798	218	148,4797	0,906
294,322	76,00369	218	148,8	0,9
295,8459	76,38482	219	149,5385	0,906
296,547	76,80564	220	150,1	0,9
297,341	77,09681	220	150,5115	0,906
297,2558	77,29673	220	150,6	0,9
299,3157	77,83167	221	151,6597	0,906
299,7487	77,80064	222	151,8	0,9

299,7061	78,35743	221	152,1403	0,906
299,9329	78,84093	221	152,5	0,9
300,7645	79,06824	222	152,967	0,906
301,841	79,33796	223	153,5	0,9
303,5631	80,17415	223	154,6371	0,906
303,9165	80,38614	224	154,9	0,9
304,6522	80,58476	224	155,2739	0,906
306,4511	80,81834	226	156,0	0,9
308,2796	81,69205	227	157,2212	0,906
310,3804	82,16978	228	158,2	0,9
310,9976	81,65383	229	158,1018	0,906
314,4891	82,84964	232	160,1	0,9
316,6308	83,42446	233	161,1599	0,906
320,5042	83,89445	237	162,8	0,9
322,0888	84,13992	238	163,4562	0,906
324,3511	84,75275	240	164,6	0,9
326,335	85,29218	241	165,6398	0,906
327,6193	85,72297	242	166,4	0,9
328,4658	85,91801	243	166,7673	0,906
330,5847	86,56979	244	167,9	0,9
332,3955	87,08336	245	168,8541	0,906
332,5386	87,40161	245	169,1	0,9
334,8782	88,20203	247	170,4274	0,906
336,4743	88,71943	248	171,3	0,9
337,5195	88,81079	249	171,7137	0,906
338,6934	89,46931	249	172,5	0,9
340,333	90,20454	250	173,5807	0,906
342,7977	90,70791	252	174,7	0,9
344,1051	90,83765	253	175,2601	0,906
345,2154	91,72207	253	176,2	0,9
346,6111	92,34932	254	177,1033	0,906
348,0533	92,9238	255	178,0	0,9
348,9124	93,47501	255	178,6208	0,906
350,2103	93,96668	256	179,4	0,9
351,3113	94,72592	257	180,2544	0,906
353,1396	95,23302	258	181,2	0,9
354,4977	95,87316	259	182,0814	0,906
356,5526	96,33891	260	183,1	0,9
357,6215	97,22483	260	184,0237	0,906

ANEXO 3
**Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de Mohr
Coulomb condición drenada**

```

%% Initial setup
c = 0 ; % cohesion

phi = deg2rad(35) ; % angle of friction
def = 0.30 % max deformation

nu = 0.3 ; % Poisson's ratio
E = 10000 ; % Young's modulus

G3 = 50.34 ; % chamber pressure

% The failure criterion gives:
%
%  $0.5*(G1-G2) - 0.5*(G1+G2)*\sin(\phi) - c*\cos(\phi) = 0 \Leftrightarrow$ 
%
%  $(1-\sin(\phi))*G1 - (1+\sin(\phi))*G2 - 2*c*\cos(\phi) = 0 \Leftrightarrow$ 
G1 = (-(1+sin(phi))*G3 + 2*c*cos(phi))/(sin(phi)-1) ;

q_u = G1 - G3 ; % piston pressure at failure
disp([' Piston pressure at ultimate failure: q_u = ' num2str(q_u)])

e_1_0 = q_u/E ; % axial strain at initial yielding
disp(['2: Axial strain at initial yielding: e_1_0 = ' num2str(e_1_0)])

% The elastic strains for a uniaxial stress increment are related as
%
%  $e_2 = e_3 = -\nu*e_1 \Rightarrow$ 
%
%  $e_v = e_1 + e_2 + e_3 = (1-2*\nu)*e_1 \Rightarrow$ 

e_v_0 = (1-2*nu)*e_1_0 ; % volu. strain at initial yielding
disp([' Volu. strain at initial yielding: e_v_0 = ' num2str(e_v_0)])

% Elastic contribution to the deformation is computed:
e_1_e = q_u/E ; % elastic axial strain at failure
e_v_e = (1-2*nu)*e_1_e ; % elastic volumetric strain at failure

% Finally, the total strain at ultimate failure is computed:
e_1_u = def ; % total axial strain at failure
e_v_u = e_v_e ; % total volumetric strain at failure
disp(['3: Axial strain at ultimate failure: e_1_u = ' num2str(e_1_u)])
disp([' Volu. strain at ultimate failure: e_v_u = ' num2str(e_v_u)])

figure(1) ; % Visualisation of the results

subplot(2,1,1) ; hold on ;
plot([0 e_1_0 e_1_u],[0 q_u q_u],'b-') ;
xlabel('\it\epsilon_1') ; ylabel('\itq')
subplot(2,1,2) ; hold on ;
plot([0 e_1_0 e_1_u],[0 e_v_u e_v_u],'b-') ;
xlabel('\it\epsilon_1') ; ylabel('\it\epsilon_v')

```

ANEXO 4
**Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de Mohr
Coulomb condición no drenada**

```

%% Initial setup

Su = 135; % Undrained shear strength
def = 0.30 % max deformation

nu = 0.3 ; % Poisson's ratio
E = 75000 ; % Young's modulus

G3 = 200.21 ; % chamber pressure

% The failure criterion gives:
%
%  $G_1 - G_3 = 2 * S_u \Leftrightarrow$ 
%
G1 = 2*Su + G3 ;

q_u = G1 - G3 ; % piston pressure at failure
disp(['1: Piston pressure at ultimate failure: q_u = ' num2str(q_u)])

e_1_0 = q_u/E ; % axial strain at initial yielding
disp(['2: Axial strain at initial yielding: e_1_0 = ' num2str(e_1_0)])

% The elastic strains for a uniaxial stress increment are related as
%
%  $e_2 = e_3 = - \nu * e_1 \Rightarrow$ 
%
%  $e_v = e_1 + e_2 + e_3 = (1 - 2 * \nu) * e_1 \Rightarrow$ 

U = ((2*G3+G1)/3)-G3 ; % Delta pore pressure
disp([' Delta pore pressure: U = ' num2str(U)])

% Elastic contribution to the deformation is computed:
e_1_e = q_u/E ; % elastic axial strain at failure
U = ((2*G3+G1)/3)-G3 ; % Delta pore pressure

% Finally, the total strain at ultimate failure is computed:
e_1_u = def ; % total axial strain at failure
Uf = U ; % total pore pressure at failure
disp(['3: Axial strain at ultimate failure: e_1_u = ' num2str(e_1_u)])
disp([' Pore pressure at failure: Uf = ' num2str(Uf)])

figure(1) ; % Visualisation of the results

subplot(2,1,1) ; hold on ;
plot([0 e_1_0 e_1_u],[0 q_u q_u],'b-') ;
xlabel('\it\epsilon_1') ; ylabel('\itq')
subplot(2,1,2) ; hold on ;
plot([0 e_1_0 e_1_u],[0 U Uf],'b-') ;
xlabel('\it\epsilon_1') ; ylabel('U (Kpa)')

```


ANEXO 5

**Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de CAM
CLAY modificado para condición drenada y no drenada**

```

%Modified Cam-Clay model in drained/undrained conditions
% clear;
%Model parameters
%k=0.0097; l=0.112; N=1.58; ni=0.30; M=1.4;G=3*K*(1-2*ni)/(2*(1+ni))
k = 0.01; l = 1.648;
%N = 12.81; %G = 6410;
M = 0.89; ni = 0.3;
Gamma = 13.47;
N = Gamma + (1-k)* log(2);
%Gamma = N - log(2)*(1-k);
%k = 0.04; l = 2.003;
%N = 12.81; G = 8600;
%M = 1.15; ni = 0.3;
%Gamma = N - log(2)*(1-k);

%Initial stress point
pinit = 138; p0i = 138;% pinit = SIGMA RADIAL; p0i = pc esfuerzo de
preconsolidación inicial
vi = N - l*log(p0i) + k*log(p0i/pinit);

dren = 1; %1 -> CD; 0 -> CU %Cambiar según la condición de drenaje que se
desea.

%calculating yield point
if dren == 1
    x = ((-2*pinit+p0i)+sqrt((-2*pinit+p0i)^2-4*(9+M^2)/M^2*(pinit^2-
pinit*p0i)))/ ...
        (2*(9+M^2)/M^2);
    py = pinit + x;
    qy = 3*x;
else
    py = pinit;

    qy = M*sqrt(pinit*(p0i-pinit));
end

%initializing variables

eps_a = 0; %
d_eps_a = 0.0001; %0.00001
eps_a_fin = 0.3; %0.8

size = ceil((eps_a_fin-eps_a)/d_eps_a); % cantidad de puntos!
eps_a = zeros(1, size);
eps_r = zeros(1, size);
eps_v = zeros(1, size);
eps_s = zeros(1, size);

v = zeros(1, size);
u = zeros(1, size);
p = zeros(1, size);
q = zeros(1, size);

p0 = zeros(1, size);
eta = q./p;

v(1) = vi;
p(1) = pinit;

```

```

p0(1) = p0i;
plas = 0;

%stress increments
for i = 2:size
    K = v(i-1)*p(i-1)/k;
    G = 3*K*(1-2*ni)/(2*(1+ni));
    %    gi(i-1)=G;
    %    G=1300;
    df_dp = -p0(i-1) + 2*p(i-1);
    df_dq = 2*q(i-1)/M^2;
    df_ds = [df_dp; df_dq];
    df_dp0 = -p(i-1);
    H = -df_dp0*v(i-1)*p0(i-1)/(1-k)*df_dp;
    De = [ K, 0;...
          0, 3*G ];
    %    Dp=1/(K*(2*p(i-1)-p0(i-1))^2+12*G*q(i-1)^2/M^4+v(i-1)*p(i-1)*p0(i-1)
    %    *(2*p(i-1)-p0(i-1))/(1-k))*...
    %    [K^2*(2*p(i-1)-p0(i-1))^2, 6*G*K*q(i-1)*(2*p(i-1)-p0(i-1))/M^2;...
    %    6*G*K*q(i-1)*(2*p(i-1)-p0(i-1))/M^2, 36*G^2*q(i-1)^2/M^4
];
    Dp = ((De*df_ds)*(df_ds'*De))/(df_ds'*De*df_ds+H);

    if plas == 0
        D = De;
        p0(i) = p0i;
    else
        D = De-Dp;
        p0(i) = p(i-1) + (q(i-1))^2/(M^2*p(i-1));
    end

    if dren == 1
        d_eps_r = d_eps_a*(2*D(2,2)-6*D(1,2)+3*D(2,1)-9*D(1,1))/ ...
            (2*D(2,2)-6*D(1,2)-6*D(2,1)+18*D(1,1));
        d_p = (D(1,1)+2/3*D(1,2))*d_eps_a + (2*D(1,1)-2/3*D(1,2))*d_eps_r;
        d_q = 3*d_p;
        d_u = 0;
    else
        d_eps_r = -d_eps_a/2;
        d_p = D(1,2)*d_eps_a;
        d_q = D(2,2)*d_eps_a;
        d_p_tot = d_q/3;
        d_u = d_p_tot - d_p;
    end

    p(i) = p(i-1) + d_p;
    q(i) = q(i-1) + d_q;
    eta(i) = q(i)/p(i);
    eps_a(i) = eps_a(i-1) + d_eps_a;
    eps_r(i) = eps_r(i-1) + d_eps_r;
    eps_v(i) = eps_a(i) + 2*eps_r(i);
    eps_s(i) = 2/3*(eps_a(i)-eps_r(i));
    v(i) = vi - eps_v(i)*vi;
    u(i) = u(i-1) + d_u;

    if q(i) > qy
        plas = 1;

```

```

    end

end

%drawing NCL
p_NCL = [1 2*max(p)];
v_NCL = [N - 1*log(p_NCL(1)) N - 1*log(p_NCL(2))];

%drawing CSL
pcs = [0, max(p0)]; qcs = M.*pcs;
vcs = [Gamma - 1*log(p_NCL(1)) Gamma - 1*log(p_NCL(2))];

%calculating Poisson's ratio
ni = -eps_r./eps_a;

%drawing surface
p_sup = linspace(0, p0(end), 5000);
q_sup = M.*sqrt(p_sup.*(p0(end)-p_sup));
p_sup_init = linspace(0, p0(1), 5000);
q_sup_init = M.*sqrt(p_sup_init.*(p0(1)-p_sup_init));

%Plotting results
subplot (2,2,1);
plot(eps_a, q); xlabel('epsilon axial'); ylabel('q (kPa)');

subplot (2,2,2);
plot(p,q, pcs,qcs, p_sup_init,q_sup_init, p_sup,q_sup); %p,q, pcs,qcs,
p_sup_init,q_sup_init, p_sup,q_sup);
axis equal; xlabel('p' (kPa)); ylabel('q (kPa)');
hleg1=legend('Effective Stress path','CSL','Initial surface','Final
surface');

subplot (2,2,3);
if dren == 1
    plot(eps_a,eps_v);
    xlabel('epsilon axial'); ylabel('epsilon volumetrico');
else
    plot(eps_a,u);
    xlabel('epsilon axial'); ylabel('Delta u (kPa)');
end

subplot (2,2,4);
semilogx(p,v, p_NCL,v_NCL, p_NCL,vcs);
xlabel('log p' (kPa)); ylabel('v');
hleg2=legend('Effective Stress path','NLC', 'CSL');
grid on;

% Create a table with the figure axes
varNames_fig1 = {'eps_a', 'q'};
ejes_fig1 = table(eps_a, q, 'VariableNames', varNames_fig1);

varNames_fig2_1 = {'p', 'q'};
varNames_fig2_2 = {'pcs', 'qcs'};
varNames_fig2_3 = {'p_sup_init', 'q_sup_init'};
varNames_fig2_4 = {'p_sup', 'q_sup'};
varNames_fig3 = {'eps_a', 'eps_v', 'u'};
varNames_fig4_1 = {'p', 'v'};

```

```

varNames_fig4_2 = {'p_NCL', 'v_NCL'};
varNames_fig4_3 = {'p_NCL', 'vcs'};
ejes_fig2_1 = table(p',q', 'VariableNames', varNames_fig2_1);
ejes_fig2_2 = table(pcs', qcs', 'VariableNames', varNames_fig2_2);
ejes_fig2_3 = table(p_sup_init', q_sup_init', 'VariableNames',
varNames_fig2_3);
ejes_fig2_4 = table(p_sup', q_sup', 'VariableNames', varNames_fig2_4);
ejes_fig3 = table(eps_a', eps_v', u', 'VariableNames', varNames_fig3);
ejes_fig4_1 = table(p',v', 'VariableNames', varNames_fig4_1);
ejes_fig4_2 = table(p_NCL',v_NCL', 'VariableNames', varNames_fig4_2);
ejes_fig4_3 = table(p_NCL', vcs', 'VariableNames', varNames_fig4_3);
% Export data to an excel file
writetable(ejes_fig1, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'A2:B40000'); % ejes de
figura 1
writetable(ejes_fig2_1, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'C2:D40000'); % ejes de
figura 2
writetable(ejes_fig2_2, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'E2:F40000'); % ejes de
figura 2
writetable(ejes_fig2_3, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'G2:H40000'); % ejes de
figura 2
writetable(ejes_fig2_4, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'I2:J40000'); % ejes de
figura 2
writetable(ejes_fig3, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'K2:M40000'); % ejes de
figura 3 (depende de dren!)
writetable(ejes_fig4_1, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'N2:O40000'); % ejes de
figura 4
writetable(ejes_fig4_2, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'P2:Q40000'); % ejes de
figura 4
writetable(ejes_fig4_3, 'ejes_figuras.xls', 'Range', 'R2:S40000'); % ejes de
figura 4
% clear

```

ANEXO 6

**Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de CASM
para condición drenada**

```

% input values for CASM Model DRAINED FP2

po = 603.255; %sigma radial
pcadop = 735.44; %esfuerzo de preconsolidación inicial
vo = 1.857; %volumetric void ratio initial
M = 1.428; %
gamma = 2.2;
lambda = 0.058;
k = 0.01;
r = 2.2;
e_r = (lambda - k) * log(r);
poisson = 0.3;
n = 4;
pcref = exp((gamma + (lambda - k)*log(r) - vo - k*log(po)) / (lambda-k));
Rref = pcref / po;

dE3 = 0;
dE1 = 0.0001;
Elfinal = 0.300;
N = Elfinal / dE1;

% Starting vectors
dE1_vector = (0:dE1:Elfinal)';
p_ = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
q_ = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
delta_pc = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
pc = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
F = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
dF_dq = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
dF_dp_ = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
dg_dq = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
dg_dp_ = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
v = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
K = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
G = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
H = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
lambda_p = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
d_sigma_1 = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
de3 = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
dev = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
Z_ev = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
neg_Z_ev = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
d_eps_v_e = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
d_eps_s_e = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
d_eps_v_p = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
d_eps_s_p = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
pf = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
qf = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);
vcs = zeros(length(0:dE1:Elfinal),1);

% Set first row value

p_(1) = po;
q_(1) = 0;
delta_pc(1) = 0;
pc(1) = pcadop;
F(1) = ((q_(1) / (M*p_(1)))^n) + ((log(p_(1)/pc(1))) / (log(r)));

```

```

dF_dq(1) = n*((q(1) / (M*p_(1)))^(n-1)) * (1 / (M*p_(1)));
dF_dp_(1) = -n*(q(1)/M)^n * (1 / (p_(1)^(n+1))) + ((1 / p_(1)) * (1 /
log(r)));
dg_dq(1) = 2*((3+2*M) / (2*q(1)+3*p_(1))) - ((3-M) / (q(1)-3*p_(1)));
dg_dp_(1) = (3*M / p_(1)) - (((3+2*M) / (2*q(1)+3*p_(1))) * ((2*q(1)) /
p_(1))) + (((3-M)/(q(1)-3*p_(1))) * (q(1)/p_(1)));
v(1) = vo;
K(1) = v(1)*p_(1) / k;
G(1) = ((3*(1-2*poisson)) / (2*(1+poisson))) * K(1);
H(1) = (v(1) / e_r) * (((9+6*M) / (2*q(1)+3*p_(1))) - ((9-3*M) / (3*p_(1)-
q(1))));
if F(1) <= 0
    lambda_p(1) = 0;
else
    lambda_p(1) = ((dF_dq(1)+(1/3)*dF_dp_(1)) * (9*K(1)*G(1)*dE1)) /
(H(1)*(3*K(1)+G(1))+3*K(1)*G(1)*(dF_dq(1)+(1/3)*dF_dp_(1))*(3*dg_dq(1)+dg_dp_
(1)));
end
d_sigma_1(1) = 0;
de3(1) = 0;
dev(1) = 0;
Z_ev(1) = 0;
neg_Z_ev(1) = 0;
d_eps_v_e(1) = 0;
d_eps_s_e(1) = 0;
d_eps_v_p(1) = 0;
d_eps_s_p(1) = 0;

pf(1) = 1;
qf(1) = 0;
vcs(1) = gamma - lambda*log(pf(1));

% Setting row values

for j = 2:1:N+2
    d_sigma_1(j) = 3*G(j-1)*((2/3)*(dE1 - de3(j-1)) - lambda_p(j-1)*dg_dq(j-
1));
    q(j) = q(j-1) + d_sigma_1(j-1);
    p_(j) = (q(j)-q(j-1)) / 3 + p_(j-1);
    delta_pc(j) = ((vo * pc(j-1)) / (lambda - k)) * lambda_p(j-1) * dg_dp_(j-
1);
    pc(j) = delta_pc(j) + pc(j-1);
    F(j) = ((q(j) / (M*p_(j)))^n) + ((log(p_(j)/pc(j))) / (log(r)));
    dF_dq(j) = n*((q(j) / (M*p_(j)))^(n-1)) * (1 / (M*p_(j)));
    dF_dp_(j) = -n*(q(j)/M)^n * (1 / ((p_(j))^(n+1))) + ((1 / p_(j)) * (1 /
log(r)));
    dg_dq(j) = 2*((3+2*M) / (2*q(j)+3*p_(j))) - ((3-M) / (q(j)-3*p_(j)));
    dg_dp_(j) = (3*M / p_(j)) - (((3+2*M) / (2*q(j)+3*p_(j))) * ((2*q(j)) /
p_(j))) + (((3-M)/(q(j)-3*p_(j))) * (q(j)/p_(j)));

    v(j) = vo*(1-Z_ev(j-1));
    K(j) = v(j)*p_(j) / k;
    G(j) = ((3*(1-2*poisson)) / (2*(1+poisson))) * K(j);
    H(j) = (v(j) / e_r) * (((9+6*M) / (2*q(j-1)+3*p_(j-1))) - ((9-3*M) /
(3*p_(j-1)-q(j-1))));

    if F(j) <= 0
        lambda_p(j) = 0;
    else

```



```

        lambda_p(j) = (((dF_dq(j)+(1/3)*dF_dp_(j)) * (9*K(j)*G(j)*dE1)) /
(H(j) * (3*K(j)+G(j))+3*K(j)*G(j) * (dF_dq(j)+(1/3)*dF_dp_(j)) * (3*dg_dq(j)+dg_dp_
(j)))));
    end

    d_eps_v_e(j) = (p_(j) - p_(j-1)) / K(j-1);
    d_eps_s_e(j) = (q(j) - q(j-1)) / (3*G(j-1));
    d_eps_v_p(j) = lambda_p(j-1) * dg_dp_(j-1);
    d_eps_s_p(j) = lambda_p(j-1) * dg_dq(j-1);
    de3(j) = (d_eps_v_e(j) + d_eps_v_p(j)) / 3 - (d_eps_s_e(j) + d_eps_s_p(j))
/ 2;

    dev(j) = d_eps_v_e(j) + d_eps_v_p(j);
    Z_ev(j) = dev(j) + Z_ev(j-1);
    neg_Z_ev(j) = -Z_ev(j);

    pf(j) = (n*p_(j)) / (3-M);
    qf(j) = pf(j) * M;
    vcs(j) = gamma - lambda*log(pf(j));
end
% ...
results = [dE1_vector, p_, q, v, neg_Z_ev];

%Plotting results

subplot(2,2,1);
plot(dE1_vector, q);
xlabel('epsilon axial');
ylabel('Deviator stress, q (kPa)');
grid on;
%
subplot(2,2,2);
plot(p_, q, pf, qf);
xlabel('Effective stress, p'' (kPa)');
ylabel('Deviator stress, q (kPa)');
grid on;
%
subplot(2,2,3);
plot(dE1_vector, neg_Z_ev);
xlabel('epsilon axial');
ylabel('epsilon volumetric');
grid on;
%
subplot(2,2,4);
semilogx(p_, v, pf, vcs );
xlabel('log p'' (kPa)');
ylabel('v');
legend('Stress Path', 'CSL','Location','southwest');
legend('boxoff');
grid on;
[ax4,h3]=suplabel('Drained CASM Model Graphics' , 't');

```

ANEXO 7
Codificación en MATLAB del modelo constitutivo de CASM
para condición no drenada

```

% Input values for CASM MODEL UNDRAINED

po = 603.255;% esfuerzo de preconsolidación inicial
M = 1.428;
lambda = 0.058;
gamma = 2.2;
k = 0.01;
r = 2.2;
poisson = 0.3;
n = 4;
pcadop = 735.44;
v0 = 1.857;%volumetric void ratio initial
pcpref = exp((gamma + (lambda - k)*log(r) - v0 - k*log(po)) / (lambda - k));

dev = 0;
dEs = 0.0001;
Esfinal = 0.3;
N = Esfinal / dEs;
% Starting vectors
de = (0:dEs:Esfinal)';
p_ = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
q_ = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
delta_pc = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
pc = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
F = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
dF_dq = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
dF_dp_ = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
dg_dq = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
dg_dp_ = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
v = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
K = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
G = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
e_r = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
H = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
lambda_p = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
G1 = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
du = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);
pf = zeros(length(0:dEs:0.0002),1);
qf = zeros(length(0:dEs:0.0002),1);
vcf = zeros(length(0:dEs:0.0002),1);
nose = zeros(length(0:dEs:Esfinal),1);

% Set first row value

p_(1) = po;
q_(1) = 0;
delta_pc(1) = 0;
pc(1) = pcadop;
F(1) = 0;
dF_dq(1) = 0;
dF_dp_(1) = 0;
dg_dq(1) = 0;
dg_dp_(1) = 0;
v(1) = v0;
K(1) = 0;
G(1) = 0;
e_r(1) = 0;
H(1) = 0;
lambda_p(1) = 0;

```

```

G1(1) = 0;
pf(1) = 1;
qf(1) = 0;
vcf(1) = 2.2;
nose(1) = 0;
du(1) = 0;

% Setting row values

pf(2) = exp((gamma - v0) / (lambda));
qf(2) = pf(2) * M;
pf(3) = pf(2) + 100;
qf(3) = pf(3) * M;
vcf(2) = gamma - lambda * log(pf(2));
vcf(3) = gamma - lambda * log(pf(3));

for j = 2:1:N+2
    G1(j) = po + q(j-1);
    F(j) = ((q(j-1)/(M*p_(j-1)))^n) + ((log(p_(j-1)/pc(j-1)))/(log(r)));
    dF_dq(j) = n*(q(j-1)/(M*p_(j-1)))^(n-1) * (1/(M*p_(j-1)));
    dF_dp_(j) = -n* (q(j-1)/M)^n * (1/ (p_(j-1)^(n+1))) + ((1/p_(j-1)) *
(1/(log(r))));
    dg_dq(j) = (2* ((3+ (2*M))/ (2*q(j-1)+3*p_(j-1)))) - ((3-M)/ (q(j-1)-
(3*p_(j-1))));
    dg_dp_(j) = (3*M/p_(j-1)) - (((3+2*M)/ (2*q(j-1)+3*p_(j-1))) * ((2*q(j-
1))/(p_(j-1)))) + (((3-M)/(q(j-1) - 3*p_(j-1))) * (q(j-1)/p_(j-1)));
    v(j) = v(j-1);
    K(j) = v(j) * p_(j-1)/k;
    G(j) = ((3* (1-2*poisson))/ (2*(1+poisson))) * K(j);
    e_r(j) = (lambda - k) * log(r);
    H(j) = (v(j)/e_r(j)) * (((9 + 6*M)/ (2*q(j-1) + 3*p_(j-1))) - ((9-3*M)/
(3*p_(j-1)-q(j-1))));
    if F(j) <= 0
        lambda_p(j) = 0;
    else
        lambda_p(j) = ((3*G(j)*dF_dq(j)*dEs) + (K(j)*dF_dp_(j)*dev))/
((3*G(j)*dF_dq(j)*dg_dq(j)) + (K(j)*dF_dp_(j)*dg_dp_(j)) + H(j));
    end
    nose(j) = nose(j-1) + lambda_p(j);
    p_(j) = K(j) * (-lambda_p(j)*dg_dp_(j)) + p_(j-1);
    q(j) = (3*G(j)*(dEs - (lambda_p(j)*dg_dq(j)))) + q(j-1);
    delta_pc(j) = ((v(j)*p_(j))/(lambda - k)) * lambda_p(j) * dg_dp_(j);
    pc(j) = delta_pc(j) + pc(j-1);
    du(j) = ((2*po + G1(j))/3) - p_(j);
end
%
subplot(2,2,1);
plot(de, q);
xlabel('epsilon axial ');
ylabel('Deviator stress, q (kPa)');
grid on;

%
subplot(2,2,2);
plot(p_, q, pf, qf);
xlabel('Effective stress, p'' (kPa)');
ylabel('Deviator stress, q (kPa)');
legend('Stress Path', 'CSL', 'Location', 'northwest');
legend('boxoff');

```

```
grid on;
%
subplot(2,2,3);
plot(de, du);
xlabel('epsilon axial');
ylabel('Pore pressure, u (kPa)');
grid on;
%
subplot(2,2,4);
semilogx(p_, v, pf, vcf);
xlabel('log p'' (kPa)');
ylabel('v');
grid on;
[ax4,h3]=suplabel('Undrained CASM Model Graphics' , 't');
```