

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**“APLICACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS  
PARA REPRESENTAR EL COMPORTAMIENTO DE  
TIERRA BLANCA JOVEN (TBJ), UNIDAD G”**

PRESENTADO POR:

**OSCAR EDGARDO AYALA VALDEZ**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 2013

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

**ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO**

SECRETARIA GENERAL :

**DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

SECRETARIO :

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

DIRECTOR :

**Ph.D. ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título :

**“APLICACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS  
PARA REPRESENTAR EL COMPORTAMIENTO DE  
TIERRA BLANCA JOVEN (TBJ), UNIDAD G”**

Presentado por :

**OSCAR EDGARDO AYALA VALDEZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

**ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA  
ING. JOSÉ MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA  
ING. JOSÉ ALEXANDER CHÁVEZ HERNÁNDEZ**

San Salvador, Noviembre de 2013

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

**ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA**

**ING. JOSÉ MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA**

**ING. JOSÉ ALEXANDER CHÁVEZ HERNÁNDEZ**

## **AGRADECIMIENTOS**

Doy principalmente gracias a **Dios**, porque Él ha hecho posible que este Trabajo de Graduación llegue a su fin satisfactoriamente, brindándome la fuerza, inteligencia, sabiduría y protección durante la ejecución del mismo.

Agradezco además, a los coordinadores de esta investigación, **Ing. Lesly Emidalia Mendoza Mejía**, **Ing. José Miguel Landaverde Quijada** e **Ing. José Alexander Chávez Hernández**, por su ayuda, consejos, comprensión y por compartir sus conocimientos, convirtiéndose así, en un apoyo fundamental por el cual ha sido posible la culminación de esta investigación.

También agradezco a mi padre **Santos Ayala Hércules**, por la ayuda brindada en la elaboración de esta investigación, asimismo, a mis hermanas **Karen Ivette y Verónica Elizabeth Ayala Valdez** y a mi madre **Carmen Noemí Valdez de Ayala** por brindarme su apoyo y consejos impulsándome a alcanzar mis ideales y metas.

Agradezco también, a la **Br. Gema Ivonne Cheng Guerra** por toda la colaboración y apoyo brindado durante la realización de este trabajo de graduación y mi amigo **Israel Antonio Ortega Morales** por su apoyo incondicional.

Quiero agradecer además, al personal del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”: **Ing. Evelio López** y al **Tec. Carlos Morataya**, por la valiosísima ayuda en la parte experimental que me brindaron durante el desarrollo de la investigación.

Asimismo, agradezco a la organización **Geólogos del Mundo**, por el apoyo económico brindado a esta investigación en la ejecución de los ensayos de laboratorio y además al **Ing. José Alexander Chávez Hernández**, quien realizó la gestión con dicha organización para que este investigación fuera posible.

## **DEDICATORIA**

La finalización de mi carrera ha sido posible al esfuerzo de muchas personas las cuales Dios puso en mi camino, especialmente quiero agradecer este logro:

A **Dios** todo poderoso por iluminarme, darme la sabiduría y fortaleza para enfrentar todas las dificultades que se presentaron en mi camino y por regalarme una familia hermosa a quien amo mucho.

A mis padres **Santos Ayala Hércules, Carmen Noemí Valdez** por su amor y su apoyo en toda la realización de mi carrera y en todas las etapas de mi vida.

A mis hermanas **Karen Ivette Ayala Valdez** y **Verónica Elizabeth Ayala Valdez** por su apoyo incondicional, que Dios las bendiga siempre.

A mi amigo **Israel Antonio Ortega Morales** y mis tíos **Marlene Ayala** y **Oscar Erazo**, por su ayuda en momentos de necesidad.

A mis asesores **Ing. Lesly E. Mendoza, Ing. José Miguel Landaverde** e **Ing. José Alexander Chávez** por su ayuda a realizar este Trabajo de Graduación, aportando sus conocimientos y su tiempo para el desarrollo del mismo, deseando que Dios los bendiga.

A todos mis amigos y familiares por estar a mi lado a lo largo de toda mi carrera, y que Dios los bendiga en todos sus proyectos y metas en su vida.

**Oscar Edgardo Ayala Valdez**

## ÍNDICE

<b>Contenido</b>	<b>Pág.</b>
INTRODUCCION .....	ix
CAPITULO I: CONSIDERACIONES GENERALES .....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	2
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	5
1.3 OBJETIVOS .....	6
1.3.1 Objetivo General .....	6
1.3.2 Objetivos Específicos .....	6
1.4 ALCANCES .....	7
1.5 LIMITACIONES .....	8
1.6 JUSTIFICACIÓN .....	9
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO .....	11
2.1 GEOLOGÍA DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMSS). .....	12
2.1.1 Geología.....	12
2.1.2 Origen de los diferentes estratos y materiales que componen el AMSS.....	14
2.1.3 Tierra Blanca Joven (TBJ). .....	17
2.1.4 Características de la Tierra Blanca Joven (TBJ), Unidad G.....	18
2.1.5 Comportamiento de la Tierra Blanca ante factores físicos (problemática). .....	23

2.1.5.1 Flujos [Šebesta, 2007].....	23
2.1.5.2 Erosión. ....	24
2.1.5.3 Mecanismo de Ruptura .....	26
2.2 DEFINICIÓN DE TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO. ....	28
2.2.1 Concepto del Estado Crítico.....	28
2.2.2 Concepto del Estado Crítico: Arcillas Normalmente Consolidadas [Craig, 2004].....	33
2.2.3 Concepto del Estado Crítico: Arcillas Sobreconsolidadas [Craig, 2004]. ....	36
2.3 TEORÍA SOBRE MODELOS CONSTITUTIVOS.....	40
2.3.1 Introducción. ....	40
2.3.2 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb .....	42
2.3.2.1 Teoría general. ....	42
2.3.2.2 Obtención de parámetros del modelo Mohr-Coulomb.....	48
2.3.3 Modelo Cam Clay modificado. ....	52
2.3.3.1 Teoría General .....	52
2.3.3.2 Trayectorias de esfuerzos en el espacio $p'$ - $q$ - $v$ .....	55
2.3.4. Modelo de hipoplasticidad [Anaraki, 2008].....	59
2.3.4.1 Teoría General. ....	59
2.3.4.2 Parámetros del modelo de hipoplasticidad (formulación de ecuaciones).....	62
2.3.4.3 Determinación de Parámetros.....	65



CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	78
3.1 INTRODUCCIÓN.....	79
3.2 METODOLOGÍA.....	79
3.2.1 Obtención de la Información Bibliográfica.....	79
3.2.2 Trabajo de Campo.....	80
3.2.2.1 Visitas de reconocimiento y definición de puntos de muestreo.....	80
3.2.2.2 Visitas de campo para caracterización de los puntos de muestreo.....	90
3.2.2.3 Extracción de Muestras.....	90
3.2.3 Ensayos de Laboratorios.....	91
3.2.4 Obtención de Parámetros.....	93
3.2.5 Simulación.....	93
3.3 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA.....	95
3.3.1 Visitas de reconocimiento y definición de los puntos de muestreo.....	95
3.3.1.1 Reconocimiento y definición de puntos de muestreo.....	95
3.3.1.2 Ubicación de puntos de muestreo.....	96
3.3.2 Visitas de campo para caracterización de los puntos de muestreo.....	100
3.3.3 Extracción de muestras.....	101
3.3.3.1 Muestras alteradas.....	101
3.3.3.2 Muestras Inalteradas.....	102
3.3.4 Ensayos de laboratorio.....	104

3.3.4.1 Procedimientos de ensayos de laboratorio.....	104
3.3.4.1.1 Análisis Granulométrico (mecánico e hidrométrico) ASTM D-422.....	104
3.3.4.1.2 Límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico) ASTM D-4318.....	105
3.3.4.1.3 Consolidación unidimensional (modificado). ....	106
3.3.4.1.4 Corte Directo (modificado).....	116
3.3.4.1.5 Angulo de Reposo. ....	118
3.3.4.2 Ensayos realizados a cada punto de muestreo. ....	122
CAPITULO IV: RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIOS. ....	123
4.1 INTRODUCCIÓN. ....	124
4.2 RESULTADOS DE LABORATORIO. ....	124
4.2.1 Humedad Natural.....	125
4.2.2 Gravedad Específica. ....	125
4.2.3 Granulometrías (Mecánica e hidrometría). ....	126
4.2.3.1 Padre Arrupe.....	127
4.2.3.2 Bosques de la Paz. ....	129
4.2.3.3 Santa Marta.....	133
4.2.3.4 Comparación de curvas granulométricas de los tres puntos de muestreos. ....	136
4.2.4. Límites de Atterberg. ....	137
4.2.4.1 Clasificación del suelo. ....	137
4.2.5. Corte Directo (modificado). ....	138

4.2.5.1 Padre Arrupe.....	138
4.2.5.2 Boques de la Paz,.....	141
4.2.5.3 Gráfico comparativo de los dos puntos de muestreo.....	143
4.2.6 Angulo de Reposo (aproximación al ángulo de fricción interna en estado crítico). ....	144
4.2.7. Consolidación Unidimensional (modificado).....	145
4.2.7.1 Consolidación unidimensional, carga - estado suelto. ....	145
4.2.7.2 Consolidación unidimensional, carga – estado denso. ....	147
4.2.7.3 Consolidación unidimensional de carga, estado húmedo-suelto.....	149
4.2.7.4 Consolidación unidimensional, carga-descarga, estado suelto. ....	152
4.2.8 Ensayo de compactación de los suelos (Proctor).....	155
4.2.9 Triaxial drenada.....	156
4.2.9.1 Triaxial drenada, muestras inalteradas condición normalmente consolidada. ....	156
4.2.9.2 Triaxial drenada, muestras remoldeadas (con densidad Proctor ASTM D-1557) condición sobreconsolidada. ....	159
CAPITULO V: OBTENCION DE PARAMETROS Y SIMULACION .....	162
5.1 INTRODUCCIÓN. ....	163
5.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.....	164
5.2.1 Obtención de Parámetros para el modelo Mohr-Coulomb.....	164
5.2.1.1 Ángulo de fricción interna $\varphi$ .....	164
5.2.1.2 Cohesión C. ....	166

5.2.1.3	Módulo de Elasticidad (E).....	166
5.2.1.4	Angulo de dilatancia $\psi$ .....	171
5.2.1.5	Módulo de Poisson $\nu$ .....	172
5.2.2	Obtención de Parámetros para el modelo Cam Clay modificado.....	174
5.2.2.1	Índice de compresibilidad ( $\lambda$ ) y índice de recompresion ( $\kappa$ ) de Cam Clay.....	175
5.2.2.2	Pendiente de la Línea de estado crítico (M). .....	177
5.2.2.3	Modulo de Poisson ( $\nu$ )......	180
5.2.2.4	Relación de vacíos inicial ( $e_{inicial}$ ). .....	180
5.2.3	Obtención de parámetros para el modelo de hipoplasticidad.....	181
5.2.3.1	Angulo de fricción interna en estado crítico ( $\varphi_c$ ). .....	182
5.2.3.2	Exponente de rigidez ( $n$ ) y Rigidez granular ( $h_s$ ). .....	182
5.2.3.3	Relaciones de vacíos crítica ( $e_{c0}$ ), densa( $e_{d0}$ ) y máxima al vacío ( $e_{i0}$ ) a presión cero. ....	185
5.2.3.4	Proceso de iteración para la obtención de los parámetros $n$ , $h_s$ , $\alpha$ y $\beta$ .....	186
5.3	PROGRAMA PLAXIS.....	193
5.3.1	Introducción .....	193
5.3.2	Información general.....	193
5.3.3	Simulación de ensayos de laboratorio, opción “SoilTest”. .....	194
5.4	PROCEDIMIENTO DE SIMULACIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y RESULTADOS DE SIMULACIÓN. ....	195

5.4.1 Procedimiento de simulación de ensayos de laboratorio. ....	196
5.4.2 Resultados de simulación.....	198
5.4.2.1 Ensayos de laboratorio utilizados en las simulaciones.....	198
5.4.2.1.1 Ensayos triaxiales drenados. ....	199
5.4.2.1.2 Ensayos de Consolidación. ....	199
5.4.2.2 Resultados de simulaciones y análisis de resultados.....	202
5.4.2.2.1 Ensayos triaxiales drenados (condiciones: normalmente consolidada y sobre- consolidada). ....	203
5.4.2.2.2 Ensayos de consolidación. ....	208
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	214
6.1 CONCLUSIONES. ....	215
6.1.1 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	215
6.1.2 RESULTADOS DE SIMULACIONES.....	217
6.1.2.1 Simulación del ensayo triaxial consolidada drenada para las condiciones normalmente consolidada y sobreconsolidada: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio.....	217
6.1.2.2 Simulaciones de ensayo de consolidación de carga, estado denso: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio. ....	218
6.1.2.3 Simulaciones de ensayo de consolidación de carga, estado suelto: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio. ....	219

6.1.2.4 Simulaciones de ensayo de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga- descarga, estado suelto: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio.....	220
6.2 RECOMENDACIONES.....	221
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	223
ANEXOS	

## INTRODUCCION

El estudio de las características y propiedades de los suelos es un criterio importante a tomar en cuenta al momento de realizar la construcción de una obra civil, ya que sobre éste se cimentará la superestructura. Dicha estructura, puede presentar diversos problemas, tales como: agrietamientos debido a consolidación, hundimiento, desplazamiento, colapso, etc. Siendo una causante de éstos, la falta de la realización de un estudio de suelo adecuado, provocando mayores gastos económicos por reparación o reconstrucción. En relación a estos problemas, en el pasado se han realizado estudios para conocer el comportamiento de los suelos al momento de imponer cargas sobre ellos, surgiendo de esta manera las teorías clásicas de la mecánica de suelos, entre las que se pueden mencionar: la Ley de Resistencia al Corte propuesta por Coulomb, las teorías sobre empujes propuestas por Rankine, teorías para estabilización de taludes y muchas otras.

Para superar las suposiciones y limitaciones que cada metodología presentaba, se desarrollaron otros principios teóricos para representar el comportamiento de los suelos (Ejemplo: las teorías del estado crítico en los suelos), surgiendo así las teorías elastoplásticas; que toman en cuenta las deformaciones elásticas y plásticas, conectando cambios volumétricos con esfuerzos cortantes en el suelo, dichas teorías sirvieron para la elaboración de los modelos constitutivos.

La siguiente investigación trata sobre la aplicación de modelos constitutivos para representar el comportamiento de la Tierra Blanca Joven (TBJ) unidad G, depósito de caída. La idea es aplicar a este suelo, tres modelos constitutivos (Cam Clay modificado, Mohr-Coulomb e Hipoplasticidad) y evaluar cuál de ellos, presenta un comportamiento más cercano a los resultados obtenidos en laboratorio. El fin es proporcionar información que sirva como punto de

partida para la realización de futuras investigaciones en el área de la mecánica de suelos moderna.

La metodología general consistirá: en el reconocimiento, ubicación y extracción de muestras de campo, para la realización de ensayos de laboratorio, con los que se obtendrán parámetros para cada uno de modelos constitutivos, los que posteriormente serán introducidos en el software especializado PLAXIS para la simulación a través de elementos finitos y para luego compararlos con los resultados de laboratorio, finalizando con la conclusión de cuál modelo se acerca más al comportamiento del suelo en estudio. Lo que se busca es ir actualizando en el país el área de la mecánica de suelos.



# CAPITULO I

## CONSIDERACIONES GENERALES

## 1.1 ANTECEDENTES

La Tierra Blanca Joven, es el producto de la última erupción pliniana de la Caldera de Ilopango, conformada por depósitos de caída, flujos piroclásticos y oleadas piroclásticas, siendo sus unidades nombradas por las letras: A, B, C, D, E, ignimbritas (Alfa y Beta), F y G desde la base hasta la más superficial según Hernández (2004). Dicha erupción cubrió la mayoría de El Salvador y gran parte de estos depósitos (con espesores importantes) están ubicados en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).

Para definir las características de estos suelos y conocer su comportamiento, se han realizado algunas investigaciones a lo largo de los años. Entre las investigaciones más importantes, se puede mencionar; un trabajo presentado por Guzmán y Burgos (1981) en el que se trata de dar una visión panorámica de las características físicas y las propiedades mecánicas de muestras remoldeadas e inalteradas de diferentes lugares del AMSS sin tomar en cuenta la clasificación de las Tierra Blanca Joven. Una de las conclusiones obtenidas de este trabajo fue plantear la necesidad de estudiar el comportamiento de los suelos del AMSS, pues éstos experimentan una disminución en su resistencia al corte cuando se saturan. Otra investigación, es la de Guzmán y Melara (1996) donde se propone que la estabilidad que exhiben las estructuras geotécnicas de los suelos del AMSS, se debe al origen geológico de esa zona, estableciendo que las cenizas volcánicas poseen características friccionantes y que además están compuestas de minerales que provocan efectos cementantes dentro de la matriz del suelo. También tenemos a Rolo (1998), quien realizó la determinación de ciertas características físicas y mecánicas de una muestra de Tierra Blanca del AMSS. De los resultados obtenidos de esta investigación, se logró determinar que cuando el suelo presentaba un grado de saturación, esto provocaba una disminución de la resistencia al corte en el suelo. Además se incorporó en su estudio, la medición de la succión del suelo y la ejecución de pruebas de consolidación para investigar comportamientos de éste ante

los cambios volumétricos, también demostró, que a partir de la interpretación de las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación, el comportamiento colapsable de las Tierras Blancas se debía a la naturaleza parcialmente saturada del suelo. Además, se tiene a Amaya y Hayem (2000) quienes estudiaron la TBJ desde una perspectiva de la mecánica de suelos parcialmente saturados y mecánica de suelos clásica (cohesión, ángulo de fricción y colapsabilidad), concluyendo que la TBJ se satura al tener un contenido de humedad del 40%. Hernández (2004) estudió las características geotécnicas de las unidades de la TBJ, concluyendo que la succión y cementantes (sulfatos y silicatos) tiene que ver con la cohesión aparente que se observa en estos materiales. Rolo et al. (2004) investigó sobre la colapsabilidad de TBJ y sobre la participación de la succión y del cementante en su cohesión aparente, concluyendo que el cambio de volumen o colapso repentino de TBJ al ser saturada produce una cantidad importante de movimientos de ladera que se dan durante las lluvias intensas de invierno. Molina et al. (2009) y Avalos & Castro (2010) caracterizaron la unidad G de TBJ (zona proximal e intermedia respectivamente), realizando pruebas de colapsabilidad.

Sin embargo, gran parte de estas investigaciones han utilizado ensayos de laboratorios que analizan el suelo haciendo uso de conceptos, para suelos en estado seco o estado saturado lo que presenta una mala aproximación, ya que en el país el suelo posee cierta humedad que hace que resista esfuerzos más elevados (sin estar completamente saturado o seco). Esta aparente elevación de esfuerzos se debe a la succión (presión de poros) que está presente en estos suelos al estar parcialmente saturados y a la presencia de cementantes. En El Salvador no se cuenta con la facilidad de conseguir equipo que permita analizar parámetros como la succión, la cual es necesaria para conocer el comportamiento de éstos, además, el único modelo que se aplica para analizar el comportamiento de todo tipo de suelos, es el modelo de Mohr-Coulomb, dejando la incertidumbre, si éste, es el modelo que mejor refleja el comportamiento de los suelos.

En la actualidad, existen modelos que representan las deformaciones plásticas y elásticas de los suelos de una mejor forma, conectando los cambios de volumen y esfuerzo cortante. Éstos son llamados “modelos constitutivos”, entre ellos se pueden mencionar: el modelo Cam Clay modificado, hipoplasticidad, hardening soil, entre otros. Los cuales proveen un marco cualitativo para mejorar el conocimiento del comportamiento del suelo; además sirven para ser utilizados en los cálculos de elementos finitos (en análisis de taludes). Dichos modelos, necesitan parámetros que pueden ser obtenidos de los ensayos de laboratorio tradicionales: corte directo, consolidación, triaxial drenada, etc. Hipoplasticidad, es un modelo que describe el comportamiento de un suelo de manera más realística (no-lineal e inelástico). Con hipoplasticidad no es necesaria una superficie de fluencia o la descomposición del rango de deformación en rangos con porciones elásticas y plásticas.

En el país éste tipo de análisis a los suelos, no ha sido aplicado hasta la fecha, pero en países como E.E.U.U, España, República Checa, Alemania, Holanda, Japón y Venezuela entre otros, este tipo de investigaciones es una realidad. Entre los estudios y aplicaciones de estos modelos en otros países se tienen; una Tesis Doctoral realizada en la Universidad Politécnica Madrid, España, denominada “*Modelos Constitutivos basados en la teoría de la plasticidad generalizada con la incorporación de parámetros de estado para arenas saturadas y no saturadas*”. Además, se tiene un trabajo realizado en Suecia y Japón para el uso de “*Modelos Constitutivos para suelo-cemento*”, el modelo utilizado fué el de Cam Clay.

También, se tiene un Trabajo Especial de Grado presentado ante la ilustre Universidad de Venezuela, denominado, “*Estudio mediante los modelos constitutivos Mohr-Coulomb e hiperbólico del comportamiento del material impermeable de la presa derecha Manuel Piar (TOCOMA), estado de Bolívar*”.

Por lo que se puede decir, que el estudio de los suelos actualmente y en el futuro se basará en el uso de modelos constitutivos adecuados al comportamiento de cada tipo suelo, permitiendo de esa manera conocer lo que sucede en el suelo ante los esfuerzos aplicados, cambios de volumen y cambios de humedad.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En vista de la necesidad de mejorar la forma de estudiar el comportamiento de los suelos, en especial la Tierra Blanca Joven (unidad G, de caída), se ha requerido desarrollar una investigación en la cual se haga uso de diversos métodos para el estudio del comportamiento del suelo. Dichos métodos utilizan modelos constitutivos o modelos elastoplásticos e hipoplasticidad, para el análisis de los suelos. Para ello es preciso primero que se realicen ensayos de laboratorio, que permitan obtener los parámetros necesarios para la aplicación del modelo de interés, y posteriormente la realización de simulaciones, utilizando un software especializado, las cuales deberán compararse con los resultados de laboratorio, para finalmente concluir sobre la aplicabilidad de los modelos.

La importancia en la implementación de estos modelos constitutivos radica en que ellos, proporcionan un análisis de las deformaciones elásticas y plásticas, también, conectan los cambios de volumen y de esfuerzo cortante, lo que brinda un análisis más adecuado del comportamiento de los suelos.

En la actualidad son muchos los países que hacen uso de estos modelos, como ya ha sido mencionado, pero aún existen países que no han aplicada este tipo de análisis, siendo el caso de El Salvador. Con el fin de introducir al país en el uso de estos modelos, se ha valorado realizar esta investigación, teniendo como propósito incluir a la Universidad de El Salvador en dicho estudio y actualizar los métodos clásicos de la mecánica de suelos utilizados en el medio para el

análisis de los suelos. Este estudio, se ha decidido enfocarlo especialmente en la Tierra Blanca Joven (TBJ) unidad G, depósito de caída, por ser de los suelos más problemáticos en el país.

Actualmente en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) que es donde se concentra la actividad económica, industrial, la mayoría de la población, las instituciones públicas, así como, privadas, experimenta problemas graves con la erosión, colapso, movimientos de ladera, hundimientos o asentamientos del terreno, etc., las cuales se forman especialmente en las tefras volcánicas llamadas “Tierra Blanca Joven” (TBJ); debido a que la ciudad fue desarrollada sobre estos materiales. De los problemas descritos, con este estudio se busca obtener resultados que sirvan como punto de partida para la realización de futuras investigaciones sobre el tema, los cuales ayuden a resolver la problemática que presentan dichos suelos.

### **1.3 OBJETIVOS**

#### **1.3.1 Objetivo General**

- ✓ Aplicar modelos constitutivos para representar el comportamiento de la Tierra Blanca Joven (TBJ) unidad G, depósito de caída y determinar cuál de ellos se acerca más al verdadero comportamiento del suelo.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Conocer de la Tierra Blanca Joven (TBJ); su origen, estratigrafía, constitución y comportamiento a la falla.

- ✓ Ubicar posibles zonas en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) donde se encuentra la unidad G de la Tierra Blanca Joven (TBJ), con el fin de obtener muestras representativas para el estudio.
- ✓ Estudiar la teoría de los modelos constitutivos, específicamente Mohr-Coulomb, Hipoplasticidad y Cam Clay modificado, para conocer los parámetros que se necesitan definir para su aplicación y los ensayos de laboratorios necesarios para su obtención.
- ✓ Realizar ensayos de laboratorios necesarios para la obtención de los parámetros, para la aplicación de los modelos constitutivos y hacer un análisis de los resultados.
- ✓ Introducción de los parámetros obtenidos, al programa de elementos finitos (PLAXIS), para la simulación numérica de cada modelo, para definir cuál de los tres, se acerca más a los resultados obtenidos mediante pruebas de laboratorio, lo cual ayudará a definir mejor el comportamiento del suelo.
- ✓ Concluir cuál de los tres modelos constitutivos simula mejor el comportamiento de la TBJ, unidad G, depósito de caída.

#### **1.4 ALCANCES**

- Realizar ensayos de laboratorio para la obtención de los parámetros de cada modelo constitutivo. Entre los ensayos a realizar se tienen: análisis granulométricos, límites de Atterberg (si fuera posible), corte directo (estado suelto), consolidación (suelta, densa, húmeda), triaxial drenada (inalterado y remoldeado), Proctor, entre otros.
- Aplicación de modelos constitutivos, específicamente los modelos: Cam Clay modificado, Hipoplasticidad y Mohr-Coulomb, para determinar el comportamiento de los suelos de Tierra Blanca Joven de unidad G, depósito de caída. El procedimiento

consistirá en la obtención de parámetros mediante ensayos de laboratorios (ensayos antes mencionados), para posteriormente introducirlos en el software especializado denominado PLAXIS, con el cual se realizará la simulación de los ensayos de laboratorio para cada modelo, entre los tipos de ensayos a simular se tienen; triaxial drenada y consolidación, luego, estos resultados, serán comparados contra los resultados de laboratorio de la Tierra Blanca Joven unidad G deposito de caída obtenidos de ensayos triaxiales y consolidaciones, para finalmente formular conclusiones sobre los resultados y definir cuál de los tres modelos se apega más al comportamiento real de la TBJ unidad G, deposito de caída.

## **1.5 LIMITACIONES**

- Realización de ensayos geotécnicos haciendo uso de equipo existente en El Salvador.
- La realización de los ensayos de laboratorio de triaxial drenada serán limitados a dos máximo, debido a que la Universidad de El Salvador no cuenta con dicho equipo, existiendo en el país, pocos sitios donde realizar dicha prueba. Además, el alto costo que solo una de estas pruebas representa, genera una limitante económica a tomar en cuenta.
- La Tierra Blanca Joven posee muchas subdivisiones, pero su estudio solo será limitado a la unidad G de la zona proximal, por ser uno de los suelos más superficiales, poco consolidado y que presenta la mayor problemática dentro del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS). Por lo cual los resultados obtenidos de esta investigación sólo serán aplicados a estos suelos.
- El avance de esta investigación estará sujeto a la realización de los ensayos de laboratorio necesarios para la obtención de los parámetros para la aplicación de cada modelo



constitutivo. Corriendo el riesgo de la extensión del tiempo planificado para la investigación.

- La simulación de los modelos solamente se efectuará haciendo uso del software especializado, denominado PLAXIS, esto limita el panorama para observar cómo funcionan los otros software, en la simulación de los modelos.

## **1.6 JUSTIFICACIÓN**

El suelo es un elemento importante de estudiar al momento de cimentar una obra de ingeniería civil, ya que éste, se encargará de soportar todas las cargas que una superestructura imponga sobre él. Tradicionalmente en El Salvador, las propiedades de los suelos se han estudiado y determinado desde el enfoque de la mecánica de suelos clásica. Asimismo, los procedimientos de laboratorio utilizados localmente para determinar las propiedades mecánicas de los suelos, están basados en los principios de las teorías clásicas de la mecánica de suelos secos o completamente saturados, los resultados de estas pruebas incluyen la determinación de parámetros mecánicos del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna), para estudiar el comportamiento de éstos ante la aplicación de esfuerzos y de esa forma buscar cómo mejorar sus propiedades mecánicas.

Sin embargo, la mecánica de suelos clásica no proporciona un panorama total acerca de comportamiento del suelo, ya que ésta toma en cuenta solamente deformaciones elásticas e inelásticas irreversibles. Por el contrario, las nuevas teorías toman en cuenta las deformaciones elásticas y plásticas, relacionándolas al cambio de volumen, intentando describir y representar de manera más aproximada el comportamiento del suelo.

En las últimas décadas, un área importante al estudio de la mecánica de suelos ha sido conducida al desarrollo de modelos constitutivos que se ajusten mejor a la realidad física de los suelos. Así, varias investigaciones, formularon con éxito modelos basados en diferentes conceptos como la elasticidad no lineal, el endurecimiento plástico, la teoría del estado crítico y la hipoplasticidad. Entre algunos de éstos se pueden mencionar; Cam Clay modificado, Hipoplasticidad y Mohr-Coulomb entre otros. En el país solamente Mohr-Coulomb es aplicado para analizar cualquier tipo de suelo, lo cual no debería de ser así, sino que se debería de buscar el modelo más adecuado para cada tipo de suelo. Por este motivo se desea realizar esta investigación, con el fin de observar las diferentes influencias que diferentes modelos presentan en un tipo de suelo en particular.

En el caso de éste estudio, se busca representar un mismo tipo de suelo; Tierra Blanca Joven, Unidad G, deposito de caída, aplicando tres modelos constitutivos diferentes; Cam Clay modificado, Mohr-Coulomb e Hipoplasticidad, para buscar cuál de los tres representa de manera más aproximada el comportamiento del suelo.

La idea es introducir éste tipo de análisis al estudio del comportamiento de los suelo, en el país, ya que éste proporciona un comportamiento más cercano a la realidad, lo que permitiría diseñar obras de ingeniería más seguras y estables.

# CAPITULO II

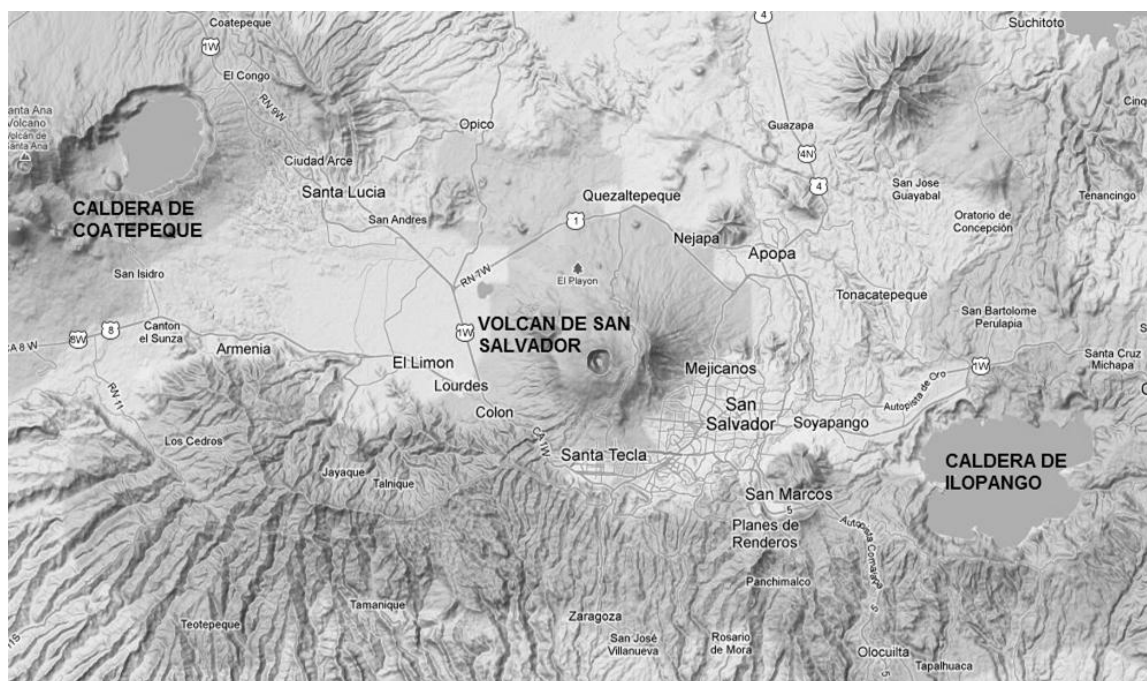
MARCO TEÓRICO

## 2.1 GEOLOGÍA DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMSS).

### 2.1.1 Geología.

Según Hernández [2008] la superficie del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), debe su origen a erupciones volcánicas provenientes de diferentes sitios (Ver **Figura No. 2.1**), entre ellos podemos mencionar: la Caldera de Coatepeque que produjo la formación de los depósitos distales Arce y Congo, también se tiene la Caldera de Ilopango la cual produjo los estratos superficiales; TB4, TB3, TB2 y en su última erupción pliniana, TBJ llamada “Tierra Blanca Joven” la cual fue una erupción de gran dimensión que cubrió todo el país y parte de otros países como: Honduras, Guatemala, Nicaragua y Costa Rica (Dull.et.al., 2010).

**Figura No. 2.1.** Mapa donde se muestra la ubicación de la Caldera de Coatepeque, Volcán de San Salvador y Caldera de Ilopango.



FUENTE: Imagen extraída de Google Earth, 02/02/2013. Información que puede ser encontrada en internet.

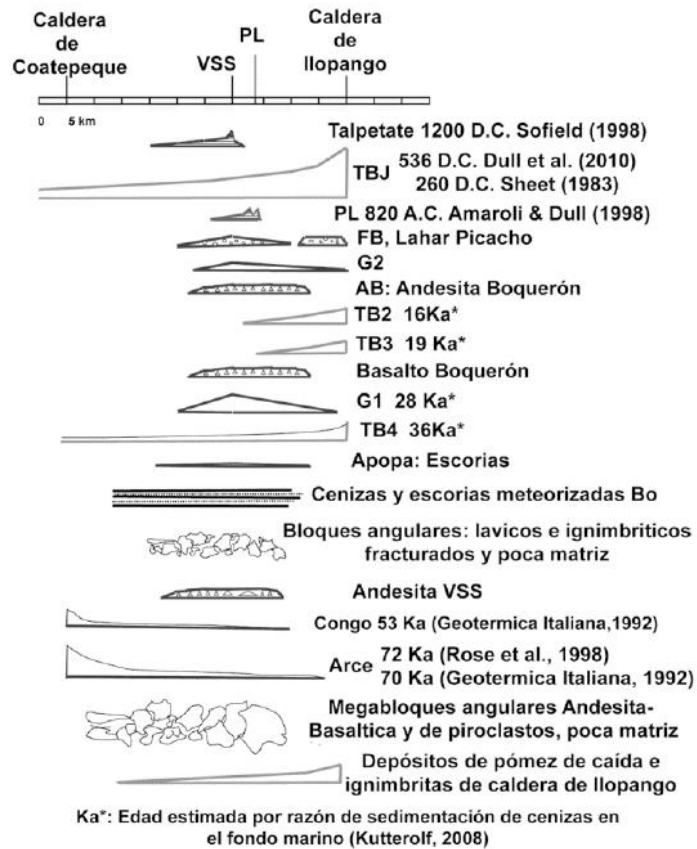
Según Oppenheimer (2012) la erupción de Ilopango es catalogada como la de mayor intensidad que la de Krakatoa, siendo el volumen de tefra producido de 84 km<sup>3</sup>, indicando una magnitud de erupción de 6.9. Los efectos en cuanto a cambio climático duraron casi una década 536-550 D.C. y afectaron seriamente las cosechas en el hemisferio norte desde China, Mediterráneo hasta Mesoamérica debido a veranos con temperaturas inusualmente frías.

Además, hay presencia de productos de erupciones volcánicas provenientes del Volcán de San Salvador, entre los que se puede mencionar a los estratos; Andesita de San Salvador (ASS), G1, G2, Ignimbritas Boquerón (IB) y Apopa. Por último, se puede mencionar la erupción del Plan de la Laguna que produjo el depósito con el mismo nombre (PL). De todas estas erupciones, las principales con las que se encuentra formada la superficie de la AMSS son las producidas por la Caldera de Ilopango y el Volcán de San Salvador.

En la **Figura No. 2.2**, se puede observar las edades de cada depósito de las erupciones volcánicas mencionadas, su desarrollo, el sitio donde se originó y el depósito o estrato que la erupción generó. Es de notar, que el espesor de las tefras se reduce y cambia su granulometría a medida que se alejan de su centro de origen (o foco emisor). Además, su distribución depende de la dirección del viento, los procesos erosivos y la explosividad durante la erupción.

En general se puede decir, que el tipo de erupciones volcánicas del AMSS, han sido explosivas en su mayoría, éstas, generaron depósitos de caída, flujos piroclásticos, oleadas piroclásticas intercaladas.

**Figura No. 2.2.** Distribución espacio-temporal de los distintos materiales volcánicos en el AMSS.



**FUENTE:** Hernández, E. W., “Aspectos Geológicos que influyen en las aguas subterráneas y en la respuesta sísmica del AMSS”, SNET, (Modificado, 2008).

### 2.1.2 Origen de los diferentes estratos y materiales que componen el AMSS.

En la **Tabla No. 2.1** se muestra un resumen de cada uno de los estratos de los materiales volcánicos que conforman la superficie del AMSS, destacando, su lugar de emisión, tipo de erupción y materiales que los componen. Los estratos se encuentran nombrados desde la base hasta los más superficiales.

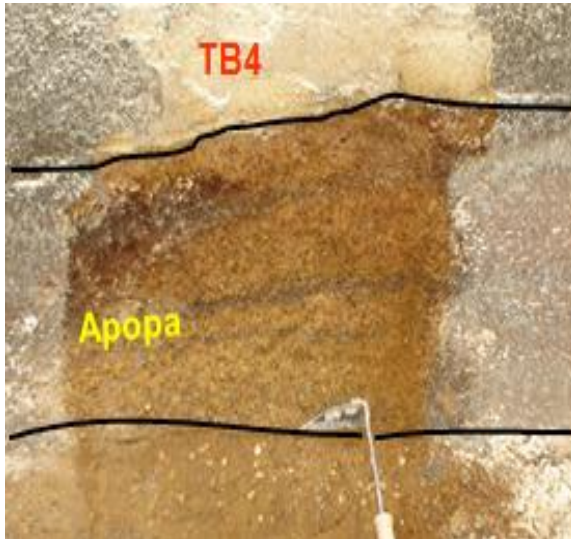
**Tabla No. 2.1.** Resumen de los estratos volcánicos que forman parte del AMSS. (Ver fotografías en **Figura No. 2.3**)

Estrato o Deposito	Lugar de emisión	Tipo de Erupción	Características de Materiales
ASS (Andesita de San Salvador )	Volcán de San Salvador.	Colada de lava	Andesita, andesítico basáltico hasta dacita.
Arce	Caldera de Coatepeque	Erupción explosiva (corresponde a la mayor explosión)	Cenizas compuestas por arenas medias a finas de pómez con biotita, tiene color beige claro amarillento.
Congo	Caldera de Coatepeque	Erupción explosiva	Cenizas finas, color beige claro, algo cementadas, duras y de 38 cm de espesor en el estrato.
Apopa	Volcán de San Salvador	Erupción estromboliana.	Lapilli escoriáceo basáltico, color gris oscuro, vesicular y suelto cuando no presenta oxidación, afloramiento de color café.
TB4	Caldera de Ilopango	Erupción pliniana	Capa de pómez de color blanco, capa de lapilli de pómez con gradación normal, ceniza de caída fina blanca (en base) o amarillento (en techo).
G1	Volcán de San Salvador	Erupción pliniana (la más grande conocida del volcán de San Salvador)	Pómez de caída vesiculados, de composición dacítico o andesíticos, grisáceo, algo suelto, con moderada presencia de líticos oxidados y angulares, en parte proximal se observan varios niveles de oleadas piroclásticas “Surge”.
TB3	Caldera de Ilopango	Erupción pliniana	Pómez y cenizas de caída con granulometría fina, color blanco con presencia de lapilli acrecional y flujos piroclásticos basales.
TB2	Caldera de Ilopango	Erupción pliniana	Caída de pómez ligeramente mayor a TB3, caracterizado por ser mal seleccionado, con abundantes minerales oscuros representados por horblenda, techo con paleosuelo de delgado espesor y color café oscuro.
G2	Volcán de San Salvador	Erupción pliniana	Escorias poco vesiculadas, densa, afanítica, color gris claro o gris pardo, mezclas de magmas, líticos basáltico rojizos densos, andesitas café amarillentas y líticos hidrotermalizados.
IB (Ignimbrita Boquerón )	Volcán de San Salvador.	Erupción pliniana	Flujos piroclásticos de color café oscuro (surges) y café claro, poco consolidado, matriz de cenizas finas medianamente consolidadas con fragmentos de escoria gris, escorias juveniles y líticos andesíticos .etc.
PL (Plan de la Laguna)	Plan de la Laguna	Erupción monogenética	En la base posee lapilli andesíticos, vesicular gris, superpuesto por oleadas, la parte intermedia compuesta por cenizas de caída y oleadas piroclásticas. El techo formado por lapilli acrecional.
TBJ (Tierra Blanca Joven)	Caldera de Ilopango	Erupción ultrapliniana (última explosión de esta caldera de gran dimensión)	Compuesta por diferentes depósitos de caída, flujo y oleadas piroclásticas, lapilli acrecional, líticos andesíticos, se encuentra clasificada en nueve unidades estratigráficas de la A hasta G incluyendo ignimbrita alfa y beta.

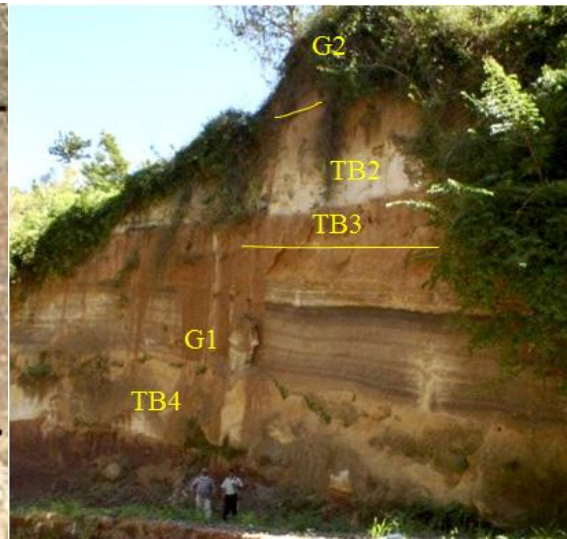
**FUENTE:** Del Autor, con información obtenida de: Hernández, E. W., “Aspectos Geológicos que influyen en las aguas subterráneas y en la respuesta sísmica del AMSS”, SNET, 2004

(Modificado, 2008).

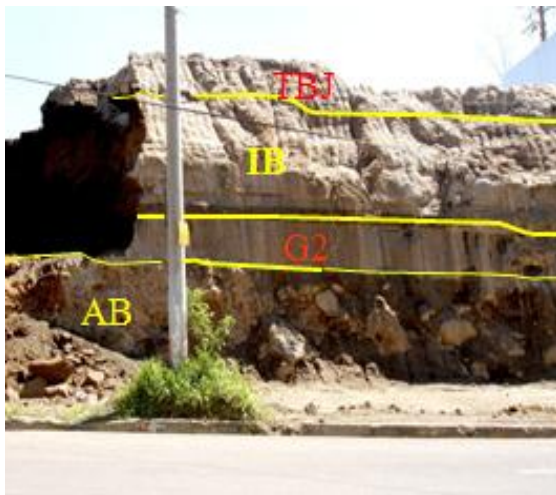
**Figura No. 2.3.** Fotografías de materiales volcánicos presentes en el AMSS; a) Col. Escalón Plantel Concretera Salvadoreña, b) Quebrada 7 Pilas, Ciudad Corinto, c) Paseo General Escalón, d) Plan de la Laguna, e) Rivera del rio Las Cañas [Agosto, 2012].



(a)



(b)



(c)



(d)





(e)

**FUENTE:** Fotografías de *a- d*, extraídas de: Hernández, E. W., Diapositivas de “Congreso Geológico de América Central, San José, Costa Rica” SNET. La fotografía “e”, proviene del Autor, (2012).

### 2.1.3 Tierra Blanca Joven<sup>1</sup> (TBJ).

En los apartados **2.1.1** y **2.1.2**, se ha podido observar, los diferentes estratos que conforman la superficie del AMSS, pero este trabajo se centrará en el más superficial, el cual ha sido denominado Tierra Blanca Joven (TBJ). Dicho estrato está compuesto por diferentes depósitos piroclásticos de caída, flujos y oleadas piroclásticas. Además, se encuentra clasificada en nueve unidades desde la A hasta G incluyendo ignimbritas alfa y beta. Específicamente el estudio de ésta investigación se centrará en la unidad G de éste estrato de la facie proximal. Debido a que ésta unidad actualmente es la que presenta mayores problemas, entre los que se destacan: flujos,

---

<sup>1</sup> Se podrá encontrar más información sobre las Tierra Blanca Joven (TBJ): Hernández, E. W., “Aspectos Geológicos que influyen en las aguas subterráneas y en la respuesta sísmica del AMSS”, SNET, 2004 (Modificado, 2008).

deslizamientos de laderas, erosión, exfoliación, colapsos, etc. Provocando daños ambientales, sociales y económicos graves, además sobre éste estrato se encuentran construida la mayoría de la infraestructura del AMSS.

A continuación se muestra la **Tabla No. 2.2**, donde se presenta un resumen de las nueve unidades que forma el estrato de TBJ, destacando, forma de deposición y materiales que los componen. Las unidades están nombradas desde la base hasta el techo.

#### **2.1.4 Características de la Tierra Blanca Joven (TBJ), Unidad G.**

Como se ha mencionado en el apartado anterior, el centro del presente estudio, es dedicado a la capa superficial de caída de la unidad G de TBJ de facie proximal, motivo por el que se ha decidido profundizar un poco más sobre esta unidad. En lo que respecta, a su composición, materiales que lo conforman, sistemas de deposición, modo de falla, etc.

**Unidad G<sup>2</sup>:** La unidad G está formada por una secuencia compuesta por depósitos piroclásticos de caída (coignimbritas), flujos piroclásticos de textura fina (ignimbritas) y oleadas piroclásticas “surges”. Las coignimbritas son materiales poco consolidados de consistencia suave, producto de la caída por gravedad del material fino de la nube acompañante que se forma por la elutriación<sup>3</sup> de finos a partir del flujo piroclástico, éstas presentan gran cantidad de lapilli acrecional de tamaño máximo de 30 mm (ver **Figura No. 2.5.a**)

---

<sup>2</sup> La información sobre la **unidad G** de **TBJ** puede ser obtenida de: Hernández, E. W., “Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador”, Tesis M.Sc., Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, San Salvador, 2004.

<sup>3</sup> **Elutriación:** La separación de partículas según su tamaño o la densidad por la velocidad de una corriente de agua controlada

**Tabla No. 2.2** Resumen de unidades que conforman el estrato de TBJ (Ver fotografías en **Figura No. 2.4**).

<b>Tipo de Unidad</b>	<b>Tipo de Deposición</b>	<b>Características de Materiales</b>
Unidad A	Depósito de Caída	Depósito fino, granular, color café, compuesto por abundantes pómez y líticos.
Unidad B	Depósito de Caída	Cenizas gruesas basales y lapilli de caída en el techo, color amarillento.
Unidad C	Depósito de flujos y oleadas piroclásticas	Ignimbritas color gris en base, rico en líticos andesíticos, ignimbritas de color amarillento y rico en líticos hidrotermalizados, fragmentos de pómez. Presenta granulometría gruesa
Unidad D	Depósito de Caída	Ceniza de grano fino, fragmentos de líticos angulares, pómez en forma dispersa, alto contenido de lapilli acrecional, suelo poco consolidado (coignimbritas).
Unidad ignimbrita Alfa	Depósito de flujos piroclásticos	Ignimbrita masiva color rosado tenue y beige en techo, matriz rica en cenizas finas, pómez y pocos líticos, cementada en la base.
Unidad E	Depósitos de caída	Estratificación de depósitos secos color claro compuestos por ceniza gruesa con lapilli, fino pumítico y líticos andesíticos, arenas sueltas, depósitos húmedos con ceniza muy fina, bien seleccionada, color café claro, consolidados, ricos en fragmentos vítricos y cristales
Subunidad beta (Ignimbrita beta)	Depósito de flujos piroclásticos	Ignimbritas de color café y café claro, muy compacto, matriz fina con pómez y líticos en moderada presencia.
Unidad F	Depósito de flujos piroclásticos	Matriz de ceniza gruesa con abundantes fragmentos de pómez y líticos.
Unidad G	Depósitos de caída, flujos y oleadas piroclásticas	Coignimbritas poco consolidadas con material fino, líticos, pómez y gran cantidad lapilli acrecional. Ignimbritas con algún grado de consolidación.

**FUENTE:** Del Autor, apoyándose de: Hernández, E. W., “Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador”, Tesis M.Sc.,

Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, San Salvador, 2004.

**Figura No. 2.4.** Fotografías de unidades que conforman el estrato TBJ; a) Talud ubicado en Quezaltepeque, b), c), y d) Talud en río Las Cañas, e) Talud ubicado en calle que conduce de Ilopango a Changallo, f) Rio Las Cañas.



(a)

(b)



(c)

(d)



(e)

(f)

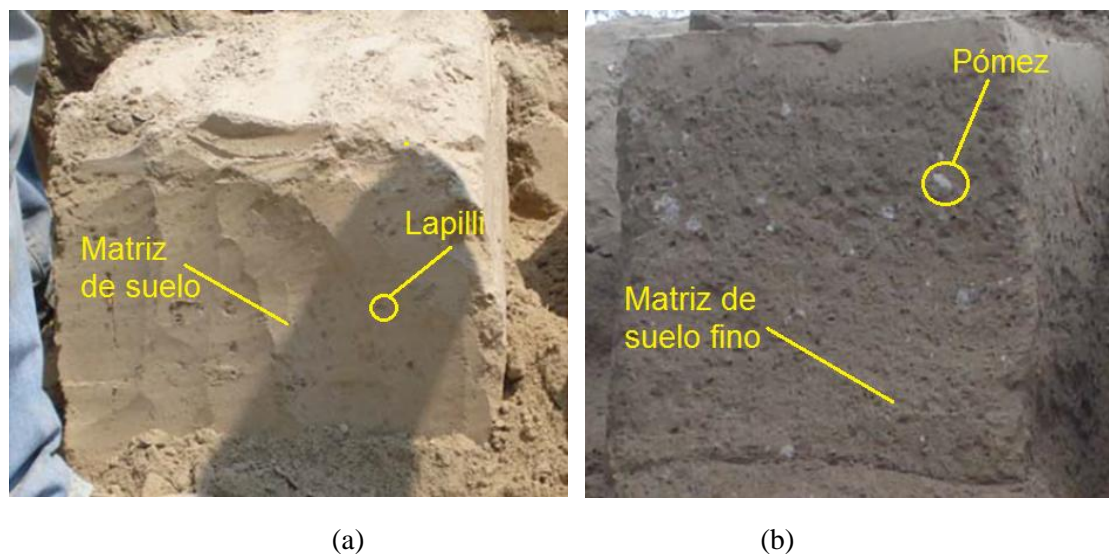
**FUENTE:** Molina et. al., “Caracterización Geotécnica de las tefras tierra Blanca Joven: unidad G en la zona proximal y obras de protección“, Director: Alexander Chávez, Tesis de grado, Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” (UCA), 2009.

El espesor y tamaño de piroclastos decrece conforme aumenta la distancia con respecto al borde calderico de Ilopango. Este tipo de depósito tiene una textura fina de gran porcentaje de limo y consistencia suave parecidos al talco.

Las ignimbritas de la unidad “G” presentan una textura fina y estructura con grado de consolidación mayor que las coignimbritas, propiedad atribuida a las altas temperaturas y al efecto de enfriamiento en que se han depositado los flujos. Se caracterizan por un nivel de textura heterogénea, matriz de suelo fino (cenizas), fragmentos de líticos angulares de 1 cm y abundante pómez vesicular de tamaño máximo de 15 cm. El tamaño del pómez aumentan hacia el techo del estrato debido al efecto de flotación del mismo en la matriz más densa y los líticos tienden a transportarse menos y a concentrarse en la base. Otra característica que presentan es el grado de consolidación, el tamaño de los líticos y pómez disminuye a medida se alejan del centro de emisión de los flujos. (Ver **Figura No. 2.5.b**).

Los depósitos de oleadas piroclásticas (surges) son un estrato delgado con un alto grado de consolidación, de color café claro, que muestra evidencia de haber sido húmedas y viscosas cuando fueron depositadas, dichos depósitos surgen como consecuencia de la inclusión de aire frío en los flujos piroclásticos produciendo pequeñas explosiones que se depositan abajo de los flujos piroclásticos, están compuesto por material fino. Los espesores en la zona proximal son de aproximadamente 5 cm y van desapareciendo paulatinamente a medida se alejan de la caldera de Ilopango.

**Figura No. 2.5.** Fotografías de Tierra Blanca Joven; Unidad G a) Coignimbritas b) Ignimbrita



**FUENTE:** Molina et. al., “Caracterización Geotécnica de las tefras Tierra Blanca Joven: unidad G en la zona proximal y obras de protección“, Director: Alexander Chávez, Tesis de grado, Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” (UCA), 2009.

### **2.1.5 Comportamiento de la Tierra Blanca ante factores físicos (problemática).**

Los depósitos de TBJ presentan problemas debido a eventos tales como: Sismos, lluvias, vientos, cambios de temperatura, procesos antrópicos y la erosión, etc. Entre algunos de los problemas que estos suelos presentan se pueden mencionar: flujos de todas magnitudes, erosión, mecanismos de rupturas como exfoliación y colapso, etc. A continuación se presentará cada uno de estos problemas con mayor detalle.

#### **2.1.5.1 Flujos<sup>4</sup> [Šebesta, 2007]**

Es un movimiento de ladera muy rápido. En determinadas condiciones puede ser provocado por sismos, por lo general es el resultado de la saturación de la roca o suelo durante las fuertes lluvias; cuando la masa de suelo está saturada por el agua, el peso aumenta y la adhesión entre partículas disminuye. Debido a la gravedad, la masa pierde su consistencia, se separa y se mueve en una trayectoria como un flujo muy rápido bajando por la ladera inclinada; las trayectorias que normalmente usan son: los lechos de los ríos o quebradas donde obtienen más agua y su capacidad es enorme para arrastrar aluviones incluyendo bloques de rocas grandes. Los aluviones de los flujos que pierden la energía se acumulan en el pie de la ladera en conos aluviales. Comúnmente los flujos se inician como desplazamiento y cambian su composición a torrente de roca o suelo fangoso.

Los flujos son más peligrosos e importantes debido a su alta velocidad, y su impacto llega lejos de su lugar de origen. La mayoría de los flujos en TBJ se catalogan como “flowage” o flujos superficiales. (Ver **Figura No. 2.6**).

---

<sup>4</sup> Información obtenida de: Jiri Šebesta, “Geomorfología del AMSS y su relación con movimientos de ladera”, OPAMSS, 2007,

**Figura No. 2.6.** Flujos en Tierra Blanca: a) Flujo superficial a 4 km al norte de la Caldera de Ilopango, b) Flujo en laderas cercanas a margen oeste de Caldera de Ilopango.



**FUENTE:** Chávez et. al. , “Problemática y conocimiento actual de las tefras Tierra Blanca Joven en el Área Metropolitana de San Salvador”, Revista Geológica de América Central, El Salvador, 2012.

### 2.1.5.2 Erosión.

La erosión se define como un proceso de arrastre del suelo por acción del agua o del viento; o como un proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas de suelo causado por el agua y el viento [Suárez, 1980].

La escorrentía superficial y subterránea es uno de los agentes más relevante en la generación de erosión (formada debido a lluvias), la cual puede ser de diferentes tipos: Erosión retrograda (se da en las cabeceras de los drenajes debido al aumento de la pendiente o si hay un cambio en la relación carga-caudal, acelerándose la corriente, resultando que la erosión se propague progresivamente hacia aguas arriba), erosión planar del suelo (es un proceso que impacta las laderas sin vegetación y muy frecuentemente inicia los flujos de tipo "flowage"), erosión subterránea (el mecanismo de esta erosión es cuando el agua que se infiltra en el suelo o en el sedimento, disuelve lentamente pero permanente los minerales solubles o se llevan las partículas



más finas del sedimento afuera del escarpe y produce las cavernas pequeñas y después más grandes en el suelo. El resultado de éste proceso es la degradación de la superficie, el colapso o la erosión superficial), erosión vertical (profundiza los lechos de cañones y las quebradas), erosión lateral (amplía las quebradas y cañones. Muchas paredes de las quebradas y cañones se derrumban por la erosión lateral de la corriente del río). En la **Figura No. 2.7** se pueden observar algunos ejemplos de diferentes tipos de erosión.

**Figura No. 2.7.** Tipos de Erosion en estratos de TBJ: a) Erosión retrograda, b) Erosión en Surcos, c) Erosión lateral (carcava continua alargada) , d) Formacion de cárcavas, e) Erosión en tuneles subterráneos y f) Erosión lateral.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

FUENTE: Fotografías proporcionadas por Ing. Alex Chávez.

### 2.1.5.3 Mecanismo de Ruptura

#### Exfoliación

Los depósitos de TBJ, presentan un mecanismo de ruptura peculiar, estos se muestran como estructuras laminares, que se generan paralelas a las caras de los taludes y su formación depende de una serie de procesos naturales, como el intemperismo físico o efecto de temperatura, el cual genera exfoliación, produciendo contracciones y expansiones en los estratos, creando así grietas.

Las lluvias es otro de los factores que participan en la formación de grietas, el agua entra en éstas, produciendo un aumento de la presión de poros, haciendo que se expandan más, facilitando así el crecimiento de raíces dentro de ellas. Las raíces se desarrollan fácilmente penetrando a lo largo de las fisuras de los taludes, cuando esas se tornan más gruesas producen un presión lateral en el interior de las discontinuidades, siendo la porción más externa la que se separa del talud, facultando la infiltración del agua. En la **Figura No. 2.8** se puede observa éste tipo de mecanismo de falla.

**Figura No. 2.8.** Mecanismo de ruptura por exfoliación de Talud ubicado en Bosques de la Paz.



**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en Bosques de la Paz [2012], fotógrafo: Br. Oscar Ayala.

### **Tipo ventana.**

También se observa otro tipo de mecanismo de ruptura, aunque con menor frecuencia que el descrito anteriormente, éste se presenta en la parte superior de los taludes, generalmente en la unidad “G”, en forma de bloque (tipo ventana), el cual se le puede atribuir a los procesos naturales como los cambios de temperatura, la lluvia, los movimientos sísmicos, etc. En la **Figura No. 2.9** podemos ver un ejemplo de este mecanismo de ruptura.

**Figura No. 2.9.** Mecanismo de ruptura tipo ventana en un talud ubicado frente a la colonia Altos del Boulevard, San Salvador [Julio 2009].



**FUENTE:** Molina et. al., “Caracterización Geotécnica de las tefras Tierra Blanca Joven: unidad G en la zona proximal y obras de protección”, Director: Alexander Chávez, Tesis de grado, Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” (UCA), 2009.

## 2.2 DEFINICIÓN DE TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO.

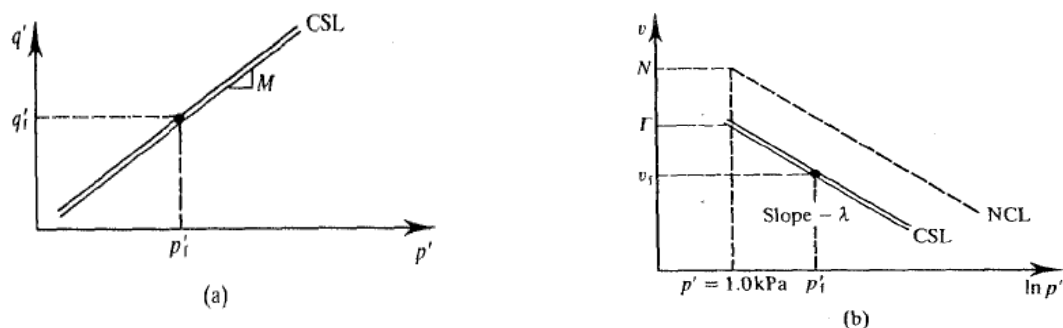
### 2.2.1 Concepto del Estado Crítico.

La teoría del estado crítico se presenta como una forma de representar el comportamiento elastoplástico del suelo a través de la utilización de dos invariantes de esfuerzo y un parámetro relacionado con los cambios volumétricos del material. Esta teoría fue formulada por Roscoe et.al. (1968), el cual representó una idealización de los patrones observados en el comportamiento de arcillas saturadas en las pruebas de compresión triaxial. 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. Vale aclarar que el concepto de estado crítico

también es aplicable a otros tipos de suelo como las arenas, limos, etc. [Atkinson, 1993]. Sin embargo, Roscoe hizo uso de las arcillas por ser las más fáciles de observar su comportamiento.

Fue demostrado que una superficie característica existe, la cual limita todos los posibles estados de la arcilla y que todas las “Rutas de esfuerzos”<sup>5</sup> efectivas llegan o se acercan a una línea de dicha superficie la cual define el estado en que la fluencia ocurre a un volumen constante bajo un esfuerzo efectivo constante, esto quiere decir que cuando un suelo es sometido a tensiones de corte, eventualmente alcanzará un estado en el que continuará deformándose sin que se produzca cambios volumétrico o tensionales. Por lo que  $p'$ ,  $q'$ ,  $v$  permanecen constantes. Este estado se conoce como estado crítico (CSL), y es independiente del estado inicial del suelo antes de la aplicación de las tensiones. En la **Figura No. 2.10** se presenta la línea de estado crítico (CSL) para las variables  $q'$ ,  $p'$  y  $v$ . Además, en la **Figura No. 2.10.b** se puede observar que la línea de estado crítico (CSL) es paralela a la línea de consolidación normal (NCL).

**Figura No. 2.10.** Línea de estado crítico para las variables  $q$ ,  $p$ ,  $v$ .



**FUENTE:** Ledesma, Osvaldo Nicolás, “Calibración del Cam Clay para suelo del Potpampeano “, Tutor: Alejo Oscar Sfriso, Tesis de grado, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, 2004.

<sup>5</sup> **Rutas o Trayectorias de Esfuerzo:** La trayectoria de esfuerzos muestran estados sucesivos de esfuerzo en un espacio de esfuerzos  $p$ - $q$ , donde  $p$  y  $q$  corresponde a los máximos esfuerzos normales y cortantes en el círculo de Mohr, para claridad los círculos de Mohr no se trazan, y solo se trazan los diagramas de trayectorias de esfuerzos. En la **Figura No. 2.13.a** se muestra unos ejemplos de las rutas de esfuerzo o trayectorias de esfuerzos.

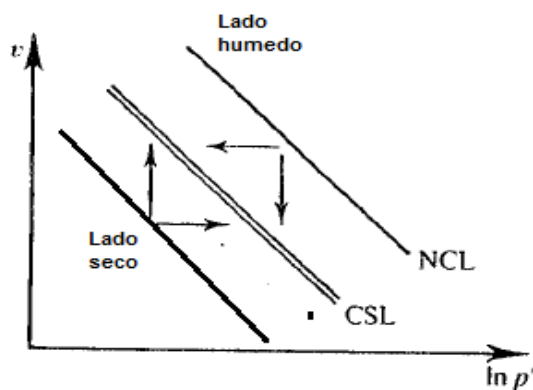
Al ver la **Figura No. 2.10** la línea de estado crítico queda definida por las ecuaciones **2.1** y **2.2**:

$$v_c = \Gamma - \lambda \ln(p) \quad (2.1)$$

$$q_c = Mp \quad (2.2)$$

Los suelos arcillosos pueden estar normalmente consolidados, ligeramente preconsolidados o fuertemente preconsolidados. Para las arcillas normalmente consolidadas disminuyen su volumen y las sobreconsolidadas (fuertemente preconsolidadas) aumentan su volumen (y presentan pico), pero ya sean drenadas o no drenadas, siempre terminan en un nivel de falla cortante final igual que el estado último, crítico o falla crítica, etc. La CSL separa a los suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados (a la derecha de la curva) de los suelos fuertemente preconsolidados (a la izquierda de la curva). En la **Figura No. 2.11** se presenta ambos casos.

**Figura No. 2.11.** Representación de zonas de estado de los suelos arcillosos, dependiendo de su estado inicial; lado húmedo (arcillas normalmente o ligeramente preconsolidadas) y lado seco (arcillas fuertemente preconsolidadas).



**FUENTE:** Ledesma, Osvaldo Nicolás, "Calibración del Cam Clay para suelo del Potpampeano", Tutor: Alejo Oscar Sfriso, Tesis de grado, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, 2004.

La zona en la que los suelos arcillosos están ligeramente preconsolidados y los suelos granulares están sueltos se denomina “lado húmedo”, mientras que la región en la que los suelos arcillosos están altamente preconsolidados y los suelos granulares están densos se denomina “lado seco”. Los suelos que se encuentran en el lado húmedo se comprimen al aumentar las tensiones de corte, mientras que los suelos que están en el lado seco se dilatan luego de una pequeña compresión. Ambos alcanzan eventualmente el estado crítico donde continúan deformándose a tensión y volumen constante, hasta llegar a un esfuerzo residual (en el caso de arcillas). En la **Figura No. 2.12.a** se representa el comportamiento típico de un suelo sometido a un ensayo de corte drenado, se grafican los resultados de dos muestras ensayadas; una en el lado seco (muestra D) y la otra en el lado húmedo (muestra W).

A continuación se explicará la teoría básica del estado crítico y la elaboración, así como, los elementos de la superficie de fluencia, para el caso de una arcilla en todos sus estados [Roscoe, 1968].

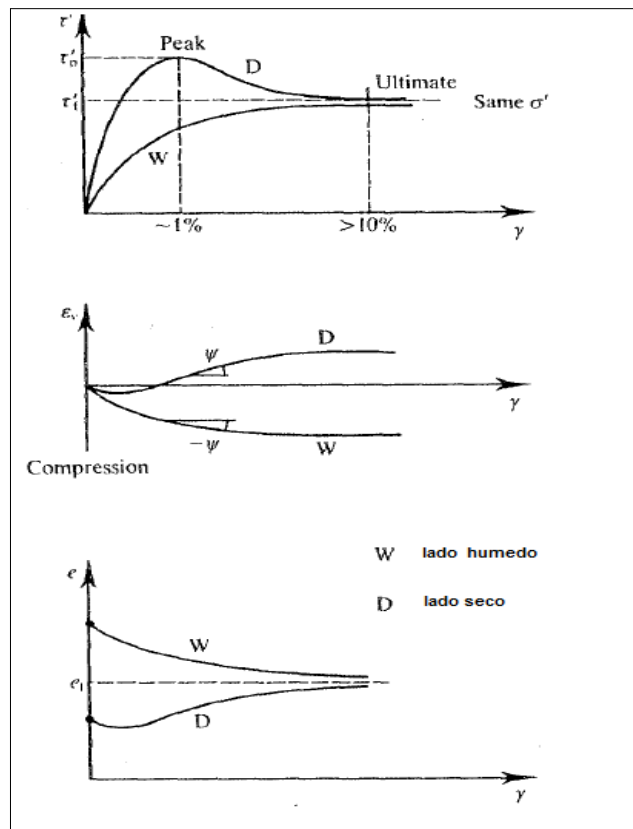
Las rutas de esfuerzo son graficadas con respecto a una diferencia de esfuerzos principal (o esfuerzo desviador) y un esfuerzo efectivo promedio principal, conocidos como  $q'$  y  $p'$  respectivamente (Ver **Figura No. 2.13.a**). Que son obtenidos de las ecuaciones **2.3** y **2.4**.

$$q' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.3)$$

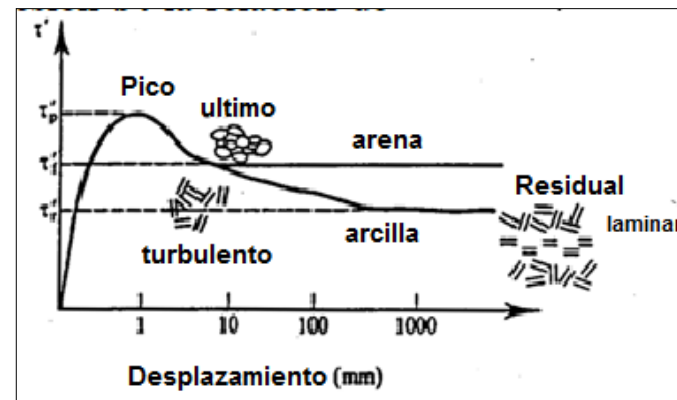
En la prueba triaxial el esfuerzo principal  $\sigma_2$  es igual al esfuerzo principal menor,  $\sigma_3$ , por lo tanto, el esfuerzo principal promedio es (Ver ecuación **2.4**):

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.4)$$

**Figura No. 2.12.** Curvas esfuerzo-deformación de ensayos de corte directo drenado, a) Comportamiento típico de un suelo en un ensayo de corte drenado b) Estado residual.



(a)



(b)



Por manipulación algebraica se puede demostrar que (Ver ecuación 2.5):

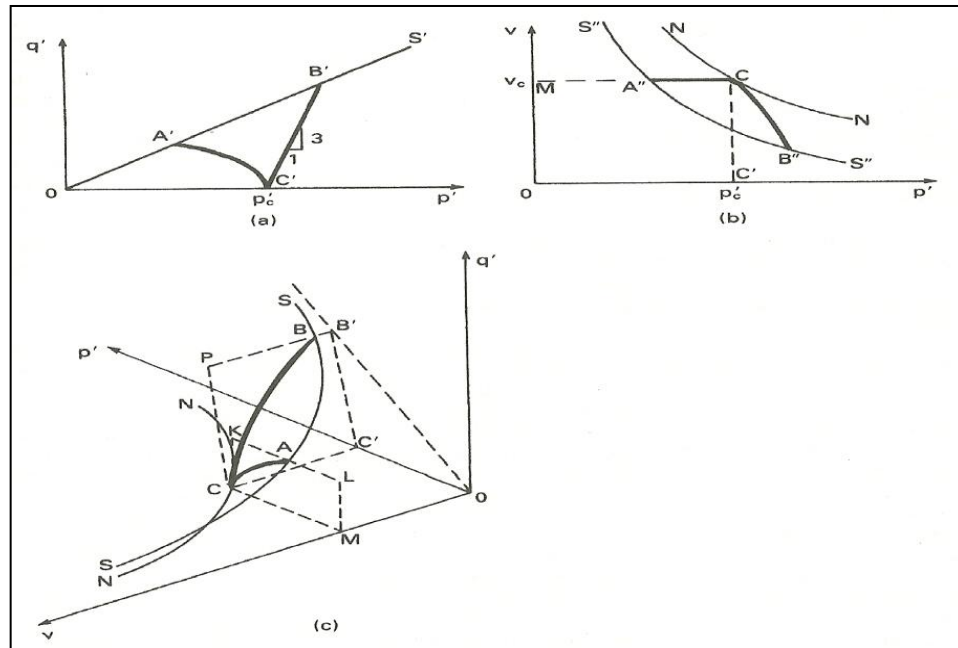
$$(\sigma'_1 + \sigma'_3) = \frac{1}{3}(6p' + q') \quad (2.5)$$

### 2.2.2 Concepto del Estado Crítico: Arcillas Normalmente Consolidadas [Craig, 2004].

Las rutas de esfuerzo efectivas para una prueba triaxial consolidada no-drenada y una drenada (C'A' y C'B' respectivamente) en muestras de arcillas normalmente consolidadas se muestran en la **Figura No. 2.13.a**, para el gráfico, las coordenadas de los ejes son  $q'$  y  $p'$ . Cada muestra fue dejada consolidarse bajo la misma presión confinante  $p'_c$  y la falla ocurre en **A'** (no-drenada) y **B'** (drenada), respectivamente; estos puntos que están sobre o cerca de una línea recta **O'S'** que pasa por el origen (la falla ocurre si la ruta de esfuerzo alcanza esta línea). Si una serie de pruebas consolidadas no-drenadas se hicieran en muestras consolidadas con diferente valor de  $p'_c$ , todas las rutas de esfuerzo tendrían formas similares a la mostrada en **Figura No. 2.13.a**. Las rutas de esfuerzo para una serie de pruebas drenadas serían líneas rectas, como en **B'**, elevándose desde los puntos representando  $p'_c$  con una pendiente de 3 vertical a 1 horizontal (debido a que no hay cambio en  $\sigma'_3$ , los cambios en  $q'$  y  $p'$  tienen una relación 3:1). En todas estas pruebas el estado del esfuerzo en la falla quedaría dentro o cerca de la línea recta **OS'**.

La curva de consolidación isotrópica (NN) para la arcilla normalmente consolidada tendría la forma que se muestra en **Figura No. 2.13.b**, los ejes de coordenadas son  $v$  (volumen específico) y  $p'$ . El volumen de la muestra durante la aplicación de la diferencia de esfuerzos principales en una prueba consolidada no-drenada en una arcilla saturada se mantiene constante, y por lo tanto la relación entre  $v$  y  $p'$  será representada por una línea horizontal que inicia desde el punto **C** en

**Figura No. 2.13.** Comportamiento de la teoría de estado crítico para arcillas normalmente consolidadas.



**FUENTE:** Craig, R.F., "Craig's Soil Mechanics", Spon press Taylor & Francis Group, seventh edition, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, 2004.

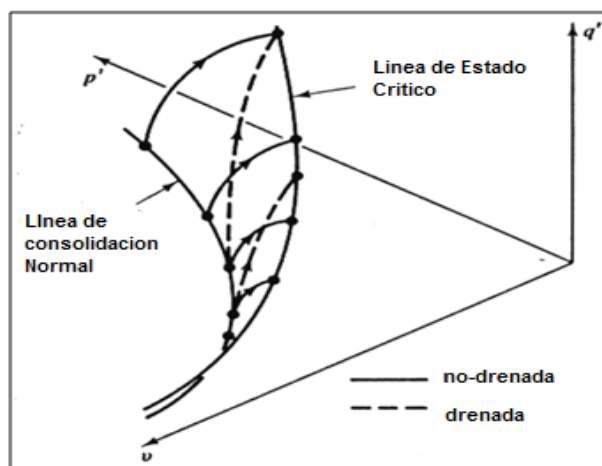
la curva de consolidación que corresponde a  $p'_c$  y termina en el punto  $A''$  que representa el valor de  $p'$  en la falla.

Durante una prueba drenada el volumen de la muestra disminuye y la relación entre  $v$  y  $p'$  se representa por la curva  $CB''$ . Si una serie de pruebas consolidadas no-drenadas y drenadas se llevaran a cabo en muestras consolidadas cada una con un diferente valor de  $p'_c$ , los puntos representando los valores de  $v$  y  $p'$  en la falla yacerían sobre o cerca de la curva  $S''S''$  con una forma similar a la curva de consolidación.

La información representada en las **Figura No. 2.13.a** y **b** puede ser combinada en una gráfica tridimensional con coordenadas  $q'$ ,  $p'$  y  $v$  como se muestra en la **Figura No. 2.13.c**. En esta grafica la línea **O'S'** y la curva **S'S"** se combinan como la curva única **SS**. La curva **SS** es conocida como la "**Línea de Estado Crítico**", los puntos de esta línea representan la combinación de  $q'$ ,  $p'$  y  $v$  en donde la falla por cortante y la fluencia subsecuente en esfuerzos efectivos constantes ocurren. En la **Figura No. 2.13.a** y **b**, **OS'** y **S'S"** son las proyecciones de la línea de estado crítico en los planos  $q'-p'$  y  $v-p'$  respectivamente. Las rutas de esfuerzo para una prueba consolidada no-drenada (**CA**) y una prueba drenada (**CB**), ambas consolidadas a la misma presión  $p'_c$ , se muestran en **Figura No. 2.13.c**. La ruta de esfuerzo para las pruebas consolidadas no-drenadas yace en el plano **CKLM** paralelo al plano  $q'-p'$ , el valor de  $v$  siendo constante a través de la parte no-drenada de la prueba. La ruta de esfuerzos para una prueba drenada yace en una plano normal al plano  $q'-p'$  e inclinado con pendiente 3:1 en dirección al eje  $q'$ . Ambas rutas de esfuerzo comienzan en punto el **C** en la curva de consolidación normal **NN** que yace en el plano  $v-p'$ .

Concluyendo, para arcillas normalmente consolidadas las rutas de esfuerzos para una serie de pruebas consolidadas no-drenadas y drenadas en muestras; cada una consolidadas a diferentes valores de  $p'_c$  quedarían en una superficie curva, distribuyéndose entre la línea de consolidación normal **NN** y la línea de estado crítico **SS**, llamada la **Superficie de Estado Frontera o Superficie de Roscoe**. El concepto de estado crítico se aplica para muestras de suelos remoldeadas o alteradas, en este caso es imposible para una muestra llegar al estado representado por un punto fuera de esta superficie. (Ver **Figura No. 2.14**).

**Figura No. 2.14.** Representación tridimensional de la *Superficie de Estado Frontera*, para suelos normalmente consolidados, llamada *Superficie de Roscoe*.



**FUENTE:** Craig, R.F., "Craig's Soil Mechanics", Spon press Taylor & Francis Group, seventh edition, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, 2004.

### 2.2.3 Concepto del Estado Crítico: Arcillas Sobreconsolidadas [Craig, 2004].

Las rutas de esfuerzo para una prueba triaxial consolidada no-drenada y drenada ( $D'E'$  y  $D'F'$ , respectivamente) en muestras de arcilla fuertemente sobreconsolidadas se muestran en la **Figura No. 2.15.a**. Las rutas de esfuerzo inician desde el punto  $D'$  en la curva de expansión (o recompresión) de la arcilla. La muestra consolidada no-drenada llega a la falla en el punto  $E'$  de la línea  $U'H'$ , arriba de la proyección ( $OS'$ ) de la línea de estado crítico. Si la prueba se continuara después de la falla, la ruta de esfuerzos se esperaría que continúe a lo largo de  $U'H'$  y se acerque al punto  $H'$  en la línea de estado crítico. Sin embargo, entre mayor la razón de sobreconsolidación, mas alta será la deformación requerida para alcanzar el estado crítico. La deformación de la muestra triaxial consolidado no-drenado se convertirá en no uniforme a altas deformaciones y es poco probable que la muestra como un todo llegue al estado crítico (significa

que solo parte de la probeta en una compresión triaxial alcanzaría el estado crítico, mientras que lo demás de la muestra no alcanzaría el estado de falla).

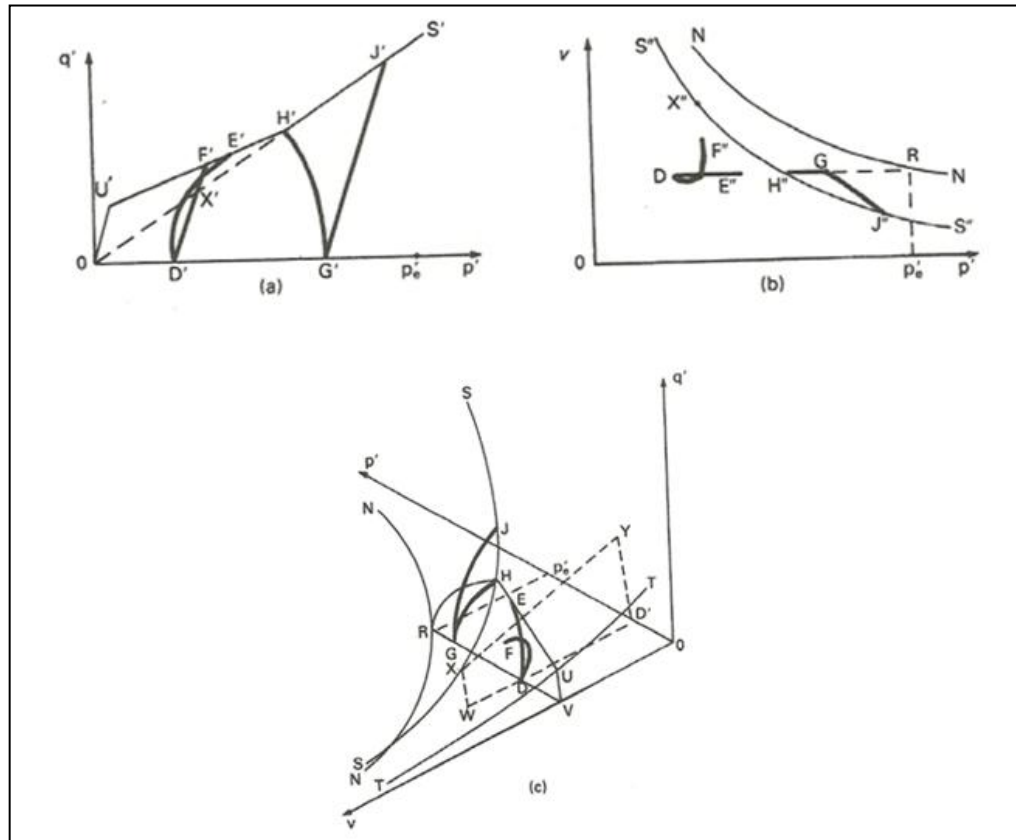
La muestra drenada llega a la falla en el punto **F'** también en la línea **U'H'**. Después de la falla, los esfuerzos disminuyen a lo largo de la misma ruta de esfuerzos, acercándose a la línea de estado crítico en el punto **X'**. Sin embargo, muestras fuertemente sobreconsolidadas incrementan su volumen (y por tanto se ablandan) antes y después de la falla en la prueba drenada. Zonas estrechas adyacentes al plano de falla se debilitan más que el resto de la arcilla y la muestra como un todo no llega al estado crítico.

Las relaciones correspondientes entre  $v$  y  $p'$  son representados por las líneas **DE''** (no-drenada) y **DF''** (drenada), respectivamente en la **Figura No. 2.15.b**; estas líneas se acercan pero no llegan a la línea de estado crítico (**S''S''**) en los puntos **H''** y **X''** respectivamente, se necesitaría niveles altos de deformación para alcanzar la línea de estado crítico.

El volumen de la muestra no-drenada se mantiene constante durante el corte pero en el caso de una muestra drenada después de disminuir inicialmente, se incrementa hasta y más allá de la falla.

La línea **U'H'** en la **Figura No. 2.15.a**, es la proyección de la superficie de estado frontera, conocida como *Superficie Hvorslev*, para arcillas fuertemente sobreconsolidadas. Sin embargo, es asumido que el suelo no puede soportar esfuerzos efectivos de tensión (por ejemplo el esfuerzo principal menor  $\sigma'_3$  no puede ser menor que 0). Una línea (**OU'**) que pasa a través del origen con pendiente 3:1 ( $q'/p' = 3$  para  $\sigma'_3 = 0$  en ecuaciones 1 y 2) es por tanto un límite del estado frontera.

**Figura No. 2.15.** Comportamiento de la teoría de estado crítico para arcillas sobre-consolidadas.



**FUENTE:** Craig, R.F., "Craig's Soil Mechanics", Spon press Taylor & Francis Group, seventh edition, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, 2004.

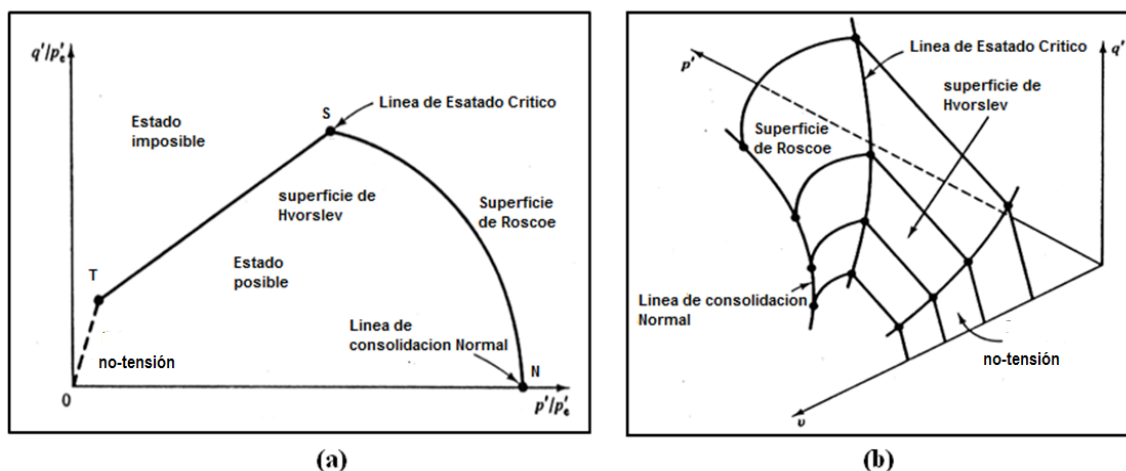
En la gráfica  $q'-p'-v$  que se muestra en la **Figura No. 2.15.c**, esta línea se convierte en un plano que yace entre la línea **TT** (referido como corte de no-tensión) y el eje  $v$ . También, la superficie de estado frontera para arcillas fuertemente sobreconsolidadas se ubica entre **TT** y la línea de estado crítico **SS**. En la **Figura No. 2.15.c** la ruta de esfuerzos no drenada (**DE**) está en el plano **RHUV** paralela a plano  $q'-p'$ . La ruta de esfuerzos (**DF**) está en el plano **WXYD'** que es normal al plano  $q'-p'$  e inclinada con una pendiente 3:1 en la dirección del eje  $q'$ .

También se puede observar en las **Figura No. 2.15.a** y **c** las rutas de esfuerzo para unas pruebas consolidadas no-drenadas y drenadas (**G'H'** y **G'J'**, respectivamente) en muestras ligeramente sobreconsolidadas de la misma arcilla, comenzando con el mismo valor de volumen específico como las muestras fuertemente consolidadas. El punto inicial de la ruta de esfuerzos (**G'**) está en la curva de expansión (o recompresión) a la derecha de la proyección **S'S'** de la línea de estado crítico en la **Figura No. 2.15.b**. En ambas pruebas, la falla es alcanzada en puntos sobre o cerca a la línea de estado crítico. Durante una prueba drenada, una muestra ligeramente sobreconsolidada disminuye su volumen y se endurece; entonces no se da disminución de esfuerzos después de la falla. Como resultado, la deformación de la muestra es relativamente uniforme y el estado crítico probablemente se alcance.

La sección completa de la superficie de estado de frontera, para arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidada, en un plano de volumen específico constante es **RHU** [Ver la **Figura No. 2.15.c**]. La forma de la sección será similar en todos los planos de volumen específico constante. Una sola sección (**TSN**) puede por tanto ser dibujada con respecto a los ejes de coordenadas  $q'/p'_e$  y  $p'/p'_e$ , como se muestra en la **Figura No. 2.16.a**; donde  $p'_e$  es el valor de  $p'$  en la intersección de un plano dado de volumen específico constante con la curva de consolidación normal. En la **Figura No. 2.16.a** el punto **N** está sobre la "**Línea de Consolidación Normal**", **S** en la "**Línea de Estado Crítico**" y **T** está en el "**Corte de no-tensión**". Una muestra cuyo estado es representado por un punto ubicado entre **N** y la vertical a través de **S** se dice que está "**wet of critical**" (lado húmedo). Una muestra cuyo estado es representado por un punto que está sobre el origen y la vertical que pasa a través de **S** se dice que está "**dry of critical**" (lado seco).

Para resumir, la *Superficie de Estado Frontera* se compone de las líneas **NN**, **SS** y **TT**, (ver **Figura No. 2.15.c**), que marcan los límites de todas las posibles combinaciones de esfuerzos  $q'$ ,  $p'$  y  $v$  (volumen específico). El plano entre **TT** y el eje  $v$  es la frontera para la falla de no-tensión. La línea de estado crítico **SS** define todos los posibles estados de falla última (de deformación continua a volumen constante bajo esfuerzos constantes). Al final, la superficie de falla llamada *superficie de estado frontera* queda representada como lo muestra la **Figura No. 2.16.b**.

**Figura No. 2.16.** Representación de la sección y superficie de estado frontera.



**FUENTE:** Craig, R.F., "Craig's Soil Mechanics", Spon press Taylor & Francis Group, seventh edition, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, 2004.

## 2.3 TEORÍA SOBRE MODELOS CONSTITUTIVOS.

### 2.3.1 Introducción.

Es importante reconocer que el empleo de modelos constitutivos, proporciona un análisis más adecuado de los suelos, ya que estos aparte de tomar en cuenta las deformaciones elásticas y



pláticas de los suelos, conectan los cambios volumétricos con los esfuerzos a que estos son sometidos. Sin embargo, para la aplicación de cada modelo constitutivo, se requiere ciertas condiciones que los ensayos de laboratorio deben cumplir. En el caso de éste estudio, los modelos que se desean aplicar son; Cam Clay modificado, Hipoplasticidad y Mohr Coulomb (el que actualmente es utilizado para cualquier análisis de estabilidad de taludes). Para los modelos Cam Clay modificado e Hipoplasticidad, se necesitan realizar ensayos de laboratorios en su estado más suelto posible, esto debido a que dichos modelos se fundamentan en la teoría del estado crítico (Ver apartado 2.2). La razón por la que se busca éste estado, es que éste permite que toda la muestra de suelo alcance y llegue al estado de falla en su totalidad (estado crítico), esto para el caso de pruebas triaxiales y de corte directo, ya que si el suelo fuese colocado en un estado denso, solo parte de la muestra (áreas de ésta) alcanzaría el estado de falla (crítico), al cual se desea llegar y todo lo demás de la muestra no lo alcanzaría, proporcionando resultados erróneos, [Roscoe, 1986; Craig, 2004]. Sin embargo el estado suelto, es solo una condición que algunos ensayos de laboratorio deberán cumplir, ya que se necesitan obtener parámetros en esta condición, para la posterior introducción de estos en un software (PLAXIS) y realizar la simulación de ensayos triaxiales y de consolidación. Otra condición en los ensayos de laboratorio es la de máxima densidad, esto para el caso del modelo de Hipoplasticidad y Mohr-Coulomb ya que se necesitan obtener parámetros en estas condiciones.

Además, de describir las condiciones de los ensayos de laboratorio, es importante mencionar, que esta investigación presenta en el apartado 2.3, las ecuaciones utilizadas por cada modelo al momento de la simulación (en el uso de operaciones internas dentro del software, algoritmos), No obstante, el fin de esta presentación, no es, utilizarlas en la realización de los cálculos, sino para solamente tener conocimiento sobre ellas. Sin embargo, las ecuaciones para obtener los parámetros necesarios para cada modelo, están incluidas dentro de este apartado, y éstas si serán

utilizadas para el cálculo de los parámetros, además, se especifican los ensayos de laboratorio necesarios a realizar para la obtención de los parámetros y las condiciones que éstos deben cumplir.

Los tres modelos mencionados pueden ser aplicados para diferentes tipos de suelos (arenas, limos y arcillas, etc.). En dos de ellos; Cam Clay modificado y Mohr-Coulomb, se tienen parámetros comunes (Ejemplo; modulo de Poisson). Para el caso del modelo de hipoplasticidad los parámetros necesarios cambian dependiendo del tipo de suelo a estudiar; arenas y arcillas. En ésta investigación se utilizaran los parámetros de hipoplasticidad para el caso de arenas, que es aplicable para suelos limosos.

### **2.3.2 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb<sup>6</sup>**

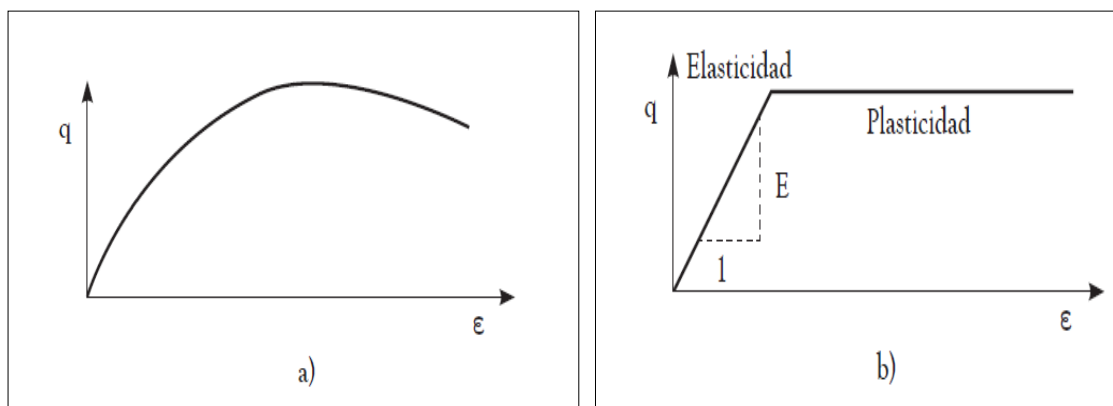
#### **2.3.2.1 Teoría general.**

El modelo constitutivo *Mohr-Coulomb* es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de *Hooke* y la forma generalizada del criterio de falla *Mohr-Coulomb*. Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto (Ver **Figura No. 2.17.b**). Su formulación involucra dos elementos generales: la *elasticidad perfecta* y la *plasticidad* asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles.

---

<sup>6</sup> **Teoría de Mohr-Coulomb:** esta información fue obtenida de una revista de la Universidad de Medellin denominada “Determinación de Parámetros para los modelos elastoplasticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos”, Autores; Andrés Nieto Leal, Javier Fernando Camacho y Edwin Fernando Ruiz, 2009.

**Figura No. 2.17.** Representación de curva idealizada del modelo Mohr-Coulomb: **a)** Respuesta experimental del suelo en ensayos de triaxial drenados **b)** formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr-Coulomb).

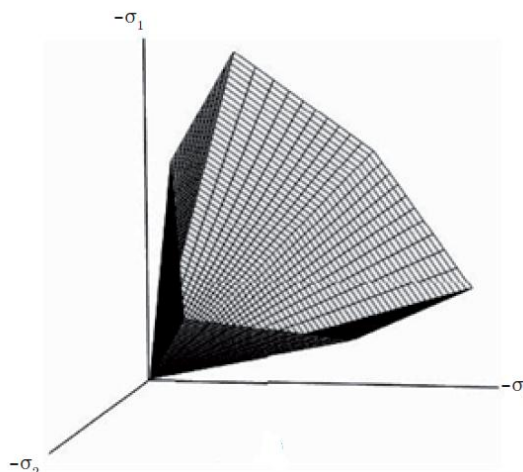


**FUENTE:** Nieto et. al., “Determinación de Parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos”, Revista de la Universidad de Medellín, Volumen 8, No 15, Medellín, Colombia, 2009.

Para evaluar si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico, el modelo *Mohr-Coulomb* involucra un conjunto de funciones de fluencia  $f$  (*yield functions*) que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. La representación gráfica de las funciones (como hexagonal) en el espacio de los esfuerzos principales constituye un contorno o superficie de fluencia fija, como se muestra en la **Figura No. 2.18**. De esta manera, para diversos estados de esfuerzos representados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico, y todas las deformaciones son reversibles. Cuando los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas.

Este criterio de fluencia es una extensión de la ley de fricción de *Coulomb* para un estado general de esfuerzos, y es definido a partir de seis funciones formuladas en términos de esfuerzos principales (Ver. **Tabla No. 2.3**).

**Figura No. 2.18.** Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb. [Esta superficie presenta una forma hexagonal].



**FUENTE:** Nieto et. al., “Determinación de Parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos”, Revista de la Universidad de Medellín, Volumen 8, No 15, Medellín, Colombia, 2009.

**Tabla No. 2.3.** Ecuaciones utilizadas para definir el estado de fluencia

<b>Ecuaciones para el estado de Fluencia</b>	
$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	<b>(1)</b>
$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	<b>(2)</b>
$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	<b>(3)</b>
$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	<b>(4)</b>
$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	<b>(5)</b>
$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$	<b>(6)</b>

**FUENTE:** Del Autor. Con información obtenida de Manual de Plaxis, 2012.

Dónde:

$\sigma_1, \sigma_2$  y  $\sigma_3$ : Representan los esfuerzos principales ;  $i = 1, j = 2$  y  $k = 3$ .

$\varphi$ : Representa el ángulo de fricción interna (Ley de resistencia al corte).

En cambio el comportamiento elastoplástico perfecto en el modelo es formulado a partir de la relación entre los dos tipos de deformaciones (tasas de deformaciones elásticas y plásticas) mediante la aplicación de la ley de *Hooke* en su forma clásica

Tasas de deformaciones elásticas y plásticas (Ver ecuaciones **2.6** y **2.7**)

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (2.6)$$

$$\dot{\sigma}' = D^e \dot{\varepsilon}^e = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (2.7)$$

Donde  $D^e$  es la matriz de rigidez (elástica) del material. No obstante, la teoría de plasticidad asociada, relativa a esta relación básica tiende a una sobreestimación del fenómeno de dilatancia en el suelo, para lo cual el modelo *Mohr-Coulomb* en adición a la función de fluencia  $f$ , incorpora una función de potencial plástico  $g$ , que en el caso particular  $g \neq f$  describe plasticidad no asociada. De esta manera, y en adición a las funciones de fluencia, un grupo de funciones de potencial plástico  $g$  son definidas para el modelo. (Ver **Tabla No 2.4**).

**Tabla No. 2.4.** Ecuaciones utilizadas para definir el estado plástico

<b>Ecuaciones para el estado plástico</b>	
$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi$	<b>(1)</b>
$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi$	<b>(2)</b>
$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi$	<b>(3)</b>
$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$	<b>(4)</b>
$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi$	<b>(5)</b>
$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi$	<b>(6)</b>

**FUENTE:** Del Autor. Con información obtenida de Manual de Plaxis, 2012.

A partir de ésta consideración, las deformaciones plásticas son expresadas como (Ver Ecuación No **2.8**):

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (2.8)$$

Donde el multiplicador plástico  $\lambda$  define el tipo de comportamiento del material ( $\lambda = 0$ , para comportamiento netamente elástico y  $\lambda > 0$  en el comportamiento netamente plástico). Las ecuaciones anteriores componen la relación fundamental del modelo *Mohr-Coulomb* entre esfuerzos efectivos y deformaciones para elastoplasticidad.

$$\underline{\dot{\sigma}}' = D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \right) \dot{\underline{\epsilon}} \quad (2.9)$$

Dónde:

$$d\left(\frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e\right) \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (2.10)$$

De esta forma, la formulación del modelo exige cinco parámetros básicos de entrada: el módulo de Young  $E$ , la relación de Poisson  $\nu$ , la resistencia por cohesión del suelo  $C$ , el ángulo de fricción interna  $\phi$ , y el ángulo de dilatación  $\psi$ , (Ver **Tabla No 2.5**). Dado que los ingenieros están por lo general familiarizados con los cinco parámetros anteriores y ocasionalmente disponen de información adicional acerca de otros parámetros del suelo, el modelo *Mohr-Coulomb* es el modelo básico más utilizado en la práctica geotécnica, a pesar de sus limitantes para reproducir adecuadamente los cambios de rigidez del suelo y modelar situaciones donde diferentes trayectorias de esfuerzos son experimentadas.

**Tabla No. 2.5.** Parámetros de modelo *Mohr-Coulomb* y ensayos de laboratorio requeridos.

Parámetros	Descripción	Ensayos de laboratorio
$C$	Cohesión	Corte directo, triaxial no-drenada o triaxial drenada.
$\phi$	Ángulo de Fricción	Corte directo, triaxial no-drenada o triaxial drenada.
$\psi$	Ángulo de dilatación	Triaxial drenado
$E$	Módulo de Young	Triaxial no-drenada o triaxial drenada.
$\nu$	Relación de Poisson	Triaxial drenado

FUENTE: Del Autor. Con información obtenida de Manual de Plaxis.

### 2.3.2.2 Obtención de parámetros del modelo Mohr-Coulomb.

A continuación se describe la manera de obtener los parámetros para el modelo de *Mohr-Coulomb*. (Ver **Tabla No. 2.5**, donde se muestra los parámetros requeridos y el tipo de ensayo de laboratorio).

#### **Parámetros de Resistencia:**

- ✓ *Ángulo de fricción interna  $\varphi$ .*

El ángulo de fricción interna del suelo es uno de los parámetros más comunes en la mecánica de suelos y es utilizado para numerosos procedimientos de diseño de fundaciones y otras estructuras geotécnicas. En general, el ángulo  $\varphi$  hace referencia a la medida de la resistencia cortante debida a la fricción mecánica directa entre las partículas de suelo.

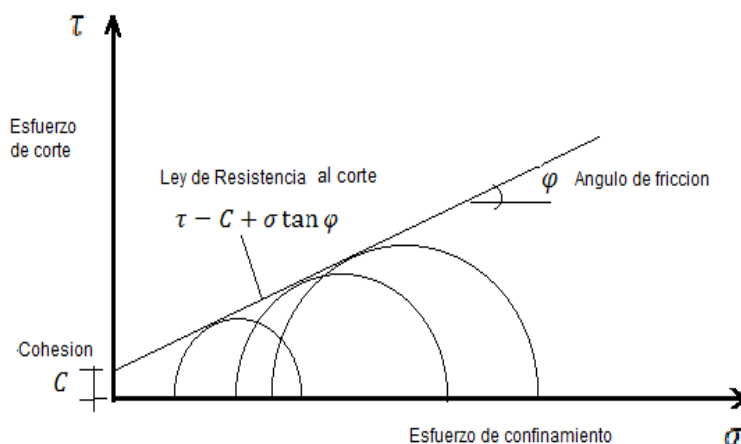
El valor del ángulo de fricción interna caracteriza notoriamente a cada tipo de suelo, y puede ser determinado a partir de procedimientos de laboratorio y de campo. En este sentido, la prueba triaxial es uno de los ensayos más adecuados para evaluarlo mediante la representación gráfica del criterio de falla *Mohr-Coulomb*. (Ver **Figura No. 2.19**)

- ✓ *Cohesión  $C$ .*

La resistencia por cohesión es definida como la medida de las fuerzas que cementan las partículas del suelo. La cohesión del suelo puede ser establecida a partir de varios procedimientos; sin embargo, la principal forma de obtener este valor es a través de pruebas triaxiales, donde es obtenida la *Ley de Resistencia al Corte*. (Ver. **Figura No. 2.19**).



**Figura No. 2.19.** Envoltente de falla, Ley de resistencia al corte



FUENTE: Del Autor

✓ *Ángulo de Dilatancia  $\psi$ .*

El ángulo de dilatación puede tener una influencia significativa en la modelación del comportamiento del suelo, especialmente en arenas densas y arcillas altamente sobreconsolidadas. En el caso de las arenas este parámetro puede ser determinado mediante la evaluación de las deformaciones unitarias volumétricas en un ensayo triaxial drenado, considerando de manera particular la variación del parámetro con el grado de sobreconsolidación (OCR) del suelo. De manera general la dilatación corresponde a un fenómeno particular de suelos granulares, y por tratarse de especímenes de suelo con comportamiento normalmente consolidado es recomendable usar el valor de cero grados para este parámetro.

El ángulo de dilatación ( $\psi$ ) es especificado en grados. Aparte, de las capas fuertemente sobreconsolidadas, los suelos arcillosos tienden a mostrar una pequeña dilatación ( $\psi \approx 0$ ). La dilatación de arenas depende de la densidad y el ángulo de fricción interna. En general, el ángulo

de dilatación de los suelos es mucho menor que el ángulo de fricción interna. Para las arenas de cuarzo el orden de las magnitudes es  $\psi \approx \varphi - 30$ . Para valores de ángulo de fricción interna menores de  $30^\circ$ , el ángulo de dilatación es en su mayoría cero.

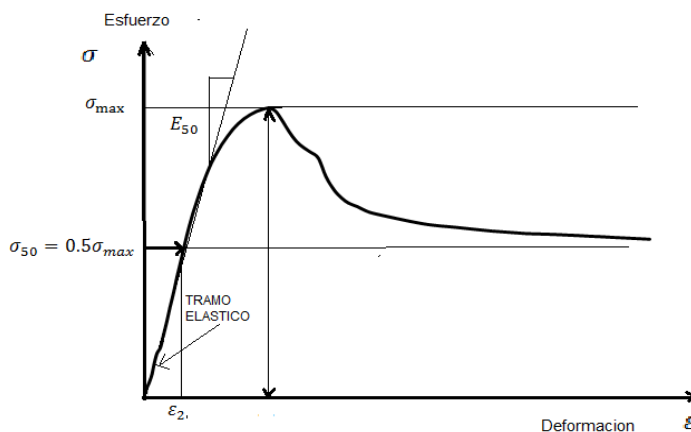
### **Parámetros Elásticos.**

#### ✓ *Módulo de Young E.*

El **módulo de Young** o **módulo de elasticidad longitudinal** es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, según la dirección en la que se aplica una fuerza. Para un material elástico lineal e isótropo, el módulo de Young tiene el mismo valor para una tracción que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico, y es siempre mayor que cero: si se tracciona una barra, aumenta de longitud.

Tanto el módulo de Young como el límite elástico son distintos para los diversos materiales. El módulo de elasticidad es una constante elástica que al igual que el límite elástico, puede encontrarse empíricamente mediante ensayos de tracción o compresión del material. La pendiente de la gráfica esfuerzo–deformación, en la zona elástica, representa el módulo de Young. Una de las maneras convenientes de encontrar este módulo es, no usar el módulo de rigidez tangente a la parte inicial de la curva esfuerzo deformación (zona elástica) sino que se recomienda usar el módulo de rigidez correspondiente a la pendiente de la recta entre el origen y el punto correspondiente al 50% de la resistencia máxima (ver **Figura No. 2.20**). Este módulo de Young es denotado como  $E_{50}$  y es el más indicado para representar dicha respuesta.

**Figura No. 2.20.** Definición del Módulo de Rigidez Secante  $E_{50}$ .



FUENTE: Del autor.

✓ *Relación de Poisson  $\nu$*

El coeficiente de Poisson (denotado mediante la letra griega  $\nu$ ) es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la del estiramiento. Por ejemplo, si se toma un prisma mecánico fabricado con el material cuyo coeficiente de Poisson se pretende medir y se somete éste prisma a una fuerza de tracción aplicada sobre sus bases superior e inferior, el coeficiente de Poisson se puede medir como: la razón entre el alargamiento longitudinal producido dividido por el acortamiento de una longitud situada en un plano perpendicular a la dirección de la carga aplicada.

En el contexto de la mecánica de suelos, este es uno de los parámetros más difíciles de evaluar, pero al mismo tiempo, uno de los más relevantes en el análisis numérico por elementos finitos y particularmente en el modelo *Mohr-Coulomb*. Normalmente, la relación de *Poisson* efectiva

puede ser evaluada a través de la realización de un *Ensayo Triaxial Drenado*, midiendo las distintas variables de deformación unitaria.

### 2.3.3 Modelo Cam Clay modificado<sup>7</sup>.

#### 2.3.3.1 Teoría General

El modelo Cam-Clay Modificado (CCM), desarrollado por Roscoe y Burland en 1968, se basa en cuatro principios: propiedades elásticas, superficie de fluencia, potencial plástico y ley de endurecimiento. De un conjunto de ensayos triaxiales se pueden obtener los parámetros del modelo [Chang y Cao, 1999].

El modelo Cam Clay modificado se fundamenta en la teoría de estado crítico (Teoría descrita en el Apartado 2.2), envolviendo en una superficie elíptica el estado donde el suelo alcanza su estado de fluencia, además, formula la ecuación que describe esta *superficie de fluencia*.

#### Principios

##### A. *Propiedades elásticas.*

Las propiedades elásticas relacionan el incremento en los esfuerzos efectivos ( $\delta'_p$  y  $\delta_q$ ) y los incrementos en deformaciones del material ( $\delta\varepsilon_p^e$  y  $\delta\varepsilon_q^e$ ). Esta relación se presenta en forma matricial en la ecuación **2.11**. La matriz diagonal indica la ausencia de relación entre los efectos distorsionados y volumétricos.

---

<sup>7</sup> La información teórica a cerca del modelo Cam Clay modificado, fue obtenida de la bibliografía siguiente: Camacho, Javier, & Reyes, Oscar, “Aplicación del modelo Cam Clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá”, Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 20 No 1, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia, 2005.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/\nu, p' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

### B. Superficie de Fluencia.

La superficie de fluencia es el lugar geométrico en el espacio de esfuerzo  $p'$ -  $q$  que delimita la combinación de esfuerzos ( $q$ ,  $p'$ ) que produce o no deformaciones plásticas (Wood, 1990). En el modelo Cam Clay modificado la superficie de fluencia tiene forma de elipse, la cual está centrada en el eje de coordenadas  $p'$  y la representa la ecuación (2.12).

$$\frac{p'}{p'_o} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (2.12)$$

Dónde.

$\eta$ : Cociente entre los esfuerzos  $q$  y  $p'$   $\eta = \frac{q}{p'}$

$p'_o$ : Esfuerzos que controla el tamaño de la superficie de fluencia

$M$ : Pendiente de la línea de estado crítico (CLS, siglas en ingles), controla la forma de la superficie de fluencia.

$p'$ : Esfuerzo promedio.

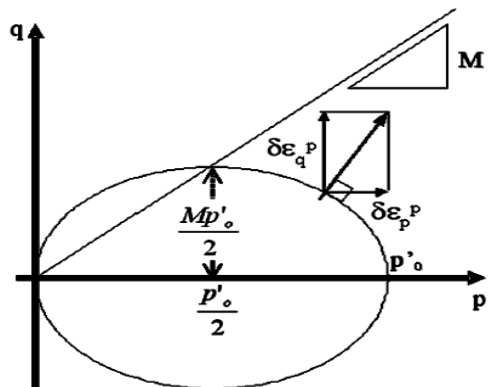
En la **Figura No. 2.21** se representa la superficie de fluencia. Cuando la pareja de datos  $p'$  y  $q$  se localizan en un punto al interior de esta superficie, únicamente se presentan deformaciones elásticas, por el contrario una vez la trayectoria alcanza la elipse, se empiezan a presentar las deformaciones plásticas

### C. Potencial plástico

El potencial plástico expresa como es el mecanismo mediante el cual se presentan las deformaciones plásticas y la relación entre las componentes volumétricas ( $\delta\varepsilon_p^p$ ) y cortante ( $\delta\varepsilon_q^p$ ). El modelo asume una condición de normalidad, es decir que existe una estrecha relación entre la superficie de fluencia y el potencial plástico. En la **Figura No. 2.21** se representa mediante un vector de magnitud de deformación plástica. La componente vertical de este vector es el incremento de la deformación cortante plástica ( $\delta\varepsilon_q^p$ ) y la componente horizontal es el incremento en la deformación volumétrica plástica ( $\delta\varepsilon_p^p$ ). Este vector siempre es perpendicular a la superficie de fluencia, así que si se conoce la ecuación de la superficie de fluencia, se puede conocer la dirección del vector. Haciendo las derivaciones correspondientes, se encuentra la relación entre las deformaciones plásticas mediante la ecuación (2.13).

$$\frac{\delta\varepsilon_p^p}{\delta\varepsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta}{2\eta} \quad (2.13)$$

**Figura No. 2.21.** Superficie de fluencia de modelo Cam Clay Modificado [la forma de esta superficie es de una elipse].



**FUENTE:** Camacho, Javier, & Reyes, Oscar, "Aplicación del modelo Cam Clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá", Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 20 No 1, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia, 2005.

D. *Ley de Endurecimiento.*

Esta ley indica cuales son las magnitudes de las deformaciones plásticas y que tanto puede cambiar la superficie de fluencia. El tamaño de la superficie de fluencia depende de  $p'_o$ , pero este valor no es constante, a su vez depende de la variación en la deformación volumétrica plástica (Ver ecuación 2.14):

$$\frac{\delta p'_o}{\delta \varepsilon_p} = \frac{v \cdot p'_o}{\lambda - \kappa} \quad (2.14)$$

Dónde:

$\lambda$ : Índice de compresibilidad de Cam Clay, pendiente de carga.

$\kappa$ : Índice de recompresion de Cam Clay, pendiente de descarga.

**2.3.3.2 Trayectorias de esfuerzos en el espacio  $p'$ -  $q$  -  $v$ .**

En la **Figura No. 2.22**, se representan las trayectorias de esfuerzo seguidas por tres especímenes de suelo, durante un ensayo triaxial no-drenado. En la **Figura No. 2.22.a** se observa la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial. La pendiente de la parte inicial de cada curva representa el módulo de Young ( $E_u$ ), este resulta de particular interés para obtener el módulo de cortante ( $G'$ ) que bajo condiciones no drenadas corresponde a la ecuación 2.15.

$$G' = \frac{E_u}{3} \quad (2.15)$$

Otra forma para determinar el módulo de rigidez cortante es utilizando la ecuación 2.16, la cual requiere del módulo de Poisson.

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu)} \quad (2.16)$$

En la **Figura No. 2.22.b** se observa la línea de estado crítico (CLS) hacia la cual confluyen las tres trayectorias en el plano  $p'-q$ . La pendiente de esta línea se simboliza con la letra **M**. La pendiente **M** de la Línea de Estado Crítico (CSL) de la **Figura No. 2.22.b** en el espacio  $q-p'$  puede calcularse a partir del ángulo de fricción interna en estado crítico ( $\varphi_c$ ), haciendo uso de la siguiente ecuación (2.17).

$$M = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \quad (2.17)$$

En la **Figura No. 2.22.d**. Se observa cada trayectoria en el plano  $p'-v$ . donde,  $v$  es el volumen específico del material. Las trayectorias avanzan desde la línea de consolidación normal (NCL) hasta la línea de estado crítico (CSL).

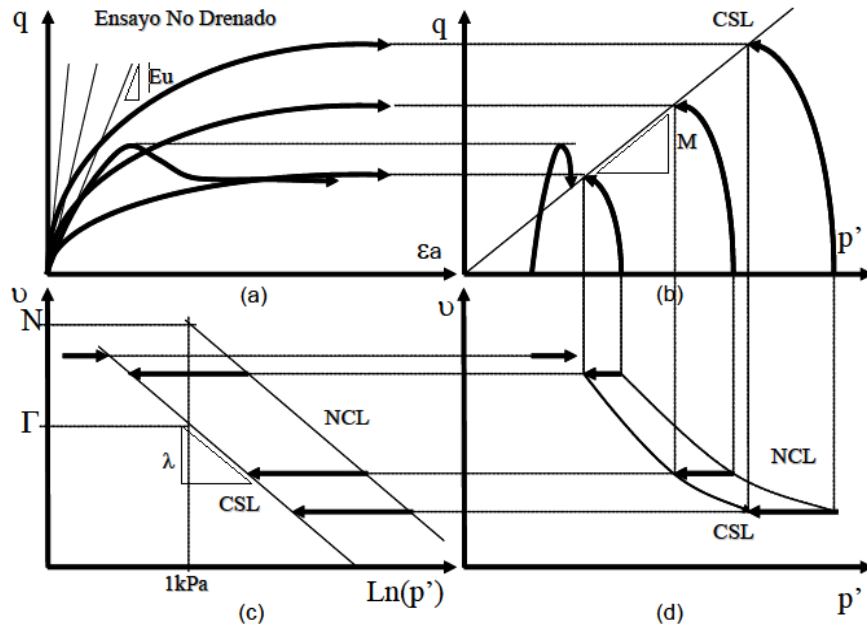
En **Figura No. 2.22.c** se representa la misma información pero el eje de las abscisas se encuentra en escala logarítmica. Las líneas NCL y CSL son aproximadamente paralelas con una pendiente  $\lambda$ . Para un esfuerzo unitario (1 kPa) el valor del volumen específico en la línea NCL es  $N$  y en la línea CSL es  $\Gamma$ . La teoría del estado crítico es muy útil para analizar los resultados del ensayo de compresión triaxial [Camacho, Reyes y Morantes, 2003].

Atkinson [1993,145p] presenta en detalle la teoría del estado crítico. Camacho et.al. (2004) explica los elementos de esta teoría y la ilustra con un ensayo triaxial no drenado.

En la ecuación 2.18  $\lambda$ , tiene relación con la pendiente de la línea de consolidación normal ( $C'_c$ ), en un ensayo de consolidación unidimensional. En la **Figura No. 2.23** se presenta la curva de consolidación unidimensional donde  $e$  es la relación de vacíos,  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo y  $\sigma'_p$  corresponde al esfuerzo de preconsolidación.



**Figura No. 2.22.** Representación de un grupo de ensayos triaxiales en el espacio  $p' - q - v$ .



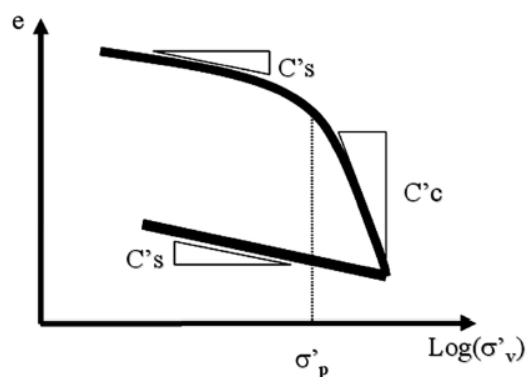
**FUENTE:** Camacho, Javier, & Reyes, Oscar, “Aplicación del modelo Cam Clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá”, Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 20 No 1, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia, 2005.

El denominador 2.3 se debe a que el eje de las abscisas de la **Figura No 2.22.c** está en escala logarítmica en base natural mientras en la **Figura No 2.23**, se encuentra en escala logarítmica base diez, similarmente  $\kappa$  se obtiene con la fórmula 2.19, donde  $C'_s$  es la pendiente de línea de recompresion.

$$\lambda = \frac{C'_c}{2.3} \quad (2.18)$$

$$\kappa = \frac{C'_s}{2.3} \quad (2.19)$$

**Figura No. 2.23.** Curva de consolidación unidimensional ciclo de carga-descarga, tramos de preconsolidación y virgen.



**FUENTE:** Camacho, Javier, & Reyes, Oscar, “Aplicación del modelo Cam Clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá”, Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 20 No 1, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia, 2005.

En resumen todos los parámetros necesarios para la aplicación del modelo Cam Clay modificado se presentan en la **Tabla No. 2.6.**

**Tabla No. 2.6.** Parámetros necesarios para la aplicación del modelo Cam Clay modificado.

Parámetro	Representa	Ensayos de Laboratorio
$M$	Pendiente de la Línea de estado crítico en un plano $p'-q$	Triaxial drenada
$G$	Módulo de rigidez transversal de corte	Triaxial drenada
$\lambda$	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
$\kappa$	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
$\Gamma$	Valor del volumen específico a una presión (1 kPa), en el plano $v-Ln p'$	Triaxial drenada

**FUENTE:** Del Autor.

### 2.3.4. Modelo de hipoplasticidad<sup>8</sup> [Anaraki, 2008].

#### 2.3.4.1 Teoría General.

*La ley de hipoplasticidad describe el comportamiento de un suelo de manera más realística (por ejemplo no-lineal e inelástico). Con hipoplasticidad no es necesaria una superficie de fluencia o la descomposición del rango de deformación en rangos con porciones elásticas y plásticas.*

La ley constitutiva hipoplástica describe el comportamiento de los suelos no cohesivos, incluyendo la no linealidad y la falta de elasticidad. La primera versión de la ley constitutiva hipoplástica fue propuesta por Kolymbas (1985). Kolymbas usó una única variable de estado, el esfuerzo actual de Cauchy  $\mathbf{T}_s$ . Más tarde otra variable de estado, la relación de vacíos  $e$  fue agregada. La ecuación constitutiva hipoplástica **2.20** en general viene dada por:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}}_s = \mathbf{F}(\mathbf{T}_s, e, \mathbf{D}) \quad (2.20)$$

Donde  $\overset{\circ}{\mathbf{T}}_s$  representa el tensor<sup>9</sup> de esfuerzo de tipo objetivo como una función de la razón de vacíos actual  $e$ , el granulado tensor de esfuerzos de Cauchy  $\mathbf{T}_s$  y el tensor de estiramiento de

---

<sup>8</sup> La Teoría sobre el modelo de hipoplasticidad fue extraída de la siguiente bibliografía:

Anaraki, Kambiz Elmi, “Hypoplasticity Investigated: Parameter Determination and Numerical Simulation”, Master of Science thesis, Department of Geotechnology, Delft University of Technology, 2008.

Mašin, D., “Hypoplasticity for practical Applications Part 4: Determination of material parameter”, PhD course, Faculty of Science, Charles University in Prague, 2010.

<sup>9</sup> **Tensor:** es cierta clase de entidad algebraica de varias componentes, que generaliza los conceptos de escalar, vector y matriz de una manera que sea independiente de cualquier sistema de coordenadas elegido. El orden de un tensor será el número de índices necesario para especificar sin ambigüedad una componente de un tensor: un escalar será considerado como un tensor de orden 0; un vector, un tensor de orden 1; y dada una base vectorial, los tensores de segundo orden pueden ser representados por una matriz.

esqueleto granular  $\mathbf{D}$ .  $\mathbf{D} = \left(\frac{\mathbf{L} + \mathbf{L}^T}{2}\right)$  es la parte simétrica del gradiente de deformación  $\mathbf{L} = \frac{\delta \mathbf{v}(\mathbf{x}, t)}{\delta \mathbf{x}}$ ,  $\mathbf{v}$  siendo el vector de velocidad de la serie continua que representa el esqueleto de granos en un punto  $\mathbf{x}$ .

La ecuación (2.20), forma la base de la ecuación constitutiva hipoplástica de Bauer-Gudehus, la cual asumió que el suelo es un cuerpo granular homogéneo cuyo estado se describe completamente por la relación de vacíos  $e$  y el tensor de esfuerzo  $\mathbf{T}_s$ . Bauer (1996) propuso descomponer la función  $F$  en dos partes, obteniendo la ecuación 2.21.

$$\dot{\mathbf{T}}_s = \mathbf{A}(\mathbf{T}_s, e, D) + \mathbf{B}(e, \mathbf{T}_s) \|\mathbf{D}\| \quad (2.21)$$

La primer parte  $\mathbf{A}(\mathbf{T}_s, e, \mathbf{D})$  es lineal en  $\mathbf{D}$  para representar el caso particular donde el comportamiento del suelo es hipoplástico. La segunda parte  $\mathbf{B}(e, \mathbf{T}_s) \|\mathbf{D}\|$  es no lineal en  $\mathbf{D}$ .  $\|\mathbf{D}\|$ , esto, sinónimo de la norma Euclidiana  $\sqrt{\text{tr} \mathbf{D}^2}$ . A fin de permitir una separación más fácil y determinación de los parámetros constitutivos durante la obtención de la ecuación constitutiva hipoplástica, los operadores  $\mathbf{A}$  y  $\mathbf{B}$  se factorizaron introduciendo dos factores adimensionales  $f_d$  y  $f_e$  dependiendo solo de la relación de vacíos  $e$ . Teniendo en cuenta los requisitos relativos al estado SOM<sup>10</sup> (Barrido de memoria) y el estado crítico, Gudehus y Bauer (1996) propusieron la siguiente ecuación 2.22 para representar el comportamiento hipoplástico del suelo.

$$\dot{\mathbf{T}}_s = f_c f_b (\mathbf{L}(\mathbf{T}_s, \mathbf{D}) + f_d \mathbf{N}(\hat{\mathbf{T}}_s) \|\mathbf{D}\|) \quad (2.22)$$

---

<sup>10</sup> Es bien sabido que las trayectorias de esfuerzo resultantes de rutas de esfuerzos proporcionales tienden a ser también proporcional. Mientras que el principio de las rutas de esfuerzo son influenciadas por las tensiones iniciales y la densidad inicial del suelo, la memoria del suelo desaparece durante la deformación monotónica. Este fenómeno es llamado estado SOM.

Las partes tensoriales  $\mathbf{L}$  y  $\mathbf{N} \parallel \mathbf{D}$  depende de la extensión de  $\mathbf{D}$  y el porcentaje de esfuerzo del tensor  $\hat{\mathbf{T}}_s \cdot \hat{\mathbf{T}}_s = \frac{T_s}{tr\mathbf{T}_s}$  que denota la denominada proporción de esfuerzo tensor granular. Esto tiene la misma dirección de los ejes principales como  $\mathbf{T}_s$ .

La ecuación hipoplástica que se ha utilizado en el presente estudio fue elaborada por Von Wolffersdorff (1996) y se escribe como (2.23):

$$\dot{\mathbf{T}}_s = f_e f_b \frac{1}{tr\hat{\mathbf{T}}_s^2} (F^2 \mathbf{D} + a^2 tr(\hat{\mathbf{T}}_s \mathbf{D}) \hat{\mathbf{T}}_s + f_d a F (\hat{\mathbf{T}}_s + \hat{\mathbf{T}}_s^*) \parallel \mathbf{D} \parallel) \quad (2.23)$$

Donde  $\hat{\mathbf{T}}_s^* = \hat{\mathbf{T}}_s - \frac{1}{3}\mathbf{I}$  es la parte desviadora de  $\hat{\mathbf{T}}_s$  y  $\mathbf{I}$  que son la unidad del tensor. La Ecuación No (2.20) es una modificación de la relación dada por Gudehus y Bauer en la cual Matsouka /Nakai limitan la condición que ha sido aplicada. Los coeficientes en la ecuación (2.20) dependen de las invariantes del esfuerzo tensor y la relación de vacíos. El factor  $a$  es determinado por el ángulo de fricción en estado crítico  $\varphi_c$  (Ver ecuación 2.24).

$$a = \sqrt{\frac{3}{8} \left[ \frac{(3 - \sin \varphi_c)}{\sin \varphi_c} \right]} \quad (2.24)$$

El factor  $F$  es una función de la razón de esfuerzo desviador tensor  $\hat{\mathbf{T}}_s^*$ , factor que se obtiene mediante la Ecuación No. 2.25.

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{(2 - \tan^2 \psi)}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (2.25)$$

Dónde:

$$\tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}_s^*\|, \quad \cos 3\theta = -\frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi$$

El factor  $a$  y  $F$  determinan la superficie de estado crítico y el espacio de esfuerzo. La picnotropía (Del Griego dependiente de la densidad) relaciona los factores  $f_d$  y  $f_e$  y la barotropía (Del griego, dependiente de la presión) relaciona el factor  $f_b$ .

#### 2.3.4.2 Parámetros del modelo de hipoplasticidad (formulación de ecuaciones).

La relación de vacíos involucrada en la función constitutiva es determinada de la ecuación de balance de masas **2.26**.

$$\dot{e} = (1 + e)tr\mathbf{D} \quad (2.26)$$

La relación de vacíos  $e_c$  en el estado crítico y presión promedio correspondiente  $-tr \frac{\mathbf{T}_s}{3}$  ( $tr\mathbf{T}_s < 0$  para presión) se suponen que están conectadas por la relación **2.27**.

$$\frac{e_c}{e_{c0}} = \exp \left[ - \left( \frac{-tr\mathbf{T}_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (2.27)$$

Donde  $e_{c0}$ ,  $h_s$  y  $n$  son constantes del material. Dado que usualmente se asume una relación logarítmica entre la relación de vacíos crítica y el esfuerzo promedio se sabe que fallan a

presiones superiores de aproximadamente 1 MPa, [Been et al. 1991], la ecuación (2.27) fue propuesta por Bauer (1991) que describe de una manera más realista la relación de vacíos crítica para altas así como para bajas presiones. Además de la relación de vacíos crítica, otras dos relaciones de vacíos características son especificadas como funciones de la presión promedio: la mínima relación de vacíos  $e_d$ , y la relación de vacíos en el estado más suelto  $e_i$ . La presión depende de estas relaciones de vacíos y se postulan en la misma forma que para la relación de vacíos de estado crítico (Ver ecuación 2.28). Con los valores de referencia correspondientes  $e_{i0}$ ,  $e_{d0}$  para presión cero.

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[ - \left( \frac{-trT_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (2.28)$$

La transición del estado crítico, el ángulo de fricción máximo y el comportamiento de dilatancia se controla por el factor de picnotropía  $f_d$ . Este es también el único parámetro que permite que la razón de esfuerzo tensor  $\dot{\mathbf{T}}_s$  desaparezca. Por definición, el estado crítico es alcanzado cuando el factor  $f_d$  es igual a 1,  $f_d$  es dado por la ecuación (2.29).

$$f_d = \left( \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha \quad (2.29)$$

Donde  $\alpha$  es un parámetro del material.

El factor  $f_e$  controla la influencia de la relación de vacíos  $e$  sobre el incremento de la rigidez. Donde la rigidez del material granular aumenta cuando la relación de vacíos decrece (i. e. el

suelo se convierte en más denso), Bauer (1996) propuso una conexión del factor de densidad  $f_e$  de la relación entre la relación de vacíos crítica  $e_c$  y la relación de vacíos actual  $e$ ,  $f_e$  es dado por la ecuación **2.30**.

$$f_e = \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \quad (2.30)$$

Donde  $\beta$  es un parámetro del material.

El factor barotrópico  $f_b$ , fue introducido para tomar en cuenta el incremento de la rigidez consecutivo a un incremento de la presión promedio,  $f_b$  es directamente determinado a partir del requerimiento de consistencia que la simulación de una compresión isotrópica perfecta debe proveer la misma relación exponencial entre la relación de vacíos actual  $e$  y la presión promedio  $-tr \frac{T_s}{3}$ , como asume la ecuación (2.28),  $f_b$  se define como: (Ver ecuación 2.31)

$$f_b = \frac{h_s}{n} \left(\frac{1+e_i}{e_i}\right) \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}}\right)^\beta \left(\frac{-tr T_s}{h_s}\right)^{1-n} \left[3 + a^2 - \sqrt{3a} \left(\frac{e_{i0}-e_{d0}}{e_{c0}-e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (2.31)$$

Finalmente,  $f_s$  es definido como el producto del factor de densidad  $f_e$  y el factor barotrópico  $f_b$  (unificados como físicamente no separable)  $f_s$  se puede escribir como: (Ver ecuación 2.32)

$$f_s = \frac{h_s}{n} \left(\frac{1+e_i}{e_i}\right) \left(\frac{e_i}{e}\right)^\beta \left(\frac{-tr T_s}{h_s}\right)^{1-n} \left[3 + a^2 - \sqrt{3a} \left(\frac{e_{i0}-e_{d0}}{e_{c0}-e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (2.32)$$



Haciendo uso de la ecuación (2.27).

Los parámetros requeridos para el modelo constitutivo de hipoplasticidad son: la rigidez granular  $h_s$ , el ángulo de fricción crítico  $\varphi_c$ , la relación de vacíos crítica a presión cero  $e_{c0}$ , la relación de vacíos a máxima densidad a presión cero  $e_{d0}$ , la máxima relación de vacíos a presión cero  $e_{i0}$  y los exponentes  $n$ ,  $\alpha$  y  $\beta$ .

### 2.3.4.3 Determinación de Parámetros.

La metodología para determinar los parámetros es discutida en diferentes publicaciones sobre hipoplasticidad ([Bauer, 1996], [Wolffersdorff, 1996], [Herle and Gudehus, 1999], [Herle, 2000]). La metodología discutida aquí está principalmente basada en la publicación por Herle (2000) y Anaraki (2008).

En el caso de no existir rotación de los ejes principales de esfuerzo, la razón del esfuerzo objetivo  $\dot{\mathbf{T}}_s$  corresponde a la derivada temporal de  $\mathbf{T}_s$ . Entonces esto es suficiente para considerar una compresión de una muestra cilíndrica con  $T_1 < T_2 = T_3$  ( $T_{ij} = 0$  para  $i \neq j$ , los esfuerzos de compresión y deformaciones son negativas) para determinar los parámetros hipoplásticos. La ecuación general hipoplástica se simplifica (Ver ecuaciones 2.33 y 2.34):

$$\dot{T}_1 = f_s \frac{(T_1 + 2T_2)^2}{T_1^2 + 2T_2^2} \left[ D_1 + \alpha^2 \left( \frac{T_1 D_1 + 2T_2 D_2}{(T_1 + 2T_2)^2} \right) T_1 + f_d \frac{a}{3} \left( \frac{5T_1 - 2T_2}{T_1 + 2T_2} \right) \sqrt{D_1^2 + 2D_2^2} \right] \quad (2.33)$$

$$\dot{T}_2 = f_s \frac{(T_1 + 2T_2)^2}{T_1^2 + 2T_2^2} \left[ D_2 + \alpha^2 \left( \frac{T_1 D_1 + 2T_2 D_2}{(T_1 + 2T_2)^2} \right) T_2 + f_d \frac{a}{3} \left( \frac{5T_1 - T_2}{T_1 + 2T_2} \right) \sqrt{D_1^2 + 2D_2^2} \right] \quad (2.34)$$

(El subíndice  $s$  se omite)

En la parte restante de este apartado, se discuten brevemente el método para determinar estos parámetros.

**Parámetros de estado crítico  $\varphi_c$  y  $h_s$ .**

Si la dirección de la deformación  $\frac{\mathbf{D}}{\|\mathbf{D}\|}$  se mantiene constante y no hay cambio de volumen ( $\dot{e} = 0 \Rightarrow \text{tr}\mathbf{D} = 0$ ), el esfuerzo tensor se aproxima asintóticamente a un valor determinado que depende de los esfuerzos iniciales, la densidad y la dirección de la deformación. En términos de la mecánica de suelos, el estado del material se aproxima al estado crítico ([Schonfield y Wroth, 1968], [Been et al, 1991]) que se define como  $\dot{\mathbf{T}}_s = 0, \text{tr}\mathbf{D} = 0 (\mathbf{D} \neq 0)$ . Considerando las ecuaciones (2.33) y (2.34) en un estado crítico implica.

$$\dot{T}_j = 0, D_1 + 2D_2 = 0 (D_1 \neq 0), e = e_c \quad \text{y} \quad f_d = 1$$

Para un ensayo de compresión triaxial estándar en el cual una muestra cilíndrica se comprime axialmente a un esfuerzo de fluencia constante ( $\dot{T}_2 = 0$ ). Mediante el uso de  $\dot{T}_1 + 2\dot{T}_2 = 0$  y sustituyendo las ecuaciones (2.33) y (2.34), se obtiene la ecuación 2.35.

$$a(T_1 - T_2) - \sqrt{\frac{3}{2}(T_1 + 2T_2)} = 0 \quad (2.35)$$

Insertando la definición del ángulo de fricción crítico (Ver ecuación 2.36).

$$\sin \varphi_c = \left( \frac{T_1 - T_2}{T_1 + T_2} \right)_c \quad (2.36)$$

Se obtiene una relación entre  $a$  y  $\varphi_c$  (donde  $a$  se obtiene mediante la ecuación 2.37).

$$\alpha = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (2.37)$$

Una simple estimación de  $\varphi_c$  puede ser obtenida del *ángulo de reposo* de un material granular seco si las fuerzas de cohesión son depreciables [Miura et al. 1997]. En el caso de materiales finos (suelos limosos), este ángulo puede ser obtenido, mediante un ensayo de corte directo, colocando una muestra seca en su estado más suelto, éste estado procura que falle toda la muestra y no solamente unas ciertas secciones o bandas de corte.

La relación de vacíos crítica  $e_{c0}$  es el segundo parámetro relacionado con el estado crítico. Se define a presión cero. Por lo que no es posible medirlo directamente. Sin embargo, un cambio de  $e_c$  con la presión promedio ha sido tema de muchos estudios experimentales que permiten una extrapolación a presión cero. Alternativamente,  $e_{c0}$  puede ser tomado igual a  $e_{max}$  correspondiendo al estado más suelto del suelo.

#### **Relación de vacíos límite $e_{d0}$ y $e_{i0}$ .**

El parámetro  $e_{d0}$  denota la relación de vacíos mínima a presión cero. Hay diferentes posibilidades para densificar el material granular con el fin de alcanzar el estado más denso. Generalmente se supone que un material granular es más densificado con ayuda del cortante cíclico con una pequeña amplitud debajo de una presión constante (ver. e.g. [Youd, 1972]). Numerosos intentos se han realizado para desarrollar métodos para determinar la relación de vacíos mínima los cuales están siendo aplicados ampliamente (Ver. e.g. [Cresswell et al., 1999], [Ishihara y Cubrinovski, 2002], [Muszynski, 2006]). La relación entre la relación de vacíos mínima  $e_d$  y la relación de vacíos mínima a presión cero  $e_{d0}$  es dada por la ecuación (2.27).

La extrapolación es posible después que los parámetros de rigidez  $n$  y  $h_s$  son determinados. Alternativamente,  $e_{d0}$  puede ser tomado igual a  $e_{min}$ . Una comparación de  $e_{d0}$  y  $e_{min}$  revela que estos valores son muy cercanos uno del otro. Además, se observó que valores de  $e_{max}$  y  $e_{min}$  determinados de acuerdo con la Sociedad Geotécnica Japonesa son casi idénticos a los parámetros hipoplástico  $e_{c0}$  y  $e_{d0}$ , respectivamente, ver **Tabla No 2.7**

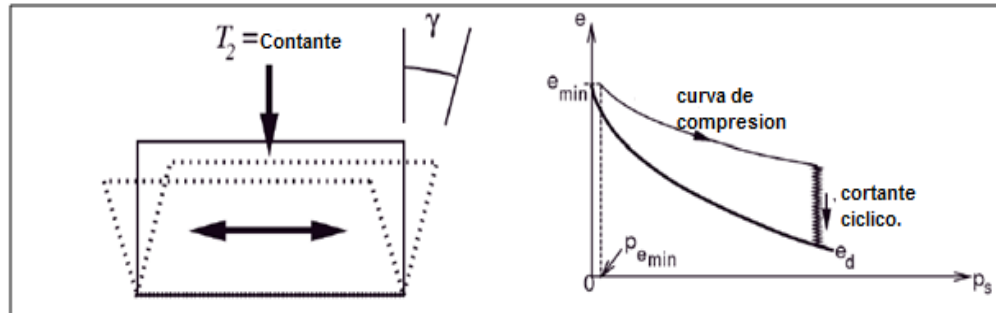
**Tabla No 2.7:** Comparación entre los parámetros de hipoplasticidad  $e_{c0}$  y  $e_{d0}$  y los correspondientes parámetros  $e_{max}$  y  $e_{min}$ .

Arena	$e_{c0}$	$e_{d0}$	$e_{max}$	$e_{min}$
Toyoura	0.98	0.61	0.9768 <sup>1</sup>	0.6131
Leighton Buzzard	0.79	0.49	0.79	0.49
Ticino	0.94	0.59	0.96	0.59
Monterey	0.83	0.54	0.83	0.54

**FUENTE:** Anaraki, Kambiz Elmi, “Hypoplasticity Investigated: Parameter Determination and Numerical Simulation”, Master of Science thesis, Department of Geotechnology, Delft University of Technology, 2008.

El parámetro  $e_{d0}$  controla la posición de la línea de relación de vacíos mínima. La mejor densificación puede ser conseguida por medio de cizallamiento cíclico o corte cíclico con pequeña amplitud a presión constante. (Ver **Figura No. 2.24**).

**Figura No. 2.24.** Comparación de resultados entre un ensayo de consolidación endométrica con uno de cortante cíclico.



**FUENTE:** Mašin, D., "Hypoplasticity for practical Applications Part 4: Determination of material parameter", PhD course, Faculty of Science, Charles University in Prague, 2010.

El parámetro  $e_{d0}$  puede ser obtenido por extrapolación usando  $n$  y  $h_s$  evaluado a partir de los resultados de los ensayos edométricos o consolidación, a través de la curvas de compresibilidad. En un enfoque empírico alternativo: Herle y Gudehus (1999) evaluaron  $e_{d0}$  y  $e_{c0}$  en siete diferentes suelos granulares, obteniendo una relación que varía dentro de los rangos de 0.52-0.64.  $e_{d0} = 0.5e_{c0}$ , sería una estimación razonable de  $e_{d0}$  en el caso que la relación de vacíos mínima no pueda ser obtenida por un ensayo edométrico.

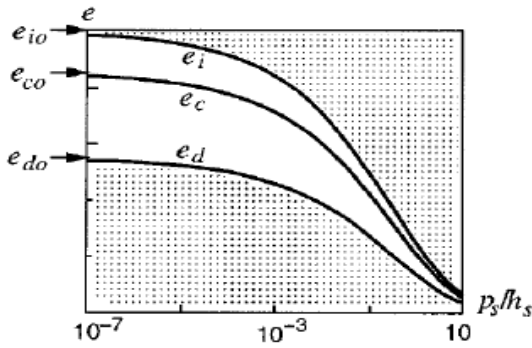
El parámetro  $e_{i0}$  denota la máxima relación de vacíos a presión cero. En teoría esta situación es alcanzada durante una consolidación isotrópica de una suspensión de granos en un espacio libre de gravedad (al vacío). Esto imposibilita la determinación de este valor experimentalmente, esto requiere de algunas aproximaciones. Para materiales granulares bien graduado es asumida  $\frac{e_{i0}}{e_{max}} = 1.15$ .

Herle y Gudehus (1999) sugieren que  $e_{i0} = 1.2 e_{max}$ , esto basado en la idealización del empaquetado de suelo en estado muy suelto.

### Parámetros de rigidez $n$ y $h_s$ .

El parámetro  $h_s$  denota la dureza granular y es utilizada como presión de referencia. La presión efectiva de un esqueleto de granos, a un aumento no proporcional de una rigidez creciente con una creciente presión granular promedio  $p_s$ , fue tomada en cuenta por el exponente  $n$ . La relación logarítmica entre la relación de vacíos y la presión granular promedio  $p_s$  ( $p_s = \frac{-trT_s}{3}$ ) normalizada por el parámetro de dureza granular, es representada en la **Figura No. 2.25**.

**Figura No. 2.25.** Relación de vacíos  $e_i, e_c, e_d$  y la razón  $\frac{p_s}{h_s}$  en escala logarítmica [Herle y Gudehus 1999].



**FUENTE:** Herle & Gudehus, "Mechanics of Cohesive-frictional Materials: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies", Volume No 4, p. 461-486, 1999.

La relación observada en la Figura No. 2.25, está dada por las ecuaciones (2.27) y (2.28). De una manera similar, para una relación de vacíos particular  $e_p$ , se puede obtener con la ecuación 2.38:

$$e_p = e_{p0} \exp \left[ - \left( \frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (2.38)$$

El valor  $e_{p0}$  para una compresión proporcional (la razón constante de las componentes de esfuerzo) está limitada por  $e_{c0} \leq e_{p0} \leq e_{i0}$ . La determinación de los parámetros se realiza mediante una prueba de compresión isotrópica y ajustándolos a la curva de compresión obtenida por medio de una sustitución en la ecuación **2.38**. Es posible sustituir el ensayo de compresión isotrópico demandado, por el ensayo edométrico. La ruta de esfuerzo proporcional es por tanto obtenida asumiendo un valor para el coeficiente de presión  $K_0$  [Bauer, 1996]. El valor para esta razón de esfuerzo es a menudo obtenido por expresión de Jaky's  $K_0 = 1 - \sin \varphi_c$ . Esta aproximación es solo tolerable cuando inicialmente una muestra de suelo muy suelto es preparada, ya que en este caso solo una ligera subestimación de la razón de esfuerzo es introducida. Este principio se desarrolla más por Herle y Gudehus. El exponente  $n$  se calcula por medio de ecuación **2.39**:

$$n = \frac{\ln\left(\frac{e_1 C_{c2}}{e_2 C_{c1}}\right)}{\ln\left(\frac{p_{s2}}{p_{s1}}\right)} \quad (2.39)$$

Donde  $C_c$  representa la pendiente de la gráfica de la curva edométrica de  $\ln \sigma_z$  Vrs.  $e$ , siendo éste el *Índice de compresión*. Este se obtiene mediante la ecuación **2.40**:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma_z} \quad (2.40)$$

Durante la carga proporcional a lo largo de la línea de compresión normal (NCL),  $K_0$  es constante. Se tiene la siguiente ecuación (**2.41**).

$$\ln \sigma_a = \ln \left( \frac{3}{1+2K_0} \right) = \ln \left( \frac{3}{1+2K_0} \right) + \ln p \quad (2.41)$$

De este modo también se tiene (Ver ecuación **2.42**):

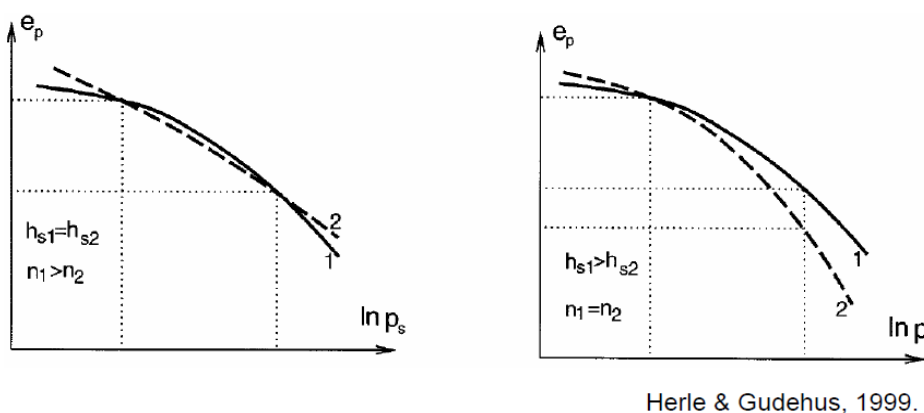
$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \ln p_s} \quad (2.42)$$





La ocurrencia de trituración de granos a altas presiones cambia las propiedades granulométricas, así los valores de  $h_s$  y  $n$  cambiarían. La aplicación de los parámetros obtenidos para un bajo rango de presiones causara una subestimación de  $n$ . El valor  $n$  refleja la curvatura y  $h_s$  la pendiente de la ley de compresión. (Ver **Figura No. 2.27**).

**Figura No. 2.27.** Representación de la influencia de los parámetros  $h_s$  y  $n$  sobre la curva edométrica.



**FUENTE:** Herle & Gudehus, "Mechanics of Cohesive-frictional Materials: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies", Volume No 4, p. 461-486, 1999.

### Exponente $\alpha$

El parámetro  $\alpha$  fue introducido como un exponente en la definición del factor de densidad  $f_d$  que controla la evolución del comportamiento del suelo hacia el estado crítico. Para determinar  $\alpha$  es suficiente considerar un ensayo triaxial con muestras consolidadas que muestren un estado pico. En el estado pico la razón de esfuerzo axial se desvanece ( $T_1 = 0$ ). El exponente  $\alpha$  puede

ser obtenido mediante la sustitución de ésta condición en la ecuación (2.33). En términos de esfuerzo y componentes elásticos  $\alpha$  está dado por la ecuación 2.45.

$$\alpha = \frac{\ln\left(3 \frac{(D_1 + a^2 T_1^2 D_1 + 2a^2 T_1 T_2 D_2)}{a(5T_1 - 2T_2) \sqrt{D_1^2 + 2D_2^2}}\right)}{\ln\left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)} \quad (2.45)$$

Esta ecuación puede ser descrita como (Ver ecuación 2.46):

$$\alpha = \frac{\ln\left(6 \frac{(2 + K_p)^2 + a^2 K_p (K_p - 1 - \tan \psi_p)}{a(2 + K_p)(5K_p - 2) \sqrt{4 + 2(1 + \tan \psi_p)}}\right)}{\ln\left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)} \quad (2.46)$$

Con relación pico  $K_p = \frac{T_1}{T_2} = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}\right)$ ,  $\sin \varphi_p = \left(\frac{T_1 - T_2}{T_1 + T_2}\right)$  y  $\tan \psi_p = \left(-\frac{D_1 + 2D_2}{D_1}\right)$

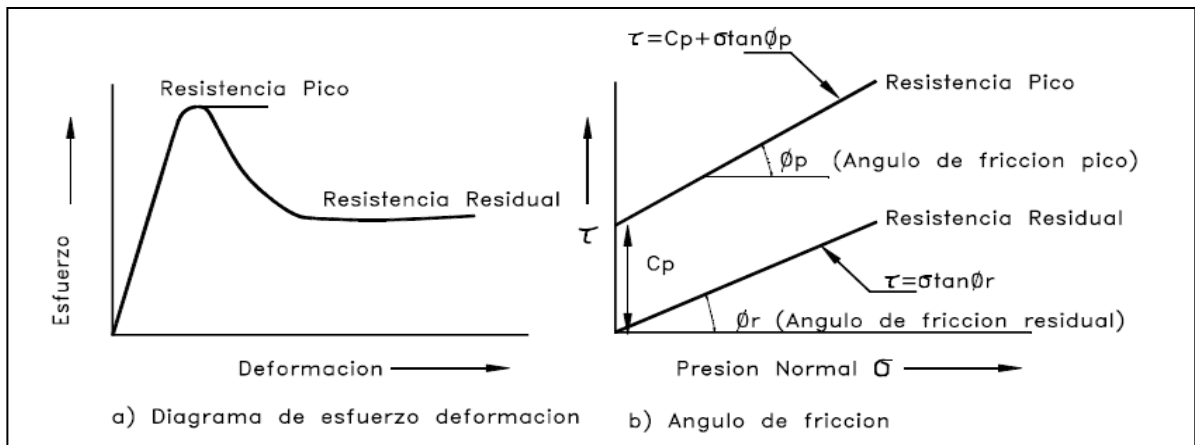
Donde;  $\psi$  es el ángulo de dilatancia.

El termino  $\sin \varphi_p$  representa el ángulo pico, y este puede ser obtenido a través de un ensayo triaxial (ver **Figura No. 2.28.b**).

### **Exponente $\beta$ .**

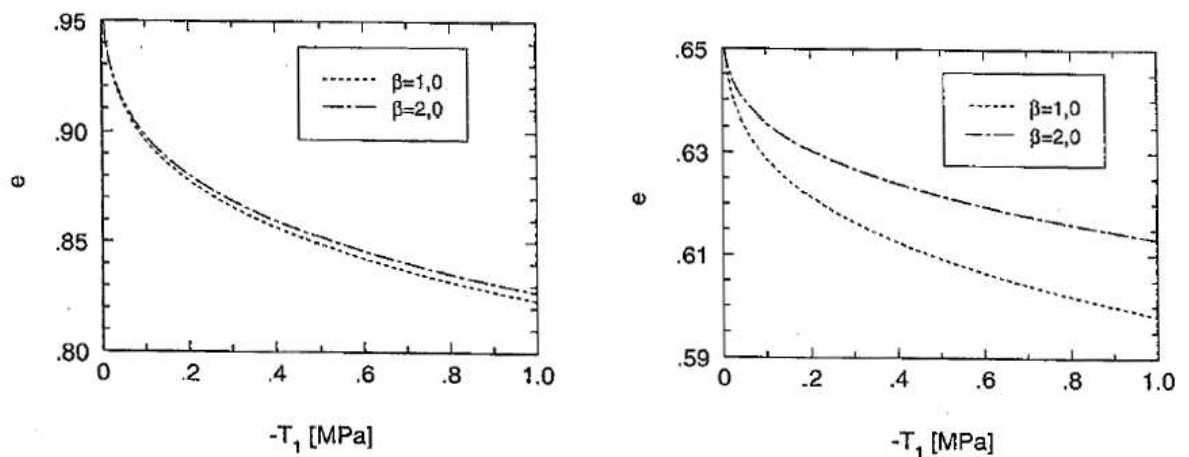
El parámetro  $\beta$  entra como un exponente en la definición del factor de rigidez  $f_c$ , de la ecuación (2.29), se introdujo para tener en cuenta el aumento de la rigidez consecutiva a una densificación del suelo. Para el material denso  $e \ll e_i$ , el parámetro  $\beta$  tiene una gran influencia sobre el desarrollo de la relación de vacíos. Este comportamiento es representado en la **Figura No. 2.29**.

**Figura No. 2.28.** Resultados de ensayos triaxiales: a) Diagrama de esfuerzo –deformación b) Ángulo de fricción pico y residual.



FUENTE: Suarez Díaz, Jaime, "Metodología de Análisis: Capitulo 3", pág. 83, 2002.

**Figura No. 2.29.** Influencia del exponente  $\beta$  en respuesta edométrica de muestras sueltas (izquierda) y densas (derecha).



FUENTE: Anaraki, Kambiz Elmi, "Hypoplasticity Investigated: Parameter Determination and Numerical Simulation", Master of Science thesis, Department of Geotechnolgy, Delft University of Technology, 2008.

La definición de modulo de rigidez incremental está dada en la ecuación **2.47**:

$$E = \frac{\dot{T}_1}{D_1} \quad (2.47)$$

Para la obtención de  $E$  correspondiente a una presión particular, la densidad y la dirección de la deformación, el exponente  $\beta$  puede ser calculado a partir de las ecuaciones **(2.33)** y **(2.34)** respectivamente, en caso de una ecuación isotrópica la ecuación se reduce a la expresión **2.48**:

$$\dot{T}_1 = f_s(3 + a^2 - f_d a \sqrt{3}) D_1 \quad (2.48)$$

Y puede ser reescrito como (Ver ecuación **2.49**):

$$E = \frac{\dot{T}_1}{D_1} = f_s(3 + a^2 - f_d a \sqrt{3}) \quad (2.49)$$

La determinación de  $\beta$  es simplificada teniendo en cuenta la razón de los módulos de rigidez en dos diferentes relaciones de vacíos, pero a la misma presión. Esto hace que la eliminación de la influencia de la presión efectiva promedio  $p_s$ , sea debido a los requisitos de consistencia del factor barotrópico. La relación de modulo de rigidez está dada por (Ver ecuación **2.50**):

$$\frac{E_2}{E_1} = \left(\frac{e_1}{e_2}\right)^\beta \frac{3+a^2-f_{d2}a\sqrt{3}}{3+a^2-f_{d1}a\sqrt{3}} \quad (2.50)$$

Por lo tanto  $\beta$  se convierte (Ver ecuación **2.51**).

$$\beta = \frac{\ln\left[\frac{E_2\left(\frac{3+a^2-f_{d1}a\sqrt{3}}{3+a^2-f_{d2}a\sqrt{3}}\right)}{E_1\left(\frac{3+a^2-f_{d2}a\sqrt{3}}{3+a^2-f_{d1}a\sqrt{3}}\right)}\right]}{\ln\left(\frac{e_1}{e_2}\right)} \quad (2.51)$$

Calculando  $\beta$  a partir del menos demandante ensayo edométrico es también posible. La relación se obtiene de la ecuación **(2.51)** y está dada por **(2.52)**.

$$\beta = \frac{\ln\left[\frac{E_2\left(\frac{m_1-n_1f_{d1}}{m_2-n_2f_{d2}}\right)}{E_1\left(\frac{m_2-n_2f_{d2}}{m_1-n_1f_{d1}}\right)}\right]}{\ln\left(\frac{e_1}{e_2}\right)} \quad (2.52)$$

$$\text{Con } m_1 = (2 + K_{0i})^2 + a^2 \quad \text{y} \quad n_1 = a(2 + K_{0i})(5 - 2K_{0i})/3$$

$K_{0i}$  indica el coeficiente de presión en dos diferentes relaciones de vacíos, pero a la misma presión y se determina mejor utilizando un ensayo edométrico. En el caso de los ensayos edométricos convencionales, el valor de  $K_{0i}$  puede ser aproximado por la expresión de Jaky's:  $K_{0i} = 1 - \sin \varphi_p$ , pero en este caso en lugar del ángulo de fricción crítico se usa el ángulo de fricción pico (Obtenido del ensayo triaxial, ver **Figura No. 2.28**).

En resumen, en la **Tabla No 2.8** se pueden observar todos los parámetros necesarios para la aplicación del modelo de hipoplasticidad, además, de los ensayos de laboratorio requeridos para la obtención de estos, mencionando también, el estado en que estos ensayos deben realizarse.

**Tabla No 2.8:** Parámetros necesarios para la aplicación del modelo de hipoplasticidad.

Parámetros	Representa	Ensayos de laboratorio
$h_s$	Rigidez Granular	Consolidación
$\varphi_c$	Angulo de fricción crítico	Corte directo ( seco y estado suelto)
$e_{c0}$	Relación de vacíos crítica a presión cero	Consolidación (seco y lo más suelto posible)
$e_{d0}$	Relación de vacíos a máxima densidad	Consolidación (seco y lo más denso posible)
$e_{i0}$	La máxima relación de vacíos a presión cero	No es posible obtenerlo mediante ensayos. Solo por aproximación.
$n$	Exponente de rigidez	Consolidación ciclo de caga
$\alpha$	Define el valor pico de en un ensayo triaxial	Triaxial drenada (estado denso)
$\beta$	Exponente	Consolidación (estado denso)

FUENTE: Del Autor.

# CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

### **3.1 INTRODUCCIÓN.**

En el presente capítulo, se da a conocer la metodología utilizada en la realización de la investigación, para la obtención de los parámetros necesarios, así como, la aplicación de los modelos constitutivos mencionados en el Capítulo II. Como se ha expresado anteriormente, dicho estudio se centrará en la Unidad G de Tierra Blanca Joven, por ser un suelo que presenta muchos problemas dentro del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS). La metodología en general consistirá; en la realización de visitas de reconocimiento a diferentes lugares del AMSS, para definir los sitios de muestreo, extracción de muestras alteradas e inalteradas, ejecución de ensayos de laboratorio (que se detallan en este capítulo), obtención de parámetros para cada modelo y por último la realización de simulaciones utilizando el programa de computadora PLAXIS. Al finalizar las simulaciones, éstas serán comparadas con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, para posteriormente elaborar conclusiones y recomendaciones.

Además, dentro de este capítulo, se presenta la aplicación de la metodología mencionada.

### **3.2 METODOLOGÍA.**

En este apartado se describe la metodología utilizada en la realización de ésta investigación, la cual comprende:

#### **3.2.1 Obtención de la Información Bibliográfica.**

La información bibliográfica para la comprensión de la temática será obtenida a través de; libros, revistas, textos, documentos, internet, videos, etc. Además, de la consulta a personas que posean

conocimiento sobre el tema. Será considerada como información útil, toda aquella que tenga relación con la Geología de El Salvador, estudios en Tierra Blanca Joven, geotecnia, modelos constitutivos, teoría de estado crítico, manuales de Plaxis, etc.

### **3.2.2 Trabajo de Campo.**

Comprende las acciones a realizar para el reconocimiento y definición de los puntos de muestreo, visitas de campo para la caracterización del suelo de los puntos de muestreo y extracción de muestras.

#### **3.2.2.1 Visitas de reconocimiento y definición de puntos de muestreo.**

En primer lugar se tiene que proceder a la realizar visitas de reconocimiento en diferentes lugares del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), con el objeto de ubicar los puntos de muestreo más adecuados. Preferentemente dichas visitas, deberán realizarse en compañía de geólogos o personas que conozcan sobre la estratigrafía de la Tierra Blanca Joven.

Es importante mencionar que el estrato en estudio, como ya ha sido mencionado, es la Unidad G de Tierra Blanca Joven, esta se compone de tres sistemas de deposición diferentes que son: caída, flujos y oleadas piroclásticas, pero el que se estudiará en la investigación es el depósito de caída.

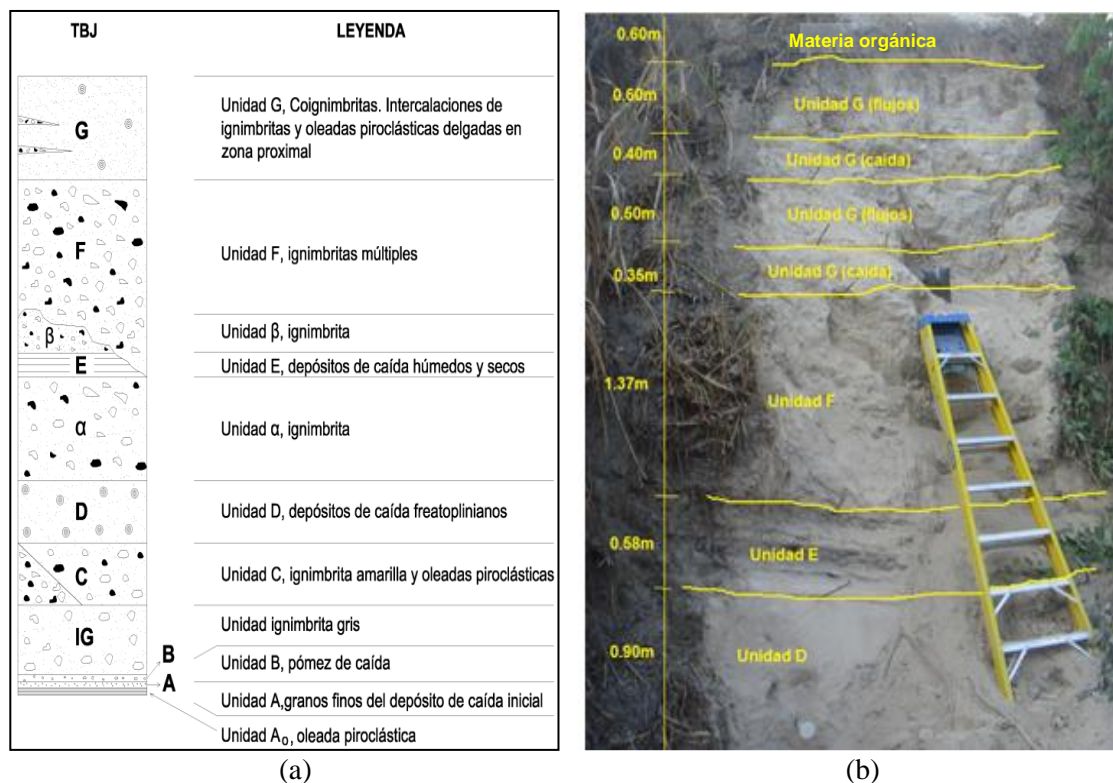
Para la identificación de éste estrato es posible plantear las dos metodologías siguientes:



### Metodología No. 1.

Consiste en el empleo de un perfil estratigráfico de TBJ, obtenido de la investigación realizada por Hernández [Modificado, 2008] a la Tierra Blanca Joven<sup>11</sup> (ver **Figura No. 3.1.a**); con éste perfil se procederá a realizar la identificación en campo de la Unidad G de TBJ, depósito de caída, de la manera siguiente:

**Figura No. 3.1.** Perfil estratigráfico de Tierra Blanca Joven (TBJ): a) Modificado de Hernández, 2008, b) Ejemplo, Talud ubicado al poniente de la fundación Padre Arrupe.

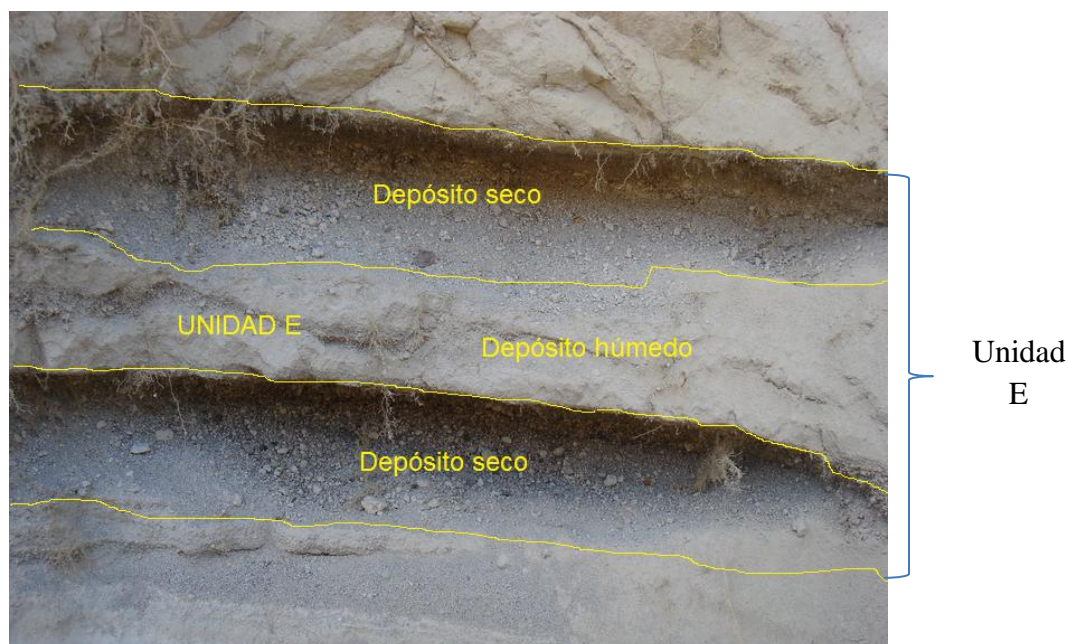


**FUENTE:** Literales **a)** Hernández, E. W., “Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador”, Tesis M.Sc., Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, 2004 (modificado, 2008), **b)** Del Autor.

<sup>11</sup> Información obtenida de: Hernández, E. W., “Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador”, Tesis M.Sc., Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, 2004 (modificado, 2008).

- ❖ En primer lugar debe identificarse el estrato de Unidad E de TBJ (este juega un papel muy importante como capa guía en la identificación del resto de unidades de la Tierra Blanca Joven), que presenta las siguientes características:
  1. Color café claro cuando está seca y café oscuro cuando esta húmeda.
  2. Alternancia de niveles de depósitos de caída secos, de granulometría gruesa suelta (grava y arena gruesa hasta fina) y depósitos de caída húmedos; de granulometría fina consolidada. (Ver fotografía de la unidad E en la **Figura No. 3.2**).

**Figura No. 3.2.** Fotografía de la Unidad E de TBJ.



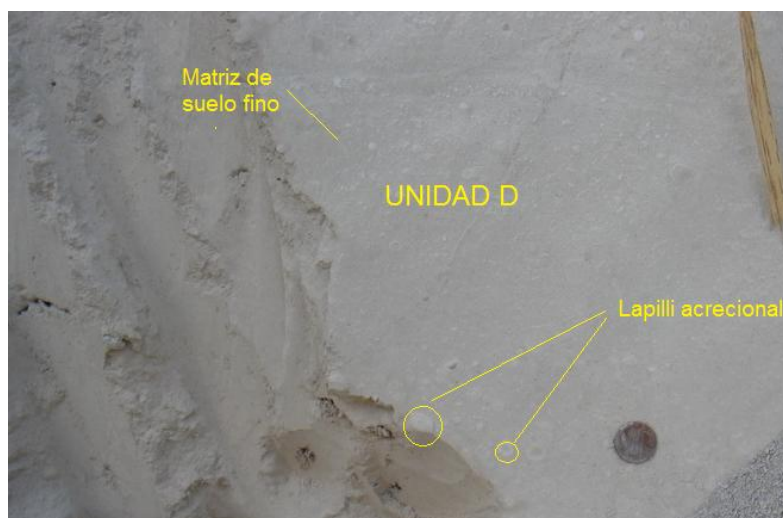
**FUENTE:** Del Autor, Fotógrafo: Ing. Alexander Chávez.

❖ Posteriormente, se identifica la Unidad D, la cual podrá encontrarse por debajo de la Unidad E<sup>12</sup>, según bibliografía (observar perfil estratigráfico, **Figura No 3.1**). Esta unidad presenta las siguientes características.

1. Posee una textura deleznable<sup>13</sup>
2. Granulometría con tamaño dominante de partículas finas, fragmentos de líticos angulares y pómez en forma dispersa.
3. Abundante presencia de lapilli acrecional, conformando *coignimbritas* (poco consolidadas) compuestas por cenizas finas y polvo volcánico, de color beige o grisácea al encontrarse húmeda (Ver fotografía de la unidad D en la **Figura No. 3.3**).

Esta unidad servirá para identificar correctamente la unidad E, o sea como estrato de referencia.

**Figura No. 3.3.** Fotografía de la Unidad D de TBJ.



**FUENTE:** Del Autor, Fotógrafo: Ing. Alexander Chávez.

<sup>12</sup> En ocasiones, no todos los estratos presentados en el “Perfil estratigráfico de TBJ” se encontraran en campo, esto puede deberse a procesos erosivos o al alcance de la erupción, por lo que de no encontrarse la Unidad D, se puede identificar la Unidad C (ver bibliografía; Hernández, 2004).

<sup>13</sup> **Deleznable:** fácilmente se desmenuza o desarma.

❖ Luego, se identifica la Unidad F, ésta podrá encontrarse por encima de la Unidad E (Ver **Figura No. 3.1**), presenta las siguientes características.

1. Se encuentra constituida de múltiples depósitos de flujos piroclásticos, masivos, isotrópicos, de coloración blanca, los cuales se conforman por una matriz de arena limosa y grava, que engloba grandes fragmentos de pómez y líticos dispersos en toda la matriz (ignimbritas).
2. Tamaño de líticos y pómez hasta de 15 cm de diámetro. (Ver fotografía de la unidad **F** en la **Figura No. 3.4**).

**Figura No. 3.4.** Fotografía de Unidad F de TBJ.



**FUENTE:** Del Autor, Fotógrafo: Ing. Alexander Chávez.

❖ Identificada la Unidad F, se procede a identificar la Unidad G, que podrá encontrarse por encima de la Unidad F, según bibliografía (Ver **Figura No. 3.1**). Esta unidad está formada por una secuencia compuesta por depósitos piroclásticos de caída (coignimbritas), flujos piroclásticos de textura fina (ignimbritas) y oleadas piroclásticas (surge). A continuación se describen las características de cada uno de ellos.

- ✓ **Coignimbritas**, se caracterizan por poseer materiales poco consolidados, de consistencia suave parecida al talco, producto de la caída por gravedad del material fino (ceniza volcánica) de la nube acompañante, con moderada presencia de lapilli acrecional.
- ✓ **Ignimbritas**, se caracterizan por tener una matriz de suelo fino (ceniza volcánica) consolidada, con presencia de líticos angulares y abundante pómez vesicular.
- ✓ **Surges**: se caracterizan por poseer un estrato delgado con alto grado de consolidación de coloración café claro (Ver talud en la **Figura No. 3.1.b** y unidad G, depósito de caída en la **Figura No. 3.5**).

**Figura No. 3.5.** Fotografía de Unidad G, depósito de caída de TBJ



**FUENTE:** Del Autor, Fotógrafo: Ing. Alexander Chávez.

Con las características anteriores podrá identificarse el estrato de la Unidad G, pero como es de notarse, no es suficiente identificar únicamente el tipo de unidad, sino que también es necesario definir el sistema de deposición. En el caso de esta investigación deberán identificarse los

**depósitos de caída**, una manera conveniente de hacerlo, es comparar el grado de consolidación o dureza de un estrato con respecto a otros, esto puede realizarse, utilizando un martillo de geólogo, con el cual se cortará el suelo, para observar el grado de consolidación. Generalmente, el depósito de caída posee una consolidación menor que el de flujos y oleadas piroclásticas. Por lo que, si la consolidación se percibe muy blanda, podría tratarse de un estrato de Unidad G de caída, pero si la consolidación se percibe muy dura, podría tratarse de un estrato de flujos u oleadas piroclásticas. Otra marcada diferencia para distinguir o identificar si se trata de un estrato de Unidad G de caída, es verificar la presencia de abundante lapilli acrecional dentro del estrato, también, se pueden observar las características físicas mencionadas para cada sistema de deposición y compararlas. La presencia de líticos podría indicar que se trata de un depósito de flujos piroclásticos.

### **Metodología No. 2.**

Consiste en aplicar la metodología No. 1<sup>14</sup> y realizar ensayos de granulometría a diferentes estratos del talud o ladera y obtener sus curvas granulométricas, posteriormente comparar éstas, con las curvas granulométricas de la unidad G y unidades D, E y F, obtenidas de la investigación realizada por Hernández (2004) a la Tierra Blanca Joven (Ver curvas granulométricas en la **Figura No 3.6.** y porcentajes que pasa en la **Tabla No 3.1).** Las Unidades; D, E y F, se utilizarán únicamente como referencia.

A continuación, se explica la metodología propuesta para el reconocimiento de la unidad:

- ❖ Identificar, diferentes estratos dentro del talud o ladera a estudiar, esto podrá realizarse observando los cambios en las características del suelo (utilizar **Metodología No. 1).**

---

<sup>14</sup> Se aplicará la **Metodología No. 1** para realizar una identificación previa de los estratos de TBJ.

- ❖ Obtener muestras alteradas de cada uno de los estratos definidos y especificar; la profundidad a la que se obtuvo, características visuales (color, textura, grado de consolidación, etc.), humedad natural, espesor de la capa, etc.
- ❖ Luego, realizar ensayos de granulometría (mecánico e hidrométrico), a cada una de las muestras extraídas, y elaborar las curvas.
- ❖ Comparar las curvas granulométricas obtenidas de los ensayos de laboratorio contra las curvas granulométricas presentadas por Hernández (Ver curvas de **Figura No. 3.6** y porcentajes en la **Tabla No. 3.1**), presenta curvas para las unidades C, D, E, F y G (zona proximal e intermedia).

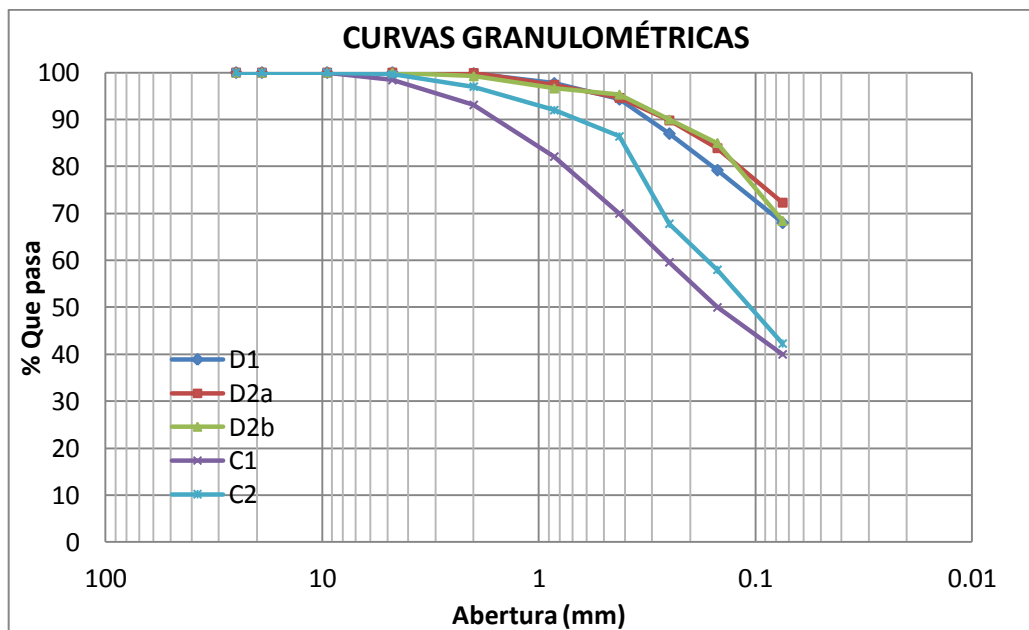
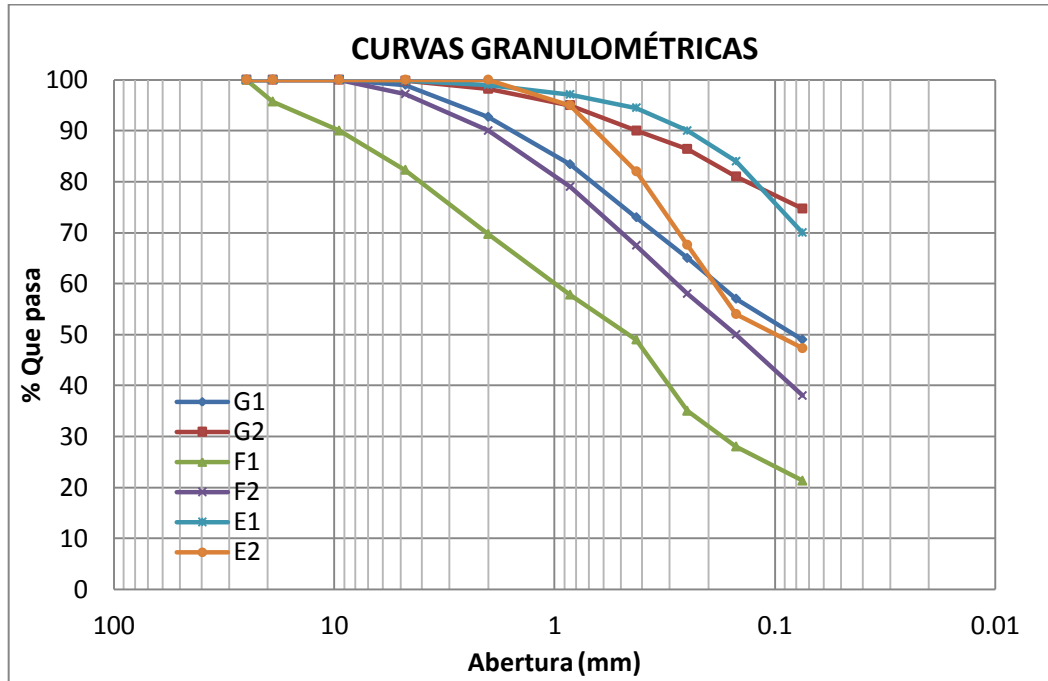
Las curvas que se aproximen más a los porcentajes de una determinada unidad, serán identificadas como esa unidad.

- ❖ Comparadas las curvas, proceda a identificar si la Unidad G se encuentra dentro del talud o ladera, de encontrarse, se deberán identificar las demás unidades y elaborar un perfil estratigráfico, en el perfil deberán de colocarse en orden las unidades definidas, a la profundidad registrada en campo, luego, éste deberá ser comparado con el perfil estratigráfico de TBJ<sup>15</sup> (Ver **Figura No. 3.1**), para observar la similitudes en las estratigrafía, y así verificar que la unidad identificada al inicio es la Unidad G.
- ❖ Luego del reconocimiento de la Unidad G, se deberá identificar los **depósitos de caída**, este podrá realizarse empleando la **Metodología No. 1**.

---

<sup>15</sup> Debe tenerse en cuenta que algunas unidades no aparecerán, esto debido a los procesos erosivos, pero el orden del perfil si debe ser respetado.

**Figura No 3.6.** Curvas granulométricas de Tierra Blanca Joven (TBJ); Hernández (2004).



**FUENTE:** Hernández, E. W., “Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador”, Tesis M.Sc., Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, San Salvador, 2004.



**Tabla No. 3.1.** Resultados granulométricos para las unidades de TBJ<sup>16</sup>, Hernández (2004)

UNIDAD		G1	G2	F1	F2	E1	E2
No. malla	Abertura (mm)						
1"	25.00	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
3/4"	19.00	100.0	100.0	95.7	100.0	100.0	100.0
3/8"	9.50	100.0	100.0	90.0	100.0	100.0	100.0
<b>No 4</b>	<b>4.75</b>	<b>99.0</b>	<b>99.8</b>	<b>82.3</b>	<b>97.2</b>	<b>99.8</b>	<b>100.0</b>
No 10	2.00	92.7	98.2	69.7	90.0	99.0	100.0
No 20	0.850	83.4	95.0	57.8	79.0	97.1	95.0
No 40	0.425	73.0	90.0	49.0	67.5	94.5	82.0
No 60	0.250	65.0	86.4	35.0	58.0	90.0	67.6
No 100	0.150	57.0	81.0	28.0	50.0	84.0	54.0
<b>No 200</b>	<b>0.075</b>	<b>49.0</b>	<b>74.7</b>	<b>21.3</b>	<b>38.0</b>	<b>70.0</b>	<b>47.3</b>

UNIDAD		D1	D2a	D2b	C1	C2
No. malla	Abertura (mm)					
1"	25.00	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
3/4"	19.00	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
3/8"	9.50	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
<b>No 4</b>	<b>4.75</b>	<b>100.0</b>	<b>100.0</b>	<b>100.0</b>	<b>98.4</b>	<b>99.6</b>
No 10	2.00	99.8	99.9	99.2	93.1	97.0
No 20	0.850	97.7	97.4	96.6	82.1	92.0
No 40	0.425	94.3	94.6	95.3	70.0	86.4
No 60	0.250	87.0	89.8	90.0	59.6	67.8
No 100	0.150	79.2	83.9	85.0	50.0	58.0
<b>No 200</b>	<b>0.075</b>	<b>68.0</b>	<b>72.3</b>	<b>68.4</b>	<b>40.0</b>	<b>42.3</b>

**FUENTE:** Del Autor, con curvas granulométricas de: Hernández, E. W., "Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador", Tesis M.Sc., Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, San Salvador, 2004.

Después de realizadas las visitas de reconocimiento e identificación del estrato en estudio, aplicando cualquiera de las dos metodologías planteadas anteriormente, se deberán de definir los puntos de muestreo más adecuado. Para la elección de estos, se deberá tener presente que

<sup>16</sup> Los porcentajes presentados en estos cuadros, son aproximaciones, extraídas de las curvas granulométricas presentadas en la **Figura No. 3.6.**

el punto sea representativo de la unidad en estudio y que sea de fácil acceso al momento de la realización de la extracción de muestras.

### **3.2.2.2 Visitas de campo para caracterización de los puntos de muestreo.**

Para la caracterización de las propiedades físicas y mecánicas del suelo en los sitios de muestreo definidos, se realizarán visitas de campo en cada uno de ellos. Dichas visitas podrán realizarse en compañía de personal de instituciones que tenga conocimiento en el tema, tales como: UES, Geólogos del Mundo, MARN<sup>17</sup>, por ejemplo. La ubicación de los puntos se hará mediante la utilización de un Localizador Global (GPS), con el que se establecerán las coordenadas geográficas (latitud y longitud). Además, las visitas servirán para identificar los estratos, toma de fotografías y la extracción de muestras.

### **3.2.2.3 Extracción de Muestras.**

La extracción, se realizará con el fin de obtener muestras de suelo para la realización de ensayos de laboratorio; el material extraído deberá ser suficiente para realizar todas las pruebas requeridas y asimismo ser representativo de la unidad G de TBJ, deposito de caída. Dependiendo del tipo de ensayo, la extracción se realizará de las dos formas siguientes:

#### **✓ Extracción de muestras Alteradas.**

Obtener muestras de suelo representativas, para la realización de ensayos de laboratorio tales como: humedad natural, granulometrías, límites de Atterberg, Proctor, etc.

---

<sup>17</sup> MARN: siglas del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Humanos; UES siglas de Universidad de El Salvador.

✓ **Extracción de muestras Inalteradas.**

Éste tipo de muestra deberá ser extraída en campo con mucho cuidado, para evitar alterar su estado natural, humedad, etc. Este tipo de muestra se utilizará para la realización de ensayos triaxiales drenados.

### **3.2.3 Ensayos de Laboratorios.**

Se llevarán a cabo ensayos de laboratorio, los cuales servirán para la caracterización del suelo en estudio de cada uno de los puntos de muestreo, asimismo, estos resultados, se utilizarán en la obtención de los parámetros requeridos para la simulación de cada modelo (definidos en el capítulo II). Estos ensayos se basaran en las normas ASTM, aunque algunos de ellos presentaran ciertas modificaciones con respecto a la forma de colocación del suelo en los ensayos, buscando obtener diferentes estados como: lo más suelto posible, lo más denso posible y húmedo-suelto; algunas de estas muestras serán secadas al horno y otras tendrán una humedad específica.

Éstas modificaciones se realizarán por diferentes razones: la primera, alcanzar el estado crítico sobre toda la muestra de suelo y no solamente parte de ella (Ver teoría de estado crítico **Apartado 2.2**); la manera de alcanzar dicho estado, es colocando el suelo seco en la condición mas suelta posible. Al colocar la muestra en su estado más suelto, permitirá que falle como un todo y no solamente una sección o banda de ésta, alcanzando de ese modo el estado de falla crítico. Éste estado, será aplicado en ensayos de corte directo y consolidación. Con los ensayos de corte directo se obtendrá el ángulo de fricción interna en estado crítico  $\varphi_c$ , a partir de la Ley de Resistencia al Corte y con los ensayos de consolidación se buscará obtener la relación de vacíos máxima  $e_{max}$ , la cual puede aproximarse a la relación de vacíos crítica a presión cero  $e_{c0}$  (ver capítulo II, **apartado 2.3.4.2**), asimismo podrá obtenerse los parámetros  $\lambda$  (índice de

compresión) y  $\kappa$  (índice de recompresion). La segunda razón, será obtener la relación de vacíos mínima  $e_{min}$ , la cual puede ser aproximada a la relación vacíos densa a presión cero  $e_{d0}$ , ésta puede ser determinada colocando una muestra de suelo en su estado más denso posible en un ensayo de consolidación.

Determinar éstas dos relaciones de vacíos es de mucha importancia, debido a que éstas se utilizarán en la aplicación del modelo de hipoplasticidad.

Con respecto al tercer estado; húmedo-suelto, solamente servirá para analizar el comportamiento del suelo en éste estado y compararlo con los dos estados anteriores (suelto y denso).

Entre los ensayos de laboratorio a realizar se encuentran los presentados en la **Tabla No. 3.2**, donde se muestra el tipo de ensayo, tipo de muestra, normativa y estado de la muestra.

**Tabla No. 3.2.** Resumen de los ensayos a realizar en ésta investigación.

Tipo de Ensayo	Norma	Tipo de muestra	Estado de la muestra
Contenido de humedad natural	ASTM D-2216	Alterada	Natural
Análisis Granulométrico (Mecánico e hidrómetro)	ASTM D-422	Alterada	Natural
Limites de Atterberg (limite liquido y plástico)	ASTM D-4318	Alterada	Natural
Gravedad Especifica	ASTM D-854	Alterada	Natural
Consolidación unidimensional	ASTM D-2435 (con modificaciones)	Alterada	Suelta-seca, densa-seca y húmeda-suelta
Corte Directo	ASTM D-3080 (con modificaciones)	Alterada	Suelta

Compactación de los suelos (Proctor)	ASTM D-1557	Alterada	Natural
Triaxial drenada	ASTM D-4767	Inalterada y Alterada	Natural y densa
Angulo de Reposo	No se utilizó	Alterada	Suelta-seca

FUENTE: Del Autor,

### 3.2.4 Obtención de Parámetros.

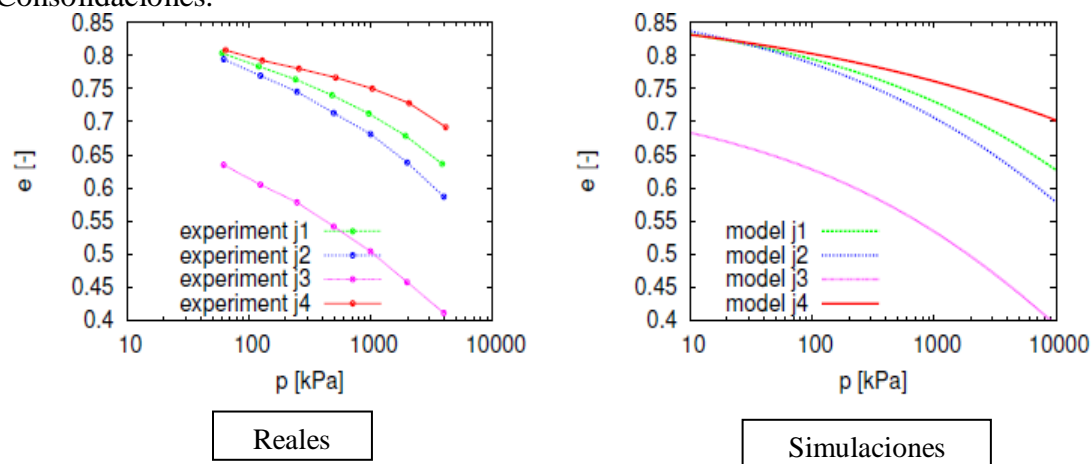
Los parámetros para la simulación de los modelos constitutivos serán obtenidos con los resultados de los ensayos de laboratorio; algunos directamente de los ensayos (como el caso del ángulo de fricción interna y la cohesión) y otros, a través de formulaciones matemáticas (ecuación del parámetro), iteraciones o parametrización (de ser posible).

### 3.2.5 Simulación.

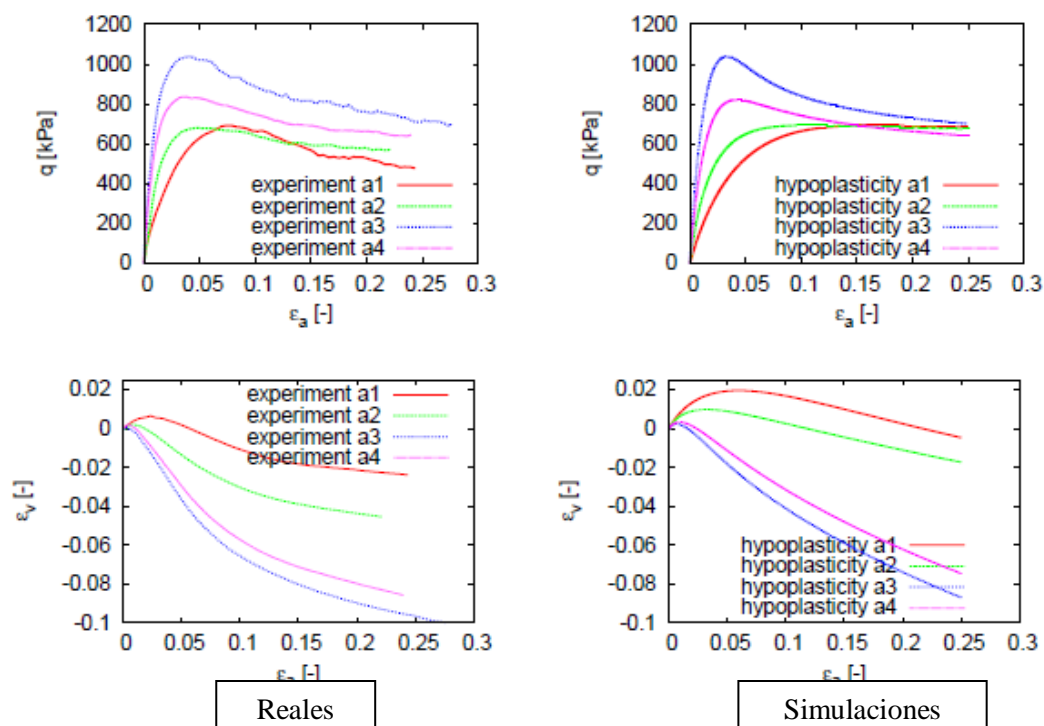
La simulación será realizada con un software especializado denominado PLAXIS, el cual cuenta con una opción especializada para la simulación de ensayos de laboratorio, llamada “Soiltest” (licencia de Universidad Técnica Checa en Praga, ČVUT). En dicha opción, se selecciona el tipo de ensayo que se desea simular y se especifican los parámetros de entrada, para posteriormente realizar la simulación. En el caso de ésta investigación, solamente se simularan dos tipos de ensayos para cada modelo: ensayos triaxial drenada y ensayos de consolidación, los cuales serán comparados con los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio (Ver **Figura No. 3.7**)

**Figura No. 3.7.** Comparación de resultados de simulaciones realizadas en el software contra ensayos de laboratorio, para los ensayos de consolidación y triaxial drenada.

### Consolidaciones.



### Triaxial drenada



**FUENTE:** Suchomel, R., & Masin, D., "Probabilistic analyses of a strip footing on horizontally stratified sandy deposit using advanced constitutive model", Faculty of Science, Charles University in Prague, 2011.

### **3.3 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA.**

#### **3.3.1 Visitas de reconocimiento y definición de los puntos de muestreo.**

##### **3.3.1.1 Reconocimiento y definición de puntos de muestreo.**

En esta investigación no fue necesaria la realización de un gran número de visitas de reconocimiento a diferentes lugares del Área del Metropolitana de San Salvador (AMSS), debido a que con anterioridad ya se había realizado un reconocimiento para esta unidad, por parte de uno de los asesores directores del trabajo de graduación, quien, ya había ubicado posibles lugares donde poder encontrar la unidad en estudio (unidad G de TBJ, deposito de caída), esto ayudó a agilizar la definición de los puntos de muestreo, pero fue necesario visitar estos lugares para verificar la presencia de la unidad. La verificación y reconocimiento fue realizada aplicando la **Metodología No. 1** descrita en el apartado 3.2.2.1.

Entre los puntos visitados en el reconocimiento se tienen: Padre Arrupe, Bosques de la Paz, Santa Marta y taludes ubicados a la rivera del rio Las Cañas.

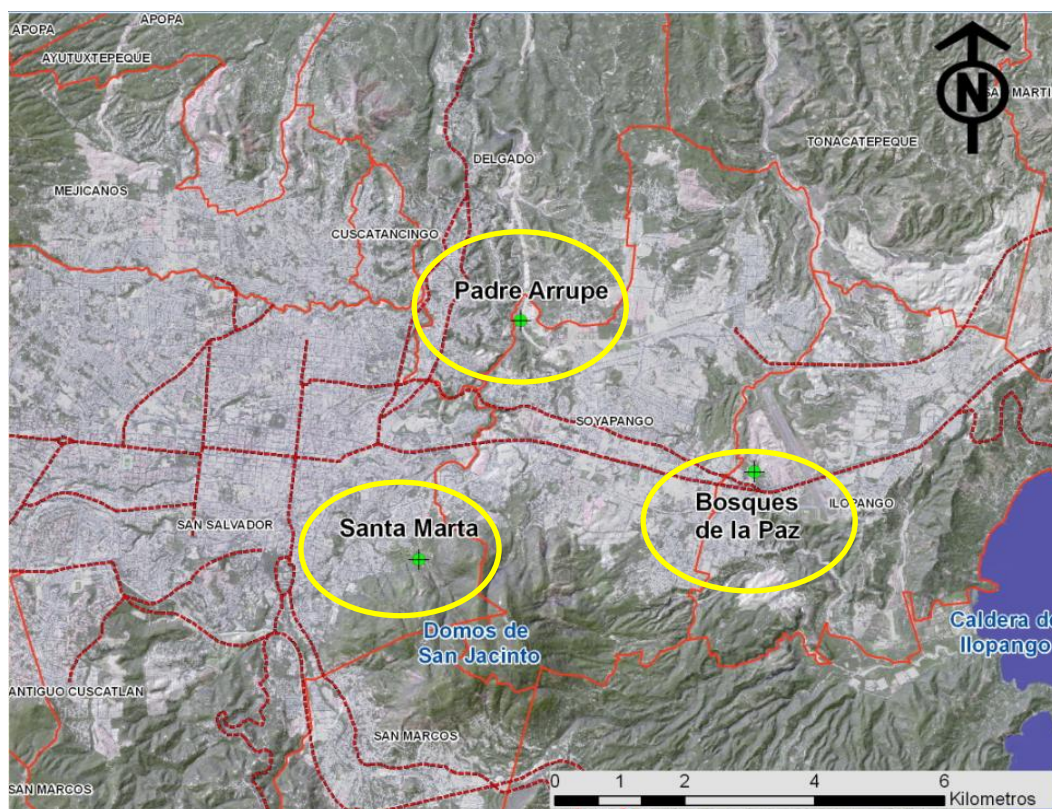
Tomando en cuenta los aspectos mencionados, se definieron los tres puntos de muestreo, de los cuales, uno fue considerado como el punto principal del estudio y los otros dos como puntos de referencia para comparación de resultados. Estos lugares se encuentran dentro de los municipios de San Salvador, Soyapango e Ilopango.

A continuación se detalla la ubicación exacta de los sitios utilizados como puntos de muestreo.

### 3.3.1.2 Ubicación de puntos de muestreo.

De los sitios visitados en el reconocimiento se eligieron tres puntos de muestreo, los cuales fueron: Padre Arrupe, Bosques de la Paz y Santa Marta. Al observar la **Figura No. 3.8**, se nota que Bosque de la Paz se encuentra más cerca a la Caldera de Ilopango, dentro de la zona proximal; mientras que los otros dos puntos: Padre Arrupe y Santa Marta, se encuentran un poco más alejados, dentro de la zona proximal media. La razón por la que se eligieron de esa forma, fué para observar el cambio que existe en la granulometría del suelo, al alejarse éstos del centro de emisión (Caldera de Ilopango).

**Figura No. 3.8.** Mapa de ubicación de puntos de muestreados.



**FUENTE:** Combinación de Imagen Spot(2003) y mapa de sombras (OPAMSS 2013).

A continuación se explica la ubicación de los puntos con más detalle.



**Primer punto de muestreo (principal):**

Este punto ha sido denominada con el nombre de **Padre Arrupe** ( se simbolizará por **PA**), éste se encuentra ubicado en las cercanías del Colegio Español Padre Arrupe, al lado poniente de la Autopista Este-Oeste (conocida como carretera de Oro), en la Ciudad de Soyapango, San Salvador, El Salvador (Ver **Figura No. 3.8**). Sus coordenadas geográficas son: latitud; 13° 43'1.42''Norte y longitud; 89° 09'33.77'' Oeste. Este punto presenta un talud con estratigrafía variada de unidades visibles de TBJ (Ver **Figura No. 3.9**), entre ellas; unidad D, E, F y G.

**Figura No. 3.9.** Perfil estratigráfico de unidades de TBJ, Talud ubicado en las cercanías del Colegio Español Padre Arrupe, al borde poniente de autopista de Oro, Soyapango, San Salvador.



**FUENTE:** Del Autor, Fotografía tomada por Br. Oscar Edgardo Ayala, Agosto/ 2012.

**Segundo punto de muestreo:**

Este punto se ha denominado con el nombre **Bosques de la Paz** (se simbolizará por **BP**).

En su primer reconocimiento, el punto se ubicó al inicio del camino que va hacia el río Las Cañas, en las cercanías de la Residencial Bosques de la Paz 4, cuyas coordenadas geográficas son latitud 13°42' 1.76" Norte y longitud 89° 7' 39.29" Oeste (del cual fueron extraídas las muestras alteradas). Luego, éste se reubicó a un sitio cercano, debido a que se necesitaba un punto más representativo y de fácil acceso; quedando su nueva localización siempre en las cercanías de la Residencial Bosques de la Paz 4, exactamente entre la intersección del Boulevard Bosques de la Paz y la Calle "B", al costado oriente del Portón de Entrada de la Ciudad de Ilopango, San Salvador, El Salvador (Ver **Figura No. 3.8**).

Sus coordenadas geográficas son latitud 13° 41'49.06'' Norte y longitud 89° 07'33.98'' Oeste. En éste punto se encuentra un talud compuesto por el estrato de Unidad G de TBJ, del cual se creyó formado por dos sistemas de deposición diferentes: caída (en la parte intermedia y superior del talud) y flujos piroclásticos (en la base del talud) por encontrarse más consolidado, motivo por el que se decidió realizar la toma de muestras en cada depósito, con la finalidad de verificar si ambos estratos pertenecían al mismo sistema de deposición. La altura de éste talud es aproximadamente de 4.0 m (Ver **Figura No. 3.10**).

**Figura No. 3.10.** Talud de estrato de Unidad G de TBJ, ubicado en la intersección entre el Boulevard Bosques de la Paz y la Calle “B”, Ilopango.



**FUENTE:** Del Autor, Fotografía tomada por Br. Oscar Edgardo Ayala, Agosto/ 2012.

### **Tercer punto de muestreo:**

Este punto se ha denominado con el nombre **Santa Marta** (se simbolizará por **SM**), éste se encuentra ubicado en dirección suroeste del Reparto Santa Marta 2, a 875 metros aproximadamente, con rumbo **S 12°37'12" W** del centro de la ciudad, al pie del Cerro San Jacinto en el municipio de San Salvador (Ver **Figura No. 3.8**). Sus coordenadas geográficas son latitud **13° 41'2.60" Norte** y longitud **89° 10'23.89" Oeste**. En éste punto se encuentra un talud que presenta diferentes estratos de material aluvial retransportado, flujos de lodo y unidad G (en medio). Este fenómeno pudo ser debido a que dentro de la erupción volcánica hubieron lluvias y bajaron flujos de lodo, posteriormente cayó la unidad G, después siguieron bajando material aluvial (coluvios) retransportado, dejando la unidad G en medio (Ver **Figura No. 3.11**). El talud posee una altura aproximada de 3.5 m.

**Figura No. 3.11.** Talud de estrato de Unidad G de TBJ, ubicado a las afueras de Reparto Santa Marta 2.



FUENTE: Del Autor, Fotografía tomada por Br. Oscar Edgardo Ayala, Agosto/ 2012.

### 3.3.2 Visitas de campo para caracterización de los puntos de muestreo.

El objetivo principal de realizar estas visitas de campo es la de identificar de forma detallada cada uno de los estratos, tomar muestras alteradas e inalteradas del estrato de interés; además, tomar fotografías ilustrativas y su ubicación geográfica.

En todos los puntos de muestreo definidos, fueron extraídas muestras alteradas, que se utilizaron para la caracterización de las propiedades físicas y mecánicas del estrato en estudio. Aclaremos, que en sólo uno de éstos puntos (Padre Arrupe), fueron extraídas muestras inalteradas, para la realización de ensayos triaxiales. Todas estas visitas fueron realizadas en compañía de personal de diferentes instituciones como: UES (Docentes directores), OPAMSS (Docente director, externo), Geólogos del Mundo y MARN<sup>18</sup>.

<sup>18</sup> Significado de siglas: UES (Universidad de El Salvador), OPAMSS (Oficinas de Planeación del Área Metropolitana de San Salvador) y MARN (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales)

### 3.3.3 Extracción de muestras.

Descripción de extracción de muestras alteradas e inalteradas, realizadas a los puntos de muestreos establecidos.

#### 3.3.3.1 Muestras alteradas.

La manera de extracción de las muestras alteradas consistió; en primer lugar, en la identificación del estrato de suelo de Tierra Blanca Joven (unidad G), deposito de caída, luego, se extrajeron muestras de suelo, las que posteriormente fueron introducidas en bolsas y sacos, para ser transportadas al laboratorio de suelos y materiales (Ver **Figura No. 3.12**).

**Figura No. 3.12.** Extracción de muestras alteradas para cada uno de los puntos de muestreo definidos.

A. Extracción de muestras alteradas en Padre Arrupe.



### B. Extracción de muestras alteradas en Bosques de la Paz.



### C. Extracción de muestras alteradas en Santa Marta.



FUENTE: Del Autor, Fotografías tomada por Br. Oscar Edgardo Ayala [2012].

#### 3.3.3.2 Muestras Inalteradas.

Este muestreo, fué realizado únicamente en el punto definido como Padre Arrupe, la extracción fue llevada a cabo de la siguiente manera: Primero se identificó el estrato de la unidad G de TBJ (deposito de caída) donde se realizaría la extracción, posteriormente, se extrajeron las muestras evitando en lo posible que sufran alteraciones y perdida de humedad, se introdujeron en bolsas y en una caja de madera que permitiría su transporte sin daños. (Ver procedimiento en **Figura No. 3.13**).

**Figura No. 3.13.** Procedimiento de extracción de muestras Inalteradas en Campo para el punto de muestreo Padre Arrupe.



a) Extracción



b) Transporte para labrado



c) Labrado



d) Introducción en bolsas



e) Muestras, preparadas para su transporte.

**FUENTE:** Del Autor, Fotografía tomada por Br. Oscar Edgardo Ayala, [noviembre/2012], lugar: Talud cercano al Colegio Español Padre Arrupe.

### 3.3.4 Ensayos de laboratorio.

#### 3.3.4.1 Procedimientos de ensayos de laboratorio.

A continuación se presentan los procedimientos en forma resumida de algunos ensayos de laboratorio, además, se detallan las modificaciones mencionadas en la metodología (apartado 3.2.3).

##### 3.3.4.1.1 Análisis Granulométrico (mecánico e hidrométrico) ASTM D-422.

Una muestra representativa de suelo es dividida en dos porciones; una porción que contiene las partículas mayores de 2 mm (tamiz No. 10) y la otra que contiene las partículas menores de ésta. La primera porción es tamizada a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas (Ver **Figura No. 3.14**), mientras que la segunda, se mezcla con agua y una solución de defloculante (hexametáfosfato de sodio) para formar una lechada, a la cual se le determinan los tamaños de las partículas basándose en el principio de sedimentación, para posteriormente ser lavada en el tamiz No. 200 y secada al honor, luego el material es tamizado y lo retenido en cada malla se le determina su masa

**Figura No. 3.14.** Mallas utilizadas para realizar el análisis granulométrico mecánico, basado en norma ASTM D – 422.



**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas dentro del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.



### 3.3.4.1.2 Límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico) ASTM D-4318.

Una cantidad de suelo es tamizado en el tamiz No. 40, para remover cualquier material retenido. El límite líquido es determinado con la porción de suelo que pasa el tamiz citado, realizando ensayos con una cantidad de suelo húmedo y remoldeado, la muestra es extendida en una Copa de Casagrande, luego es dividida en dos porciones utilizando un ranurador y sacudido el suelo por medio de repetidos golpes proporcionados a la copa hasta que las dos mitades de las muestras se unan una distancia de 13 mm (1/2 pulg); este proceso debe ser realizado hasta obtener una curva de humedad vrs. número de golpes, (Ver **Figura No. 3.15.a**). luego en el grafico se toma el valor de 25 golpes y al cortar el grafico se lee el valor del límite liquide en la escala vertical.

El límite plástico es determinado, presionando y enrollando una fracción pequeña de suelo húmedo en forma de hilo de un diámetro de 3.2 mm (1/8 pulg), hasta que el contenido de agua es reducido a un punto en el cual el suelo se agrieta, se repite este proceso para varias porciones de suelo (Ver **Figura No. 3.15.b**).

**Figura No. 3.15.** Ensayo de límites de Atterberg: a) Copa de Casagrande, para obtención de límite líquido b) Moldeado del suelo en rollos para ensayo límite plástico.



(a)



(b)

**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012. Fotógrafo. Ing. José Alexander Chávez.

### **3.3.4.1.3 Consolidación unidimensional (modificado).**

#### **EJECUCIÓN DEL ENSAYO.**

En éste ensayo, un espécimen de suelo es colocado en el anillo de un consolidómetro, donde es restringido lateralmente y cargado axialmente con incrementos de esfuerzo. Cada incremento es mantenido hasta que los excesos de presión consolidan la muestra. El procedimiento de ensayo presenta ciertas modificaciones en la forma de colocación de la muestra en el anillo (suelta, densa y húmedo-suelta), saturación (no se satura) y toma de lecturas (se tomará solo la inicial y la final después de cinco horas), este tiempo se determinó a través de monitorear el máximo asentamiento. En la colocación de la muestra se busca obtener tres distintos estados; suelto, denso y húmedo-suelto, esto con el fin de obtener diferentes parámetros para cada condición planteada (Ver apartado 3.2.3.). Después de la toma de la última lectura de cada carga se realizará un nuevo incremento, el objeto de tomar solamente las dos lecturas, es para obtener el asentamiento final para cada incremento de carga y así elaborar la curva de compresibilidad, los incrementos se realizaran en una secuencia de carga o descarga según sea el caso en estudio y el estado del ensayo, la secuencia de carga se describe en los apartados siguientes.

#### **OBTENCIÓN DE LOS ESTADO; SUELTO, DENSO Y HÚMEDO-SUELTO.**

La obtención de los estados: suelto, denso y húmedo-suelto, se detallan a continuación:

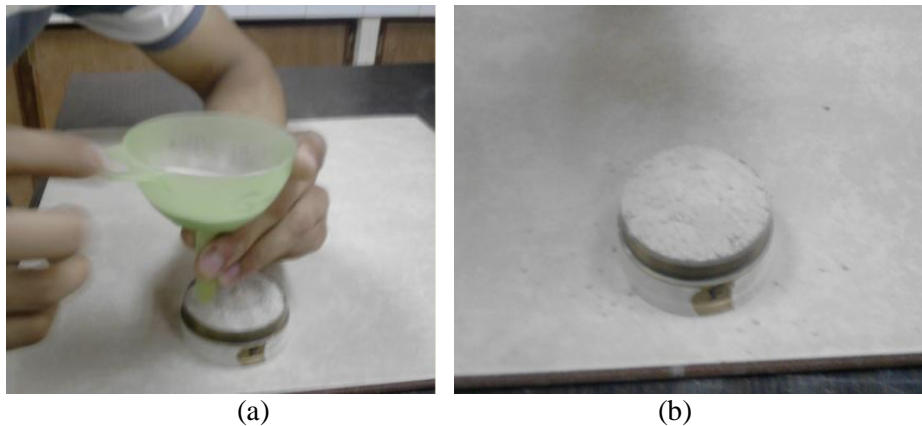
##### **ESTADO SUELTO.**

##### **Procedimiento:**

1. Colocar una cantidad representativa de suelo en el horno (a temperatura de  $110 \pm 5$  °C), hasta obtener masa constante (masa entre 2 a 3 kg).

2. Medir el diámetro y altura del anillo de consolidación utilizando un vernier.
3. Armar el conjunto: anillo de consolidación + piedra porosa (Ver **Figura No. 3.16**)

**Figura No. 3.16.** Proceso de colocación del suelo en estado suelto: a) Colocación suelo en anillo + piedra porosa utilizando un embudo, b) llenado completo de anillo + piedra porosa.



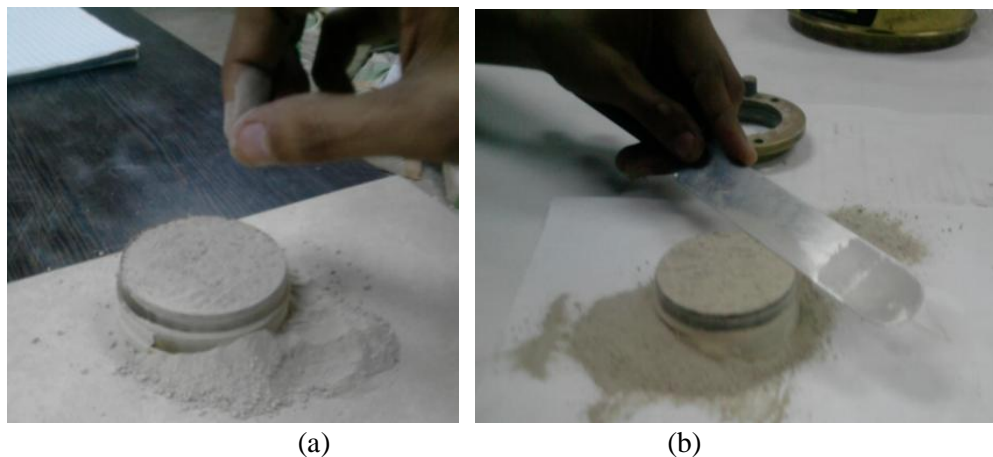
**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina” (2012), fotografía: Br. Gema Ivonne Cheng Guerra.

4. Pesar el conjunto vacío con una precisión de 0.1g.
5. Llenar el anillo auxiliándose de un embudo (Ver **Figura No. 3.16.a**), utilizando la metodología siguiente:
  - Agregar una cantidad de suelo seco al embudo hasta la mitad de su volumen tapando su orificio inferior, para evitar la salida del material.
  - Acercar el embudo al conjunto, dejando una pequeña altura de caída de aproximadamente 5 mm.
  - Permita la salida del suelo dentro del anillo y distribuya el material lo más homogéneo posible en toda la superficie, dando pequeños golpes con la misma fuerza de manera sucesiva sobre el embudo (Ver **Figura No. 3.16.a**); luego levante el embudo poco a

poco conforme se llena el anillo a fin de mantener los 5 mm de caída; este proceso debe realizarse de manera lenta, hasta llenar el anillo; luego proceda a enrasar (Ver **Figura No. 3.16.b, Figuras No. 3.17.a y b**).

6. Limpie el anillo con mucho cuidado para evitar la compactación de la muestra.
7. Pesar el conjunto + suelo seco, con una precisión de 0.1 g.
8. Calcular la densidad seca.

**Figura No. 3.17.** Proceso de colocación del suelo en estado suelto. Enrasado de la muestra de suelo.



**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina” (2012), fotografía: Br. Gema Ivonne Cheng Guerra.

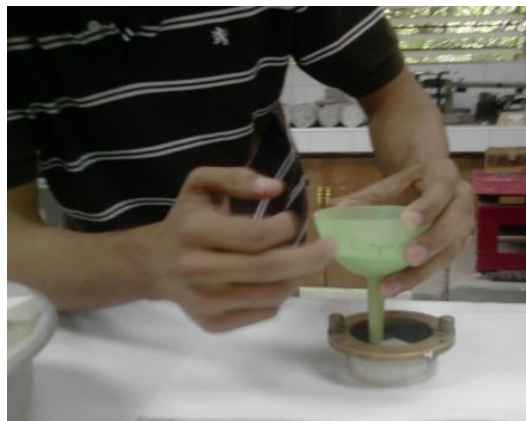
## ESTADO DENSO.

### Procedimiento.

1. Colocar una cantidad representativa de suelo en el horno (a temperatura de  $110 \pm 5$  °C), hasta obtener masa constante (masa entre 2 a 3 kg).
2. Medir el diámetro y altura del anillo de consolidación utilizando un vernier.
3. Armar el conjunto: anillo de consolidación + piedra porosa.

4. Pesar el conjunto vacío con una precisión de 0.1g.
5. Añadir al conjunto el arco de fijación.
6. Llenar el anillo + arco de fijación, con la metodología siguiente:
  - **Compactación Manual:** consiste en llenar el anillo + arco de fijación, utilizando un embudo o cucharón (Ver **Figura No. 3.18.a**), después acomodar el suelo manualmente, auxiliándose de la placa de distribución de carga + piedra porosa (Ver **Figura. No. 3.18.b**), introducir el conjunto + arco fijación dentro de la caja de consolidación y colocar la piedra porosa + placa de distribución sobre la muestra (Ver **Figura No. 3.18.d**).

**Figura No. 3.18.** Proceso de colocación de la muestra en estado denso: a) Llenado del conjunto utilizando un embudo, b) Acomodo de la muestra empleando piedra porosa + placa de distribución de carga, c) llenado completo del conjunto, d).Colocación de la muestra dentro del consolidómetro.



(a)



(b)



(c)



(d)

**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina” (2012), fotografía: Br. Gema Ivonne Cheng Guerra.

- **Compactación por impacto:** Consistirá en aplicar 50 golpes de una masa de acero de 1.20 kg, dejándola caer desde una altura de 20 cm, sobre el balero de acero colocado sobre la placa de distribución de carga.
- **Vibración:** Consistirá en colocar el conjunto ya armado sobre una mesa vibratoria (Ver **Figura No. 3.19.a**), apoyando sobre el balero colocado en la placa base, una masa de 20 kg, el periodo de aplicación de la vibración será de 1 min, y la intensidad de vibrado será de 5000 rpm (Ver **Figura No. 3.19.b**).

**Figura No. 3.19.** Proceso de colocación de la muestra en estado denso: a) Vibrado de la muestra, b) muestra compactada por las tres etapas, c) Enrasado.



(a)



(b)



(c)

**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales, Universidad de El Salvador “Laboratorio Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina” (2012), fotógrafa: Br. Gema Ivonne Cheng Guerra.

7. Procede a desmontar el conjunto.
8. Enrase la muestra. (Ver **Figura No. 3.19.c**)
9. Limpiar el conjunto.
10. Pese el conjunto + suelo seco, con una precisión de 0.1 g.
11. Calcular la densidad seca.

### ESTADO HÚMEDO-SUELTO

#### Procedimiento:

1. Secar una cantidad representativa de suelo al aire (masa entre 2 a 3 kg).
2. Medir el diámetro y altura del anillo de consolidación utilizando un vernier.
3. Armar el conjunto: anillo de consolidación + piedra porosa.
4. Pesar el conjunto vacío con una precisión de 0.1g.
5. Utilizando el suelo secado al aire proceda a encontrar la humedad que no permita la formación de grumos, empleando la metodología siguiente:
  - Tome una porción de suelo y colóquelo sobre una bandeja.

- Utilizando una piseta con agua, comience a humedecer el suelo poco a poco, mezclándolo muy bien, si el suelo tiene una apariencia demasiado seca, se deberá adicionar una cantidad de agua y mézclelo. Repita el proceso hasta encontrar una humedad que no permita la formación de grumos, si al agregar agua se excede de humedad, produciendo grumos, se tomará una nueva porción de suelo y se comenzará nuevamente todo el procedimiento.
  - Por último tome dos muestras de suelo con la humedad requerida y obtenga la humedad promedio del suelo, esta será la humedad para la no formación de grumos.
6. Tome una muestra de suelo secada al aire y llévela a la humedad requerida (la obtenida anteriormente) de la siguiente manera;
- Determine la humedad natural del suelo.
  - Pese una muestra de suelo secada al aire de aproximadamente 300 g.
  - Calcule la cantidad de agua necesaria para llevar a la humedad que no forme grumos con la siguiente fórmula (ver ecuación 3.1).

$$C_w = k \frac{(w_{nf} - w_{nat})}{1 + w_{nat}} \quad (3.1)$$

Dónde:

$C_w$ : Cantidad de agua agregar a la muestra de suelo, mililitros (ml).

$k$ : Masa de la muestra a ensayar con la humedad del material a ensayar, gramos (g)

$w_{nat}$ : Humedad que contiene el material a ensayar, en decimales.

$w_{nf}$ : Humedad de no formación de grumos, en decimales.

- Con ayuda de una probeta mida la cantidad de agua a añadir.



- Agregue el agua al suelo y mézclelo hasta que la muestra quede homogénea. Se recomienda dejar reposar la muestra por un periodo mayor a 3 horas<sup>19</sup>
7. Coloque el suelo humedecido dentro del anillo, auxiliándose de un cucharón, tenga el cuidado de colocar lo más suelo posible, de tal manera que la muestra sea colocada de forma uniforme.
  8. Enrase el anillo.
  9. Limpie el conjunto con mucho cuidado para evitar la compactación de la muestra.
  10. Pese el conjunto + suelo húmedo, con una precisión de 0.1 g.
  11. Calcule la densidad húmeda.
  12. De la muestra sobrante tome dos muestras y calcule la humedad del suelo y por ultimo determine la densidad seca.

### **SECUENCIAS DE CARGA, PARA CADA ESTADO.**

Para los ensayos de consolidación, fueron asignados rangos de presiones mínimos a alcanzar para cada estado, los cuales se muestran en la **Tabla No. 3.3.**

**Tabla No. 3.3.** Rangos de presiones mínimos a utilizar para los ensayos de consolidación unidimensional.

Estado del suelo	Rangos de presiones Mínimos (kPa)	
	Mínimo	Máximo
suelto-seco	60	1200
denso-seco	60	1200
húmedo-suelto	60	1200

**FUENTE:** Del Autor.

<sup>19</sup> Se especifica este tiempo, debido a que el suelo en estudio es un limo, y el tiempo de reposo especificado para este tipo de suelo es mínimo de 3 horas, según la Norma ASTM D-1557 (Ensayo Proctor).

### Ensayos de consolidación de carga en estado suelto y húmedo-suelto.

En la **Tabla No. 3.4**, se muestra la secuencia de carga que se utilizará en los ensayos de consolidación de carga en estado suelto y húmedo-suelto.

**Tabla No. 3.4.** Secuencia de carga a emplear para los ensayos de consolidación de carga en estado suelto y húmedo-suelto<sup>20</sup>.

Carga	Presión (kPa)
1	62.32
2	124.65
3	249.29
4	498.59
5	997.18
6	1495.77

FUENTE: Del Autor.

### Ensayos de consolidación de carga en estado denso.

En la **Tabla No. 3.5**, se muestra la secuencia de carga a utilizar en los ensayos de consolidación de carga en estado denso.

**Tabla No. 3.5.** Secuencia de carga a emplear para los ensayos de consolidación de carga en estado denso.

Carga	Presión (kPa)
1	125.84
2	251.67
3	503.35
4	1006.70
5	1510.05
6	2013.39

FUENTE: Del Autor,

---

<sup>20</sup> Los valores de presión pueden variar un poco de un ensayo a otro, debido al uso de diferentes anillos de consolidación.

**Ensayos de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga-descarga en estado suelto.**

En la **Tabla No. 3.6**, se muestra la secuencia de carga y descarga a utilizar en los ensayos de consolidación de ciclos de cargar-descarga y recarga-descarga en estado suelto.

**Tabla No. 3.6** Secuencia de carga y descarga a emplear para los ensayos de consolidación de carga-descarga y recarga-descarga en estado suelto.

Carga descarga	Presión (kPa)
CICLO I - CARGA	
1	62.32
2	124.65
3	249.29
4	498.59
CICLO I - DESCARGA	
1	249.29
2	124.65
3	62.32
CICLO II - RECARGA	
1	124.65
2	249.29
3	498.59
4	997.18
5	1495.77
CICLO II - DESCARGA	
1	997.18
2	498.59
3	249.29
4	0.00

**FUENTE:** Del Autor.

### 3.3.4.1.4 Corte Directo (modificado).

La forma de ejecución de éste ensayo es similar a la de un ensayo de corte directo normal, con la diferencia, que en éste se busca colocar el suelo en el estado más suelto posible. Es importante mencionar que para encontrar dicho estado, se empleará un procedimiento similar al utilizado en el ensayo de consolidación, el único cambio efectuado en el procedimiento será, utilizar la caja de corte + las placas, en lugar del anillo + piedra. Además, se definirá las presiones normales mínimas y máximas a las que se someterán las muestras en el ensayo, las cuales se encuentran en el rango de **0.10 a 1.60 kg/cm<sup>2</sup>**. En la **Tabla No. 3.7**, se muestran los esfuerzos normales utilizados en el ensayo de corte directo.

**Tabla No. 3.7** Cargas normales utilizadas para ensayo de corte directo.

Carga	Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normal (kPa)	Carga (kg)	Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normal (kPa)
1	0.16	15.69	13	0.68	66.68
2	0.19	18.63	14	0.75	73.55
3	0.26	25.50	15	0.84	82.38
4	0.31	30.40	16	0.90	88.26
5	0.35	34.32	17	0.92	90.22
6	0.36	35.30	18	1.00	98.07
7	0.37	36.28	19	1.10	107.87
8	0.45	44.13	20	1.22	119.64
9	0.47	46.09	21	1.32	129.45
10	0.52	50.99	22	1.33	130.43
11	0.53	51.97	23	1.50	147.10
12	0.64	62.76			

FUENTE: Del Autor.

A continuación se explica el procedimiento para ejecutar.

***Procedimiento.***

1. Colocar una cantidad representativa de suelo en el horno (a temperatura de  $110 \pm 5$  °C), hasta obtener masa constante (masa entre 2 a 3 kg).
2. Medir el ancho, largo y altura de la caja de corte
3. Armar el conjunto: caja de corte + placas de drenado.
4. Pesar el conjunto con una precisión de 1.0 g.
5. Proceda al llenado del conjunto, buscando colocar la muestra lo mas suelta posible (Ver colocación Apartado 3.3.4.1.3; Estado suelto, partiendo de literal 5), Ver **Figura No. 3.20.a.**

**Figura No. 3.20.** Proceso de colocación del suelo en el estado suelto en el ensayo de corte directo: a) Llenado del conjunto caja + placa ranurada + placa de retención, b) Enrasado, c) montaje del sistema de corte d) Colocación de cargas.



(a)



(b)



(c)



(d)

**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Laboratorio Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina” (2012), Fotógrafo: Ing. Alexander Chávez.

6. Enrasar el suelo en el molde (Ver **Figura No. 3.20.b**).
7. Limpiar el conjunto con mucho cuidado para evitar la compactación de la muestra.
8. Pesar el conjunto + suelo seco, con una precisión de 1.0 g.
9. Calcular la densidad seca en  $\text{g/cm}^3$ .
10. Colocar el conjunto en el sistema de carga (Ver **Figura No. 3.20.c**).
11. Seleccionar la carga normal aplicar y colocar las pesas en el marco de carga (Ver **Figura No. 3.20.d**).
12. Ejecutar el ensayo.

#### **3.3.4.1.5 Angulo de Reposo.**

El objetivo de la realización de éste ensayo es para la obtención del ángulo de fricción interna en estado crítico (a partir de la aproximación de éste con el ángulo de reposo).

El ángulo de reposo de un suelo se denomina como el máximo ángulo con el que un montículo de suelo se mantiene estable sin que se produzca una falla por deslizamiento. Este ángulo juega un papel fundamental en la estimación de valores máximos de pendientes de masas de suelo, como la de los taludes. La manera de determinarlo es muy variada ya que existen diferentes métodos, entre los que podemos mencionar, el método de la norma ASTM D-1444-00, Cornforth (1973), método desarrollado por Santamarina y Cho (2001), Anaraki (2008) y el método chileno. En este caso aplicaremos un método parecido al propuesto por Anaraki (2008), pero con pequeñas modificaciones, debido al equipo disponible. Es importante mencionar que la aproximación del ángulo de reposo con el ángulo de fricción interna en estado crítico, es solamente aplicable a suelos que poseen un porcentaje menor del 20% pasante el tamiz No 200, ya que porcentajes mayores de finos podrían dar resultados mayores del ángulo de reposo, debido a las fuerzas capilares producidas por la humedad del ambiente, siendo en estos casos, lo más conveniente, la obtención del ángulo de fricción interna en estado crítico mediante el ensayo de corte directo (modificado). La razón por la que se pretende realizar este ensayo, es solamente para comparar el ángulo resultante con el obtenido en el ensayo de corte directo.

A continuación se explica el procedimiento de cómo se realiza el ensayo para la obtención del ángulo de reposo.

***Procedimiento para la obtención del ángulo de reposo.***

1. Colocar una cantidad representativa de suelo en el horno (a temperatura de  $110 \pm 5$  °C), hasta obtener masa constante (masa entre 2 a 3 kg).
2. Tome una masa de suelo seco de aproximadamente 50 g.

3. Coloque un embudo sobre una superficie semi-rugosa como se muestra en la **Figura No. 3.21.a**, tratando que el orificio inferior del embudo quede en contacto con la superficie de apoyo, para esto aplique presión sobre el embudo.
4. Coloque la muestra de suelo dentro del embudo (Ver **Figura No. 3.21.b**).
5. Levante el embudo verticalmente, de manera lenta hasta que salga todo el material; al levantarlo se debe de tener cuidado de no tocar el suelo que sale, ya que esto puede producir compactación y el resultado no sería representativo (Ver **Figuras No. 3.21.c, d y e**).
6. Mida el ángulo, utilizando un inclinómetro como se muestra en la **Figura No 3.21.f**, la lectura deberá tomarse 4 veces a ángulos horizontales de  $90^\circ$  aproximadamente, para luego obtener un promedio.

**Figura No 3.21.** Procedimiento para la obtención del ángulo de reposo. a) Colocación del embudo en superficie Semi-rugosa, b) Colocación de muestra dentro del embudo, c) y d) levantamiento del embudo, e) Montículo depositado, f) Medición del ángulo de reposo.



(a)

(b)





(c)



(d)



(e)



(f)

**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012. Fotógrafo: Ing. Alexander Chávez.

### 3.3.4.2 Ensayos realizados a cada punto de muestreo.

A continuación se muestra la **Tabla No. 3.8**, donde se presentan los tipos de ensayos realizados para cada punto de muestreo.

**Tabla No. 3.8.** Puntos de muestreos y ensayos realizados por cada uno de ellos (la casilla donde aparece una X, significa que ese tipo de ensayo si fue realizado).

Tipos de Ensayos	Puntos de Muestreo		
	Padre Arrupe (principal)	Bosques de la Paz (Referencia 1)	Santa Marta (Referencia 2)
Humedad natural	X	X	X
Gravedad específica	X	X	X
Limites de Atterberg	X	X	X
Análisis granulométrico (mecánica e hidrometría)	X	X	X
Consolidación Unidimensional (modificado)	X		
Corte Directo	X	X	
Triaxial drenada	X		
Angulo de Reposo	X		
Compactación de los suelos (Proctor)	X		

**FUENTE:** Del Autor.

# CAPITULO IV

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIOS.

#### **4.1 INTRODUCCIÓN.**

En éste capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio para cada punto de muestreo (en forma resumida), los cuales son mostrados a través de tablas, gráficos, análisis de gráficos, etc. Además, se muestran graficas comparativas donde se observan las diferencias existentes en la granulometría en cada punto, cuando éste se aleja más del punto de emisión (Caldera de Ilopango). La idea es presentar los resultados de forma comprensibles, para facilitar la posterior obtención de parámetros. La cual se explicara en el capítulo siguiente.

#### **4.2 RESULTADOS DE LABORATORIO.**

Para conocer las características físicas y mecánicas de los suelos, es necesaria la realización de diferentes pruebas geotécnicas a las muestras de suelo extraídas de la Unidad G de Tierra Blanca Joven. Razón por la que fueron realizados ensayos de laboratorio. A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados para cada punto de muestreo. Se debe recordar que en la definición de los puntos de muestreo, se acordó la existencia de un punto principal y dos puntos de referencia, motivo por el cual se presentan mayor cantidad de ensayos del punto principal (denominado Padre Arrupe). Los otros dos puntos solamente servirán para comparar los resultados de los ensayos. (Ver ensayos a realizar para cada punto en la **Tabla No 3.8**, Capítulo III).

#### 4.2.1 Humedad Natural.

Para obtener la humedad natural en cada punto de muestreo, se tomaron dos porciones de material, las que luego se promediaron para obtener la humedad natural promedio. A continuación se presenta la **Tabla No. 4.1**, donde se muestran la humedad natural de cada punto de muestreo, al momento de la extracción (Ver formato de laboratorio en **Anexo 1**).

**Tabla No. 4.1.** Humedad natural de los puntos de muestreo; Padre Arrupe, Bosques de la Paz y Santa Marta.

UBICACIÓN	PADRE ARRUPE		BOSQUES DE LA PAZ		SANTA MARTA	
Humedad natural (%)	14.1	13.5	12.4	11.8	8.8	8.2
<b>Humedad natural promedio (%)</b>	<b>13.8</b>		<b>12.1</b>		<b>8.5</b>	

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Tabla No. 4.1**, se puede observar que los lugares Padre Arrupe y Bosques de la Paz poseen una humedad natural mayor a la de Santa Marta.

#### 4.2.2 Gravedad Específica.

En cada punto muestreado se decidió obtener la gravedad específica, para observar el cambio o variación que ésta presenta a medida que se aleja del foco de emisión (Caldera de Ilopango).

En la **Tabla No. 4.2**, se presenta un resumen del número de ensayos de gravedad específica realizados a cada punto de muestreo (Ver formato de laboratorio en **Anexo 2**).

**Tabla No. 4.2.** Resultados de los ensayos de gravedad específica en los puntos de muestreo; Padre Arrupe, Bosques de la Paz y Santa Marta.

UBICACIÓN	PADRE ARRUPE		BOSQUES DE LA PAZ	SANTA MARTA	
Ensayo	PA-GE1	PA-GE2	BP-GE1	SM-GE1	SM-GE2
Gravedad Específica obtenida	2.43	2.41	2.41	2.34	2.36
<b>Gravedad Específica Promedio</b>	<b>2.42</b>		<b>2.41</b>	<b>2.35</b>	

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

Los valores de las gravedades específicas de los puntos de muestreo Padre Arrupe y Bosques de la Paz se muestran cercanas a los valores de gravedad específica determinados para la Tierra Blanca Joven del AMSS (por Guzmán y Melara, 1996; Rolo, 1998), que se encuentra entre 2.43 a 2.5. En cambio el valor de gravedad específica en Santa Marta es más bajo que los anteriores, quizás esto se deba a que posee un mayor contenido de pómez, volviéndolo más liviano, se puede observar que éste valor se acerca a los presentado por Hernández [2004], los cuales se encuentran entre 2.34 a 2.37. Según Hernández, los materiales más gruesos quedan atrás y los más finos avanzan mayores distancias. Con los resultados obtenidos se puede observar que esto se cumple, para la ubicación de Santa Marta, ya que este punto está más alejado del foco de emisión (Ver **Figura No. 3.8**, capítulo III).

#### **4.2.3 Granulometrías (Mecánica e hidrometría).**

En los dos puntos muestreados, Padre Arrupe y Santa Marta, se realizaron dos ensayos granulométricos del suelo presente en cada lugar, y en el punto Bosques de la Paz se realizaron seis ensayos: dos ensayos de un muestro realizado en el talud ubicado al comienzo de la bajada al río de las Cañas y cuatro del muestreo tomado en el talud ubicado al oriente del portón de

entrada en la intersección del Boulevard Bosques de la Paz y Calle “B”, en el municipio de Ilopango.

A continuación se presentan los resultados de los ensayos granulométricos para cada punto de muestreo, y por último se muestra un gráfico comparativo de todas las curvas granulométricas obtenidas para los puntos de muestreo.

#### 4.2.3.1 Padre Arrupe.

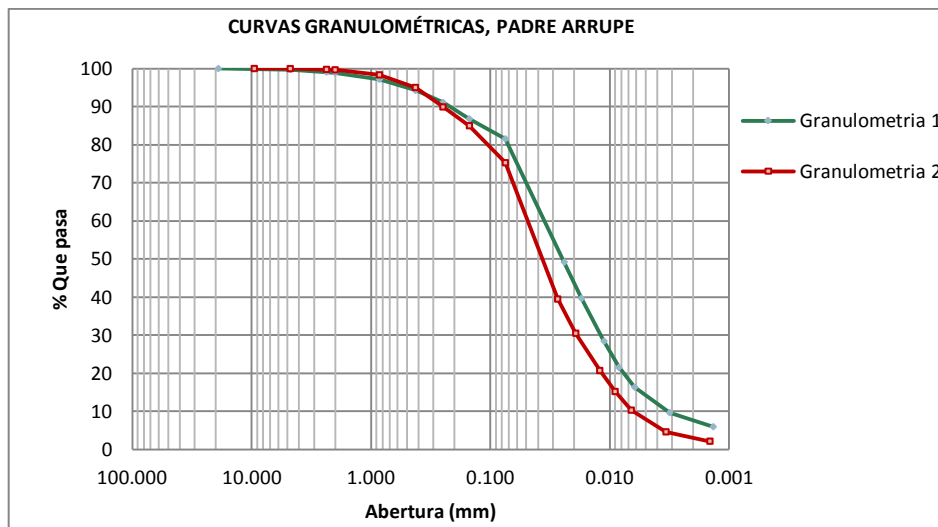
En la **Tabla No. 4.3** y **Figura No. 4.1**, se muestran los resultados obtenidos en los ensayos granulométricos (Ver formato de laboratorio en **Anexo 3**).

**Tabla No. 4.3.** Resultados de los ensayos granulométricos, Padre Arrupe.

		Granulometria 1		Granulometria 2	
No Malla		Abertura o Diámetro	% Que pasa	Abertura o Diámetro	% Que pasa
<b>MECANICO</b>	3/4	19.000	100.00		
	3/8	9.500	99.94	9.500	100.00
	<b>No 4</b>	<b>4.750</b>	<b>99.73</b>	<b>4.750</b>	<b>99.98</b>
	No 8	2.360	99.08	2.360	99.77
	No 10	2.000	98.86	2.000	99.65
	No 20	0.850	97.18	0.850	98.34
	No 40	0.425	94.27	0.425	95.02
	No 60	0.250	91.08	0.250	89.92
	No 100	0.150	86.78	0.150	84.99
	<b>No 200</b>	<b>0.075</b>	<b>81.54</b>	<b>0.075</b>	<b>75.27</b>
<b>HIDROMETRIA</b>	hidrometría	0.02407	49.18	0.02736	39.49
	hidrometría	0.01726	39.67	0.01929	30.51
	hidrometría	0.01118	28.43	0.01215	20.72
	hidrometría	0.00840	21.52	0.00904	15.21
	hidrometría	0.00619	16.33	0.00662	10.32
	hidrometría	0.00315	9.64	0.00339	4.61
	hidrometría	0.00136	5.96	0.00145	2.16

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.1.** Curvas granulométricas del punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

De la **Tabla No. 4.3** y los Gráficos de la **Figura No. 4.1**, se observa que el 99.73% del material pasa el tamiz No. 4 para la granulometría No. 1 y un 99.98% para la granulometría No. 2, promediando un valor de 99.85% pasante en el tamiz. No. 4, por lo que se puede decir que este suelo presenta poca presencia de grano grueso de tamaño de grava, el cual es de tipo pomítico. Con respecto al suelo que pasa el tamiz No. 200 se tiene que: para la granulometría No. 1 pasa el 81.54% y para la granulometría No. 2 pasa el 75.27%, promedio que pasa el tamiz No 200 es 78.41%, lo que define a este como un suelo fino. Además, este suelo presenta un porcentaje de arena (de tipo pomítico) del 18.18% en la granulometría No. 1 y un 24.71% para la granulometría No. 2, promediando un porcentaje de arena del 21.2% lo que define a éste como fino con presencia de arena. El suelo que pasa el tamiz No 200, se clasifica como limos N.P. con 74.26 % y 72.41%, promediando un valor de 73.34 %, con presencia de arcilla con porcentajes de 7.28% y 2.86%, promediando un valor de 5.07 % en la parte hidrométrica. Por lo que se puede decir que este suelo se encuentra constituido por partículas de: arenas, limos y arcilla.



En la **Tabla No. 4.4**, se muestran los porcentajes del tamaño de partículas de las muestras con mayor detalle.

**Tabla No 4.4.** Porcentaje de tamaños de partículas de las muestras en Padre Arrupe<sup>21</sup>.

		<b>Granulometría 1</b>	<b>Granulometría 2</b>
Grava	Grava gruesa (%)	0.00	0.00
	Grava fino (%)	0.27	0.02
	<b>Total Grava</b>	<b>0.27</b>	<b>0.02</b>
Arena	Arena gruesa (%)	0.86	0.32
	Arena media (%)	4.59	4.63
	Arena fina (%)	12.73	19.75
	<b>Total Arena</b>	<b>18.18</b>	<b>24.71</b>
Finos	Tamaño limo (%)	74.26	72.41
	Tamaño arcilla (%)	7.28	2.86
	Partículas coloidales (%)	0.00	0.00
	<b>Total finos</b>	<b>81.54</b>	<b>75.27</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

#### 4.2.3.2 Bosques de la Paz.

En la **Tabla No. 4.5** y **Figura No. 4.2**, se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de granulometría, realizados en Bosques de la Paz.

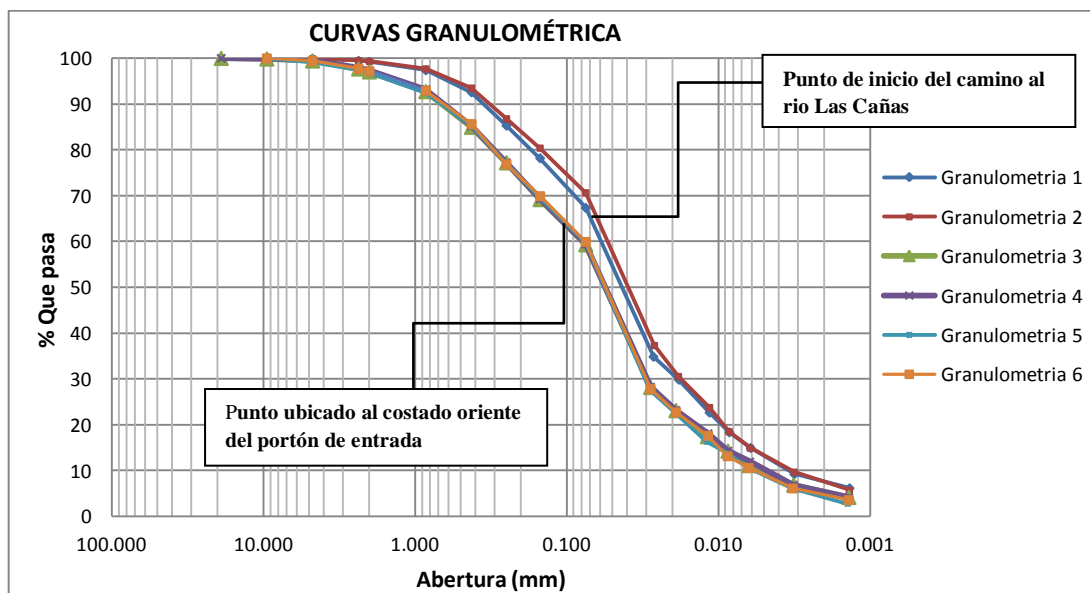
<sup>21</sup> En la investigación fueron consideradas como partículas de tamaño coloidales, las menores de 0.001 mm, según la especificación de norma ASTM D-422.

**Tabla No. 4.5.** Resultados de ensayos granulométricos, Bosques de la Paz.

	Granulometría 1		Granulometría 2		Granulometría 3		Granulometría 4		Granulometría 5		Granulometría 6		
	No Malla	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa
<b>MECANICO</b>	3/4				19	100.00	19	100.00					
	3/8	9.500	100.00	9.500	100.00	9.5	99.86	9.5	99.93	9.5	100.00	9.5	100.00
	No 4	4.750	99.90	4.750	99.91	4.75	99.43	4.75	99.52	4.75	99.15	4.75	99.44
	No 8	2.360	99.46	2.360	99.51	2.36	97.70	2.36	97.89	2.36	97.39	2.36	97.71
	No 10	2.000	99.25	2.000	99.32	2	97.04	2	97.32	2	96.73	2	97.16
	No 20	0.850	97.39	0.850	97.69	0.85	92.74	0.85	93.22	0.85	92.41	0.85	92.95
	No 40	0.425	92.58	0.425	93.51	0.425	84.97	0.425	85.23	0.425	85.33	0.425	85.66
	No 60	0.250	85.32	0.250	86.81	0.25	77.21	0.25	77.23	0.25	77.01	0.25	76.89
	No 100	0.150	78.21	0.150	80.41	0.15	69.19	0.15	69.32	0.15	69.65	0.15	69.93
No 200	0.075	67.37	0.075	70.66	0.075	59.31	0.075	59.44	0.075	59.73	0.075	59.96	
<b>HIDROMETRO</b>	hidrometría	0.02682	34.88	0.02647	37.34	0.02803	28.18	0.02803	28.25	0.02835	27.59	0.02803	27.85
	hidrometría	0.01825	29.86	0.01836	30.57	0.01907	23.13	0.01907	23.19	0.01928	22.50	0.01907	22.75
	hidrometría	0.01146	22.69	0.01146	23.80	0.01184	17.45	0.01173	18.12	0.01189	16.31	0.01173	17.64
	hidrometría	0.00848	18.39	0.00852	18.54	0.00867	14.30	0.00867	14.33	0.00867	13.76	0.00870	13.18
	hidrometría	0.00614	14.99	0.00619	14.97	0.00633	11.14	0.00621	11.96	0.00633	10.58	0.00633	10.62
	hidrometría	0.00316	9.25	0.00316	9.70	0.00320	6.88	0.00320	6.90	0.00323	6.13	0.00323	6.16
	hidrometría	0.00137	6.20	0.00137	5.75	0.00138	4.20	0.00138	4.21	0.00141	2.80	0.00138	3.61
Punto al inicio de la bajada al Rios Las Cañas						Punto ubicado al oriente del Porton de entrada Bosques de la Paz							

FUENTE: Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.2.** Curvas granulométricas del punto de muestreo: Bosques de la Paz.



FUENTE: Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Tabla No. 4.6**, se muestran los porcentajes del tamaño de partícula para los dos puntos muestreados en Bosques de la Paz.

**Tabla No 4.6.** Porcentaje de tamaños de partículas de las muestras en Bosques de la Paz.

		Inicio del camino al río Las Cañas		ubicación al costado oriente del portón de Entrada BP			
		Granulometría 1	Granulometría 2	Granulometría 3	Granulometría 4	Granulometría 5	Granulometría 6
Grava	Grava gruesa (%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Grava fina (%)	0.10	0.09	0.57	0.48	0.85	0.56
	<b>Total Grava</b>	<b>0.10</b>	<b>0.09</b>	<b>0.57</b>	<b>0.48</b>	<b>0.85</b>	<b>0.56</b>
Arena	Arena gruesa (%)	0.65	0.59	2.39	2.20	2.42	2.27
	Arena media (%)	6.67	5.81	12.07	12.09	11.40	11.50
	Arena fina (%)	25.21	22.84	25.66	25.79	25.59	25.70
	<b>Total Arena</b>	<b>32.53</b>	<b>29.24</b>	<b>40.12</b>	<b>40.08</b>	<b>39.42</b>	<b>39.48</b>
Finos	tamaño limo (%)	60.10	63.52	54.20	54.31	55.85	55.50
	tamaño arcilla (%)	7.27	7.14	5.11	5.13	3.88	4.46
	partículas coloidales (%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>Total finos</b>	<b>67.37</b>	<b>70.66</b>	<b>59.31</b>	<b>59.44</b>	<b>59.73</b>	<b>59.96</b>
<b>TOTAL</b>		<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

#### **Punto ubicado al inicio del camino al río Las Cañas:**

De este muestreo se realizaron dos granulometrías (granulometría No. 1 y No. 2).

En la **Tabla No. 4.6** se observa que los porcentajes retenidos en el tamiz No 4, son de 0.1%, 0.09%; Con respecto los porcentajes de arena retenidos en el tamiz No 200, se obtuvieron los valores de 32.53% y 29.24% respectivamente. Para el porcentaje de limos los valores determinados fueron de 60.10% y 63.52% y para el porcentaje de arcillas se obtuvieron los valores de 7.27% y 7.14% (pasa tamiz No 200), Por lo que se puede concluir que este es un suelo limoso con presencia de arena: ML (N.P.).

Observando los resultados con relación a los finos en este punto, se tiene que los resultados del punto Padre Arrupe, posee menor presencia de fino y mayor cantidad de arena.

**Punto ubicado al costado oriente del portón de entrada en Bosques de la Paz:**

En este lugar fueron realizadas 4 granulometrías; 2 extraídas de la base del talud ubicado en este punto (granulometría No. 3 y No. 4) y 2 extraídas de la parte intermedia-superior del talud (granulometrías No. 5 y No 6). Observan los resultados de las 4 granulometrías, dieron resultados similares (Ver **Tabla No. 4.5**, **Tabla No. 4.6** y **Figura No.4.2**), por lo que se concluyó que se trataba del mismo estrato, Unidad G de caída de TBJ.

En la **Tabla No. 4.6** se observa que el porcentaje de gravas es pequeño en relación a la masa total del suelo, dando los valores de 0.57%, 0.48%, 0.85% y 0.56%. Con respecto a las arenas se obtuvieron como resultado porcentajes de 40.12%, 40.08%, 39.42% y 39.48%. Para el tamaño tipo limo se obtuvieron porcentajes de 54.20%, 54.31%, 55.85% y 55.50%, para el tamaño tipo arcilla se obtuvieron pequeños porcentajes de 5.11%, 5.13%, 3.88% y 4.46%, por lo que se puede ver que existe mayor cantidad de finos en este suelo, y especialmente de tamaño de limo. Por lo que se puede concluir que este es un suelo limoso con presencia de arena.

De los resultados obtenidos, la parte de finos en este punto, en relación al punto de muestro en Padre Arrupe, se puede notar que éste posee menor presencia de finos y mayor presencia de arena.

Realizando un estudio general se tiene:

En las **Tabla No. 4.5** y **Tabla No. 4.6** y los Gráficos de la **Figura No. 4.2**, se observa que las curvas granulométricas para los dos puntos ubicados en Bosques de la Paz, muestran ciertas diferencias en el tamaño de grano, teniendo un sector mayor presencia de finos que el otro, esto considerando que ambos se encuentran muy cerca (de un lugar con respecto al otro). Además, en el punto ubicado al costado oriente del portón de entrada se pudo verificar que todo el talud

posee el mismo sistema de deposición de caída, ya que al observar los gráficos de la **Figura No. 4.2** se muestra que las cuatro granulometrías son parecidas. Al visualizar la **Tabla No. 4.5**, se nota que el porcentaje que pasa el tamiz No. 4, para todas las granulometrías se encuentra entre 99.15% al 99.90% (muy cercanos) promediando 99.56%, por lo que podemos decir que este suelo posee poca presencia de material de grano grueso (grava). Con respecto al porcentaje que pasa el tamiz No. 200, existen ciertas variaciones entre los puntos de cada sector; para el sector ubicado al inicio del camino al río Las Cañas los porcentajes se encuentran entre el 67.37% y el 70.66% promediando un 69.02%, para el otro sector estos varían entre 59.31% al 59.96% promediando un 59.61%, de los que podemos observar una variación del 9.41%, esto significa que en los dos ensayos primeros el suelo es más fino. Sin embargo, ambos suelos poseen una cantidad finos mayor al 50%, definiéndolos como suelos de grano fino. Al igual que las granulometrías de Padre Arrupe el pasante del tamiz No. 200 posee mayor presencia de partículas del tamaño de limo (entre 59.31% a 63.52%) y en menor cantidad de tamaño de arcilla (entre 3.88% a 7.27%).

#### **4.2.3.3 Santa Marta**

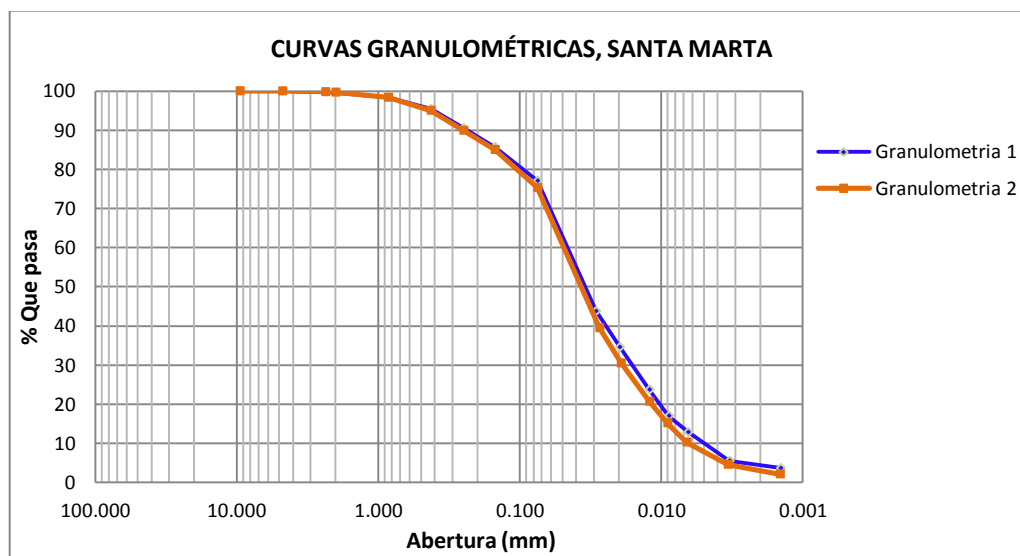
En la **Tabla No 4.7** y **Figura No 4.3**, se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de granulometría, realizados en Santa Marta.

**Tabla No 4.7.** Resultados de los ensayos granulométricos, Santa Marta.

	No Malla	Granulometria 1		Granulometria 2	
		Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa	Abertura o Diámetro (mm)	% Que pasa
MECANICO	3/8	9.500	100.00	9.500	100.00
	<b>No 4</b>	<b>4.750</b>	<b>99.98</b>	<b>4.750</b>	<b>99.98</b>
	No 8	2.360	99.71	2.360	99.77
	No 10	2.000	99.58	2.000	99.65
	No 20	0.850	98.42	0.850	98.34
	No 40	0.425	95.38	0.425	95.02
	No 60	0.250	90.46	0.250	89.92
	No 100	0.150	85.63	0.150	84.99
	<b>No 200</b>	<b>0.075</b>	<b>77.06</b>	<b>0.075</b>	<b>75.27</b>
	HIDRIMETRIA	hidrometría	0.02897	43.76	0.02736
hidrometría		0.01971	34.58	0.01929	30.51
hidrometría		0.01215	23.72	0.01215	20.72
hidrometría		0.00886	17.04	0.00904	15.21
hidrometría		0.00647	12.86	0.00662	10.32
hidrometría		0.00330	5.55	0.00339	4.61
hidrometría		0.00144	3.67	0.00145	2.16

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No 4.3.** Curvas granulométricas del punto de muestreo: Santa Marta.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Tabla No. 4.7** y los grafico de la **Figura No. 4.3**, se observa que ambas granulometrías son parecidas. Además, se nota que el material pasante del tamiz No. 4 es del 99.98% para ambas, lo que demuestra poca presencia de material gravoso. Con respecto al pasante del tamiz No. 200, se observa que los porcentajes que pasan son de un 77.06% y 75.27% promediando 76.17%. Al igual que las granulometrías de los puntos anteriores, se ve que éste es un suelo fino y que lo que pasa el tamiz No 200 son limos, en porcentajes de 72.82 y 72.42 y en poca cantidad arcilla: 4.24% y 2.85%. Además, se observa una disminución en la arena, variando en un 22.92% y 24.71%, promediando un 23.82%. Es importante hacer notar que la cantidad que pasa en el tamiz No 200 ha aumentado con respecto a la granulometría de Bosques de la Paz.

En la **Tabla No. 4.8** se muestran los porcentajes del tamaño de partícula para el punto Santa Marta.

**Tabla No. 4.8.** Porcentaje del tamaño de partículas de las muestras en Bosques de la Paz.

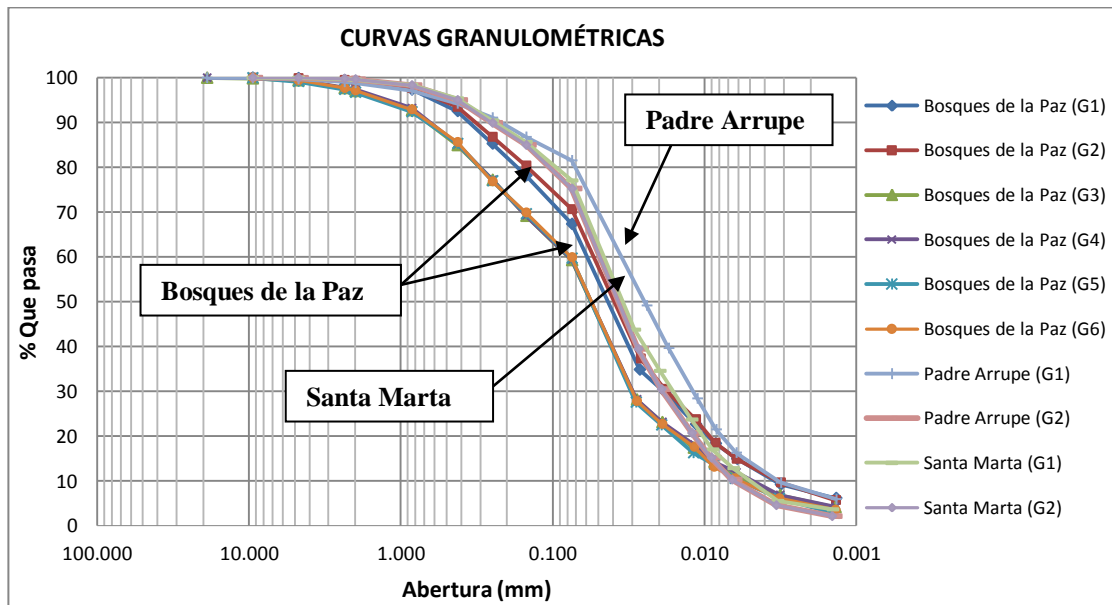
		<b>Granulometría 1</b>	<b>Granulometría 2</b>
Grava	Grava gruesa (%)	0.00	0.00
	Grava fino (%)	0.02	0.02
	<b>Total Grava</b>	<b>0.02</b>	<b>0.02</b>
Arena	Arena gruesa (%)	0.40	0.32
	Arena media (%)	4.20	4.63
	Arena fina (%)	18.32	19.75
	<b>Total Arena</b>	<b>22.93</b>	<b>24.71</b>
Finos	Tamaño limo (%)	72.82	72.42
	Tamaño arcilla (%)	4.24	2.85
	Partículas coloidales (%)	0.00	0.00
	<b>Total finos</b>	<b>77.06</b>	<b>75.27</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

#### 4.2.3.4 Comparación de curvas granulométricas de los tres puntos de muestreos.

A continuación se presenta un resumen donde se muestran las curvas granulométricas de los tres puntos muestreados. (Ver **Figura 4.4**).

**Figura No 4.4.** Curvas granulométricas de los tres puntos de muestreo.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En las curvas granulométricas de la **Figura No. 4.4**, se puede observar cómo la granulometría cambia volviéndose más gruesa, a pesar de ser de la misma unidad, este cambio en la granulometría se debe a la distancia a la que se encuentra cada punto, con respecto al foco de emisión de la erupción volcánica (Caldera de Ilopango). Según Hernández (2004), entre más cercano se encuentre un punto de la fuente de emisión, éste tiende a ser más grueso, como en el caso de Bosques de la Paz, pero al alejarse más de este, el suelo se vuelve más fino como en el caso de Padre Arrupe y Santa Marta. Por lo que se confirma que el suelo entre más cerca se



deposita del foco emisor, su granulometría tenderá a ser más gruesa o granular y entre más lejos se encuentre, se volverá más fina.

#### 4.2.4. Límites de Atterberg.

Aplicando la norma ASTM D- 4318, se procedió a realizar ensayos de límite líquido y plástico al suelo de los tres puntos de muestreo, comprobándose que los suelos en éstos, son de tipo no plásticos, ya que no fue posible determinar experimentalmente dichos límites. Ver la **Figura No. 4.5**, donde se muestra la dificultad de moldeado de los rollos y la obtención de límite líquido.

**Figura No 4.5.** Ensayo de límite líquido y límite plástico a los suelos en los puntos de estudio:

a) Copa de Casagrande obtención de límite líquido, b) Moldeado de rollos para ensayo de límite plástico.



(a)



(b)

**FUENTE:** Del Autor, fotografías tomadas en Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012. Fotógrafo: Ing. José Alexander Chávez.

##### 4.2.4.1 Clasificación del suelo.

Según los resultados obtenidos en los ensayos de límite líquido y plástico, se pudo observar que éste suelo no presenta plasticidad, por lo que se definió como limos no plásticos. Obteniendo así la clasificación del suelo para cada punto. A continuación se muestra la **Tabla No. 4.9**, donde se presenta la clasificación del suelo obtenida para cada punto de muestro.

**Tabla No. 4.9.** Clasificación del suelo para cada punto muestreado.

UBICACIÓN	PADRE ARRUPE	BOSQUES DE LA PAZ	SANTA MARTA
<b>Clasificación SUCS</b>			
Símbolo de Grupo	<b>ML</b>	<b>ML</b>	<b>ML</b>
Nombre de grupo	Limo arenoso	Limo arenoso	Limo arenoso
<b>Plasticidad</b>	No plástico	No plástico	No plástico

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

#### **4.2.5. Corte Directo (modificado).**

Este ensayo fue realizado a dos puntos de muestreo solamente: Padre Arrupe (punto principal) y Boques de la Paz (referencia), pero aplicando ciertas modificaciones, explicadas anteriormente.

De acuerdo al apartado 3.3.4.1.4, se realizaron varias pruebas para determinar el rango de densidades secas en estado suelto, obteniéndose los valores de **0.85 a 1.0 g/cm<sup>3</sup>**, que sirvieron de referencia en el control de las densidades del ensayo.

Obtenidos los esfuerzos cortantes máximos alcanzados por el suelo a distintas presiones normales, se ploteo éstos en un gráfico de esfuerzo cortante y esfuerzo normal, con la cual se obtuvo la línea de tendencia para obtener la Ley de Resistencia al Corte del suelo, determinando en esta, el ángulo de fricción interna en estado crítico y la cohesión aparente. Además, es importante recordar que el nivel de esfuerzo normal al que fueron sometidos todos los ensayos, está comprendidos entre **0.10kg/cm<sup>2</sup>** y **1.6kg/cm<sup>2</sup>**.

##### **4.2.5.1 Padre Arrupe.**

En la **Tabla No. 4.10** se muestran los valores de los esfuerzos cortantes máximos, esfuerzos normales y módulos transversales de corte, para cada ensayo realizado, además, en la **Figura No. 4.6** se presentan las curvas de esfuerzo cortante-deformación para el punto de muestreo Padre Arrupe, también en **Figura No. 4.7**, se muestra la envolvente esfuerzo cortante–esfuerzo

normal con la que se obtuvo la Ley de Resistencia al Corte (Ver formato de laboratorio en **Anexo 4**).

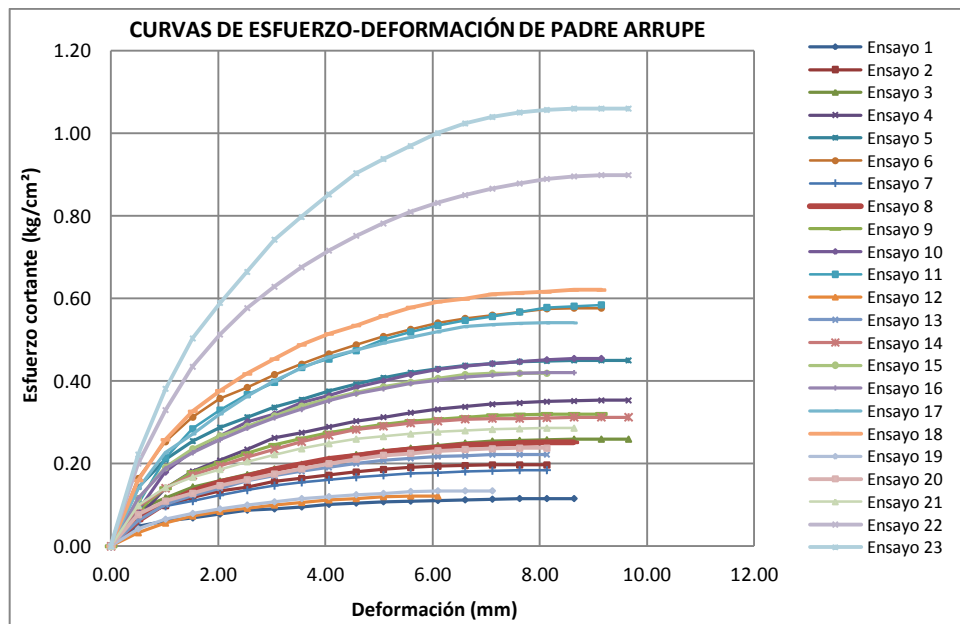
**Tabla No. 4.10.** Resultados de los ensayos de corte directo, Padre Arrupe.

Ensayos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Peso Volumetrico seco ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	0.88	0.86	0.87	0.88	0.88	0.86	0.88	0.87	0.88	0.89	0.88	0.9
Esfuerzo Cortante Max. ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	0.116	0.197	0.259	0.353	0.450	0.577	0.184	0.252	0.320	0.455	0.586	0.122
Esfuerzo Normal ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	0.160	0.260	0.370	0.530	0.750	0.920	0.260	0.370	0.530	0.750	0.920	0.160
Modulo transversal de corte ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	2.495	4.031	4.798	5.758	8.573	10.364	3.967	4.286	5.758	7.357	8.765	2.303
Modulo transversal de corte (kPa)	244.681	395.254	470.541	564.649	840.699	1016.37	388.98	420.35	564.649	721.496	859.521	225.86

Ensayos	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Peso Volumetrico seco ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	0.91	0.9	0.9	0.89	0.9	0.9	0.87	0.89	0.89	0.93	0.93
Esfuerzo Cortante Max. ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	0.222	0.313	0.419	0.420	0.542	0.620	0.134	0.238	0.286	0.898	1.059
Esfuerzo Normal ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	0.310	0.470	0.640	0.640	0.840	1.000	0.190	0.350	0.450	1.330	1.500
Modulo transversal de corte ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	4.158	5.758	7.805	7.677	9.277	10.556	2.687	4.478	5.822	13.499	15.610
Modulo transversal de corte (kPa)	407.802	564.649	765.413	752.865	909.712	1035.19	263.503	439.171	570.923	1323.79	1530.83

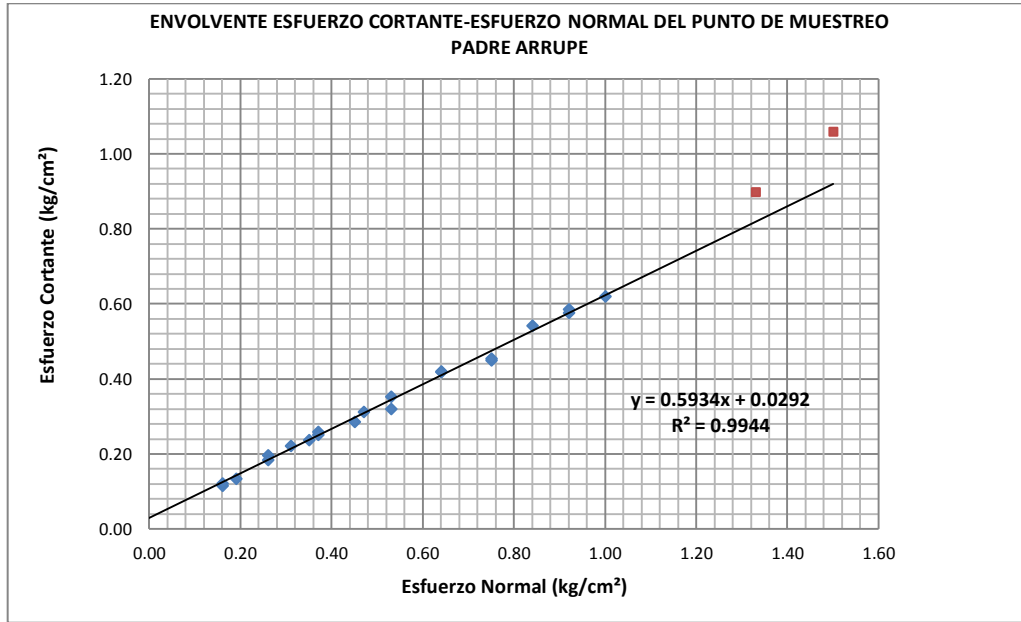
**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.6.** Curvas de esfuerzo cortante –deformación del punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.7.** Envolvente de esfuerzo cortante - esfuerzo normal del punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No. 4.7**, se observan dos puntos de color rojo, los cuales, no fueron incluidos al calcular la línea de tendencia, debido a que estos poseían densidades mayores a la de los demás, Asimismo, se muestra la ecuación de la línea de tendencia, con la que se obtuvo el ángulo de fricción interna en estado crítico y cohesión del suelo, utilizando la pendiente y el punto de intersección respectivamente (Ver **Tabla No. 4.11**).

**Tabla No. 4.11.** Ley de Resistencia al Corte del punto de muestreo Padre Arrupe.

Datos de entrada de Ecuación		LEY DE RESISTENCIA AL CORTE	
Pendiente	<b>0.5934</b>	Angulo de fricción interna (grados)	<b>31</b>
Punto de intersección	<b>0.0292</b>	Cohesión aparente (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0.03</b>
		Cohesión aparente (kPa)	<b>2.9</b>

**FUENTE:** Del Autor.

#### 4.2.5.2 Boques de la Paz,

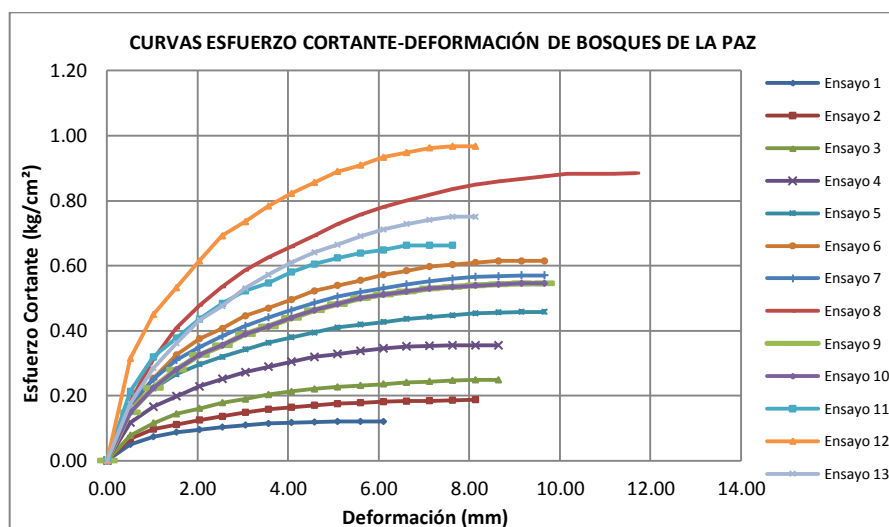
En la **Tabla No. 12** se muestran los valores de los esfuerzos cortantes máximos, esfuerzos normales y módulos transversales de corte, para cada ensayo realizado; en la **Figura No. 4.8** se presentan las curvas de esfuerzo cortante-deformación para el punto de muestreo Bosques de la Paz, también en la **Figura No. 4.9**, se muestra la envolvente esfuerzo cortante – esfuerzo normal con la que se obtuvo la Ley de Resistencia al Corte.

**Tabla No.4.12.** Resultados de ensayos de corte directo del punto de muestreo Bosques de la Paz.

Ensayo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Peso Volumetrico seco (g/cm <sup>3</sup> )	0.92	0.91	0.94	0.93	0.93	0.91	0.9	0.96	0.95	0.98	0.99	0.98	0.99
Esfuerzo Cortante Max. (kg/cm <sup>2</sup> )	0.120	0.189	0.248	0.355	0.458	0.614	0.570	0.883	0.545	0.445	0.662	0.967	0.750
Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> )	0.160	0.260	0.360	0.520	0.680	1.000	1.000	1.320	0.840	0.900	1.220	1.500	1.100
Modulo transversal de corte (kg/cm <sup>2</sup> )	3.007	3.967	4.734	6.781	9.085	10.364	10.236	12.795	9.149	9.502	13.066	18.411	11.644
Modulo transversal de corte (kPa)	294.872	388.98	464.267	665.031	890.89	1016.37	1003.82	1254.78	897.164	931.866	1281.32	1805.49	1141.85

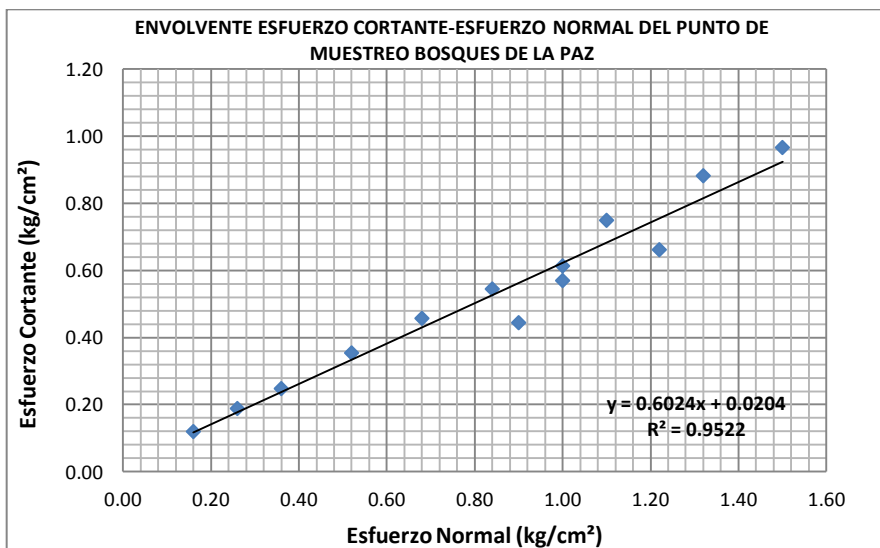
**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.8.** Curvas de esfuerzo cortante - deformación del punto de muestreo, Bosques de la Paz.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.9.** Envolvente esfuerzo cortante - esfuerzo normal del punto de muestreo Bosques de la Paz.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No.4.9**, se muestra un conjunto de punto ploteados, los cuales representan el esfuerzo cortante máximo alcanzado a una carga normal determinada, en apariencia, se observa que algunos de ellos se encuentran muy disperso de la línea de tendencia, pero al observar el valor de  $R^{22}$ , se nota que esta dispersión es aceptable, ya que se encuentra cerca del valor de 1.

En **Tabla No. 4.13**, se presenta los resultados de la Ley de Resistencia al Corte para este punto de muestreo de Bosques de la Paz.

**Tabla No. 4.13.** Ley de Resistencia al Corte del punto de muestreo Bosques de la Paz.

Datos de entrada de Ecuación		LEY DE RESISTENCIA AL CORTE	
Pendiente	<b>0.6094</b>	Angulo de Fricción Interna (grados)	<b>31</b>
Punto de intersección	<b>0.0179</b>	Cohesión aparente (kg/cm²)	<b>0.02</b>
		Cohesión aparente (kPa)	<b>2.0</b>

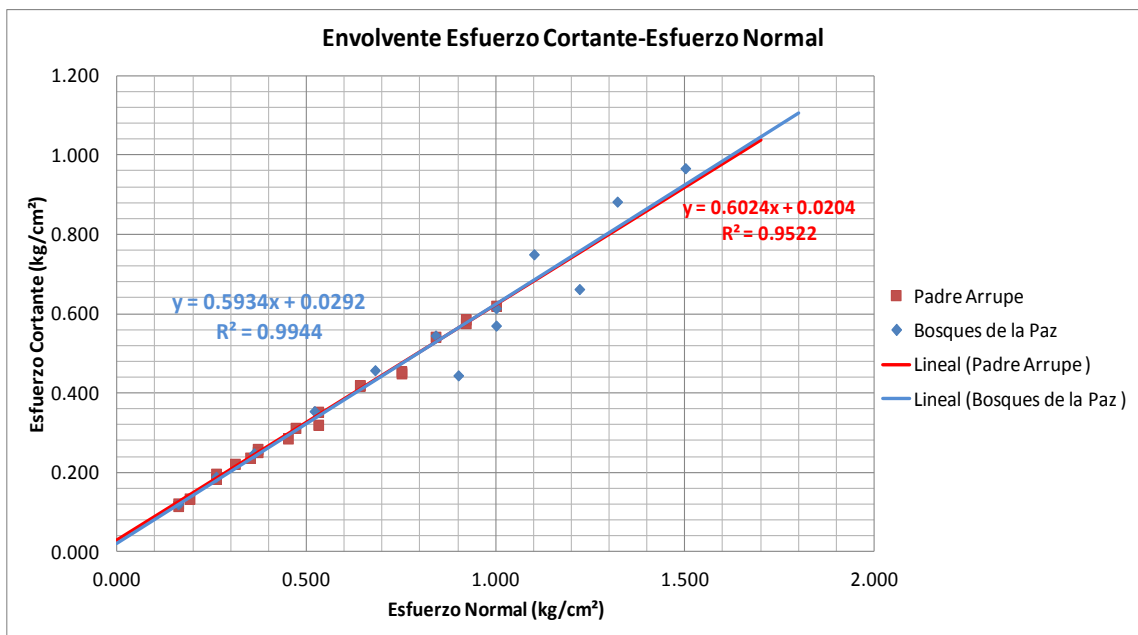
**FUENTE:** Del Autor.

<sup>22</sup> **Coefficiente de Correlación:** Parámetro utilizado para conocer si la dispersión de los datos es tomada como aceptable, valores cercanos al unidad (1); se tomarán como aceptables.

#### 4.2.5.3 Gráfico comparativo de los dos puntos de muestreo.

Comparando los resultados obtenidos del ensayo de corte directo para ambos puntos de muestreo se tienen los gráficos envolventes siguientes (Ver **Figura No. 4.10**).

**Figura No. 4.10.** Envolvente de esfuerzo cortante–esfuerzo normal de los puntos de muestreo; Padre Arrupe y Bosques de la Paz.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No. 4.10**, se observa que ambas envolventes son muy parecidas, por lo que al obtener la Ley de Resistencia al Corte para cada punto muestreado, se obtuvo ángulos de fricción interna iguales a  $31^\circ$  para ambos punto. Con respecto a la cohesión, estas presentaron ciertas variaciones (alrededor de un 45%)

#### 4.2.6 Angulo de Reposo (aproximación al ángulo de fricción interna en estado crítico).

Como se mencionó en el apartado 3.3.4.1.5, la determinación del ángulo de fricción interna en estado crítico a través de la aproximación con el ángulo de reposo, es aplicable únicamente para suelos con porcentaje de finos menores del 20% pasante del tamiz No. 200, a pesar de ello, se decidió la realización de la prueba, para observar la variación en los resultados, con respecto a los obtenidos en el ensayo de corte directo, el cual es el recomendado para este tipo de suelo. A continuación, en la **Tabla No. 4.14** se presenta los resultados del ensayo del ángulo de reposo (Ver formato de laboratorio en **Anexo 5**).

**Tabla No. 4.14.** Resultados del ensayo ángulo de reposo.

Ensayo	Angulo de Reposo (grados)				Promedio (grados)
1	31	36	32	35	33.5
2	38	36	38	34	36.5
3	38	38	39	38	38.3
4	38	39	39	39	38.8
5	39	40	38	38	38.8
6	33	37	38	38	36.5
7	37	38	36	35	36.5
<b>Promedio final</b>					<b>37.0</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

Al observar los resultados del ángulo de fricción interna en estado crítico obtenidos para los ensayos de corte directo (resultados de 31°) y comparándolos con los obtenidos en el ensayo del ángulo de reposo (valor de 37°), se observó que este presentaba un aumento del 21% con respecto al del ensayo de corte directo, el aumento puede deberse a la acción de la fuerza intersticiales producidas por la humedad del ambiente, debido a que éste suelo posee una cantidad de finos de más del 20%, concluyéndose, que no es adecuado obtener el ángulo de fricción interna en estado crítico mediante la aproximación con el ensayo del ángulo de reposo.



#### 4.2.7. Consolidación Unidimensional (modificado).

En el capítulo anterior, se describió un poco sobre la realización de éste ensayo, en él se mencionó, las modificaciones que fueron implementadas para la obtención de los parámetros para uso en los modelos, se definió que éstas modificaciones serian la manera de colocación del material para obtener diferentes estados en la muestra: suelto, denso y húmedo-suelto, la forma de saturación y la toma de lecturas, dichas modificaciones fueron explicadas en el apartado 3.3.4.1.3 consolidación unidimensional.

De acuerdo al apartado 3.3.4.1.3, se realizaron varias pruebas para determinar el rango de densidades en estado suelto, denso y húmedo-suelto, obteniéndose los valores: **0.79 a 0.86, 1.13 a 1.16 y 0.59 a 0.61 g/cm<sup>3</sup>** que sirvieron de referencia en el control de las densidades de ensayo. Además se obtuvo el rango de humedades para la no formación de grumos, obteniéndose valores de 8.1 a 8.7 %.

A continuación, se presenta los resultados obtenidos de los ensayos de consolidación de carga en estado; suelto, denso y húmedo-suelto, además, los resultados de carga-descarga en estado suelto.

##### 4.2.7.1 Consolidación unidimensional, carga - estado suelto.

En la **Tabla No. 4.15** y **Figura No. 4.11**, se muestran los resultados y las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación de carga, realizados en estado suelto al punto de muestreo Padre Arrupe (Ver formato de laboratorio en **Anexo 6**).

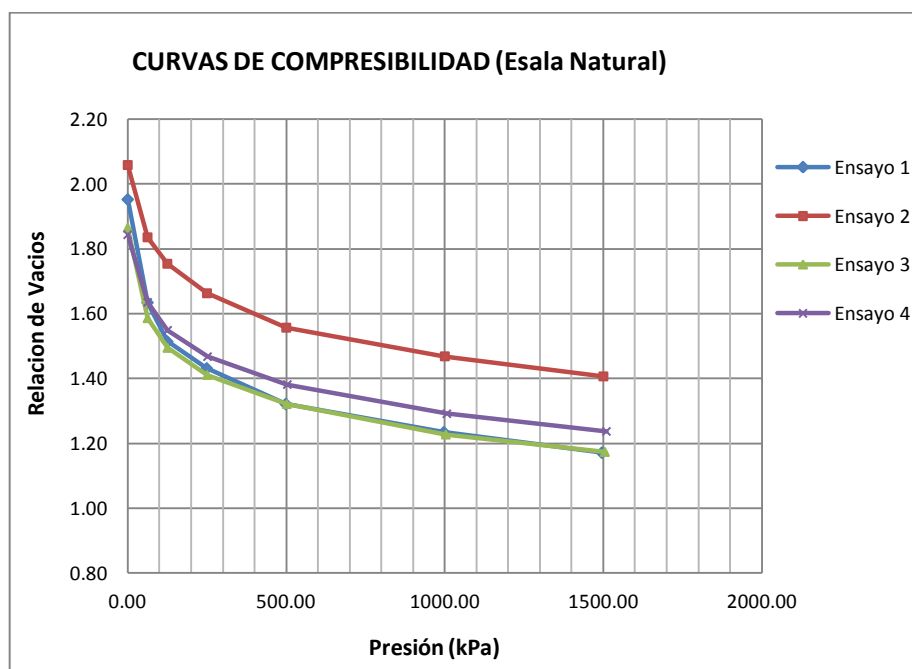
**Tabla No. 4.15.** Resultados de ensayos de consolidación de carga, estado suelto Padre Arrupe.

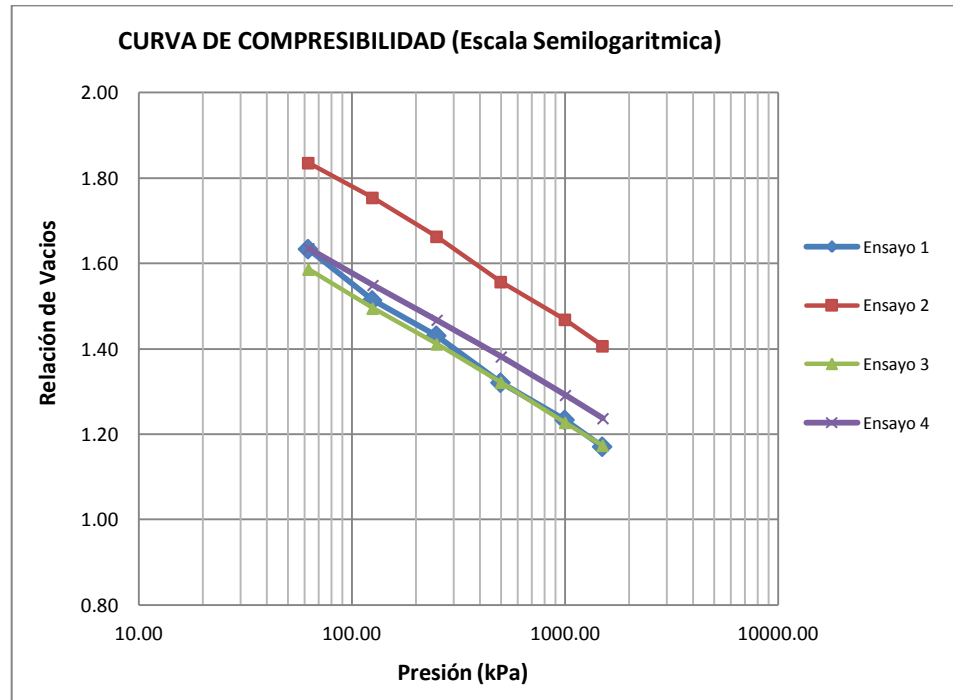
		<b>Ensayo 1</b>	<b>Ensayo 2</b>	<b>Ensayo 3</b>	<b>Ensayo 4</b>
Asentamiento Total (mm)	$\Delta H$	5.2175	4.8375	4.8375	4.2975
Peso volumétrico seco inicial (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{inicial})$	0.820	0.845	0.845	0.851
Peso volumétrico seco final (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{final})$	1.114	1.118	1.118	1.086

Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ensayo 4	
Presión (kPa)	Relación de vacíos	Presión (kPa)	Relación de vacíos	Presión (kPa)	Relación de vacíos	Presión (kPa)	Relación de vacíos
0.00	1.95	0.00	2.06	0.00	1.87	0.00	1.84
62.32	1.63	62.52	1.84	62.72	1.59	62.92	1.63
124.65	1.51	125.04	1.75	125.44	1.49	125.84	1.55
249.29	1.43	250.08	1.66	250.88	1.41	251.67	1.47
498.59	1.32	500.17	1.56	501.75	1.32	503.35	1.38
997.18	1.23	1000.34	1.47	1003.51	1.23	1006.70	1.29
1495.77	1.17	1500.50	1.41	1505.26	1.17	1510.05	1.24

FUENTE: Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.11.** Curvas de compresibilidad de ensayos de consolidación de carga, estado suelto, Padre Arrupe; superior (Escala natural), inferior (escala semilogarítmica).





**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

#### 4.2.7.2 Consolidación unidimensional, carga – estado denso.

En la **Tabla No. 4.16** y **Figura No 4.12**, se muestran los resultados y las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación de carga, realizados en estado denso del punto de muestreo Padre Arrupe.

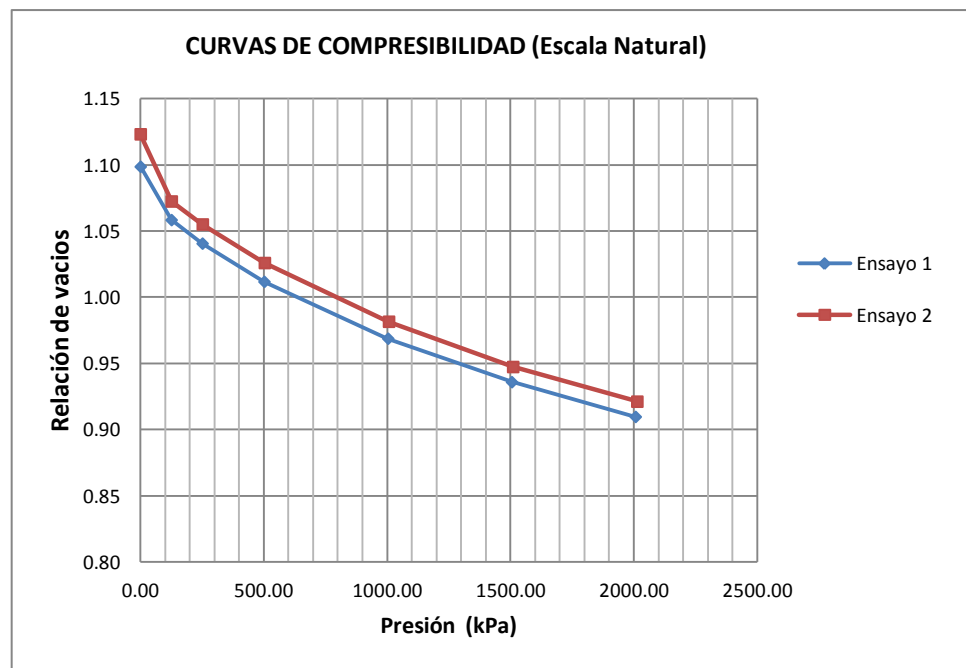
**Tabla No. 4.16.** Resultados de ensayos de consolidación de carga en estado denso del punto de muestreo Padre Arrupe.

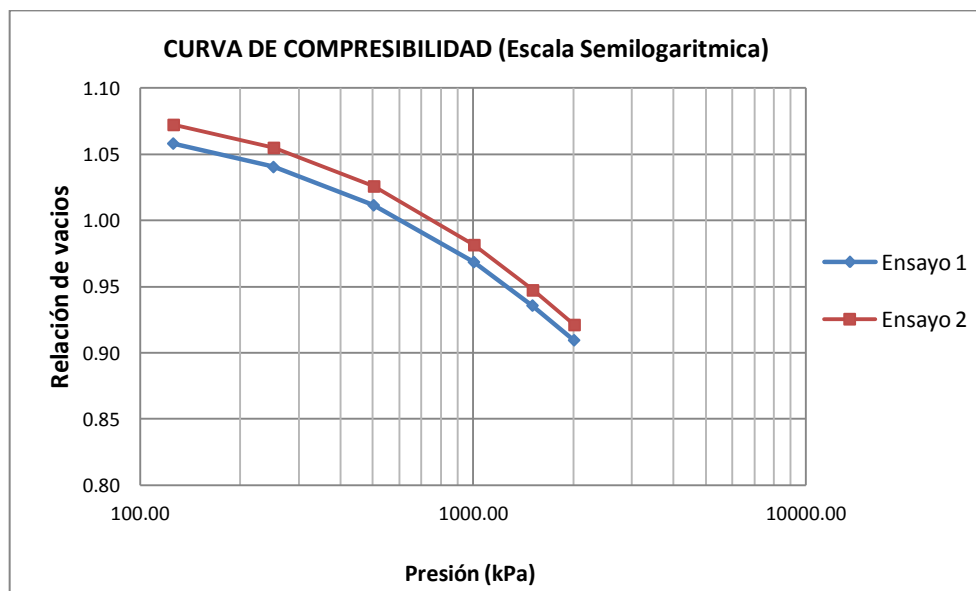
		<b>Ensayo 1</b>	<b>Ensayo 2</b>
Asentamiento Total (mm)	$\Delta H$	1.8900	1.7825
Peso volumétrico seco inicial (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{inicial})$	1.140	1.153
Peso volumétrico seco final (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{final})$	1.260	1.267

Ensayo 1		Ensayo 2	
Presión (kPa)	Relación de vacíos	Presión (kPa)	Relación de vacíos
0.00	1.10	0.00	1.12
125.44	1.06	125.84	1.07
250.88	1.04	251.67	1.06
501.75	1.01	503.35	1.03
1003.51	0.97	1006.70	0.98
1505.26	0.94	1510.05	0.95
2007.02	0.91	2013.39	0.92

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.12.** Curvas de compresibilidad de ensayos de consolidación de carga, estado denso, Padre Arrupe; superior (Escala natural), inferior (escala semilogarítmica).





**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

#### 4.2.7.3 Consolidación unidimensional de carga, estado húmedo-suelto.

En la **Tabla No. 4.17** y **Figura No. 4.13**, se muestran los resultados y las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación de carga, realizados en estado húmedo-suelto al punto de muestreo Padre Arrupe.

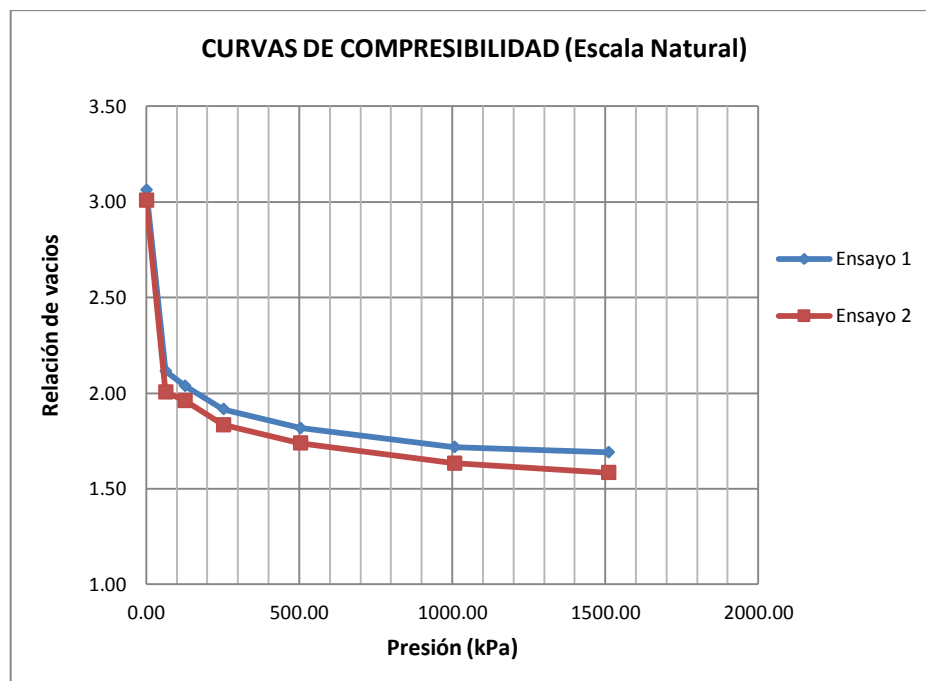
**Tabla No. 4.17.** Resultados de ensayos de consolidación de carga en el estado húmedo-suelto, Padre Arrupe.

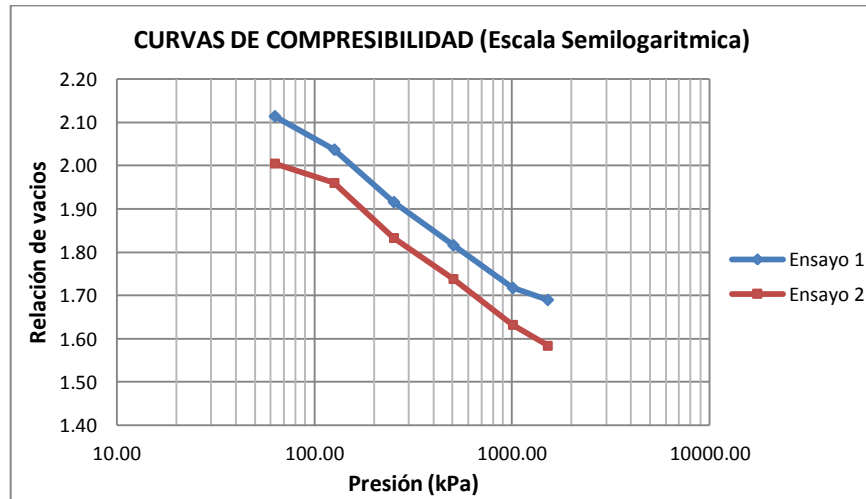
		<b>Ensayo 1</b>	<b>Ensayo 2</b>
Asentamiento Total (mm)	$\Delta H$	6.71	7.0575
Peso volumétrico húmedo inicial ( $g/cm^3$ )	$\Delta h(\text{inicial})$	0.596	0.604
Humedad antes de ensayo (%)	%w (inicial)	8.7	8.1
Peso volumétrico seco inicial ( $g/cm^3$ )	$\gamma_d(\text{inicial})$	0.548	0.558
Peso volumétrico húmedo final ( $g/cm^3$ )	$\gamma_h(\text{final})$	0.899	0.936
Humedad después de ensayo (%)	%w (final)	2.9	4.6
Peso volumétrico seco final ( $g/cm^3$ )	$\gamma_d(\text{final})$	0.874	0.895

Presión (kPa)	Relación de Vacíos	Presión (kPa)	Relación de Vacíos
0.00	3.06	0.00	3.01
62.92	2.11	62.92	2.01
125.84	2.04	125.84	1.96
251.67	1.92	251.67	1.83
503.35	1.82	503.35	1.74
1006.70	1.72	1006.70	1.63
1510.05	1.69	1510.05	1.58

**FUENTE:** Del Autor, con resultado obtenidos en Laboratorio de suelos y materiales Universidad El Salvador “Laboratorio Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.13.** Curvas de compresibilidad de ensayos de consolidación estado denso, Padre Arrupe; superior (Escala natural), inferior (escala semilogarítmica).

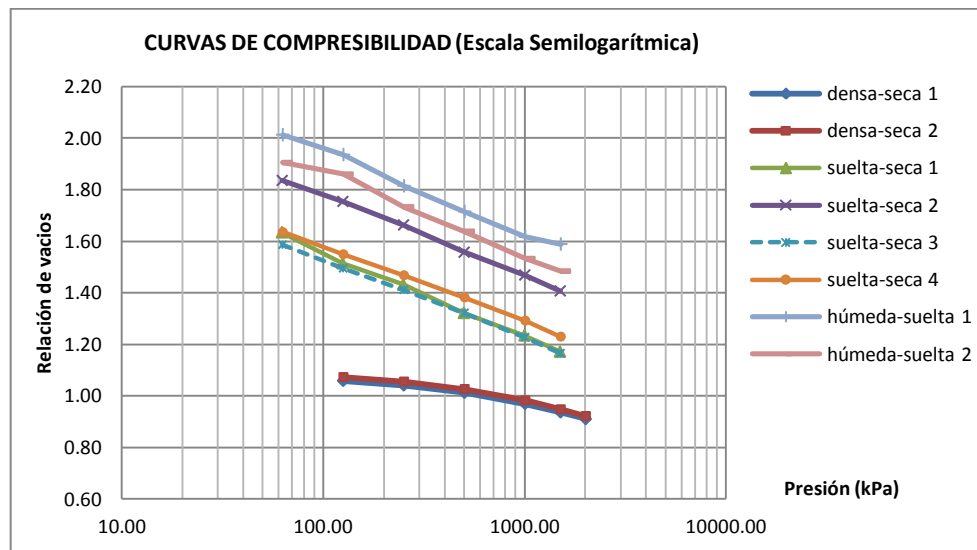




**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No. 4.14**, se muestran las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación para los estados; suelto, denso y húmedo-suelto.

**Figura No. 4.14.** Curvas de compresibilidad de ensayos de consolidación en los estado; suelto, denso y húmedo-suelto del punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En **Figura No. 4.14**, se observa que diferentes estados en la muestra de suelo (estados; suelto, denso y húmedo-suelto) producen un cambio en la relación de vacíos, en el caso de las muestras en estado denso, la relación de vacíos inicial es menor que las del estado suelto-seco, sin embargo al incrementar las cargas, para ambos estados, la curva de compresibilidad disminuye, en lo que respecta al estado húmedo-suelto, se observa que la relación de vacíos inicial es mayor que la del estado suelto-seco, aunque ambos estados son sueltos, dicho incremento en la relación de vacíos, se debe a las fuerzas capilares producidas por el agua, lo que no permite el reacomodo de las partículas de suelo, dejando mayor cantidad de espacios de vacíos.

#### 4.2.7.4 Consolidación unidimensional, carga-descarga, estado suelto.

En la **Tabla No. 4.18** y **Figura No. 4.15**, se muestran los resultados y las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación de carga-descarga, realizados en estado suelto-seco al punto de muestreo Padre Arrupe (Ver formato de laboratorio en **Anexo 7**).

**Tabla No. 4.18.** Resultados de ensayo de consolidación de carga-descarga, estado suelto, Padre Arrupe.

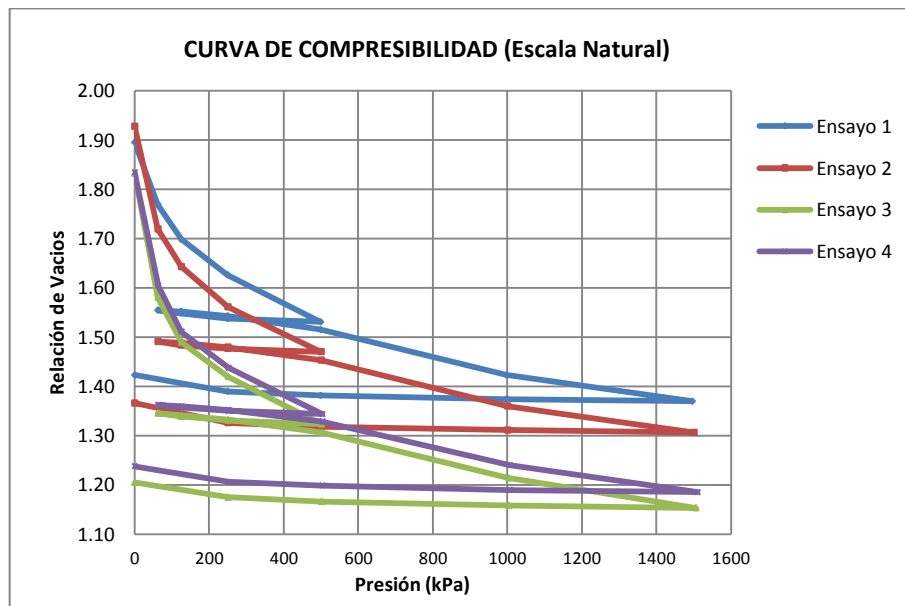
		Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Ensayo 4
Asentamiento Total (mm)	$\Delta H$	3.5825	4.225	4.75	4.5375
Peso volumétrico seco inicial ( $g/cm^3$ )	$\gamma_d(\text{inicial})$	0.836	0.827	0.854	0.854
Peso volumétrico seco final ( $g/cm^3$ )	$\gamma_d(\text{final})$	1.021	1.049	1.124	1.108

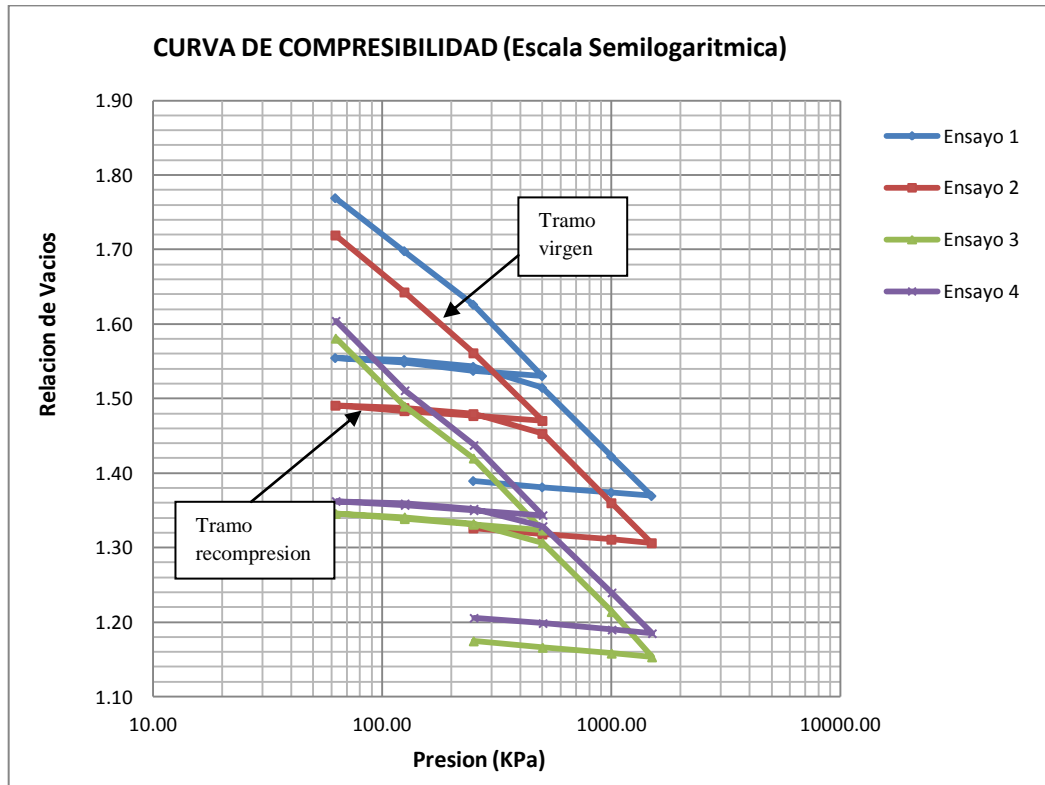


Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ensayo 4	
Presion (Kpa)	Relacion de vacios	Presion (Kpa)	Relacion de vacios	Presion (Kpa)	Relacion de vacios	Presion (Kpa)	Relacion de vacios
0.00	1.90	0.00	1.93	0.00	1.83	0.00	1.83
62.32	1.77	62.52	1.72	62.72	1.58	62.92	1.60
124.65	1.70	125.04	1.64	125.44	1.49	125.84	1.51
249.29	1.63	250.08	1.56	250.88	1.42	251.67	1.44
498.59	1.53	500.17	1.47	501.75	1.32	503.35	1.34
249.29	1.54	250.08	1.48	250.88	1.33	251.67	1.35
124.65	1.55	125.04	1.48	125.44	1.34	125.84	1.36
62.32	1.55	62.52	1.49	62.72	1.35	62.92	1.36
124.65	1.55	125.04	1.49	125.44	1.34	125.84	1.36
249.29	1.54	250.08	1.48	250.88	1.33	251.67	1.35
498.59	1.51	500.17	1.45	501.75	1.31	503.35	1.33
997.18	1.42	1000.34	1.36	1003.51	1.21	1006.70	1.24
1495.77	1.37	1500.50	1.31	1505.26	1.15	1510.05	1.18
997.18	1.37	1000.34	1.31	1003.51	1.16	1006.70	1.19
498.59	1.38	500.17	1.32	501.75	1.17	503.35	1.20
249.29	1.39	250.08	1.33	250.88	1.17	251.67	1.21
0.00	1.42	0.00	1.37	0.00	1.20	0.00	1.24

FUENTE: Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.15.** Curvas de compresibilidad de ensayos de consolidación carga-descarga, estado suelto, Padre Arrupe; superior (Escala natural), inferior (escala semilogarítmica).





**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No. 4.15**, se muestran las curvas de compresibilidad de carga-descarga para dos ciclos de carga, con diferentes relaciones de vacíos iniciales, sin embargo, todas siguen la misma tendencia al realizarse los incrementos de carga. Para el tramo virgen, se muestran líneas aproximadamente rectas para todas las curvas, con pendientes pronunciadas, y en el tramo de recompresion cambia la forma de las curvas, tomando un pequeño grado de curvatura, además de que las pendientes, se vuelven menos pronunciadas. Con respecto a las diferentes relaciones de vacíos iniciales, esto puede deberse, a un exceso de compactación al momento de efectuar el montaje del equipo (marco de carga).

#### 4.2.8 Ensayo de compactación de los suelos (Proctor).

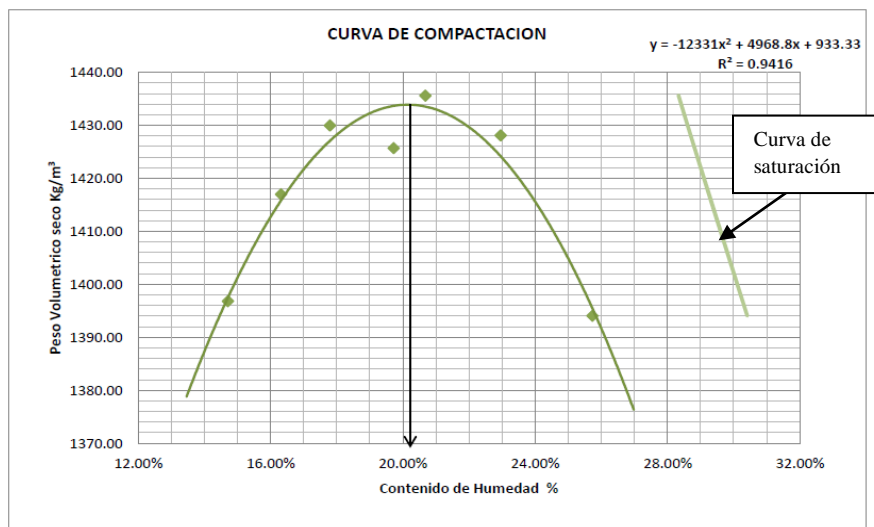
En la **Tabla No. 4.19** y en la **Figura No. 4.16**, se muestran los resultados obtenidos de la prueba de Proctor para el punto de muestreo Padre Arrupe, que sirvieron para la obtención de la humedad óptima y peso volumétrico seco máximo (Ver formato de laboratorio en **Anexo 8**).

**Tabla No. 4.19.** Resultados de prueba de proctor para el punto de muestreo Padre Arrupe.

No de muestra	1	2	3	4	5	4	5
Masa de la muestra de ensayo (g)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
Humedad del ensayo %	15	17	19	20	21	23	26
Volumen de agua a agregar mL	364	423	481	510	540	598	686
Masa del molde g	4226	4226	4226	4226	4226	4226	4226
Masa de suelo humedo+molde g	5728	5771	5805	5826	5850	5872	5869
Volumen del molde cm <sup>3</sup>	937.39	937.39	937.39	937.39	937.39	937.39	937.39
Peso Volumetric Humedo kg/m <sup>3</sup>	1602	1648	1684	1707	1732	1756	1753
Humedad promedio %	<b>14.71</b>	<b>16.32</b>	<b>17.80</b>	<b>19.72</b>	<b>20.68</b>	<b>22.96</b>	<b>25.73</b>
Peso Volumetric Seco Kg/m <sup>3</sup>	<b>1396.80</b>	<b>1416.97</b>	<b>1429.96</b>	<b>1425.68</b>	<b>1435.58</b>	<b>1428.09</b>	<b>1394.05</b>
Humedad de Saturacion	30.27	29.25	28.61	28.82	28.34	28.70	30.41

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

**Figura No. 4.16.** Curvas de compactación del punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la curva de compactación de la **Figura No 4.16**, se observa que la humedad óptima se encuentra en 20.2% y que el peso volumétrico seco máximo está en 1,435 Kg/m<sup>3</sup>.

#### 4.2.9 Triaxial drenada.

Estos fueron realizados únicamente al punto de muestro Padre Arrupe y comprende de ensayos triaxiales drenados de tipo inalterados y remoldeados. Los inalterados, consisten en ensayos realizados con muestras extraídos directamente del campo, sin alterar (muestras naturales), los remoldeados, son ensayos realizados con muestras de tipo alteradas, con las que fueron elaboradas probetas compactadas con Proctor T-180 con la *humedad óptima*<sup>23</sup> para obtener la máxima densidad. Es importante aclarar que todos los ensayos de laboratorio triaxiales drenados fueron realizados por una empresa externa. A continuación se presentan los resultados obtenidos para ambos tipos de ensayos.

##### 4.2.9.1 Triaxial drenada, muestras inalteradas condición normalmente consolidada.

En la **Tabla No. 4.20**, se presentan las condiciones iniciales y finales de los ensayos triaxiales drenados, para muestras inalteradas condición normalmente consolidada (Ver formato de laboratorio en **Anexo 9**).

**Tabla No. 4.20.** Condiciones iniciales y finales de ensayos triaxiales drenados para muestras inalteradas condición normalmente consolidada.

Ensayo Triaxial		Condición		
		(normalmente consolidada)		
		M-3	M-2	M-5
Contenido de humedad inicial (%)	%W <sub>inicial</sub>	16.44	16.72	17.05
Contenido de humedad final (%)	%W <sub>final</sub>	41.43	41.89	42.04
Peso Volumétrico seco inicial (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (inicial)	1.007	1.016	1.019

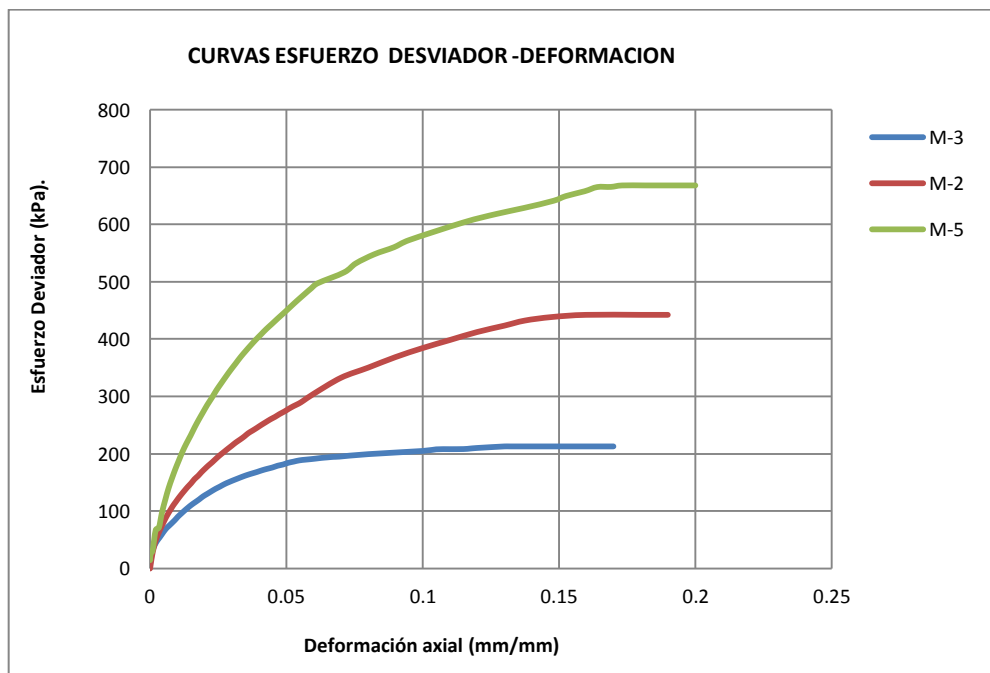
<sup>23</sup> Humedad Óptima; Esta humedad fue obtenida, mediante la realización de un ensayo de compactación de suelo (proctor), descrito en el apartado 4.2.8.

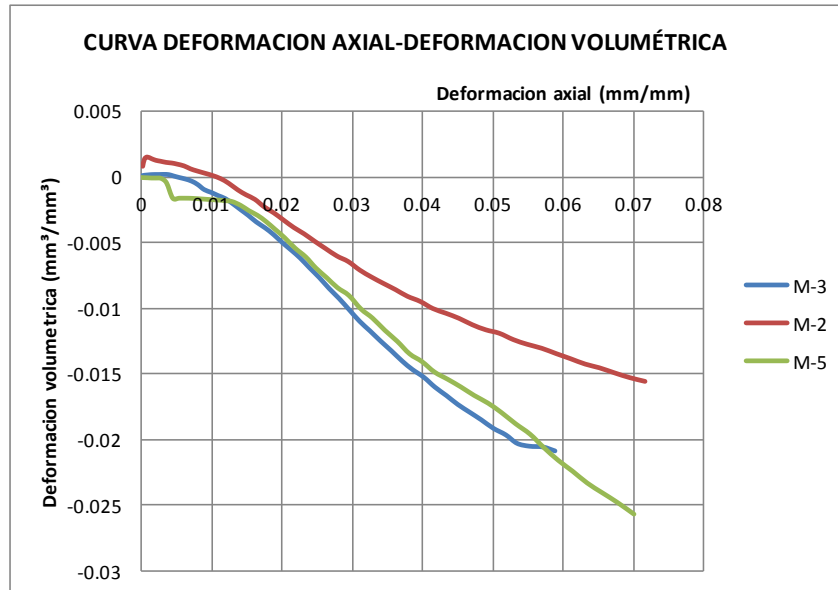
Peso Volumétrico seco final (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{final})$	1.115	1.134	1.139
Relación de vacíos inicial	$e_{\text{inicial}}$	1.394	1.372	1.366
Relación de vacíos final	$e_{\text{final}}$	1.161	1.125	1.117
Gravedad específica	$G_s$	2.42	2.42	2.42
<b>Esfuerzo desviador máximo (kPa)</b>	<b><math>\sigma_1 - \sigma_3</math></b>	<b>212.69</b>	<b>442.32</b>	<b>667.95</b>
<b>Esfuerzo de confinamiento (kPa)</b>	<b><math>\sigma_3</math></b>	<b>110.00</b>	<b>210.00</b>	<b>310.00</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No. 4.17** y **Figura No. 4.18**, se muestran los resultados obtenidos en el ensayo triaxial drenada para muestras inalteradas condición normalmente consolidada.

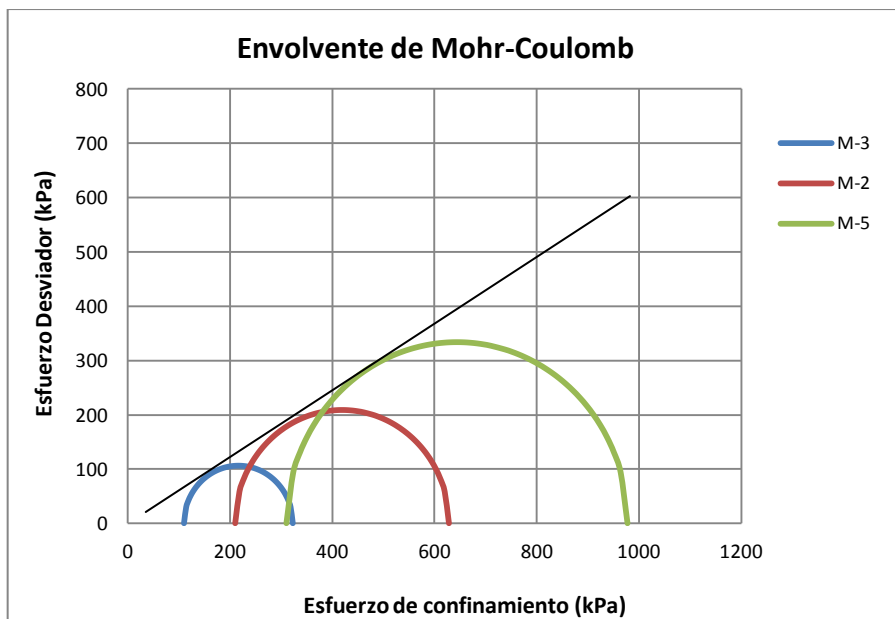
**Figura No. 4.17.** Curvas de esfuerzo Vrs. deformación axial y curvas deformación axila Vrs. deformación volumétrica para el punto de muestreo Padre Arrupe.





FUENTE: Del Autor, con resultado obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de S.A de C.V., 2012.

Figura No. 4.18. Envolvente de Mohr-Coulomb para el punto de muestreo Padre Arrupe.



FUENTE: Del Autor, con resultado obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de S.A de C.V., 2012.

De la envolvente de Mohr-Coulomb presentada en la **Figura No. 4.18**, se obtuvo la Ley de Resistencia al Corte que se presenta en la **Tabla No. 4.21**.

**Tabla No. 4.21.** Ley de resistencia al corte, obtenida del ensayo triaxial drenada, de muestras inalteradas en condición normalmente consolidada.

<b>LEY DE RESISTENCIA AL CORTE</b>	
Angulo fricción interna (%)	<b>31</b>
Cohesión (kPa)	<b>1.3</b>
Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0.01</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultado obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de S.A de C.V., 2012.

#### **4.2.9.2 Triaxial drenada, muestras remoldeadas (con densidad Proctor ASTM D-1557) condición sobreconsolidada.**

En la **Tabla No. 4.22**, se presentan las condiciones iniciales y finales de los ensayos triaxiales drenados, para muestras remoldeadas en condición sobreconsolidada.

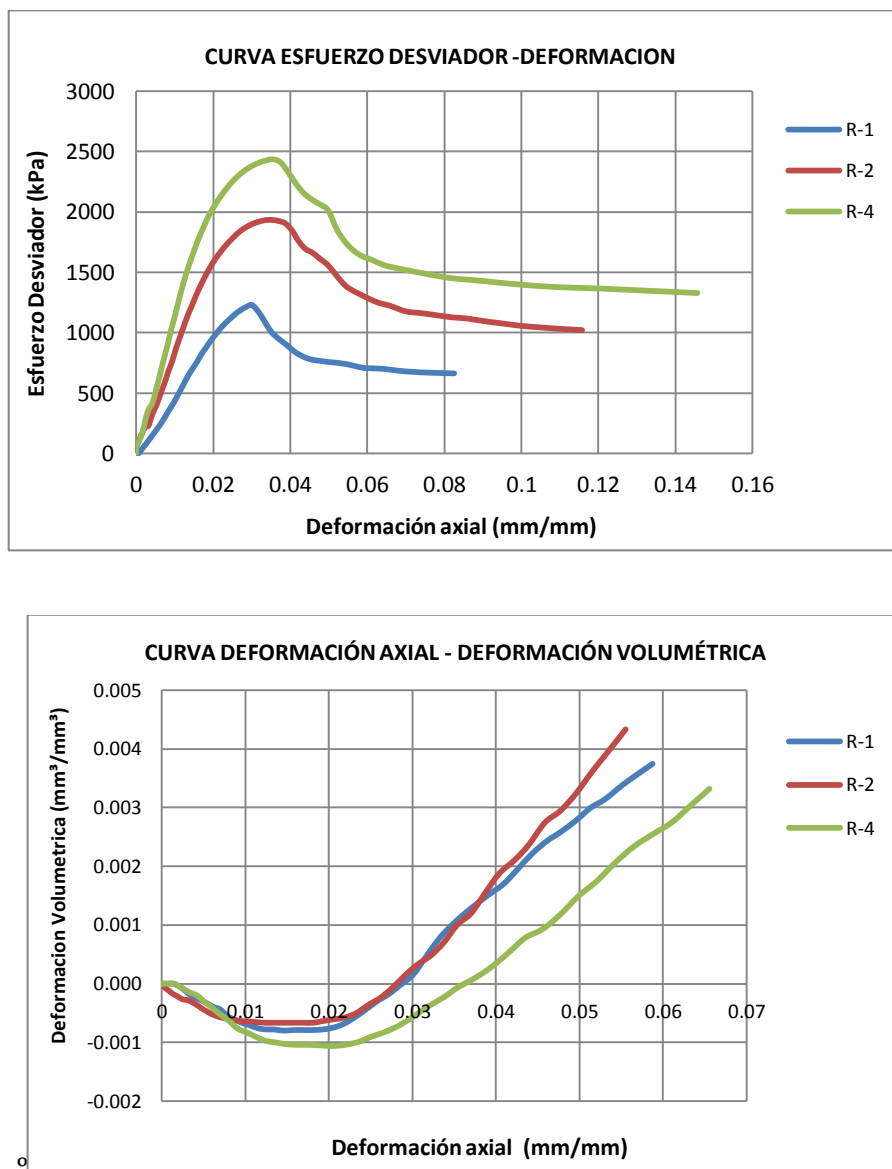
**Tabla No. 4.22.** Condiciones iniciales y finales de ensayos triaxiales drenados para muestras remoldeadas en condición sobreconsolidada.

<b>Ensayo Triaxial</b>		<b>Condición</b>		
		<b>(sobreconsolidada)</b>		
		<b>R-1</b>	<b>R-2</b>	<b>R-4</b>
Contenido de humedad inicial (%)	<b>%W<sub>inicial</sub></b>	18.99	19.2	19.39
Contenido de humedad final (%)	<b>%W<sub>final</sub></b>	26.96	26.9	27.08
Peso Volumétrico seco inicial (g/cm <sup>3</sup> )	<b><math>\gamma_d</math>(inicial)</b>	1.419	1.417	1.41
Peso Volumétrico seco final (g/cm <sup>3</sup> )	<b><math>\gamma_d</math>(final)</b>	1.488	1.482	1.541
Relación de vacios inicial	<b>e<sub>inicial</sub></b>	0.698	0.701	0.709
Relación de vacios final	<b>e<sub>final</sub></b>	0.62	0.626	0.564
Gravedad específica	<b>G<sub>s</sub></b>	2.42	2.42	2.42
<b>Esfuerzo desviador máximo (kPa)</b>	<b><math>\sigma_1 - \sigma_3</math></b>	<b>1223.7</b>	<b>1939.5</b>	<b>2450.8</b>
<b>Esfuerzo de confinamiento (kPa)</b>	<b><math>\sigma_3</math></b>	<b>100.00</b>	<b>200.00</b>	<b>300.00</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultados obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad El Salvador “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”, 2012.

En la **Figura No. 4.19** y **Figura No. 4.20**, se muestran los resultados obtenidos en el ensayo triaxial drenado para muestras remoldeadas, condición sobreconsolidada.

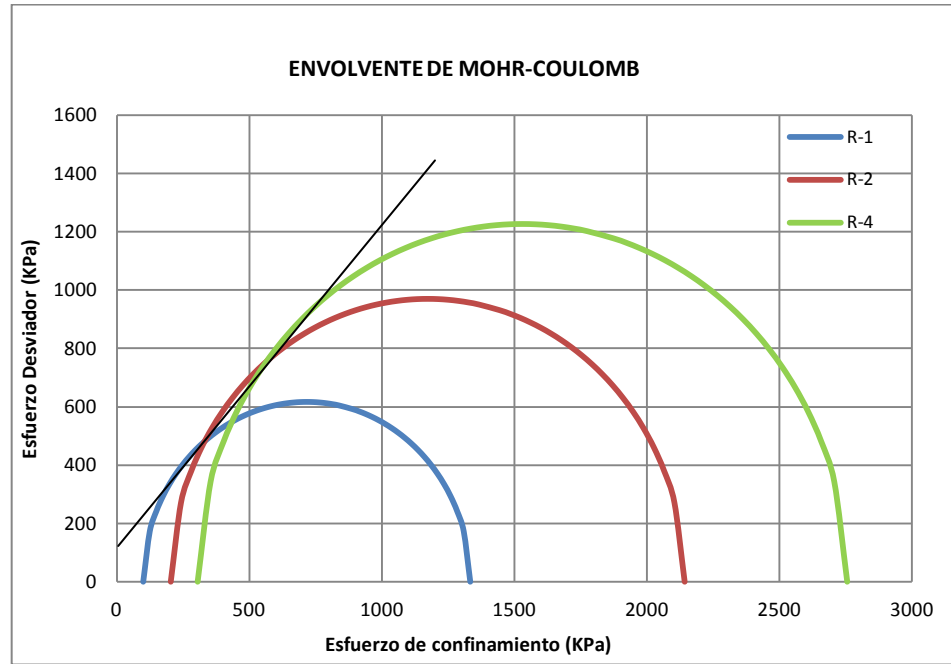
**Figura No 4.19.** Curvas de esfuerzo Vrs. deformación axial y curvas deformación axila Vrs. deformación volumétrica para el punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultado obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de S.A de C.V., 2012.



**Figura No. 4.20.** Envolvente de Mohr-coulomb para el punto de muestreo Padre Arrupe.



**FUENTE:** Del Autor, con resultado obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de S.A de C.V., 2012.

De la envolvente de Mohr-Coulomb presentada en la **Figura No. 4.20**, se obtuvo la Ley de Resistencia al Corte que se presenta en la **Tabla No. 4.23**.

**Tabla No. 4.23.** Ley de resistencia al corte, obtenida del ensayo de triaxial drenada, de muestras alteradas.

<b>LEY DE RESISTENCIA AL CORTE</b>	
Angulo fricción interna (%)	<b>50</b>
Cohesión (kPa)	<b>97.0</b>
Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0.99</b>

**FUENTE:** Del Autor, con resultado obtenidos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de S.A de C.V., 2012.

# CAPITULO V

OBTENCIÓN DE PARÁMETROS Y SIMULACIÓN

## **5.1 INTRODUCCIÓN.**

En el presente capítulo se describe el procedimiento para obtener los parámetros para cada modelo constitutivo en estudio, de los cuales, algunos pueden ser determinados de forma directa partiendo de ensayos de laboratorios y otros por medio de fórmulas o procesos de iteración (con ayuda de programas de computadora).

Además en este capítulo, se da a conocer el procedimiento utilizado para la realización de las simulaciones de cada modelo, así como las comparaciones con los resultados de laboratorio, adicionalmente se presenta un análisis de los resultados. En esta investigación el software utilizado para la realización de las simulaciones en la investigación es PLAXIS, con su aplicación "Soiltest".

## 5.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS.

En éste apartado se detalla la obtención de los parámetros de cada uno de los modelos constitutivos.

### 5.2.1 Obtención de Parámetros para el modelo Mohr-Coulomb.

Los parámetros necesarios para la simulación con el modelo Mohr-Coulomb se muestran en la **Tabla No. 5.1.**

**Tabla No. 5.1.** Parámetros requeridos para el modelo Mohr-Coulomb.

Parámetros	Descripción	Ensayos de laboratorio
<b>C</b>	Cohesión	Corte directo, triaxial no-drenada o triaxial drenada.
$\varphi$	Angulo de fricción interna	Corte directo, triaxial no-drenada o triaxial drenada.
$\psi$	Angulo de dilatancia	Triaxial drenado
<b>E</b>	Módulo de elasticidad	Triaxial no-drenada o triaxial drenada.
$\nu$	Relación de Poisson	Triaxial drenado

FUENTE: Del Autor.

Para su obtención fue necesario la realización de los siguientes ensayos de laboratorio:

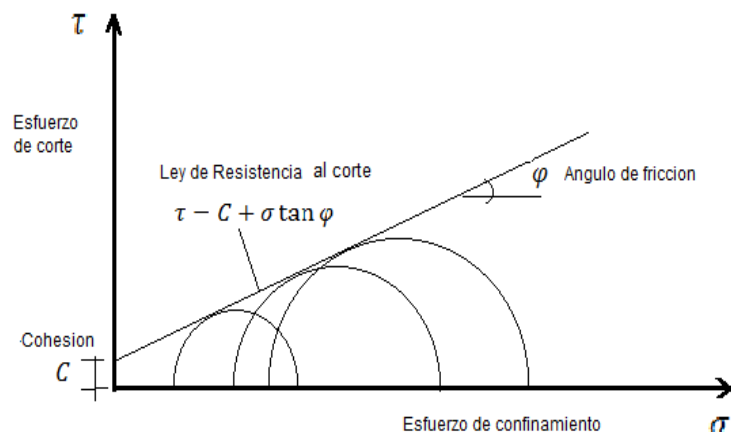
- Ensayos de corte directo
- Ensayos triaxiales drenados.

A continuación se explica la forma de obtención de cada parámetro.

#### 5.2.1.1 Ángulo de fricción interna $\varphi$ .

Es la medida de la resistencia cortante debida a la fricción mecánica directa entre las partículas de suelo, puede obtenerse por medio de ensayos de corte directo, triaxial drenada y triaxial no-drenada; partiendo de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (Ver **Figura No. 5.1**).

**Figura No. 5.1.** Envolvente de falla Mohr-Coulomb, Ley de Resistencia al Corte.



FUENTE: Del Autor.

En la investigación, este parámetro, se obtuvo de ensayos de corte directo (para muestras en estado suelto) y de ensayos triaxiales drenados (para muestras inalteradas y remoldeadas<sup>24</sup>).

Los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales drenados son los mostrados en la **Tabla No. 5.2.**

**Tabla No. 5.2.** Ángulos de fricción interna a utilizar para la simulación del modelo Mohr-Coulomb.

Ensayo	Condición	Tipo de ángulo de fricción	Valor
Triaxial drenada inalterada	Normalmente consolidado	Critico	31 °
Triaxial drenada remoldeada	Sobreconsolidado	Pico	50 °

FUENTE: Del Autor.

<sup>24</sup>Se debe aclarar que las muestras inalteradas se encontraban en condición normalmente consolidada y remoldeadas en condición sobreconsolidada. Ver resultados de ensayos en el capítulo IV de este documento.

### 5.2.1.2 Cohesión C.

Es la medida de las fuerzas que cementan las partículas de suelo y puede ser determinada de la misma manera que el ángulo de fricción interna por ensayos de corte directo, triaxial drenada y triaxial no-drenada. (Ver **Figura No 5.1**).

Utilizando las mismas condiciones del ángulo de fricción interna, se tomaron los siguientes valores de cohesión (Ver **Tabla No. 5.3**).

**Tabla No. 5.3.** Valores de cohesiones a utilizar para la simulación del modelo Mohr-Coulomb.

Ensayo	Condición	Cohesión (kPa)
Triaxial drenada inalterada	Normalmente consolidado	1.3
Triaxial drenada remoldeada	Sobreconsolidado	97.0

FUENTE: Del Autor.

### 5.2.1.3 Módulo de Elasticidad (E).

Representa la pendiente de la parte elástica de la curva esfuerzo-deformación, la cual puede ser obtenida por medio de ensayos de laboratorio, tales como: triaxial drenada, no-drenada y corte directo.

En éste trabajo el módulo de elasticidad se determinó aplicando dos metodologías, la cuales se explican a continuación:

### Metodología No. 1: Definición del límite del tramo elástico.

A partir de una curva esfuerzo-deformación, se identifica el punto de origen y el esfuerzo máximo  $\sigma_{max}$  soportado por el suelo (Ver **Figura No 5.2**), luego este último, se multiplica por 50% para la obtener  $\sigma_{50}$  (Ver ecuación 5.1 y **Figura No 5.2**), donde el valor resultante se proyecta horizontalmente en la ordenada de esfuerzo ( $\sigma$ ) hasta interceptar la curva (Ver **Figura No 5.2**), definiendo de esa manera el límite del *tramo elástico*<sup>25</sup> y tomando en ese punto la deformación ( $\varepsilon_2$ ). Finalmente se determina la pendiente del tramo elástico utilizando la ecuación 5.2. El tramo elástico, corresponderá a la línea que se forma desde el origen hasta el punto correspondiente al 50% del esfuerzo máximo.

$$\sigma_{50} = 0.5\sigma_{max} \quad (5.1)$$

$$E_{50} = \frac{\sigma_{50} - \sigma_{origen}}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (5.2)$$

Dónde:

$\sigma_{50}$  : Representa el 50% del esfuerzo máximo de la curva  $50\% * \sigma_{máx}$ .

$\sigma_{origen}$  : Valor del esfuerzo en el punto de origen,  $\sigma = 0.0$  kPa.

$\varepsilon_2, \varepsilon_1$ : Deformaciones en mm/mm del esfuerzo al 50% del máximo y origen, respectivamente.

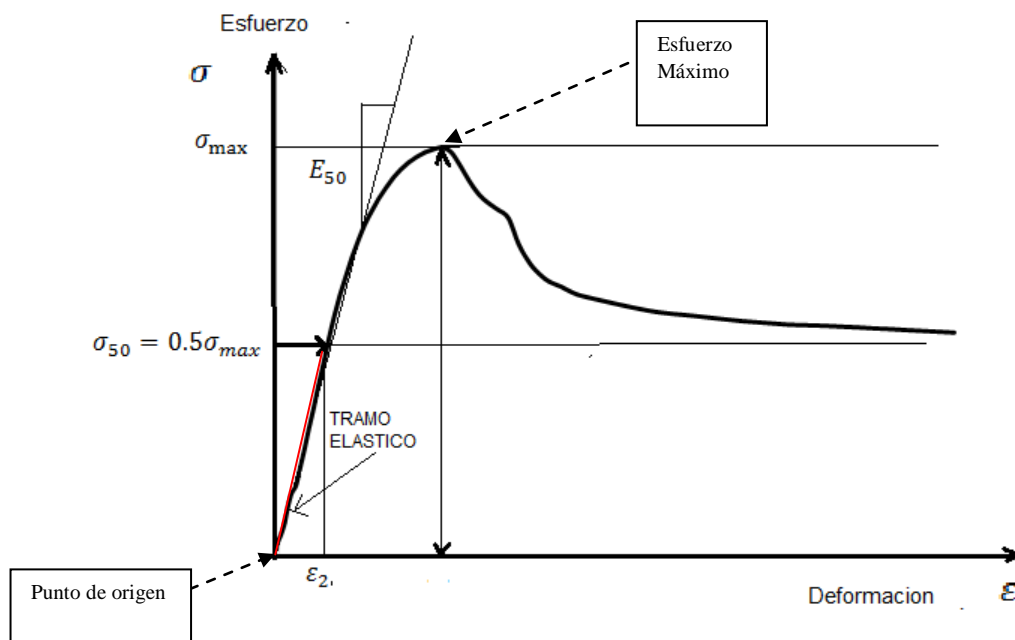
$\sigma_{max}$ : Representa el esfuerzo máximo soportado por el suelo.

$E_{50}$ : Representa el módulo de elasticidad.

---

<sup>25</sup> El **tramo elástico** consta de todos los valores que van desde el origen hasta un valor de esfuerzo del 50% del máximo.

**Figura No. 5.2.** Curva esfuerzo–deformación, definición del módulo de elasticidad.



FUENTE: Del Autor.

Utilizando la metodología anterior, se determinaron los módulos de elasticidad partiendo de los resultados de ensayos triaxiales drenados para muestras inalteradas y alteradas. (Ver **Tabla No. 5.4**).

**Tabla No. 5.4.** Módulos de elasticidad obtenidos por la metodología No. 1.

Ensayo	Triaxial drenada inalterada			Triaxial drenada remodelada		
	M-3	M-2	M-5	R-1	R-2	R-4
Módulo de Elasticidad (kPa.)	<b>7597.7</b>	<b>7319.92</b>	<b>12021.18</b>	<b>48178</b>	<b>81608.47</b>	<b>114128.13</b>

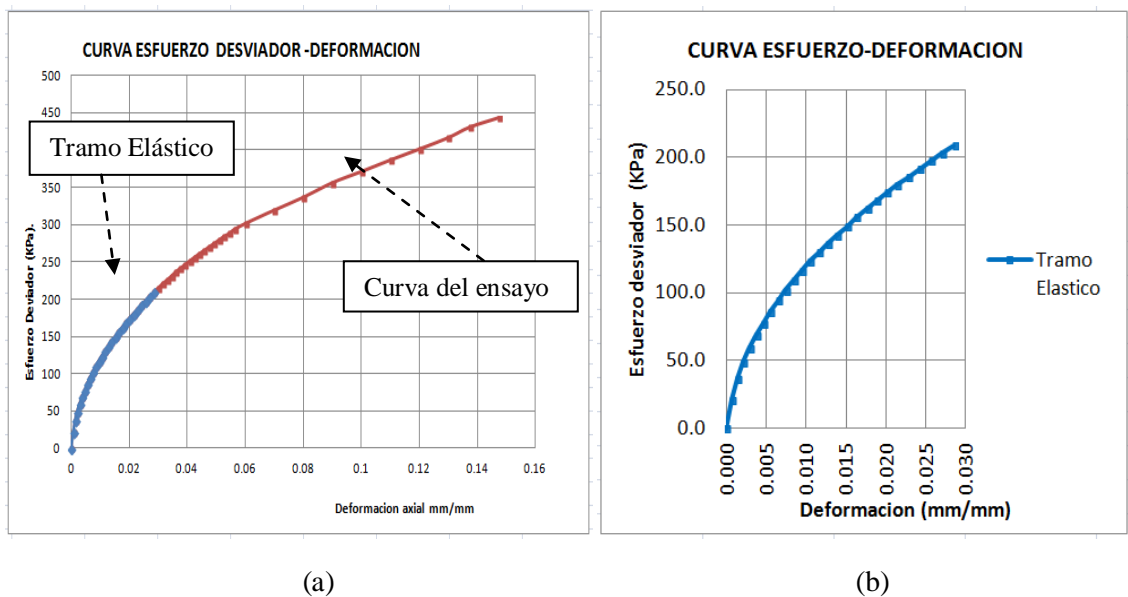
FUENTE: Del Autor.



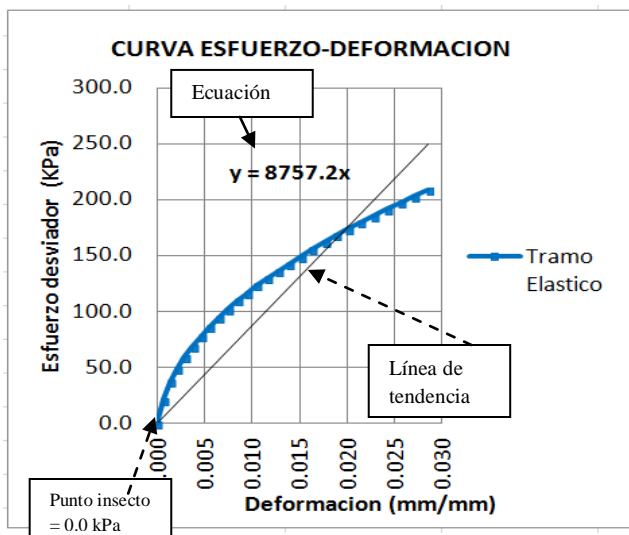
**Metodología No. 2: Utilizando mínimos cuadrados para la obtención de la mejor curva de tendencia.**

Para obtener el módulo de elasticidad por esta metodología, se parte de la curva esfuerzo – deformación, a la que se define su tramo elástico<sup>26</sup> (Ver **Figura No. 5.3.a**), luego tomando únicamente los valores del tramo elástico se grafica por separado esa porción de la curva (Ver **Figura No. 5.3.b**), se dibuja una línea de tendencia y se obtiene su ecuación mediante el método de mínimos cuadrados (Utilizar Excel por ejemplo), ver **Figura No. 5.3.c**. La pendiente de esa ecuación representará el módulo de elasticidad.

**Figura No. 5.3.** Procedimiento para la obtención del módulo de elasticidad, metodología No. 2: a) Definición del tramo elástico, b) Graficar el tramo elástico por separado, c) Dibujar la línea de tendencia y definir su ecuación.



<sup>26</sup> Para definir el tramo elástico puede emplearse el **método No 1**, anteriormente descrito.



(c)

FUENTE: Del Autor.

Utilizando la metodología anterior, se determinaron los módulos de elasticidad partiendo de los resultados de ensayos triaxiales drenados para muestras inalteradas y alteradas. (Ver **Tabla No. 5.5**).

**Tabla No. 5.5.** Módulos de Elasticidad obtenidos por la metodología No. 2

Ensayo	Triaxial drenada inalterada			Triaxial drenada remodelada		
	M-3	M-2	M-5	R-1	R-2	R-4
Modulo de Elasticidad (kPa.)	<b>9094.2</b>	<b>8757.2</b>	<b>13948</b>	<b>48133</b>	<b>78050</b>	<b>110454</b>

FUENTE: Del Autor.

Al observar los resultados obtenidos por ambas metodologías, se nota que estos se aproximan, sin embargo, se debe seleccionar una de las dos metodologías. Por lo que finalmente se decidió utilizar los resultados obtenidos por la metodología No. 2, debida a que esta utiliza un análisis de regresión de mínimos cuadrados, con lo que podría obtenerse resultados más acertados.

#### 5.2.1.4 Angulo de dilatancia $\psi$ .

Es la propiedad que se suele emplear para reflejar la tendencia del suelo a dilatarse o contraerse durante el corte. Para la obtención de este parámetro puede utilizarse la ecuación 5.3, la cual requiere que se haya obtenido el ángulo de fricción interna de un suelo para su aplicación, dicho ángulo como ya ha sido mencionado, puede obtenerse por medio de ensayos de corte directo, triaxial no-drenada y triaxial drenada.

$$\psi = \varphi - 30 \quad (5.3)^{27}$$

Dónde:

$\varphi$ : Representa el ángulo de fricción interna de un suelo.

Los ángulos de dilatancia a utilizar en la investigación, fueron obtenidos a partir de los ángulos de fricción interna de la **Tabla No. 5.1** (Ver ángulos de dilatancia en la **Tabla No. 5.6**).

**Tabla No. 5.6.** Ángulos de dilatancia a utilizar para la simulación del modelo Mohr-Coulomb.

Ensayo	Condición	Angulo de fricción interna (grados)	Angulo de Dilatancia (grados)
Triaxial drenada inalterada	Normalmente consolidado	30.86	0.0 <sup>28</sup>
Triaxial drenada remoldeada	Sobreconsolidado	50.13	20.13

FUENTE: Del Autor.

<sup>27</sup> Ecuación extraída del Manual de PLAXIS, 2012.

<sup>28</sup> Al aplicar la ecuación 5.3 para el cálculo del ángulo de dilatancia en esta fila, se obtuvo un valor de 0.86°, por lo que fue aproximado a cero.

### 5.2.1.5 Módulo de Poisson $\nu$ .

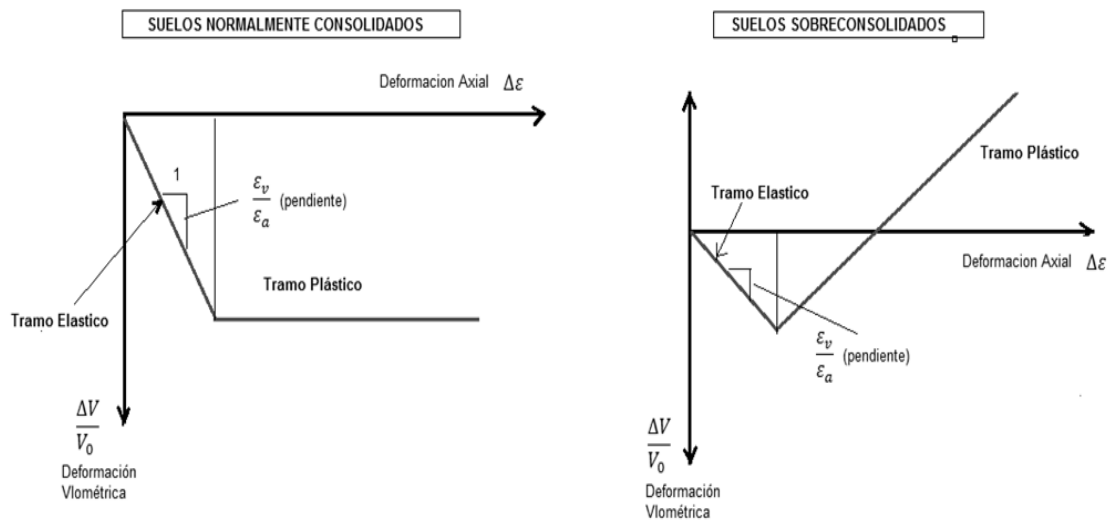
Se define como la razón entre la deformación longitudinal dividida por el acortamiento de una longitud situada en un plano perpendicular a la dirección de la carga aplicada. Para los suelos, este parámetro puede ser determinado a partir de curvas de deformación axial vs. deformación volumétrica, obtenidas de ensayos triaxiales drenados (Ver **Figura No 5.4**), y utilizando la ecuación (5.4).

$$\nu = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right) \quad (5.4)$$

Dónde:

$\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a}$ : Representa la pendiente de la curva deformación axial vs. deformación volumétrica en el tramo elástico.

**Figura No. 5.4.** Idealización de curvas de deformación axial vs. deformación volumétrica de un ensayo triaxial drenada, para suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados.



FUENTE: Del Autor.

En el cálculo de la pendiente se puede utilizar un método similar al de la **Metodología No. 2**, explicada en el apartado 5.2.1.3 para el cálculo del módulo de elasticidad.

En ésta investigación, los módulos de Poisson se determinaron utilizando las curvas deformación axial vrs. deformación volumétrica, obtenidas de ensayos triaxiales drenados para muestras inalteradas y remoldeadas. (Ver resultados en la **Tabla No. 5.7**).

**Tabla No. 5.7.** Módulos de Poisson obtenidos de ensayos triaxiales drenados.

Ensayo	Triaxial drenada inalterada			Triaxial drenada remoldeada		
	M-3	M-2	M-5	R-1	R-2	R-4
Módulo de Poisson	<b>0.2949</b>	<b>0.3675</b>	<b>0.3082</b>	<b>0.4672</b>	<b>0.4569</b>	<b>0.463</b>

FUENTE: Del Autor.

En resumen, los datos que se utilizaron en la simulación con el modelo Mohr-Coulomb, se muestran en la **Tabla No. 5.8**. Cabe aclarar que el software PLAXIS solamente permite valores de módulo de Poisson de 0.4 y 0.3 como máximo para los modelos Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado respectivamente, por lo que se tomaran esos valores, al tenerse resultados mayores.

**Tabla No. 5.8.** Parámetros a utilizar para la simulación en el modelo Mohr-Coulomb.

Condición del ensayo	Angulo de fricción crítico	Cohesión	Módulo de Elasticidad	Angulo de dilatancia	Módulo de Poisson
	$\phi$ (grados)	C (kPa)	E (kPa)	$\psi$ (grados)	$\nu$
Normalmente consolidado	<b>31</b>	<b>1.3</b>	<b>8757</b>	<b>0</b>	<b>0.37</b>
Sobreconsolidado	<b>50</b>	<b>97.0</b>	<b>110454</b>	<b>20.1</b>	<b>0.40</b>

FUENTE: Del Autor

### 5.2.2 Obtención de Parámetros para el modelo Cam Clay modificado.

Según la teoría, el modelo Cam Clay modificado requiere de cinco parámetros para su aplicación en las simulaciones, los cuales se muestran en la **Tabla No. 5.9**. Sin embargo, el programa (PLAXIS) utilizado en esta investigación para las simulaciones con éste modelo, no toma en cuenta dos de éstos parámetros;  $G$  y  $\Gamma$ , sino que utiliza;  $\nu$  y  $e_{inicial}$  (Ver **Tabla No. 5.10**). Razón por lo que se calcularon los parámetros de la **Tabla No. 5.10**.

**Tabla No. 5.9.** Parámetros necesarios para la aplicación del modelo Cam Clay modificado.

Parámetro	Representa
$M$	Pendiente de la línea de estado crítico en un plano $p' - q$
$G$	Módulo transversal de corte
$\lambda$	Índice de compresibilidad; Cam Clay, pendiente de la línea de estado crítico, en el plano $v - \ln p'$ , cuando se realiza la carga
$\kappa$	Índice de recompresion; Cam Clay, pendiente de la línea de estado crítico, en el plano $v - \ln p'$ , cuando se realiza la descarga
$\Gamma$	Valor del volumen específico a un presión (1 KPa), en el plano $v - \ln p'$

FUENTE: Del Autor.

**Tabla No. 5.10.** Parámetros necesarios para la aplicación del modelo Cam Clay modificado para el programa PLAXIS 2012.

Parámetro	Representa
$M$	Pendiente de la línea de estado crítico
$\nu$	Módulo de Poisson
$\lambda$	Índice de compresibilidad; Cam Clay, pendiente de la línea de estado crítico, en el plano $v - \ln p'$ , cuando se realiza la carga
$\kappa$	Índice de recompresion; Cam Clay, pendiente de la línea de estado crítico, en el plano $v - \ln p'$ , cuando se realiza la descarga
$e_{inicial}$	Relación de vacíos inicial del ensayo a simular.

FUENTE: Del Autor.

Para la determinación de estos parámetros se utilizarán los ensayos de laboratorio siguientes:

- ✓ Ensayos de consolidación en ciclos de carga-descarga
- ✓ Ensayos triaxiales drenados para muestras alteradas e inalteradas.

A continuación se explica la forma de obtención de cada parámetro.

### 5.2.2.1 Índice de compresibilidad ( $\lambda$ ) y índice de recompresion ( $\kappa$ ) de Cam Clay.

Los parámetros  $\lambda$  y  $\kappa$  pueden ser determinados empleando las ecuaciones 5.5 y 5.6.

$$\lambda = \frac{C'_c}{2.3} \quad (5.5)$$

$$\kappa = \frac{C'_s}{2.3} \quad (5.6)$$

Dónde:

$C'_c$ : Representa el índice de compresibilidad.

$C'_s$ : Representa el índice de recompresion.

Estos términos pueden obtenerse de la *curva de compresibilidad* de un ensayo de consolidación unidimensional de ciclos carga-descarga (Ver **Figura No. 5.5**), utilizando las ecuaciones 5.7 y 5.8.

$$C'_c = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\ln(\sigma_2/\sigma_1)} \quad (5.7)$$

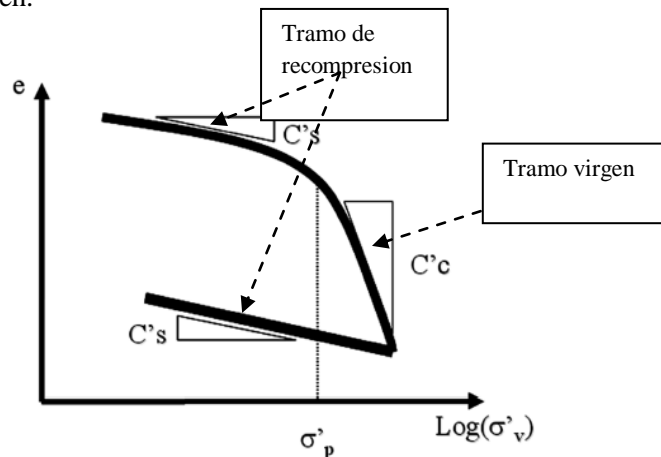
$$C'_s = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\ln(\sigma_2/\sigma_1)} \quad (5.8)$$

Dónde:

$e_1, e_2$ : Representan las relaciones de vacíos en dos puntos de la curva de compresibilidad.

$\sigma_1, \sigma_2$ : Representan las presiones en dos puntos de la curva de compresibilidad.

**Figura No. 5.5.** Curva de consolidación unidimensional ciclo de carga-descarga, tramos de preconsolidación y virgen.



**FUENTE:** Javier Camacho/ Oscar Reyes, Aplicación del modelo Cam Clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá, Universidad Militar Nueva Granada, 2005.

En la investigación, se utilizaron todos los ensayos de consolidación de ciclos de carga-descarga presentados en el capítulo IV, para determinar los índices de compresibilidad  $C_c$  y recompresión  $C_s$ <sup>29</sup>, con los cuales se calcularon los parámetros  $\lambda$  y  $\kappa$ , obteniendo por último el promedio de cada parámetro (Ver **Tabla No 5.11**).

**Tabla No 5.11.** Índices de compresión, recompresion y promedios.

Ensayo No	Ensayo de consolidación		Modelo Cam Clay	
	Índice compresibilidad (m <sup>2</sup> /kN)	Índice de recompresion (m <sup>2</sup> /kN)	Índice compresibilidad (m <sup>2</sup> /kN)	Índice de recompresion (m <sup>2</sup> /kN)
	$C_c$	$C_s$	$\lambda$	$\kappa$
1	0.2644	0.0195	0.115	0.0085
2	0.2757	0.0189	0.1199	0.0082
3	0.2851	0.0226	0.124	0.0098
4	0.2889	0.0172	0.1256	0.0075
<b>PROMEDIO</b>			<b>0.1211</b>	<b>0.0085</b>

**FUENTE:** Del Autor.

<sup>29</sup> Para el cálculo de estos índices se utilizó un rango de presiones entre 80 kPa a 300 kPa, ya que estas son las presiones usuales que proporciona una edificación de tres niveles dentro del AMSS.



### 5.2.2.2 Pendiente de la Línea de estado crítico (M).

Este parámetro fue obtenido utilizando las dos metodologías siguientes:

#### Metodología No. 1.

Consiste en utilizar la ecuación (5.9) para obtener el parámetro **M**.

$$M = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \quad (5.9)$$

Dónde:

$\varphi_c$ : Representa el ángulo de fricción interna en estado crítico del suelo.

Como se puede observar, ésta metodología presenta una manera sencilla y rápida de definir éste parámetro, ya que requiere únicamente obtener el valor  $\varphi_c$ .

Para ésta investigación se utilizaron los ángulos de fricción interna en estado crítico de:  $\varphi_c = 31^\circ$ ; que se obtuvo de un ensayo de corte directo, y el ángulo  $\varphi_c = 31^\circ$ ; de un ensayo triaxial drenado en condición normalmente consolidada (Ver Capítulo IV), para calcular el valor del parámetro **M** utilizando la ecuación 5.9 (Ver Figura No. 5.12)

**Tabla No. 5.12.** Resultado del parámetro **M** para los ensayos de corte directo y triaxial drenada.

Ensayo	Condición	ángulo de fricción	M
Triaxial drenada	inalterada	31°	1.2435
Corte directo	Alterada	31°	1.2435

FUENTE: Del Autor.

Observando los resultados anteriores para el valor  $M$ , se nota que éstos son iguales, debido a que sus ángulos  $\varphi_c$  son iguales.

**Metodología No. 2: Elaboración de la Línea de Estado Crítico a partir de curvas de esfuerzo-deformación.**

Utilizando curvas de esfuerzo-deformación sometidas a distintas presiones de confinamiento, que se obtuvieron de ensayos triaxiales drenados y donde los esfuerzos han alcanzado su estado crítico o de falla (Ver **Figura No. 5.6.a**), se grafican las *trayectorias de esfuerzo* en un plano de esfuerzo promedio ( $p'$ ) vs. esfuerzo desviador ( $q'$ ) (Ver **Figura No. 5.6.b**), empleando las ecuaciones **5.10** y **5.11**:

$$p' = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (5.10)$$

$$q' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (5.11)$$

Donde:

$p'$ : Representa el esfuerzo promedio

$q'$ : Representa el esfuerzo desviador

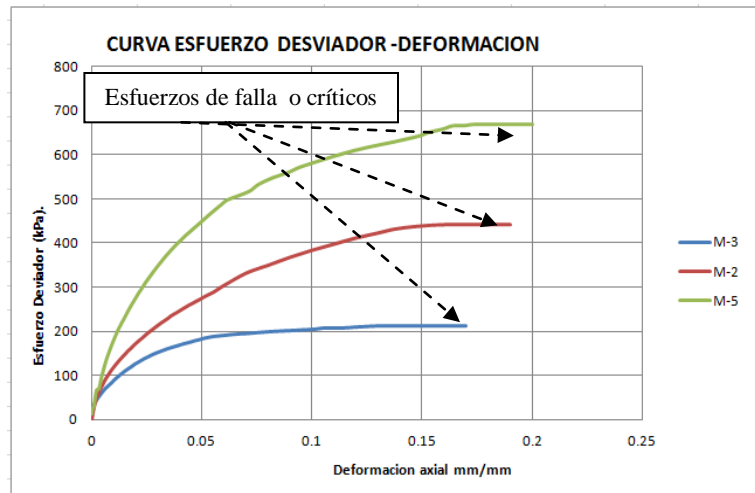
$\sigma_1$ : Representa el esfuerzo principal

$\sigma_3$ : Representa el esfuerzo de confinamiento

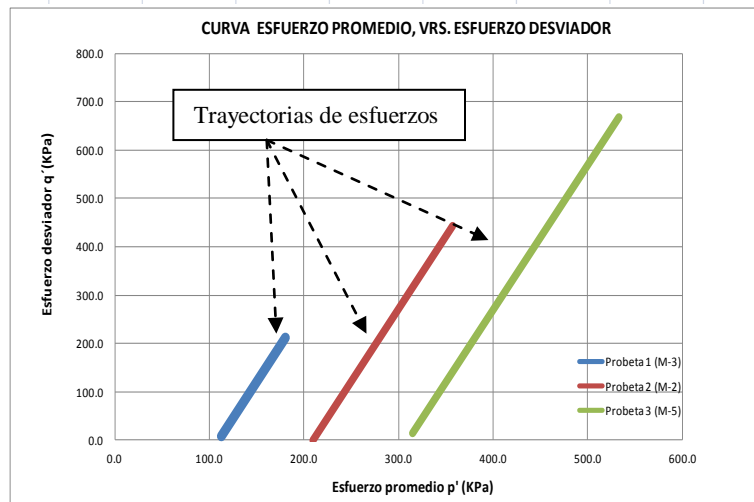
Luego, utilizando los esfuerzos de falla o críticos alcanzados por esas *trayectorias de esfuerzos*, se define la línea de estado crítico (CSL) y se obtiene su ecuación (Ver **Figura No. 5.6.c**). La pendiente de la línea representa el valor del parámetro  $M$ . Es importante mencionar que para curvas esfuerzo-deformación en estado de sobreconsolidación se necesitan grandes deformaciones para alcanzar los esfuerzos críticos o de falla (Ver capítulo II), por lo cual es recomendable elaborar CSL utilizando ensayos en condición normalmente consolidada.

**Figura No. 5.6.** Metodología para elaboración de la Línea de Estado Crítico (CLS)

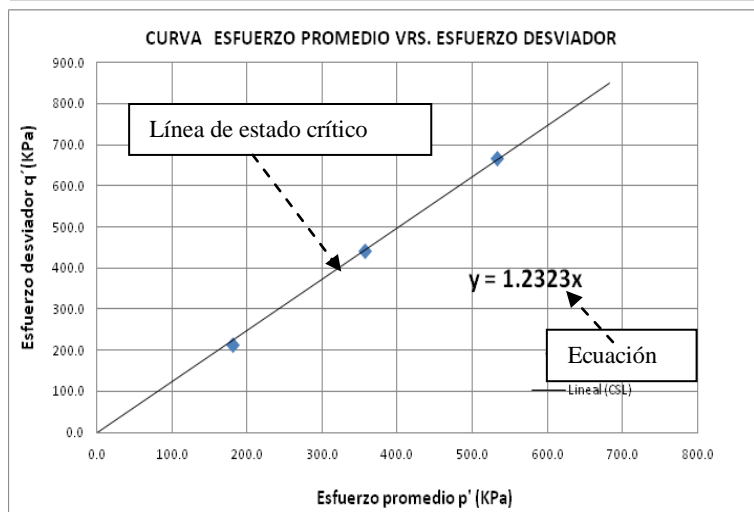
a) Curvas esfuerzo-deformación a distintas presiones de confinamiento



b) Trazado de trayectorias de esfuerzo



c) Definición de línea de estado crítico (CSL) y obtención de la pendiente (M).



FUENTE: Del Autor.

En la investigación se utilizaron los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales drenados (para muestras inalteradas en condición normalmente consolidada) para el cálculo del parámetro  $M$ , resultando un valor de  $M = 1.2323$ .

Como se puede observar, los resultados obtenidos en la metodología No. 1, tanto como por la metodología No. 2, son similares, pero en este caso, para la simulación con éste modelo, se tomó el resultado de  $M$ , obtenido por la metodología No. 2; cuyo valor es  $M = 1.2323$ .

#### 5.2.2.3 Modulo de Poisson ( $\nu$ ).

El procedimiento para obtener este parámetro fue explicado en el apartado 5.2.1.5, presentando los resultados obtenidos de módulos Poisson en la **Tabla No. 5.7**.

#### 5.2.2.4 Relación de vacíos inicial ( $e_{inicial}$ ).

Se tomará como la relación de vacíos en condición inicial de la probeta de ensayo.

En resumen los valores a utilizar para la simulación con el modelo Cam Clay modificado, se muestran en la **Tabla No. 5.13**.

**Tabla No. 5.13.** Parámetros a utilizar para la simulación con modelo Cam Clay modificado.

Condición del ensayo	Índice de compresión	Índice de recompresion	Tangente de CLS	Módulo de Poisson
	$\lambda$	$\kappa$	M (grafico)	$\nu$
Normalmente consolidado	<b>0.12111</b>	<b>0.00851</b>	<b>1.2323</b>	<b>0.29</b>
Sobreconsolidado	<b>0.12111</b>	<b>0.00851</b>	<b>1.2323</b>	<b>0.30</b>

FUENTE: Del Autor

En la **Tabla No 5.13**, no aparece el parámetro  $e_{inicial}$ , debido a que éste no es un valor fijo, sino depende de las características de la muestra de ensayo, con la que se desea comparar la simulación.

### 5.2.3 Obtención de parámetros para el modelo de hipoplasticidad.

Este modelo requiere de ocho parámetros aplicar en la simulación, los cuales se presentan en la **Tabla No. 5.14**.

**Tabla No. 5.14.** Parámetros necesarios para la aplicación del modelo de hipoplasticidad

Parámetros	Representa	Ensayos de laboratorio y estados
$h_s$	Rigidez Granular	Consolidación
$\varphi_c$	Angulo de fricción critico	Corte directo (estado suelto y seco)
$e_{c0}$	Relación de vacios critica a presión cero	Consolidación (seco y lo más suelto posible)
$e_{d0}$	Relación de vacios a máxima densidad	Consolidación (seco y lo más denso posible)
$e_{i0}$	La máxima relación de vacios a presión cero	No es posible obtenerlo mediante ensayos. Solo por aproximación.
$n$	Exponente de rigidez	Consolidación ciclos de carga
$\alpha$	Define el valor pico de muestras sobreconsolidadas	Triaxial drenada (estado denso)
$\beta$	Exponente	Triaxiales y consolidación (estado denso)

FUENTE: Del Autor.

Para la obtención de estos parámetros es necesario la elaboración de los ensayos de laboratorios siguientes:

- Ensayos triaxiales drenados [condición normalmente consolidada y sobreconsolidada]
- Ensayos de consolidación (estados: suelto y denso)

La forma de obtener cada parámetro se explica a continuación.

### 5.2.3.1 Angulo de fricción interna en estado crítico ( $\phi_c$ ).

Puede ser obtenido por medio de los ensayos; triaxial drenada, no-drenada y corte directo, utilizando la Ley de Resistencia al Corte: envolvente Mohr-Coulomb (Ver **Figura No. 5.1**), teniendo cuidado de elaborar dicha envolvente con los esfuerzos críticos o de falla. La pendiente de la envolvente será el ángulo de fricción interna en el estado crítico (Ver capítulo II).

En la investigación se tomó el ángulo de interna en estado crítico de  $\phi_c = 31^\circ$ , obtenido del ensayo triaxial drenada (muestras inalteradas en condición normalmente consolidada).

### 5.2.3.2 Exponente de rigidez ( $n$ ) y Rigidez granular ( $h_s$ ).

Para la determinación de estos parámetros se utilizaron dos metodologías; la primera, con el uso de ecuaciones y la segunda por medio de iteraciones. Cabe aclarar que en ambas metodologías se utilizaron resultados de ensayos de consolidación.

#### Metodología No. 1: Uso de ecuaciones.

Esta metodología consiste en determinar los parámetros  $n$  y  $h_s$  utilizando las ecuaciones **5.12** y **5.13** respectivamente (Ver **Figura No. 5.7**)

$$n = \frac{\ln\left(\frac{e_1 C_{c2}}{e_2 C_{c1}}\right)}{\ln\left(\frac{p_{s2}}{p_{s1}}\right)} \quad (5.12)$$

$$h_s = 3p_s \left(\frac{ne}{C_c}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (5.13)$$

Para utilizar las ecuaciones anteriores, se necesita elaborar la curva de compresibilidad que se muestra en la **Figura No. 5.7**, la cual utiliza presiones promedio ( $p_s$ ), que pueden ser calculadas con los resultados de un ensayo de consolidación, empleando la siguiente ecuación (Ver ecuación **5.14**).

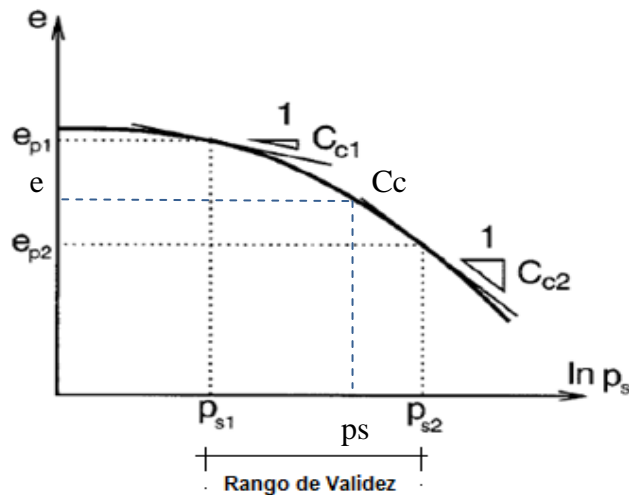
$$p_s = \sigma'_z \frac{(1+2K_0)}{3} \quad (5.14)$$

Dónde:

( $\sigma'_z$ ) : Representa la presión a la que es sometida cada etapa de carga durante el ensayo.

$K_0$  : Término que puede ser calculado utilizando la expresión de Jaky's  $K_0 = 1 - \sin \varphi_c$ .

**Figura No. 5.7.** Determinación de exponentes  $n$  y  $h_s$  para selección de rango de esfuerzo.



**FUENTE:** David Masin, "Hypoplasticity for practical Applications Part 4: Determination of material parameter", Charles University in Prague,

Con el gráfico de la **Figura No. 5.7**, se procede a determinar cada una de las variables de la ecuación (5.12) para obtener así el parámetro **n**, y posteriormente el parámetro **hs**<sup>30</sup>, utilizando la ecuación (5.13). Se debe mencionar que los parámetros **n** y **hs** son solamente aplicables para el *rango de validez*  $p_{s1} \leq p_s \leq p_{s2}$  (Ver **Figura No. 5.7**). Por lo cual antes de obtener los parámetros se deberá asignar este rango.

En la investigación fueron utilizados los ensayos de consolidación en estado denso y seleccionado un *rango de validez* (mínimo/ máximo) entre **100 a 1000 KPa**. En la **Tabla No. 5.15** se muestran las variables utilizadas y los resultados de los parámetros obtenidos.

**Tabla No. 5.15.** Variables utilizadas y resultados de los parámetros **n** y **hs**.

Ensayo	Rango de validez (kPa)		ps1	ps2	e1	e2	Cc1	Cc2	n
	minimo	maximo	(kPa)	(kPa)			m <sup>2</sup> /kN	m <sup>2</sup> /kN	
1	165.09	990.52	165.09	990.52	1.04	0.94	0.03364	0.08525	<b>0.578</b>
2	165.61	993.67	165.61	993.67	1.06	0.95	0.03353	0.08710	<b>0.593</b>
Promedio									<b>0.585</b>

Ensayo	Rango de validez (kPa)		n	p	e	Cc	hs
	minimo	maximo				m <sup>2</sup> /kN	(kPa)
1	165.09	990.52	<b>0.578</b>	330.17	1.01	0.04927	<b>71537.70</b>
2	165.61	993.67	<b>0.593</b>	331.22	1.03	0.05031	<b>66524.71</b>
Promedio			<b>0.585</b>				<b>69031.21</b>

**FUENTE:** Del Autor.

<sup>30</sup> Para la solución de la ecuación (5.13) del parámetro **hs**, se deberá seleccionar una relación de vacíos (**e**) y presión promedio (**ps**) dentro del **rango de validez**. Ver Figura No. 5.7.



**Metodología No. 2: Realización de iteraciones.**

Esta metodología consiste en llevar a cabo iteraciones para obtener el valor de un determinado parámetro, utilizando un software especializado (PLAXIS) para la realización de dichas iteraciones, las cuales posteriormente deben compararse con los resultados de laboratorio.

El procedimiento a seguir en esta metodología se explica en detalle en el **Apartado 5.2.3.4**, de este documento.

**5.2.3.3 Relaciones de vacíos crítica ( $e_{c0}$ ), densa ( $e_{d0}$ ), y máxima al vacío ( $e_{i0}$ ) a presión cero.**

Para obtención de estos parámetros se requiere realizar ensayos de laboratorios para la determinación de las relaciones de vacíos máxima  $e_{max}$  y mínima  $e_{min}$  (Ver ensayos en **capítulo III, apartado 3.3.4.1.3**), las cuales pueden aproximarse con las relaciones de vacío crítica  $e_{c0}$  y densa  $e_{d0}$  respectivamente. En el caso de la relación de vacíos máxima al vacío  $e_{i0}$  (gravedad cero), se dificulta su obtención por medio de un ensayo de laboratorio. Por lo que puede utilizarse la ecuación **5.15** para el cálculo de éste.

$$e_{i0} = 1.15e_{max} \quad (5.15)$$

En la **Tabla No. 5.16**, se muestran los resultados obtenidos para las relaciones de vacíos máxima, mínima y máxima al vacío, para ésta investigación, aplicado esta metodología.

**Tabla No 5.16.** Resultados de relaciones de vacíos máxima, mínima y máxima al vacío.

Ensayo No	1	2	3	4	5	6	7	8	Promedio
Relación de vacíos máxima	1.90	1.93	1.83	1.83	1.95	2.06	1.87	1.84	<b>1.90</b>

Ensayo No	1	2	Promedio
Relación de vacíos mínima	1.10	1.12	<b>1.11</b>

Ensayo No	Factor	valor
Relación de vacíos máxima (al vacío)	1.15	<b>2.186</b>

FUENTE: Del Autor.

#### 5.2.3.4 Proceso de iteración para la obtención de los parámetros $n$ , $h_s$ , $\alpha$ y $\beta$ .

En éste apartado se explica el **procedimiento de iteración** utilizado para la obtención de los parámetros;  $n$ ,  $h_s$ ,  $\alpha$  y  $\beta$  del modelo de hipoplasticidad, el cual consiste en la realización de simulaciones de ensayos triaxiales drenados y consolidación, utilizando el programa PLAXIS, con su aplicación “SoilTest”, los que posteriormente se comparan con los resultados de los ensayos de laboratorio para analizar su comportamiento; el proceso de simulación debe repetirse las veces necesarias hasta obtener la curva más aproximada a la obtenida en el ensayo de laboratorio.

A continuación se explica el procedimiento general utilizado para determinación de los parámetros.

### Procedimiento.

1. En primer lugar se debe contar con los parámetros  $\varphi_c, n, h_s, e_{d0}, e_{c0}, e_{i0}, \alpha$  y  $\beta$ , ver ejemplo

#### Tabla No. 5.17.

**Tabla No. 5.17.** Parámetros de entrada para uso en simulación.

Parametros	Angulo de friccion critico	Pendiente de rigidez	Exponente de rigidez	Relacion de vacios densa	Relacion de vacios critica	Relacion de vacios maxima	Exponente	Parametro de rigidez
	$\varphi_c$ (grados)	n	hs (kPa.)	$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_{i0}$		
Valores	31	0.585	69031.21	1.110	1.900	1.186	0.10	1.00

FUENTE: Del Autor.

2. Se introducen en el software los parámetros, al momento de definir las características del material, igualmente que el valor de la relación de vacios inicial del ensayo que se desea simular.
3. Se especifica el tipo de ensayo y las condiciones iniciales, dentro de estas; el esfuerzo de confinamiento, tiempos, presiones, etc.
4. Se realiza la simulación del ensayo definido.
5. Se extraen los datos de la simulación y se comparan con los resultados de laboratorio.
6. Si los resultados de las simulaciones se encuentran distantes de los resultados de laboratorio, se repite todo el proceso anterior, modificando el valor de algún o algunos parámetros, dando así inicio a un proceso iterativo.

En la investigación se siguió el siguiente proceso de iteración, en el orden descrito a continuación.

**Proceso de iteración utilizado en la investigación en determinación de los parámetros  $n$ ,  $hs$ ,  $\alpha$  y  $\beta$ .**

En primer lugar, se realizó la simulación de ensayos de consolidación y triaxial drenada, utilizando los parámetros de la **Tabla No. 5.17** (Ver proceso de simulación, [apartado 5.4.1](#)), luego se procedió a la comparación de estos resultados con los de laboratorio por medio de curvas esfuerzo-deformación. Se observó que estos se encontraban alejados de los resultados de laboratorio, por lo que se inicio un proceso de iteración. Cabe aclarar que los parámetros modificados durante este proceso fueron:  **$n$ ,  $hs$ ,  $\alpha$  y  $\beta$** , los demás, se dejaron fijos.

**Proceso de iteración.**

Este proceso fue dividido en las tres etapas siguientes:

**Etapas I: Simulación de ensayos de consolidación para determinación previa de los parámetros  $n$  y  $hs$ .**

- Se varió el parámetro  **$n$** , dejando fijos los demás.
- Se procedió a la simulación de ensayos de consolidación<sup>31</sup> y posteriormente a comparar los resultados obtenidos con los de laboratorio por medio de curvas esfuerzo-deformación. Se observó que al modificar este parámetro, no existía mucha variación entre una curva simulación a otra (Ver **Figura No. 5.8**), por lo que se concluyó que este era poco sensible para éste tipo de ensayo.

---

<sup>31</sup> Para realizar las comparaciones con los ensayo de consolidación se deberán de elaborar curvas de esfuerzo-deformación y no curvas de relación de vacíos – presión, como es usual para este ensayo, debido a que el programa PLAXIS, solamente proporciona este tipo de curvas. El procedimiento utilizado para las simulaciones de las iteraciones es el mismo que se explica en el [apartado 5.4.1](#)

- Luego, se modificó el parámetro **hs**, fijando los demás parámetros y se realizaron las simulaciones y comparaciones de los resultados. Se observó que este generaba variaciones entre una curva de simulación a otra (Ver **Figura No. 5.8**).
- Posteriormente se modificaron y fijaron los parámetros **n** y **hs**, alternadamente. Se encontró que valores de **n** entre el rango de 0.75 a 0.9 y de **hs** entre 5000 a 6000 kPa, se acercaban a la curva de laboratorio.
- Se tomaron los parámetros **n** = 0.78 y **hs** = 5500 kPa, para continuar con la **Etapa II**.

**Etapa II: Simulación de ensayos triaxiales drenados para determinación de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ .**

- Fijando los parámetros  **$\beta$** , **n** y **hs**, tomados en la **Etapa I**, se procedió a modificar el parámetro  **$\alpha$** .
- Se realizó las simulaciones del ensayo triaxial drenado, las que fueron comparadas con los resultados de laboratorio, por medio de curvas esfuerzo-deformación. La modificación de este parámetro se realizó hasta encontrar curvas parecidas a las de laboratorio.
- Se continuó modificando el parámetro  **$\beta$** , fijando los demás parámetros y se procedió a la realización de las simulaciones y comparación de los resultados de laboratorio.
- Por último, se modificaron los parámetros  **$\alpha$**  y  **$\beta$**  alternadamente y se compararon las curvas de simulación con las de laboratorio. Resultando los parámetros  **$\alpha$**  = 0.005 y  **$\beta$**  = 2.35, los que generaban curvas que más se acercaban a las curvas producto del ensayo de laboratorio.

**Etapa III: Simulación de ensayos de consolidación para corroborar la aproximación de los parámetros  $n$  y  $h_s$ .**

- Tomando los valores obtenidos de  $\alpha$  y  $\beta$  determinados en la **Etapa II**, se procedió a corroborar los parámetros  $n$  y  $h_s$  obtenidos en la **Etapa I**, al comparar los resultados de las simulaciones con los resultados de laboratorio, se observó que las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en la **Etapa I** con valores de  $n = 0.78$  y  $h_s = 5500$  kPa habían cambiado, por lo que se procedió a modificar alternadamente los parámetros  $n$  y  $h_s$ , hasta observar que las curvas simuladas fueran similares a las de laboratorio.
- Finalmente los parámetros obtenidos fueron:  $n = 0.85$ ,  $h_s = 5570$  kPa,  $\alpha = 0.005$  y  $\beta = 2.35$ . (Ver Tabla. No. 5.19)

En la **Tabla No. 5.18** y en la **Figura No. 5.8**, se muestran los resultados de algunas iteraciones comparadas con los ensayos de laboratorio.

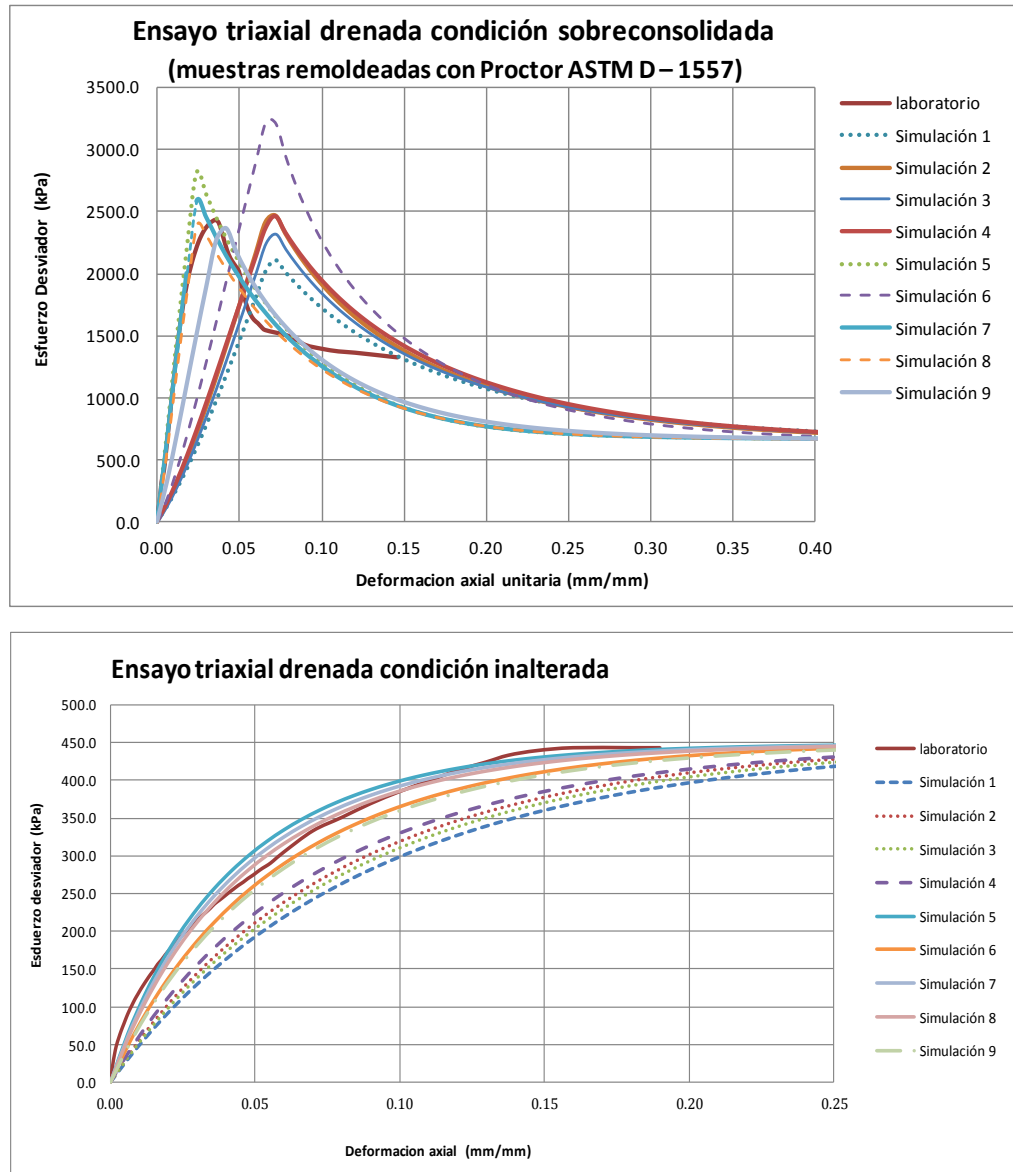
**Tabla No. 5.18.** Valores de Parámetros utilizados en iteraciones, 9 de 13 simulaciones.

Simulación 1		Simulación 2		Simulación 3		Simulación 4		Simulación 5	
Parámetros	Valores	Parámetros	Valores	Parámetros	Valores	Parámetros	Valores	Parámetros	Valores
$h_s =$	<b>5000 kPa</b>	$h_s =$	<b>6000 kPa</b>	$h_s =$	<b>5570 kPa</b>	$h_s =$	<b>6000 kPa</b>	$h_s =$	<b>6500 kPa</b>
$n =$	<b>0.78</b>	$n =$	<b>0.78</b>	$n =$	<b>0.78</b>	$n =$	<b>0.9</b>	$n =$	<b>0.85</b>
$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>
$b =$	<b>1.35</b>	$b =$	<b>1.32</b>	$b =$	<b>1.32</b>	$b =$	<b>1.32</b>	$b =$	<b>2.50</b>

Simulación 6		Simulación 7		Simulación 8		Simulación 9	
Parámetros	Valores	Parámetros	Valores	Parámetros	Valores	Parámetros	Valores
$h_s =$	<b>8000 kPa</b>	$h_s =$	<b>6000 kPa</b>	$h_s =$	<b>5570 kPa</b>	$h_s =$	<b>5570 kPa</b>
$n =$	<b>0.9</b>	$n =$	<b>0.85</b>	$n =$	<b>0.85</b>	$n =$	<b>0.85</b>
$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>	$a =$	<b>0.005</b>
$b =$	<b>1.32</b>	$b =$	<b>2.50</b>	$b =$	<b>2.50</b>	$b =$	<b>2.00</b>

FUENTE: Del Autor.

**Figura No. 5.8.** Curvas de simulaciones de iteraciones comparadas con resultados de ensayos reales.



FUENTE: Del Autor.

En la **Figura No. 5.9**, se observa que los parámetros de **Simulación No. 8** presentados en la **Tabla No. 5.19**, son los que generaron una curva más aproximada a los ensayos de laboratorio, partiendo de esos parámetros se continuó con la realización de mas iteraciones hasta obtener los

valores de la **Simulación No. 13** (Ver **Tabla No. 5.20**), siendo los parámetros que más se acercaban a las curvas para todos los ensayos.

**Tabla No. 5.19.** Parámetros finales de iteración.

Simulación 13	
Parámetros	Valores
hs =	<b>5570 kPa</b>
n =	<b>0.85</b>
$\alpha$ =	<b>0.005</b>
$\beta$ =	<b>2.35</b>

FUENTE: Del Autor.

Debe mencionarse que las últimas versiones del programa PLAXIS poseen una opción de parametrización automática (determinación del parámetro más óptimo a partir de resultados de laboratorio), pero durante investigación, no se tuvo acceso a ella. Por lo que no pudo obtenerse los parámetros n, hs,  $\beta$  y  $\kappa$  aplicando dicho método.

Finalmente se tomaron los valores de los parámetros de n, hs,  $\alpha$  y  $\beta$  obtenidos por iteración, mostrados en la **Tabla No. 5.19**, los parámetros  $e_{d0}$ ,  $e_{c0}$  y  $e_{i0}$  de la **Tabla No. 5.16** y el valor de  $\varphi_c$  del ensayo de triaxial drenada de muestras inalteradas de la **Tabla No. 5.1**.

En resumen, los valores que se utilizarán para la simulación en el modelo de hipoplasticidad, se muestran en la **Tabla No. 5.20**.

**Tabla No. 5.20.** Parámetros a utilizar para las simulaciones con el modelo de hipoplasticidad.

Parámetros	Angulo de fricción crítico	pendiente de rigidez	Exponente de rigidez	Relación de vacios densa	Relación de vacios crítica	Relación de vacios máxima	Exponente	Parámetro de rigidez
	$\varphi_c$ (grados)	n	hs (kPa.)	ed0	ec0	ei0	$\alpha$	$\beta$
Valores	31	0.85	5570	1.110	1.900	1.186	0.005	2.35

FUENTE: Del Autor.



## **5.3 PROGRAMA PLAXIS.**

### **5.3.1 Introducción**

PLAXIS es un programa de elementos finitos bidimensionales, diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos en proyectos de ingeniería.

El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

El programa está constituido por cuatro subprogramas, los cuales son: Input (Entrada), Calculations (Cálculos), Output (Resultados) y Curves (Curvas).

### **5.3.2 Información general.**

El programa PLAXIS, está formado por 4 fases o etapas, la primera de ellas, es la de “Introducción de datos (INPUT)”, en esta fase del programa se definen básicamente las características de contorno, materiales y condiciones de cargas que componen el modelo en estudio.

En la fase de cálculos (Calculations), se precisa las etapas de aplicación del modelo, en ella el usuario define el tipo de análisis apropiado al proyecto.

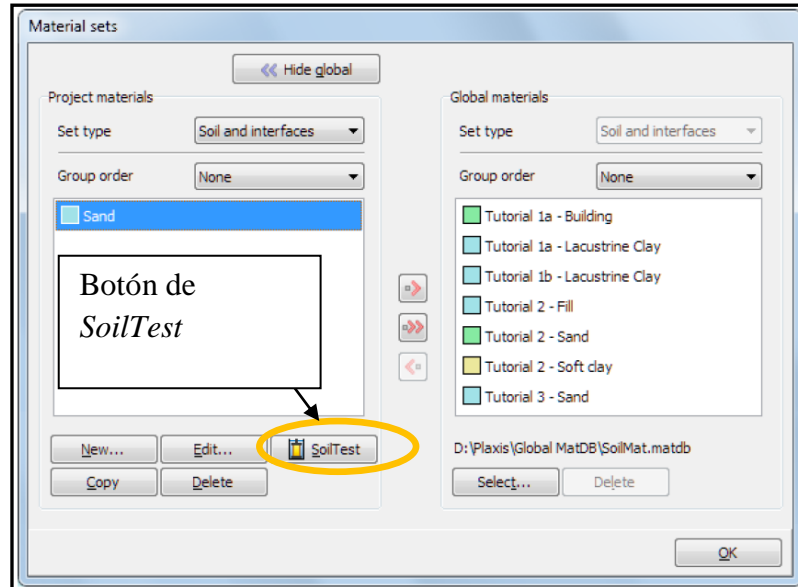
En fase de Salida (Outputs), muestra los resultados de los cálculos mediante elementos finitos, como las deformaciones y esfuerzos.

Adicionalmente, el programa cuenta con una opción de curvas (curves), en donde se presentan diagramas de esfuerzo-deformación, los que son de gran utilidad para el análisis de los proyectos de geotecnia.

### 5.3.3 Simulación de ensayos de laboratorio, opción “SoilTest”.

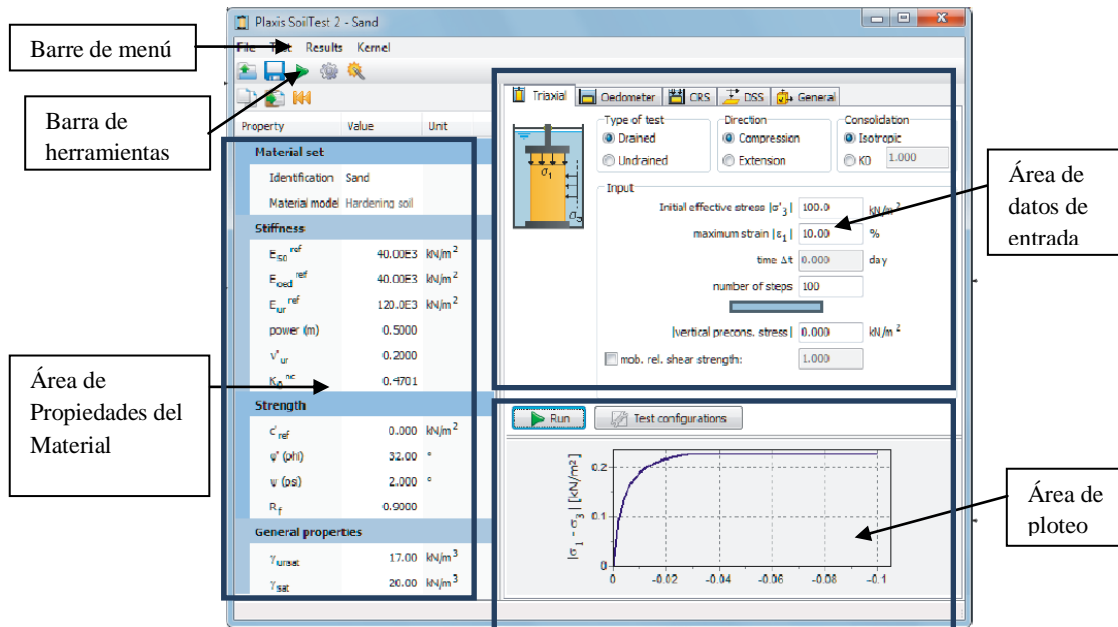
Versiones nuevas de este programa cuentan con una opción denominada “SoilTest”, la cual permite la simulación de ensayos básicos de laboratorio de manera rápida. Esta opción puede utilizarse para simular pruebas de laboratorios aplicando diferentes modelos, introduciendo sus parámetros. La opción “SoilTest” se encuentra disponible en la ventana de *Material sets* (Ver **Figura No. 5.9**). Cuando ésta opción es seleccionada se abre la ventana de la **Figura No.5.10**, la cual contiene una barra menú, de herramientas, un área de propiedades del material, de datos de entrada y de ploteo. En esta opción se pueden simular cinco tipos de ensayos los cuales son: ensayos triaxiales, consolidación, corte directo, compresión y generales.

**Figura No. 5.9.** Ventana de *Material sets* mostrando un proyecto y una base de datos.



FUENTE: Manual de Referencia de PLAXIS, 2012.

**Figura No. 5.10.** Ventana de *SoilTest* mostrando un ensayo de triaxial drenada.



FUENTE: Manual de Referencia de PLAXIS, 2012.

## 5.4 PROCEDIMIENTO DE SIMULACIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y RESULTADOS DE SIMULACIÓN.

### Introducción.

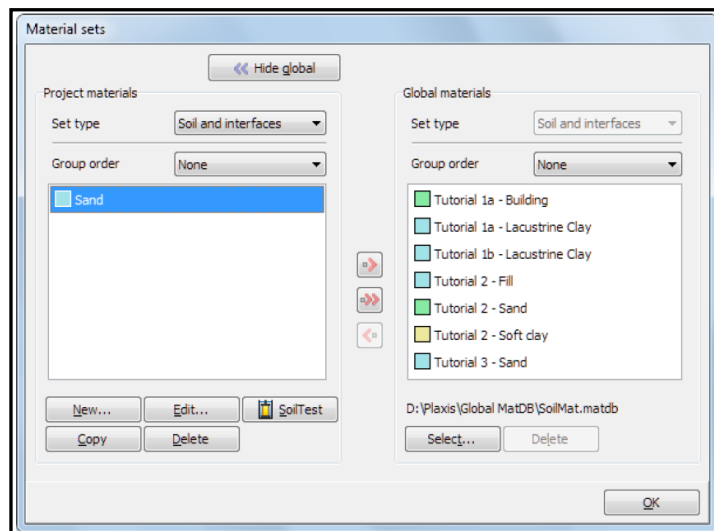
En éste apartado se explica el procedimiento general utilizado para la realización de las simulaciones de los ensayos de laboratorio para cada modelo, asimismo se presentan los resultados obtenidos de ellas, que luego son comparados con los resultados de laboratorio mediante gráficos.

### 5.4.1 Procedimiento de simulación de ensayos de laboratorio.

A continuación se describe el procedimiento empleado para la simulación de los ensayos de laboratorio.

1. Seleccionar la opción *Material sets*, para desplegar la ventana mostrada en la **Figura No. 5.11.** para establecer las características del material.
2. De la ventana desplegada en **Figura No. 5.11** seleccione la opción *new* para crear un nuevo material. Se desplegará el cuadro de la **Figura No. 5.12.**
3. De la **Figura No. 5.12**, en la pestaña *General* dar clic sobre la casilla al lado de la opción *Material model*, y en esta seleccione el modelo que se desee utilizar para la simulación, además especifique el nombre del material.
4. En la **Figura No. 5.12**, seleccione la pestaña *Parameters*, se desplegará la ventana de la **Figura No. 5.13** donde aparecerán los parámetros del modelo seleccionado, introduzca los valores de los parámetros del modelo y seleccione el botón *OK* con el que se regresará a la ventana de la **Figura No. 5.11.**

**Figura No. 5.11.** Ventana de *Material sets* mostrando la opción de propiedades de los materiales.



FUENTE: Manual de Referencia de PLAXIS, 2012.

**Figura No. 5.12.** Pestaña *General*, Ventana *Soil*.

Soil - Mohr-Coulomb - <NoName>

General Parameters Flow parameters Interfaces Initial

Property	Unit	Value
<b>Material set</b>		
Identification		<NoName>
Material model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 195, 229, 249
Comments		
<b>General properties</b>		
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	0.000
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	0.000
<b>Advanced</b>		

Next OK Cancel

FUENTE: Manual de Referencia de PLAXIS, 2012.

**Figura No. 5.13.** Pestaña *Parameters*.

Soil - Mohr-Coulomb - <NoName>

General Parameters Flow parameters Interfaces Initial

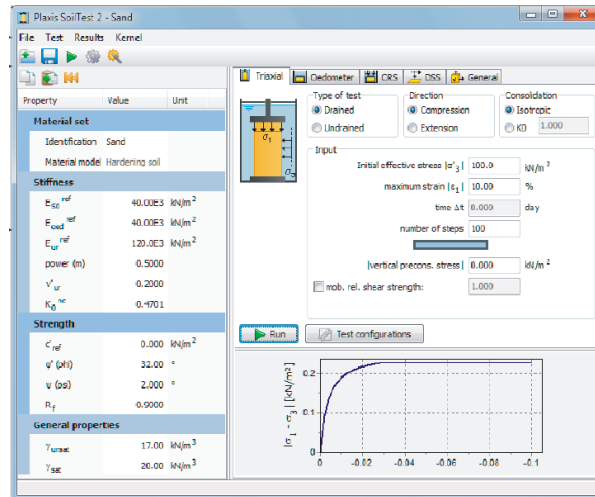
Property	Unit	Value
<b>Stiffness</b>		
$E'$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
$\nu'$ ( $\nu_u$ )		0.000
<b>Alternatives</b>		
$G$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
<b>Strength</b>		
$c'_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	0.000
$\phi'$ ( $\phi_h$ )	°	0.000
$\psi$ ( $\psi_s$ )	°	0.000
<b>Velocities</b>		
$V_s$	m/s	0.000
$V_p$	m/s	0.000
<b>Advanced</b>		

Next OK Cancel

FUENTE: Manual de Referencia de PLAXIS, 2012.

- En la ventana de la **Figura No. 5.11** seleccione la opción *SoilTest*, para abrir la ventana de la **Figura No. 5.14**.

**Figura No. 5.14.** Ventana de *SoilTest*, mostrando un ensayo triaxial drenado.



FUENTE: Manual de Referencia de PLAXIS, 2012.

- Seleccione el tipo de ensayo e introduzca los datos de entrada para la modelación; presiones, tiempos, presión de confinamiento, etc. Luego seleccione el botón *Run* para realizar la simulación.
- Realizada la simulación, extraer los resultados y posteriormente compararlos con los resultados de laboratorio.
- Realice el mismo procedimiento para la simulación de cada ensayo.

## 5.4.2 Resultados de simulación

### 5.4.2.1 Ensayos de laboratorio utilizados en las simulaciones.

En éste apartado se presentan las condiciones iniciales y finales de los ensayos de laboratorio a utilizar para la comparación con las simulaciones, además de sus curvas.

#### 5.4.2.1.1 Ensayos triaxiales drenados.

En la **Tabla No. 5.21** y la **Figura No. 5.15**, se muestran las condiciones iniciales y finales de los ensayos triaxiales drenados para muestras en condiciones normalmente consolidadas (muestras inalteradas) y sobreconsolidadas (muestras remoldeadas con Proctor ASTM D - 1557).

**Tabla No 5.21.** Condiciones iniciales y finales de ensayos triaxiales drenados.

Ensayo Triaxial		Condición	
		Normalmente consolidada	Sobreconsolidado
		M-2	R-4
Contenido de humedad inicial (%)	$\%W_{inicial}$	16.72	19.39
Contenido de humedad final (%)	$\%W_{final}$	41.89	27.08
Peso Volumétrico seco inicial ( $g/cm^3$ )	$\gamma_{d(inicial)}$	1.016	1.410
Deformación total (mm/mm)	$\epsilon_T$	0.147	0.148
Peso Volumétrico seco final ( $g/cm^3$ )	$\gamma_{d(final)}$	1.134	1.541
Relación de vacíos inicial	$e_{inicial}$	1.372	0.709
Relación de vacíos final	$e_{final}$	1.125	0.564
Esfuerzo de confinamiento (kPa)	$\sigma_3$	210.00	300.00

FUENTE: Del Autor.

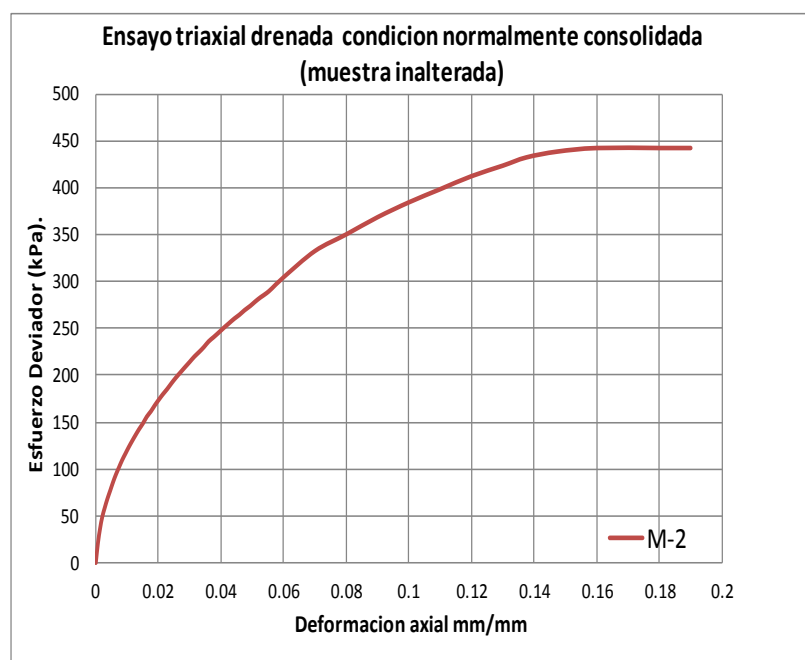
#### 5.4.2.1.2 Ensayos de Consolidación.

Para utilizar los resultados de los ensayos de consolidación, se necesita elaborar curvas de esfuerzo-deformación, y no curvas relación de vacíos vrs. presión, debido a que el programa, únicamente proporciona curvas de este tipo. A continuación se presentan los resultados.

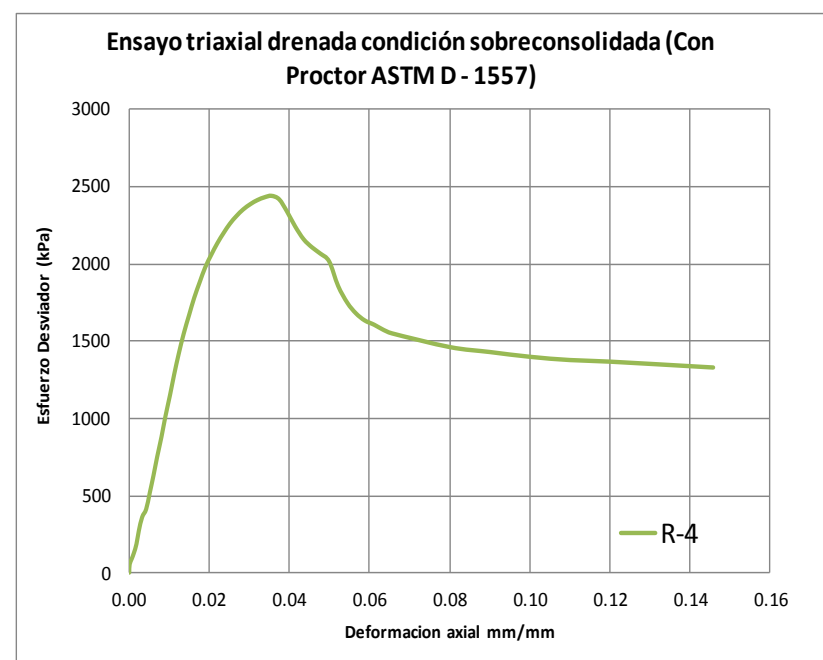
#### Ensayos de consolidación de carga (estados: denso y suelto).

En la **Tabla No. 5.22** y la **Figura No. 5.16**, se muestran las condiciones iniciales y finales de los ensayos de consolidación de carga, estados denso y suelto, que se utilizarán para la comparación con los resultados de las simulaciones, asimismo se muestran sus curvas esfuerzo-deformación.

**Figura No. 5.15.** Curvas de esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales drenados, utilizadas para la comparación con las simulaciones: a) Condición normalmente consolidada (muestra inalterada), b) Condición sobreconsolidada (muestra remodelada con densidad Proctor ASTM D – 1557).



(a)



(b)

FUENTE: Del Autor.

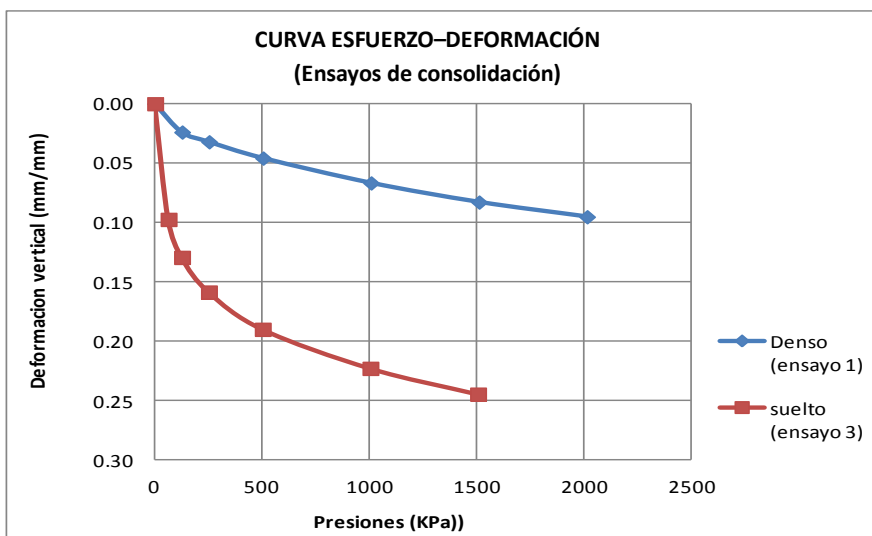


**Tabla No. 5.22.** Condiciones iniciales y finales de ensayos de consolidación de carga, estado denso y suelto.

Ensayo No.		Denso	Suelto
		Ensayo 1	Ensayo 3
Asentamiento Total (mm)	$\Delta H$	1.890	4.8375
Peso volumétrico seco inicial (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{inicial})$	1.14	0.84
Peso volumétrico seco final (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{final})$	1.26	1.12
Relación de vacios inicial	$e_{\text{inicial}}$	1.1231	1.865
Relación de vacios final	$e_{\text{final}}$	0.9212	1.165

FUENTE: Del Autor.

**Figura No. 5.16.** Curvas esfuerzo-deformación ensayos de consolidación de carga estados suelto y denso.



FUENTE: Del Autor.

**Ensayo de consolidación, ciclo de carga-descarga y recarga-descarga (estado suelto).**

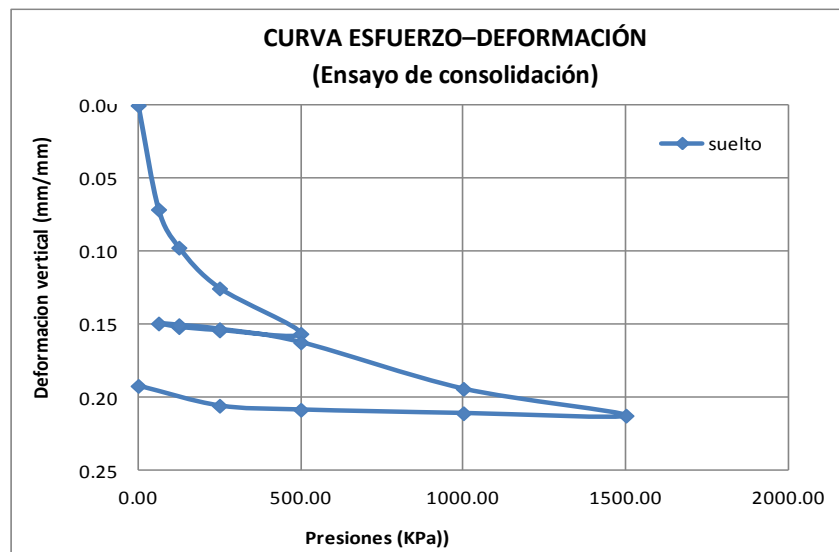
En la **Tabla No. 5.23** y la **Figura No. 5.17**, se muestran las condiciones iniciales y finales del ensayo de consolidación, ciclo de carga-descarga y recarga-descarga en el estado suelto, a utilizar para la comparación con los resultados de las simulaciones, asimismo se muestra la curva esfuerzo-deformación.

**Tabla No. 5.23.** Condiciones iniciales y finales de ensayo de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga-descarga en estado suelto.

Ensayo No		Suelto
		Ensayo 2
Asentamiento Total (mm)	$\Delta H$	4.225
Peso volumétrico seco inicial (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{inicial})$	0.82
Peso volumétrico seco final (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d(\text{final})$	1.04
Relación de vacíos inicial	$e_{\text{inicial}}$	1.9278
Relación de vacíos final	$e_{\text{final}}$	1.3658

FUENTE: Del Autor.

**Figura No. 5.17.** Curva esfuerzo-deformación para el ensayo de consolidación en ciclos de carga-descarga y recarga-descarga en estado suelto.



FUENTE: Del Autor.

#### 5.4.2.2 Resultados de simulaciones y análisis de resultados.

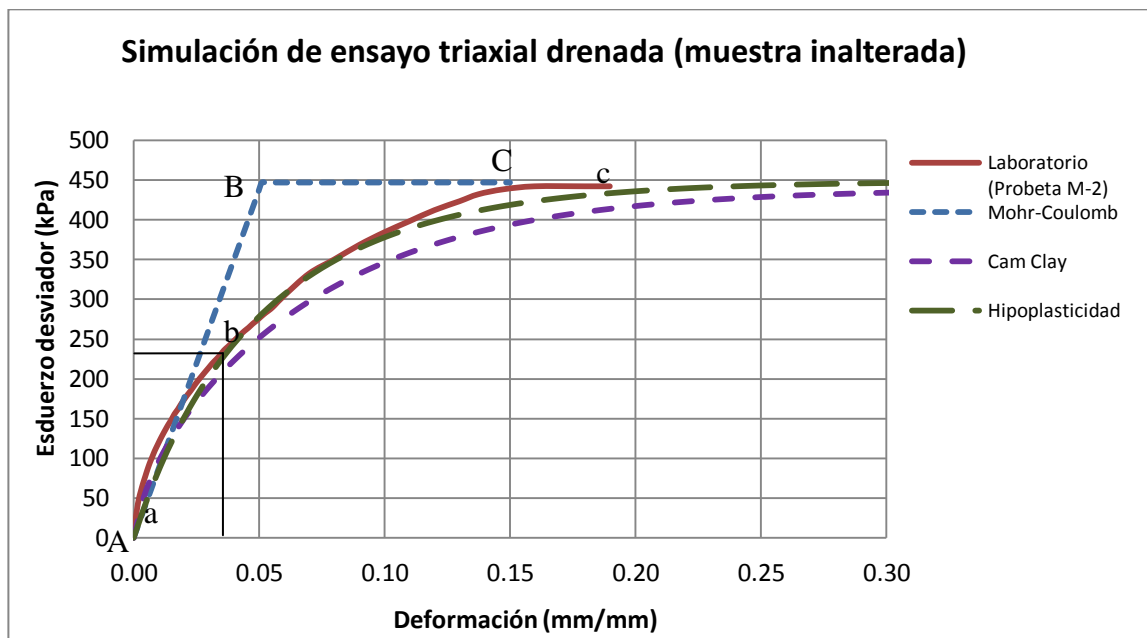
En las **Tabla No. 5.8**, **Tabla No. 5.13** y **Tabla No. 5.20**, se presentaron los parámetros determinados para la realización de las simulaciones con los modelos Mohr-Coulomb, Cam Clay modificado e hipoplasticidad, respectivamente. Utilizando dichos parámetros se realizaron las simulaciones, de las cuales sus resultados se presentan a continuación

#### 5.4.2.2.1 Ensayos triaxiales drenados (condiciones: normalmente consolidada y sobre-consolidada).

##### Ensayo triaxial drenada condición normalmente consolidada (muestra inalterada).

En la **Figura No. 5.18**, se presentan los resultados de las simulaciones para los tres modelos en comparación con el resultado de laboratorio del ensayo triaxial drenada condición normalmente consolidada (muestras inalteradas).

**Figura No. 5.18.** Resultados de las simulaciones, ensayo triaxial drenada en condición normalmente consolidada.



FUENTE: Del Autor.

##### *Análisis de resultados.*

En la **Figura No. 5.18**, se muestra que la curva esfuerzo-deformación obtenida de la simulación con el modelo Mohr-Coulomb para la condición normalmente consolidada, describe una forma

*elastoplástica perfecta*, como se esperaba, alcanzando el esfuerzo máximo a una deformación del 36% de la obtenida en laboratorio (Ver **Tabla No 5.24**). Para este modelo, dicho esfuerzo, define el límite del tramo elástico, lo que muestra un rango elástico mayor si se compara con el obtenido en laboratorio, el cual es más reducido y alejado del comportamiento real del suelo (Rango elástico; tramo de **AB** para Modelo Mohr-Coulomb y tramo **ab** para el resultado de laboratorio). Con respecto a la curva de simulación del modelo Cam Clay modificado, se observa una forma *elastoplástica progresiva* parecida a la de laboratorio, la cual alcanza el esfuerzo máximo a una deformación mayor y además presenta esfuerzos un poco por debajo de los reales (Ver **Tabla No. 5.24**).

Para el modelo de hipoplasticidad se observa que la curva de simulación, presenta una forma *elastoplástica progresiva*, muy similar a la de laboratorio, alcanzando el esfuerzo máximo a una deformación del 167% con respecto a la de laboratorio.

Para el módulo de elasticidad; el valor obtenido de la simulación con el modelo Mohr-Coulomb comparado al de laboratorio, es el mismo (Ver **Tabla No. 2.24**), lo que proporciona la misma rigidez a ambas curvas, dentro de su rango elástico, en el caso del modelo de Cam Clay modificado, éste se ve reducido, disminuyendo la rigidez, al igual que para el modelo de hipoplasticidad.

Estas diferencias en las deformaciones de los esfuerzos máximos y módulos de elasticidad, pueden deberse a las diferentes formulaciones teóricas de cada modelo (Ver Capítulo II).

Si se compara el comportamiento de todas las curvas obtenidas por simulación con la curva de laboratorio, se observa que los modelos Cam Clay modificado e hipoplasticidad son los que mejor describen el comportamiento del suelo, siendo el mejor de ambos, el modelo de

hipoplasticidad, debido a que este presenta una curva más aproximada, la cual alcanza el esfuerzo máximo a una deformación menor que el modelo de Cam Clay, asimismo, si se tomara el valor del esfuerzo máximo a la misma deformación de laboratorio, se obtendría un valor un poco menor al laboratorio.

**Tabla No. 5.24.** Información obtenida de resultados de simulaciones, ensayo triaxial drenado condición normalmente consolidada.

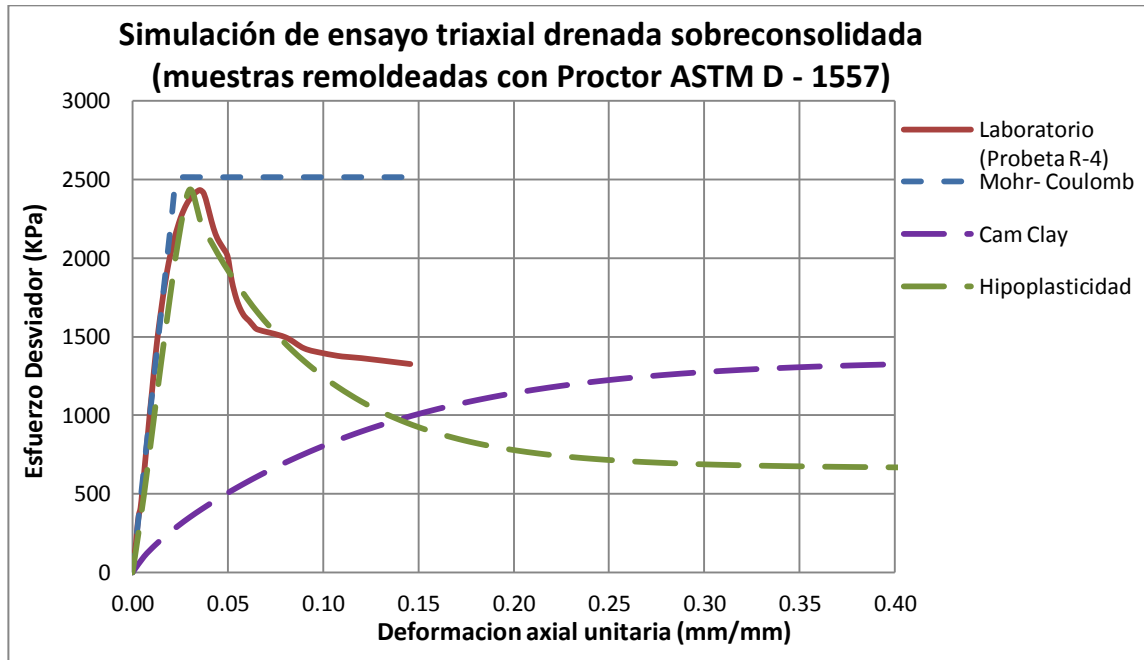
Modelos	Módulo de Elasticidad (kPa)	Esfuerzo máximo o pico (kPa)	Deformación al esfuerzo máximo o pico (mm/mm)
Laboratorio	8,757.20	442.32	0.147
Mohr-Coulomb	8,757.20	447.07	0.054
Cam Clay modificado	6,353.30	438.09	0.300
Hipoplasticidad	6,865.70	448.86	0.250

FUENTE: Del Autor.

**Ensayo triaxial drenada condición sobreconsolidada (muestras remoldeadas con Proctor ASTM D - 1557).**

En la **Figura No. 5.19**, se presentan los resultados de las simulaciones para los tres modelos en comparación con los resultados de laboratorio, para el ensayo triaxial drenada condición sobreconsolidada.

**Figura No. 5.19.** Resultados de las simulaciones, ensayo triaxial drenada en condición sobreconsolidada.



FUENTE: Del Autor.

### *Análisis de resultados.*

En la **Figura No. 5.20**, se observa que la curva esfuerzo-deformación obtenida de la simulación con el modelo de hipoplasticidad, presenta un comportamiento de un suelo sobreconsolidado similar al de laboratorio en el rango de deformación de 0 a 0.005 mm/mm (rango de esfuerzo de 0 a 1900 kPa), alcanzando un esfuerzo pico cercano y luego disminuyendo hasta alcanzar un esfuerzo crítico o último (Ver **Tabla No. 5.25**), este esfuerzo último se encuentra por debajo del obtenido en laboratorio.

En el caso del modelo Mohr-Coulomb, este presenta una forma *elastoplástica perfecta* y un comportamiento parecido al de un suelo normalmente consolidado, alcanzado únicamente el esfuerzo máximo, sin descender a un esfuerzo crítico o último (Ver **Tabla No. 5.25**), como se esperaba.

Para el modelo Cam Clay modificado la curva de simulación describe una forma *elastoplástica progresiva* y un comportamiento similar al de un suelo normalmente consolidado, la cual alcanza únicamente el estado crítico o de falla sin producir un esfuerzo máximo (pico), como lo posee la curva de laboratorio. Algo importante de observar de los resultados de la simulación en comparación con los de laboratorio, es que si se proyectará la curva obtenida de laboratorio hasta alcanzar una deformación igual a la de la curva de simulación del modelo Cam Clay, ambas curvas llegarán a un punto donde confluirían.

En relación a los módulos de elasticidad de la **Tabla No. 5.25**, se observa que el valor obtenido de la curva de simulación para el modelo Mohr-Coulomb, es igual al de laboratorio, por lo que se puede decir que ambas curvas poseen la misma rigidez dentro de su rango elástico (Ver **Figura No. 5.19**), para el modelo Cam Clay modificado este presenta una considerable disminución, por lo que se puede ver que este modelo, para dicha condición (sobreconsolidada), es muy inexacto. Para el modelo de hipoplasticidad, el módulo elasticidad determinado se encuentra un poco alejado al de laboratorio, sin embargo, presenta una curva muy aproximada a la de laboratorio.

**Tabla No. 5.25.** Información obtenida de resultados de simulaciones, ensayo triaxial drenado condición sobreconsolidada.

Modelos	Módulo de Elasticidad (kPa)	Esfuerzo máximo o pico (kPa)	Esfuerzo crítico o último (kPa)	Deformación al esfuerzo máximo o pico (mm/mm)
Laboratorio	110,454.00	2,434.40	1,326.90	0.03548
Mohr-Coulomb	110,454.00	2,515.93	-	0.02550
Cam Clay modificado	11,947.00	-	1,348.41	-
Hipoplasticidad	86,930.00	2,438.77	660.18	0.03000

FUENTE: Del Autor.

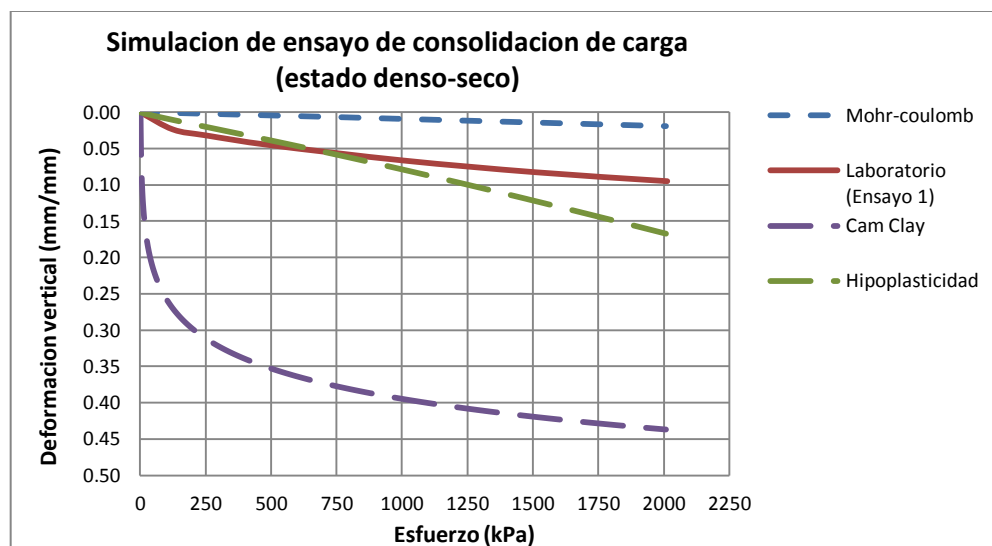
Al comparar los resultados de las simulaciones para todos los modelos en estudio, se puede observar que el mejor comportamiento para representar esta condición, lo describe el modelo de hipoplasticidad (dentro del rango de esfuerzo de 0 a 1900kPa), esto puede deberse a que en la introducción de los parámetros para la simulación, este modelo cuenta con el parámetro  $\alpha$ , el cual define el esfuerzo pico, además, los parámetros de relación de vacíos a presión cero que son introducidos ( $e_{i0}$ ,  $e_{c0}$  y  $e_{d0}$ ), ayudan a definir si un suelo se encuentra en una condición normalmente consolidada o sobreconsolidada, cuando se introduce la relación vacíos inicial, al momento de la simulación.

#### 5.4.2.2 Ensayos de consolidación.

##### Ensayo de consolidación de carga en estado denso.

En la **Figura No. 5.20**, se presentan los resultados de las simulaciones para los tres modelos en comparación con los resultados de laboratorio, para el ensayo de consolidación de carga en estado denso.

**Figura No. 5.20.** Resultados de las simulaciones, ensayo de consolidación de carga en estado denso.



FUENTE: Del Autor.



### *Análisis de resultados.*

De la **Figura No. 5.20**, se observa que el modelo Mohr-Coulomb describe una trayectoria lineal *elástica* mientras se incrementan las presiones aplicadas, con una deformación del 20% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 2000 kPa (Ver **Tabla No. 5.26**), las cuales se encuentran alejadas de los resultados de laboratorio.

Con respecto al modelo Cam Clay modificado la curva de simulación describe una trayectoria en forma de una curva *elastoplástica*, con incrementos de deformación exagerados, lo que muestra un comportamiento alejado de los resultados de laboratorio, (Ver **Tabla No. 5.26**), esta mala aproximación, puede deberse que al momento de la obtención del parámetro  $\lambda$  (que define el comportamiento al momento de carga), este se obtuvo de un ensayo de consolidación de carga-descarga en estado suelto, por lo que al simular un ensayo en estado denso, lo realiza de forma inadecuada, asimismo, al momento de introducir al software el parámetro módulo de Poisson, este no podía ser mayor de 0.3, ya que el software lo restringía, por lo que no pudo introducirse el verdadero valor de modulo de Poisson determinado para el estado denso de  $\nu = 0.46$ .

Para el modelo de hipoplasticidad la curva de simulación describe una forma lineal elástica con deformaciones semejantes a las de laboratorio en el rango de presión de 0 a 670kPa aproximadamente, las cuales se alejan progresivamente al salirse de dicho rango de presiones.

Al analizar los tres modelos, se puede observar que para esta condición, ninguno describe un comportamiento parecido a los resultados de laboratorio, sin embargo, el modelo de hipoplasticidad es el que más se aproxima.

**Tabla No. 5.26.** Resultados de deformaciones verticales a una presión de 2000 kPa, ensayo de consolidación de carga, estado denso.

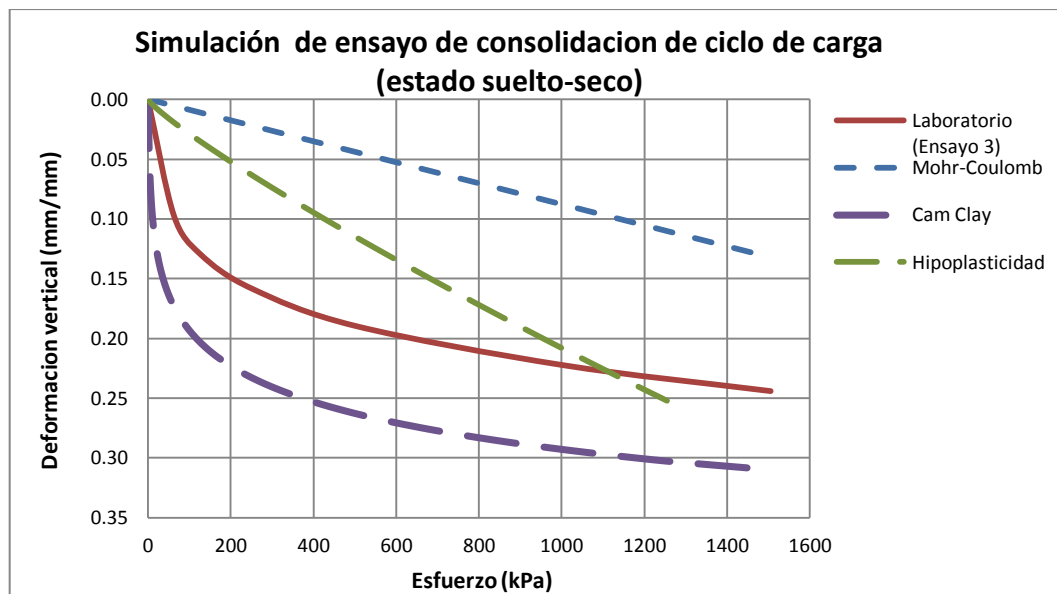
Modelos	Deformación vertical (mm/mm) a una presión 2000 kPa.
Laboratorio	0.9530
Mohr-Coulomb	0.0153
Cam Clay modificado	0.4420
Hipoplasticidad	0.1750

FUENTE: Del Autor.

### Ensayos de consolidación de carga en estado suelto.

En la **Figura No. 5.21**, se presentan los resultados de las simulaciones para los tres modelos en comparación con los resultados de laboratorio, para el ensayo de consolidación de carga en estado suelto.

**Figura No. 5.21.** Resultados de las simulaciones, ensayo de consolidación de ciclo de carga en estado suelto.



FUENTE: Del Autor.

### ***Análisis de resultados.***

En la **Figura No. 5.21** se observa que la curva de simulación del modelo Mohr-Coulomb muestra una forma lineal *elástica* muy diferente a la de laboratorio, con deformaciones muy pequeñas (deformación del 48% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1400 kPa, ver **Tabla No. 5.27**), por lo que se puede decir que este modelo representa el comportamiento del suelo para este tipo de ensayo, de forma inadecuada. El comportamiento lineal de la curva de simulación, puede deberse a que dicho modelo es una aproximación de primer orden para el comportamiento no lineal del suelo, lo que genera graficas idealizadas (lineales).

Con respecto al modelo Cam Clay modificado se observa una curva de forma *elastoplástica* muy similar a la de laboratorio, con la diferencia que esta presenta mayores deformaciones (deformación del 130% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1400 kPa. Ver **Tabla No. 5.27**), la similitud en la forma de estas curvas puede deberse a que el modelo incluye el parámetro  $\lambda$  (índice de compresibilidad), que se encarga de definir la forma de la curva de compresibilidad en la simulación de un ensayo de consolidación, en la etapa de carga.

Para el modelo de hipoplasticidad la curva refleja una forma lineal elástica diferente a la curva de laboratorio, con una deformación del 104% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1200 kPa (Ver **Tabla No. 5.27**), por lo que se puede decir que este modelo no simula adecuadamente el comportamiento de este suelo.

Al analizar las curvas simuladas de los tres modelos para este ensayo y comparándolas con las curvas de laboratorio, se puede decir que el modelo que representa mejor comportamiento para este suelo es Cam Clay modificado, ya que genera la curva que más se asemeja a la de laboratorio.

**Tabla No. 5.27.** Resultados de deformaciones verticales para una presión de 1400 kPa, ensayo de consolidación de carga estado suelto.

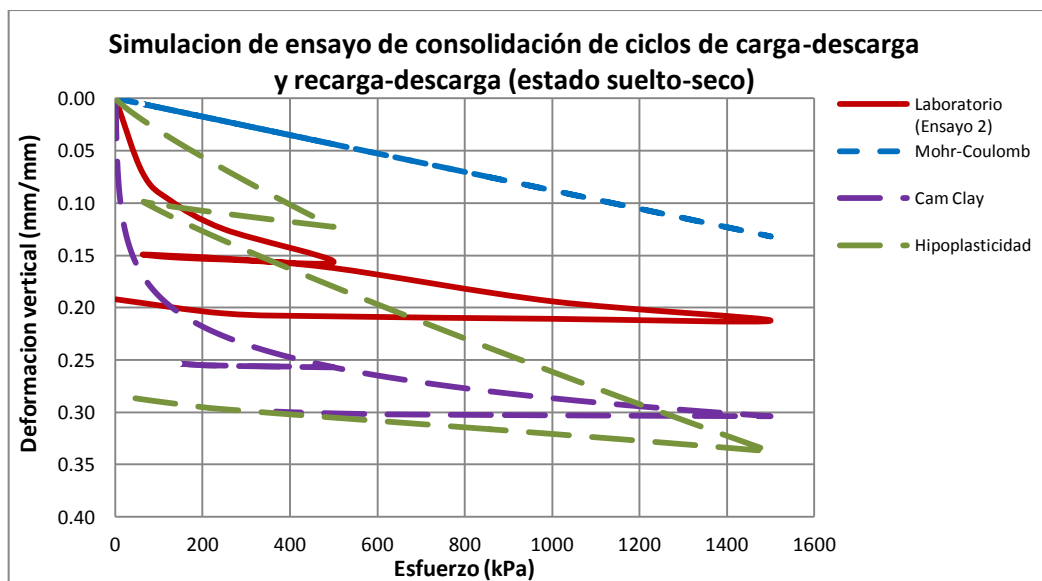
Modelos	Deformación Total (mm/mm) a una presión de 1400 kPa.
Laboratorio	0.2430
Mohr-Coulomb	0.1250
Cam Clay modificado	0.3120
Hipoplasticidad	0.2460

FUENTE: Del Autor.

**Ensayo de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga-descarga en estado suelto.**

En la **Figura No. 5.22**, se presentan los resultados de las simulaciones de los tres modelos comparados con los resultados de laboratorio, para el ensayo de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga-descarga en estado suelto.

**Figura No. 5.22.** Resultados de las simulaciones, ensayo de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga- descarga en estado suelto.



FUENTE: Del Autor.

### *Análisis de resultados.*

En la **Figura No 5.22** se observa que la curva de simulación del modelo Mohr-Coulomb, no genera ciclos de carga y descarga como la curva de laboratorio, sino que presenta únicamente una línea con comportamiento elástico, dicha situación puede deberse a que este modelo es una aproximación de primer orden en el comportamiento no lineal del suelo.

Con respecto al modelo Cam Clay modificado, se observa que la curva de simulación presenta una forma muy similar a la de laboratorio, incluso describe muy bien los ciclos de carga y descarga, con la diferencia que las deformaciones son mayores (deformación del 143% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1500 kPa), la similitud en la forma de las curvas puede deberse a que el modelo incluye los parámetros  $\lambda$  (índice de compresibilidad) que define la etapa de carga y  $\kappa$  (índice de recompresión) que define la etapa de descarga.

Para el modelo de hipoplasticidad se observa que la curva de simulación se encuentra formada por tramos lineales, describiendo ciclos de carga y descarga. Se puede notar que inicialmente durante el primer ciclo de carga, las deformaciones se acercan a las de laboratorio (deformaciones menores al 20%, para un esfuerzo de 500 kPa), pero durante el segundo ciclo de carga, éstas aumentan progresivamente, alejándose del comportamiento de laboratorio, lo que muestra resultados incongruentes (dentro del rango de esfuerzo de 500 a 1500 kPa y deformaciones de 0.15 a 0.34 mm/mm, proporcionando valores mayores al 61% para un esfuerzo de 1500 kPa). Esta mala aproximación en los resultados puede deberse a que los parámetros  $n$  y  $h_s$  (parámetros que controlan la curvatura y pendiente de una curva de compresibilidad, respectivamente), se calcularon de forma aproximada por medio de un proceso de iteración.

Al analizar todas las curvas simuladas se puede decir que el modelo Cam Clay modificado, simula mejor los ciclos de carga y descarga para un ensayo de consolidación de carga-descarga.

# CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

## 6.1 CONCLUSIONES.

### 6.1.1 ENSAYOS DE LABORATORIO.

De los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos de los puntos de muestreo; Padre Arrupe, Bosques de la Paz y Santa Marta, a la unidad G de Tierra Blanca Joven (TBJ), depósito de caída, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- ✓ En el análisis granulométrico del suelo en estudio se determinó que está constituido de: grava en porcentajes menores al 1 %, arena en el rango del 18% al 40%, limo del 50% al 75% y arcilla del 2% a 10%.

Con respecto a la plasticidad del suelo, se determinó que la unidad muestreada en los tres puntos no presenta plasticidad, clasificándose el suelo como un Limo arenoso (ML) no plástico.

Al comparar las curvas granulométricas obtenidas para los diferentes puntos de muestreo, se observó que la cantidad de finos (pasante del Tamiz No 200) aumenta cuando el punto está más alejado del foco de emisión (Caldera de Ilopango), disminuyendo la parte gruesa (grava y arena) [Hernández, 2004].

- ✓ El resultado obtenido para el ensayo de corte directo en estado suelto-seco para el ángulo de fricción en estado crítico ( $\varphi_c$ ) es de 31°, para el ensayo triaxial drenada en condición normalmente consolidada es de 31° y para el ensayo para determinar el ángulo de reposo es de 37°. Comparándose los resultados de los ensayos de corte directo en estado suelto-seco, con los resultados del ensayo triaxial drenada en condición

normalmente consolidada para el ángulo ( $\varphi_c$ ), se observa que estos son iguales por evaluarse los parámetros en condición de esfuerzos efectivos. Asimismo, comparando los resultados del ensayo del ángulo de reposo ( $\varphi_{rep.}$ ) con los resultados de los ensayos de corte directo y triaxial drenada anteriores, se observa que estos presentan variación en un porcentaje del 22% aproximadamente, lo que puede deberse a que el suelo tiene un porcentaje de finos de más del 20%. Se sugiere no emplear el ensayo del ángulo de reposo para la determinación de dicho parámetro.

- ✓ Al observar los taludes muestreados, estos presentan pendientes cercanas a  $80^\circ$ , comparando estas pendientes con los valores obtenidos del ángulo de fricción interna ( $31^\circ$ ), se comprueba que para mantener la estabilidad de dichos taludes se requiere que participen fuerzas como la cohesión aparente (succión o fuerzas capilares y cementación) en estos; además de las características de los estratos sobre y debajo de la unidad en estudio, que presentan en algunos casos un grado de cementación y características granulométricas diferentes, contribuyendo a la estabilidad de los taludes.



## **6.1.2 RESULTADOS DE SIMULACIONES.**

### **6.1.2.1 Simulación del ensayo triaxial consolidada drenada para las condiciones normalmente consolidada y sobreconsolidada: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio.**

- ✓ Del modelo **Mohr-Coulomb**, se observa que la curva de simulación para la condición normalmente consolidada presenta una forma elastoplástica perfecta, alcanzando el esfuerzo máximo a una deformación del 36% de la obtenida en laboratorio. Con respecto a la condición sobreconsolidada, se observa un comportamiento de un suelo normalmente consolidado alcanzando un esfuerzo máximo constante, sin descender a un esfuerzo crítico o último. Cabe aclarar que en la curva de laboratorio para la condición sobreconsolidada no se alcanzó el esfuerzo crítico o último, ya que para ello se necesitan grandes deformaciones (deformaciones mayores del 20% para este tipo de suelo).
  
- ✓ Para el modelo **Cam Clay modificado**, se observa que la curva de simulación en condición normalmente consolidada presenta una forma elastoplástica progresiva semejante a la curva de laboratorio. El esfuerzo máximo en la curva de laboratorio se alcanza a una deformación de 0.15 mm/mm, para dicha deformación el modelo presenta una disminución del 11% en el esfuerzo. Para la condición sobreconsolidada, se observa un comportamiento de un suelo normalmente consolidado, que alcanza únicamente el esfuerzo último a una deformación de 0.40 mm/mm, sin generar ningún esfuerzo pico.

- ✓ Para el modelo de **hipoplasticidad**, se observa que la curva de simulación en la condición normalmente consolidada muestra una forma elastoplástica progresiva muy similar a la obtenida en laboratorio, en la cual el esfuerzo máximo (448.86 kPa) se alcanza a una deformación del 167% de la obtenida en laboratorio. Con respecto a la condición sobreconsolidada se observa una curva de simulación similar a la de laboratorio en el rango de deformación de 0.00 a 0.05 mm/mm (rango de esfuerzo de 0.0 a 1900kPa), la cual alcanza un esfuerzo pico cercano, asimismo, esta curva describe un esfuerzo crítico o último, que se encuentra por debajo del obtenido en laboratorio.
  
- ✓ Al analizar los tres modelos, se concluye que el que representa mejor el comportamiento de este suelo para los ensayos anteriores, es el de hipoplasticidad (con las limitantes descritas anteriormente).

#### **6.1.2.2 Simulaciones de ensayo de consolidación de carga, estado denso: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio.**

- ✓ Para el modelo de **Mohr-Coulomb**, se observa que la curva de simulación presenta un comportamiento lineal elástico, con una deformación del 20% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 2000kPa.
  
- ✓ Del modelo de **hipoplasticidad**, se observa que la curva de simulación presenta un comportamiento lineal elástico semejante a la de laboratorio en el rango de esfuerzo de 0.00 a 670kPa (rango de deformación 0.00 a 0.06 mm/mm), lo que puede asociarse al rango de validez de los valores **n** y **hs**.

Asimismo, en la curva de simulación se observa una deformación del 160% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 2000kPa.

- ✓ Al analizar lo anterior, se observa que para esta condición y ensayo, el modelo de hipoplasticidad es el que más se acerca al comportamiento del suelo en laboratorio, lo cual es válido para el rango de esfuerzo de 0.00 a 670kPa (rango de deformación de 0.00 a 0.06 mm/mm)

#### **6.1.2.3 Simulaciones de ensayo de consolidación de carga, estado suelto: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio.**

- ✓ Para el modelo **Mohr-Coulomb**, se observa que la curva de simulación muestra una forma lineal elástica, con una deformación del 48% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo 1400kPa.
- ✓ Del modelo **Cam Clay modificado**, se observa que la curva de simulación presenta una forma elastoplástico semejante a la de laboratorio, con una deformación del 130% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1400kPa.
- ✓ En el modelo de **hipoplasticidad**, se observa que la curva de simulación presenta una forma lineal elástica, con una deformación del 104% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1200kPa.

- ✓ Al comparar los resultados de las curvas de simulación para los tres modelos, se concluye que el modelo que mejor representa el comportamiento del suelo para este tipo de ensayo es el modelo Cam Clay modificado, sin embargo, este presenta mayores deformaciones que las de laboratorio.

#### **6.1.2.4 Simulaciones de ensayo de consolidación de ciclos de carga-descarga y recarga-descarga, estado suelto: comparación de curvas de simulación con las obtenidas en laboratorio.**

- ✓ Del modelo **Mohr-Coulomb**, se observa que la curva de simulación no genera ciclos de carga y descarga como la curva de laboratorio, sino que presenta un comportamiento lineal elástico.
- ✓ Para el modelo **Cam Clay modificado**, se observa que la curva de simulación muestra una forma parecida a la de laboratorio, la cual describe muy bien los ciclos de carga y descarga, con una deformación del 143% de la obtenida en laboratorio para un esfuerzo de 1500kPa.
- ✓ En el modelo de **hipoplasticidad**, se observa que la curva de simulación describe tramos lineales para el ciclo de carga y descarga, con deformaciones aproximadamente menores al 20% para el esfuerzo de 500kPa en el primer ciclo de carga, aumentado progresivamente en el segundo ciclo de carga para el rango de esfuerzo de 500 a 1500kPa (rango de deformación 0.15 a 0.34 mm/mm), donde a partir de este rango el comportamiento de la curva se aleja de los resultados de laboratorio, proporcionando deformaciones mayores al 61% para un esfuerzo de 1500kPa.

- ✓ Comparando las curvas de simulación para los tres modelos, se concluye que ninguno describe adecuadamente el comportamiento del suelo para éste ensayo, sin embargo, en lo que respecta a la forma de la curva de simulación, el modelo Cam Clay modificado es el que más se acerca, pero presentando mayores deformaciones en los porcentajes descritos.

## **6.2 RECOMENDACIONES.**

- Antes de efectuar el reconocimiento y muestreo en campo de la Unidad de Tierra Blanca Joven (TBJ), deberá conocerse las características de los materiales y sus unidades, así como su composición.
- Para suelos con un porcentaje de finos mayor del 20%, no se recomienda utilizar el ensayo de ángulo de reposo para la determinación del ángulo de fricción interna en estado crítico ( $\phi_c$ ), ya que las fuerzas capilares resultantes de la humedad del ambiente, pueden incrementar el valor del ángulo de reposo, proporcionando resultados erróneos. En estos casos es recomendable para la determinación del ángulo de fricción interna en estado crítico realizar ensayos de corte directo en estado suelto-seco o ensayos triaxiales en condición normalmente consolidada.
- En la aplicación de los modelos constitutivos es necesario garantizar que el suelo alcance el estado de esfuerzos críticos: para el ensayo de corte directo colocar el suelo en estado suelto-seco, y en la prueba triaxial consolidada drenada el suelo debe ser natural normalmente consolidado, también se puede colocar suelo-seco y saturar posteriormente, en ambos ensayos se obtienen esfuerzos efectivos.

- Entre los ensayos mínimos requeridos para la aplicación de los modelos utilizados en esta investigación se pueden mencionar: ensayos de análisis granulométricos, límites de Atterberg, corte directo en estado suelto-seco, consolidación unidimensional en estados suelto-seco y denso-seco (con presiones mayores a 1200kPa) para carga, carga-descarga, recarga-descarga y ensayos triaxiales drenados consolidados en condición inalterada y remoldeada (estado denso).
- Debe contarse con un software especializado de elementos finitos que cuente con la opción de simulaciones de ensayos de laboratorios y la calibración de parámetros de forma automática haciendo uso de los resultados de laboratorio.
- Como ya es conocido, el modelo de Mohr-Coulomb es el modelo más empleado para la realización de cualquier diseño geotécnico en El Salvador, sin importar el tipo de suelo. Sin embargo, al analizar los resultados obtenidos en este estudio, puede observarse que este modelo genera curvas elásticas y plásticas alejadas del comportamiento del suelo. Por lo que se puede decir que si se desea mejorar los diseños geotécnicos, se deberá seguir realizando investigaciones con estos u otros modelos y aplicarlos a diferentes tipos de suelos, hasta encontrar el que más se adecúe al comportamiento de un suelo en específico.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Amaya, C., & Hayem, E., “Introducción al estudio de suelos parcialmente saturados e inicio de la caracterización de la Tierra Blanca del AMSS”, -147 págs. Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), Tesis de Lic., El Salvador, 2000.
- Anaraki, Kambiz Elmi, “Hypoplasticity Investigated: Parameter Determination and Numerical Simulation”, Master of Science thesis, Department of Geotechnology, Delft University of Technology, 2008.
- Atkinson, John, “The Mechanics of the soils and foundations: through critical state soil mechanics”, McGraw-Hill, 1993.
- Camacho, Javier, & Reyes, Oscar, “Aplicación del modelo Cam Clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá”, Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 20 No 1, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia, 2005.
- Chávez et. al. , “Problemática y conocimiento actual de las tefras Tierra Blanca Joven en el Área Metropolitana de San Salvador”, Revista Geológica de América Central, El Salvador, 2012.
- Craig, R.F., “Craig’s Soil Mechanics”, Spon press Tailor & Francis Group, seventh edition, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, 2004.

- Dull. et al. “Did the TBJ Ilopango eruption cause the AD 536 event”, Amer. Geophys. Union, Fall Meeting, San Francisco, California (poster # V13C-22370), 2010.
- Guzmán, M. A., & Melara, E., “Propiedades ingenieriles del suelo del Área Metropolitana de San Salvador”, Revista ASIA, 122: 14-22, El Salvador, 1996.
- Herle & Gudehus, “Mechanics of Cohesive-frictional Materials: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies”, Volume No 4, p. 461-486, 1999.
- Hernández, E. W., “Aspectos Geológicos que influyen en las aguas subterráneas y la en respuesta sísmica del AMSS”, SNET, (Modificado, 2008).
- Hernández, E. W., “Características Geomecánicas y Vulcanológicas de las Tefras Tierra Blanca Joven, Caldera de Ilopango, El Salvador”, Tesis M.Sc., Tutor: Miguel Galera, Universidad Politécnica de El Salvador, San Salvador, 2004.
- Ledesma, Osvaldo Nicolás, “Calibración del Cam Clay para suelo del Potpampeano “, Tutor: Alejo Oscar Sfriso, Tesis de grado, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, 2004.
- Mašin, D., “Hypoplasticity for practical Applications Part 4: Determination of material parameter”, PhD course, Faculty of Science, Charles University in Prague, 2010.



- Molina et. al., “Caracterización Geotécnica de las tefras Tierra Blanca Joven: unidad G en la zona proximal y obras de protección“, Director: Alexander Chávez, Tesis para optar al grado de Ingeniero Civil, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), 2009.
  
- Nieto et. al., “Determinación de Parámetros para los modelos elastoplasticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos”, Revista de la Universidad de Medellin, Volumen 8, No 15, Medellin, Colombia, 2009.
  
- Rolo et. Al., “Geologic and engineering characterization of Tierra Blanca pyroclastic ash deposits”, Geological Society of America, Special paper 375, 2004.
  
- Suarez Díaz, Jaime, “Metodología de Análisis: Capítulo 3”, pág. 83, 2002.

# **ANEXOS**

**ANEXO 1: FORMATO UTILIZADO EN LA DETERMINACION DE  
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL.**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**DETERMINACION DE CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL ASTM D-2216-98**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

Ubicación: Padre Arrupe

Laboratorista: Br. Oscar Edgardo Ayala Valdez

Reviso: Ing. Migel Angel Ladaverde

Muestra: 1

Hoja. No. 1

Fecha: 10/10/2012

hora: 09:43:00 a.m.

No de Tara		10-5	x-1
Peso de Tara	(g)	65.1	51
Peso de tara + suelo humedo	(g)	170.5	122.3
Peso de Tara + suelo seco al horno.	(g)	157.5	113.8
Peso de suelo humedo	(g)	13.0	8.5
Peso de suelo seco al horno	(g)	92.4	62.8
Humedad natural	%	14.1	13.5
Humedad natural Promedio.	%	13.8	

**ANEXO 2: FORMATO UTILIZADO EN ENSAYOS DE  
GRAVEDAD ESPECIFICA.**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**DETERMINACION GRAVEDAD ESPECIFICA (ASTM D-854)**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para  
representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

Ubicación: Padre Arrupe Muestra: 1

Responsable: Oscar Edgardo Ayala Valdez Hoja. No. 1

Fecha: 12/09/2012

hora: 01:30:00 p.m.

Descripcion		1	
Matraz No.		M-2	
Capaciada del matraz	(mL)	500	
Peso del Matraz <b>Wf</b>	(grs.)	194.7	
Peso del Matraz + Agua <b>Wfa</b>	(grs.)	692.4	
Peso de solidos <b>Ws</b>	(grs.)	102.0	
Peso de Matraz +Agua + suelo (aforado) <b>Wfas</b>	(grs.)	752.7	
Temperatura de Ensayo	°C	26	
Peso de Matraz + Agua (tomado de carta de calibracion). <b>Wfas</b>	(grs.)	692.6	
Gravedad Especifica referida a tempetura de ensayo. <b>Gs</b>		2.44	
Factor de correcion de temperatura		0.9986	
Gravedad Especifica referida a tempetura de 20°C <b>Gs20</b>		2.43	
Gravedad Especifica promedio <b>Gs</b>		2.43	

Observacion: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## ANEXO 3: FORMATO UTILIZADO EN ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO.



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**

**ANALISIS GRANULOMETRICO (MECANICO) ASTM D-422**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G" Muestra: 1  
 Ubicación: Padre Arrupe Hoja. No. 1  
 Laboralista: Br. Oscar Edgardo Ayala Valdez Fecha: 17/09/2012  
 Reviso: Ing. Migel Angel Ladaverde hora: 09:00:00 a.m.

**DATOS INICIALES**

Peso Total de muestra seca = 601.0 g  
 Peso retenido en malla No 10 = 6.83 g  
 Peso de material que pasa la No 10 = 594.17 g

**ANALISIS GRANULOMETRICO DEL MATERIAL RETENIDO EN EL TAMIZ No 10**

Masa Inicial **6.90 g** Masa Total 601.00 g

No Malla	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso retenido corregido (g)	% Retenido Parcial	% Acumulado	% Que pasa
3/4	19	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8	9.5	0.37	0.37	0.06	0.06	99.94
No 4	4.75	1.28	1.28	0.21	0.27	99.73
No 8	2.36	3.86	3.88	0.65	0.92	99.08
No 10	2.0	1.30	1.30	0.22	1.14	98.86
Pasa No 10		0.07	0.07			
RT		6.81	6.83	1.14		
P-10		594.17	594.17	98.86	100.00	
<b>Total</b>		<b>600.98</b>	<b>601.00</b>	<b>100.00</b>		

**ANALISIS GRANULOMETRICO DEL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ No 10 (Despues de lavado)**

Masa Inicial: 100.12 g Material retenido por el tamiz No 200 = 17.54 g  
 Material que paso el tamiz No 200 = 82.58 g

No Malla	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso retenido corregido (g)	% Retenido Parcial	% Acumulado	% Que pasa	% Que pasa referido a muestra total
No 10	2.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	98.86
No 20	0.85	1.71	1.71	1.71	1.71	98.29	97.18
No 40	0.425	2.94	2.94	2.94	4.64	95.36	94.27
No 60	0.25	3.23	3.23	3.23	7.87	92.13	91.08
No 100	0.15	4.36	4.36	4.35	12.23	87.77	86.78
No 200	0.075	5.26	5.30	5.29	17.52	82.48	81.54
Pasa # 200		82.58	82.58	82.48	100.00	0.00	
<b>Total</b>		<b>100.08</b>	<b>100.12</b>				





**ANEXO 5: FORMATO UTILIZADO EN EL ENSAYO DE  
ANGULO DE REPOSO.**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE ANGULO DE REPOSO DEL SUELO EN ESTADO SECO -SUELTO**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"  
 Ubicacion: Carretera de Oro, cercano a Escuela Padre Arrupe  
 Laboratorista: Oscar Edgardo Ayala Valdez  
 Revisó: Ing. Jose Miguel Landaverde

**DATOS INICIALES**

Ensayo:	1
Muestra:	1
Hoja. No.:	1/1
Fecha:	05/10/2012
hora:	09:00:00 a.m.

Peso de suelo seco por ensayo **50 g**

**EN SAYO DE ANGULO DE REPOSO DEL SUELO EN ESTADO SECO Y SUELTO , PADRE ARRUPE**

No Ensayo	Angulo de Reposo (grados)				Promedio (grados)
	1	2	3	4	
1	31	36	32	35	33.5
2	38	36	38	34	36.5
3	38	38	39	38	38.3
4	38	39	39	39	38.8
5	39	40	38	38	38.8
6	33	37	38	38	36.5
7	37	38	36	35	36.5
<b>Promedio final</b>					<b>37</b>



**ANEXO 6: FORMATO UTILIZADO EN ENSAYOS DE CONSOLIDACION (CARGA).**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA "**



**ENSAYO DE CONSOLIDACION (ASTM D-2435-96)**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para  
representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

Muestra: 1 Fecha: **variada**

Consolidometro No: 4 Laboratorista: **Oscar Ayala**

Estado **Maxima densidad** Calculó: **Oscar Ayala**

Revisó: Ing. Jose Landaverde

Hoja 1/3

**DATOS INICIALES**

Peso del Anillo + piedra poroso	g	<b>185.8</b>
Peso del Anillo + piedra poroso + suelo seco	g	<b>256.4</b>
Peso de suelo seco	g	<b>70.6</b>
Diametro	cm	<b>6.30</b>
Altura	cm	<b>1.987</b>
Area	cm <sup>2</sup>	<b>31.17</b>
Volumen	cm <sup>3</sup>	<b>61.94</b>
Peso Volumetrico seco	g/cm <sup>3</sup>	<b>1.14</b>

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE CONSOLIDACION (ASTM D-2435-96)**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

Ubicación Padre Arrupe Consolidómetro: 4

Ensayo No 2 Fecha de inicio: Variada

Muestra: 1 Caluló: Oscar Ayala

Estado del suelo: Seco-denso Hoja 2/3

Hora y fecha	Tiempo (h)	Carga (kg)	Lectura de micrometro	Hora	Tiempo (h)	Carga (kg)	Lectura de micrometro
	CARGA						
21/11/2012		4.00				32.00	
07:20:00 a.m.	0		10.0000	12:12:00 p.m.	0		11.4100
12:20:00 p.m.	5		10.4750	05:12:00 p.m.	5		12.3250
		Δ=	0.4750 (mm)			Δ=	0.4150 (mm)
		8.00		23/11/2012		48.00	
12:25:00 p.m.	0		10.4750	07:30:00 a.m.	0		12.3250
05:25:00 a.m.	5		11.1375	12:30:00 p.m.	5		13.1450
		Δ=	0.1625 (mm)			Δ=	0.3200 (mm)
22/11/2012		16.00		24/11/2012		64.00	
07:05:00 a.m.	0		11.1375	12:30:00 p.m.	0		13.1450
12:05:00 p.m.	5		11.4100	05:30:00 a.m.	5		13.3900
		Δ=	0.2725 (mm)			Δ=	0.2450 (mm)

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE CONSOLIDACION (ASTM D-2435-96)**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

Ubicación Padre Arrupe

Ensayo No 2

Muestra: 1

Consolidómetro: 4

Fecha de inicio:

Calculó:

Hoja

Estado del suelo:

4

Variada

Oscar Ayala

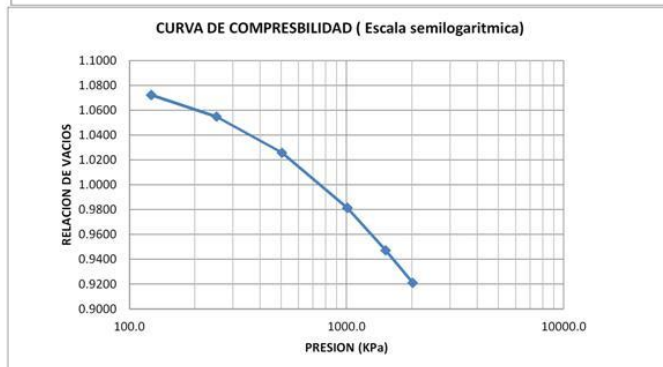
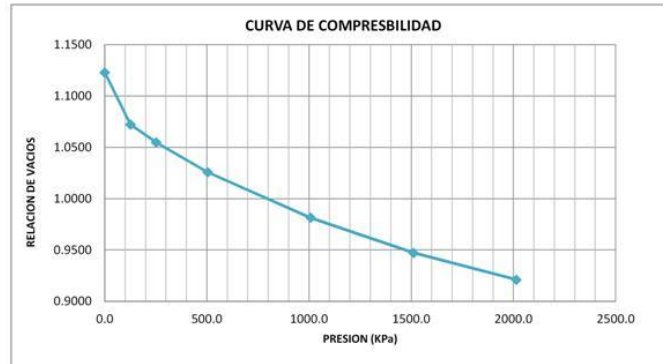
3/3

Seco-denso

**DATOS GENERALES CONSOLIDOMETRO**

No consolidometro:	4	Area	31.17
Altura del anillo (1) :	19.87 mm	S <sub>v</sub> :	2.42
Peso de los sólidos:	70.6 g	2Ho =	9.36
Diametro Anillo:	6.3 cm		

Peso (Kg)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion (KPa)	Deformacion (mm)	2H (mm)	2H-2Ho (mm)	e=2H-2Ho/2Ho
0.00	0.000			19.87	10.5113	1.1231
4.00	1.283	125.837	0.4750	19.3950	10.0363	1.0724
8.00	2.566	251.674	0.1625	19.2325	9.8738	1.0550
16.00	5.133	503.348	0.2725	18.9600	9.6013	1.0259
32.00	10.265	1006.697	0.4150	18.5450	9.1863	0.9816
48.00	15.398	1510.045	0.3200	18.2250	8.8663	0.9474
64.00	20.531	2013.393	0.2450	17.9800	8.6213	0.9212



**ANEXO 7: FORMATO UTILIZADO EN ENSAYOS DE  
CONSOLIDACION (CARGA-DESCARGA).**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA "**

**CONSOLIDACION**



Proyecto: **Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para  
representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"**

Ubicación	<b>Padre Arrupe</b>	Consolidómetro:	<b>1</b>
Ensayo No	<b>1</b>	Fecha de inicio:	<b>06/11/2012</b>
Muestra:	<b>1</b>	Calculó:	<b>Oscar Ayala</b>
Estado	<b>Suelto-seco</b>	Hoja	<b>1/6</b>

**DATOS INICIALES**

Peso del Anillo + piedra poroso	g	<b>188.3</b>
Peso del Anillo + piedra poroso + suelo seco	g	<b>240.2</b>
Peso de suelo seco	g	<b>51.9</b>
Diametro	cm	<b>6.33</b>
Altura	cm	<b>1.973</b>
Area	cm <sup>2</sup>	<b>31.47</b>
Volumen	cm <sup>3</sup>	<b>62.09</b>



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**  
**"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE CONSOLIDACION (ASTM D-2435-96)**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

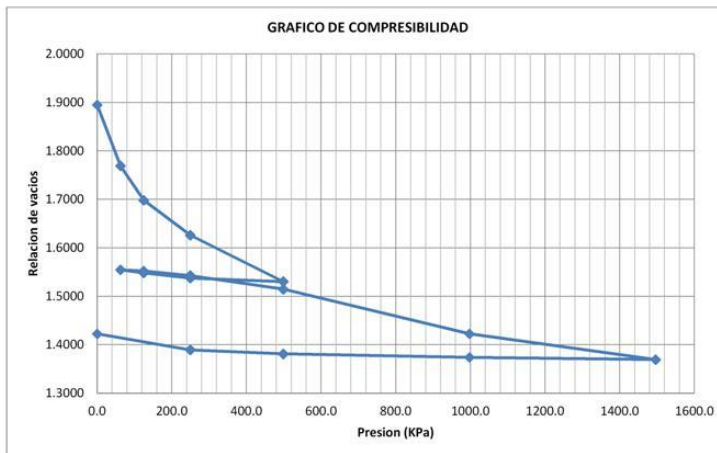
Ubicación: Padre Arrupe  
 Ensayo No: 1  
 Muestra: 1  
 Ubicación: Padre Arrupe  
 Estado: Suelto-seco

Consolidómetro: 1  
 Fecha de inicio: 06/11/2012  
 Cálculo: Oscar Ayala  
 Hoja: 5/6

**DATOS GENERALES CONSOLIDOMETRO**

No consolidómetro: Padre Arrupe Area: 31.47  
 Altura del anillo (1): 19.73 mm  $S_v$ : 2.42  
 Peso de los sólidos: 51.9 g 2Ho = 6.81  
 Diametro Anillo: 6.33 cm v

Peso (Kg)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion (KPa)	Deformacion (mm)	2H (mm)	2H-2Ho (mm)	e=2H-2Ho/2Ho
0.00	0.000			19.73	12.9152	1.8952
2.00	0.636	62.324	0.8575	18.8725	12.0577	1.7693
4.00	1.271	124.647	0.4850	18.3875	11.5727	1.6982
8.00	2.542	249.294	0.4900	17.8975	11.0827	1.6263
16.00	5.084	498.589	0.6525	17.2450	10.4302	1.5305
8.00	2.542	249.294	-0.0475	17.2925	10.4777	1.5375
4.00	1.271	124.647	-0.0750	17.3675	10.5527	1.5485
2.00	0.636	62.324	-0.0425	17.4100	10.5952	1.5547
4.00	1.271	124.647	0.0175	17.3925	10.5777	1.5522
8.00	2.542	249.294	0.0625	17.3300	10.5152	1.5430
16.00	5.084	498.589	0.1925	17.1375	10.3227	1.5147
32.00	10.168	997.177	0.6275	16.5100	9.6952	1.4227
48.00	15.253	1495.766	0.3625	16.1475	9.3327	1.3695
32.00	10.168	997.177	-0.0325	16.1800	9.3652	1.3742
16.00	5.084	498.589	-0.0475	16.2275	9.4127	1.3812
8.00	2.542	249.294	-0.0575	16.2850	9.4702	1.3896
0.00	0.000	0.000	-0.2250	16.5100	9.6952	1.4227



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**  
**"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE CONSOLIDACION (ASTM D-2435-96)**

Proyecto: Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"

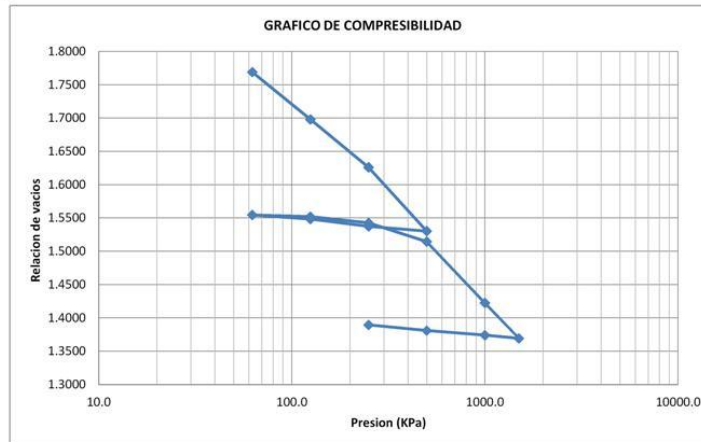
Ubicación: Padre Arrupe  
 Ensayo No: 1  
 Muestra: 1  
 Ubicación: Padre Arrupe  
 Estado: Suelto-seco

Consolidómetro: 1  
 Fecha de inicio: 06/11/2012  
 Calculó: Oscar Ayala  
 Hoja: 6/6

**DATOS GENERALES CONSOLIDOMETRO**

No consolidómetro: Padre Arrupe A<sub>v</sub>= 31.47  
 Altura del anillo : 19.73 mm S<sub>s</sub>: 2.42  
 Peso de los sólidos: 51.9 g 2Ho = 6.81  
 Diametro Anillo: 6.33 cm

Peso (Kg)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion (KPa)	Deformacion (mm)	2H (mm)	2H-2Ho (mm)	e=2H-2Ho/2Ho
				19.73		
2.00	0.636	62.324	0.8575	18.8725	12.0577	1.7693
4.00	1.271	124.647	0.4850	18.3875	11.5727	1.6982
8.00	2.542	249.294	0.4900	17.8975	11.0827	1.6263
16.00	5.084	498.589	0.6525	17.2450	10.4302	1.5305
8.00	2.542	249.294	-0.0475	17.2925	10.4777	1.5375
4.00	1.271	124.647	-0.0750	17.3675	10.5527	1.5485
2.00	0.636	62.324	-0.0425	17.4100	10.5952	1.5547
4.00	1.271	124.647	0.0175	17.3925	10.5777	1.5522
8.00	2.542	249.294	0.0625	17.3300	10.5152	1.5430
16.00	5.084	498.589	0.1925	17.1375	10.3227	1.5147
32.00	10.168	997.177	0.6275	16.5100	9.6952	1.4227
48.00	15.253	1495.766	0.3625	16.1475	9.3327	1.3695
32.00	10.168	997.177	-0.0325	16.1800	9.3652	1.3742
16.00	5.084	498.589	-0.0475	16.2275	9.4127	1.3812
8.00	2.542	249.294	-0.0575	16.2850	9.4702	1.3896
0.00	0.000	0.000	-0.2250	16.5100	9.6952	1.4227



## ANEXO 8: FORMATO UTILIZADO EN ENSAYO DE PROCTOR.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**  
**"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**

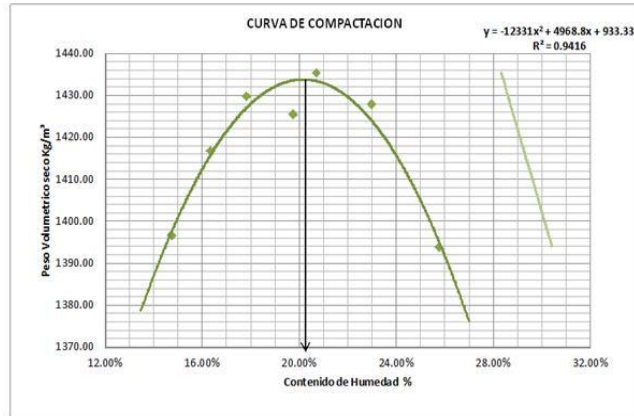


### RELACION HUMEDAD DENSIDAD, PRUEBA PROCTOR (ASTM D-1557)

Proyecto:	Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"	Fecha:	07/02/2013
Ubicación:	PADRE ARRUPE	No de golpes:	25
Metodo de Ensayo :	A	No de molde:	4
Masa de Martillo	10lb	D inferior del molde:	101 mm
No de Capas:	5	D superior del molde:	101 mm
Altura del Molde:	117 mm	Gs	2.42
Humedad del suelo:	2.55%	Descripción del suelo:	ML

N° de Muestra	1		2		3		4		5		6		7	
N° de Tara	3	4	5	6	10-7	11-4	cc-1	c-37	11-6	0-4	12	2	CH-1	13-10
Masa de Tara (g)	26.9	27.1	26.8	26.8	65	55.2	51.2	65.7	65.5	50.7	50.7	78.5	50.6	65.1
Masa de suelo humedo +tara (g)	128.5	125.9	88.3	104.6	133	128.1	126.7	135.9	166	152.1	173.1	186.5	165.8	176.6
Masa de suelo seco +tara (g)	115.6	113.1	79.9	93.4	122.9	116.9	114.3	124.3	149	134.5	150.4	166.2	142	154
Masa de agua (g)	12.9	12.8	8.4	11.2	10.1	11.2	12.4	11.6	17.0	17.6	22.7	20.3	23.8	22.6
Masa de suelo seco (g)	88.7	86.0	53.1	66.6	57.9	61.7	63.1	58.6	83.5	83.8	99.7	87.7	91.4	88.9
Contenido de agua (g)	14.54	14.88	15.82	16.82	17.44	18.15	19.65	19.80	20.36	21.00	22.77	23.15	26.04	25.42
%	14.71		16.32		17.80		19.72		20.68		22.96		25.73	

No de muestra	1	2	3	4	5	4	5
Masa de la muestra de ensayo (g)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
Humedad del ensayo %	15	17	19	20	21	23	26
Volumen de agua a agregar mL	364	423	481	510	540	598	686
Masa del molde g	4226	4226	4226	4226	4226	4226	4226
Masa de suelo humedo+molde g	5728	5771	5805	5826	5850	5872	5869
Volumen del molde cm <sup>3</sup>	937.39	937.39	937.39	937.39	937.39	937.39	937.39
Peso Volumetrico Humedo kg/m <sup>3</sup>	1602	1648	1684	1707	1732	1756	1753
Humedad promedio %	14.71	16.32	17.80	19.72	20.68	22.96	25.73
Peso Volumetrico Seco Kg/m <sup>3</sup>	1396.80	1416.97	1429.96	1425.68	1435.58	1428.09	1394.05
Humedad de Saturacion	30.27	29.25	28.61	28.82	28.34	28.70	30.41



Humedad Optima (%)	20.20
Peso Volumetrico Seco Kg/m <sup>3</sup>	1434.00



# ANEXO 9: FORMATO UTILIZADO EN ENSAYOS TRIAXIALES CONSOLIDADOS DRENADOS.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL DRENADO (ASTM D-4767-02)**

Proyecto:	Trabajo de graduación: "Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), unidad G"	Ensayo No:	1
Ubicación:	Costado poniente de la fundacion Padre Arrupe	Muestra No:	1
Responsable:	Carrera de Oro de por medio	Probeta No:	M-2
Clasificación del suelo:	Br.Gabriel Martinez	Fecha:	07/12/2012
	ML (limo arenoso)	Hora:	10:31:00 a.m.
		No de hoja:	1/3

**DATOS GENERALES**

Diametro superior (Ds) =	6.840 cm	Area superior (As) =	36.750 cm <sup>2</sup>
Diametro medio (Dm) =	6.840 cm	Area medio (Am) =	36.750 cm <sup>2</sup>
Diametro inferior (Di) =	6.840 cm	Area inferior (Ai) =	36.750 cm <sup>2</sup>
Altura promedio inicial (h <sub>prom</sub> ) =	14.369 cm	Area promedio (A <sub>prom</sub> ) =	36.750 cm <sup>2</sup>
Gravedad específica	2.41	Altura promedio final (h <sub>prom</sub> ) :	12.869 cm

DATOS INICIALES	
Peso humedo	626.09 g
Volumen	528.06 cm <sup>3</sup>
Peso volumetrico humedo	1.186 g/cm <sup>3</sup>
Peso seco	536.40 g
Contenido de humedad	16.72 %
Peso volumetrico seco	1.016 g/cm <sup>3</sup>
Saturacion	29.36 %
Relacion de vacios	1.373

DATOS FINALES	
Peso humedo	761.09 g
Volumen	472.93 cm <sup>3</sup>
Peso volumetrico humedo	1.609 g/cm <sup>3</sup>
Peso seco	536.40 g
Contenido de humedad	41.89 %
Peso volumetrico seco	1.134 g/cm <sup>3</sup>
Saturacion	89.75 %
Relacion de vacios	1.125

Presion de confinamiento (Kpa) 300.00 KPa Esfuerzo efectivo de confinamiento σ<sub>3</sub> 210.00 KPa  
 Contra presion (Kpa) 90.00 KPa

ETAPA 1: SATURACIÓN		ETAPA 2: CONSOLIDACIÓN		ETAPA 3: ROTURA					
Tiempo (min.)	Presion intersticial (Kpa)	Variacion de volumen (cm <sup>3</sup> )	Presion intersticial (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Deformacion Unitaria (%)	Area corregida (cm <sup>2</sup> )	Variacion volumetrica (cm <sup>3</sup> )	Deformacion Volumetrica (%)	Efuerzo principal efectivo (Kpa)
t	δU	δV	δU	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )	e%	A <sub>c</sub>	δV	δV/Vo	σ <sub>1</sub>
0.100	5.535	-7.377	20.833	5.558	0.000	36.751	-0.024	-0.004	215.558
0.150	10.064	-7.734	20.531	8.225	0.009	36.755	-0.029	-0.005	218.225
0.225	16.807	-8.075	20.531	11.999	0.044	36.769	-0.049	-0.009	221.999
0.338	24.356	-8.221	20.632	15.102	0.100	36.791	-0.066	-0.012	225.102
0.506	34.722	-8.396	20.732	16.870	0.145	36.808	-0.074	-0.014	226.870
0.759	49.718	-8.537	20.833	19.744	0.203	36.803	-0.083	-0.015	229.744
1.139	68.640	-8.678	20.934	24.169	0.256	36.830	-0.083	-0.015	234.169
1.709	84.441	-8.807	20.934	45.202	0.324	36.850	-0.087	-0.016	255.202
2.563	90.983	-8.924	21.135	60.894	0.393	36.875	-0.074	-0.014	270.894
3.844	90.077	-9.061	21.336	72.809	0.460	36.900	-0.024	-0.004	282.809
5.767	89.775	-9.219	21.336	82.932	0.542	36.921	0.045	0.008	292.932
8.650	89.272	-9.327	21.437	92.374	0.626	36.947	0.103	0.019	302.374
12.975	89.171	-9.431	21.538	101.570	0.720	36.974	0.191	0.036	311.570
19.462	88.769	-9.585	21.739	110.120	0.806	37.003	0.332	0.062	320.120
29.193	88.064	-9.681	21.739	118.220	0.897	37.025	0.528	0.100	328.220
43.798	87.259	-9.785	21.638	125.840	0.995	37.045	0.640	0.121	335.840
65.684	86.353	-9.864	21.437	133.670	1.097	37.074	0.773	0.146	343.670
98.526	85.145	-9.905	21.236	140.380	1.199	37.103	0.894	0.169	350.380
147.798	93.902	-9.901	20.632	147.330	1.305	37.133	1.102	0.208	357.330
221.684	92.191	-9.839	19.726	154.040	1.416	37.158	1.339	0.253	364.040
332.526	91.083	-9.643	18.116	160.300	1.524	37.183	1.563	0.296	370.300
		-9.290	15.600	166.570	1.637	37.208	1.829	0.346	376.570
		-8.782	12.781	173.010	1.765	37.232	2.075	0.392	383.010
		-7.888	7.548	179.890	1.883	37.263	2.337	0.442	389.890
		-6.716	6.642	185.690	2.016	37.289	2.682	0.507	395.690
				191.900	2.136	37.315	2.965	0.561	401.900
				197.890	2.264	37.341	3.289	0.622	407.890
				203.670	2.393	37.367	3.667	0.694	413.670
				209.430	2.535	37.389	4.071	0.770	419.430
				215.630	2.673	37.415	4.503	0.852	425.630

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**  
**"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL DRENADO (ASTM D-4767-02)**

