



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Geotecnia)

**MODELACIÓN DE SUELOS PRECONSOLIDADOS EN BASE AL
CONCEPTO DE SUPERFICIE LÍMITE**

Opción de titulación
Tesis

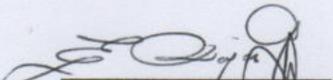
Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestría en Ciencias (Geotecnia)

Presenta:
Ing. Paulina Lizeth Talamantes Carrillo

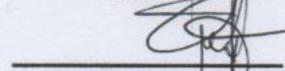
Dirigido por:
Dr. Eduardo Rojas González

SINODALES

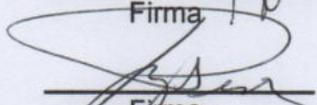
Dr. Eduardo Rojas González
Presidente


Firma

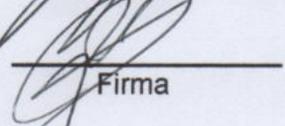
Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
Secretario


Firma

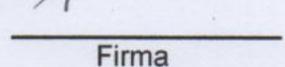
Dra. María de la Luz Pérez Rea
Vocal

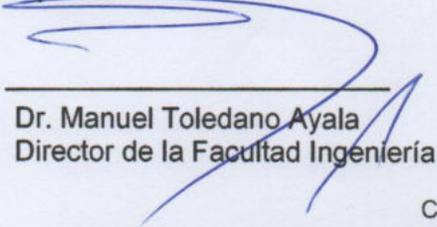

Firma

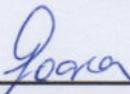
Dr. Omar Chávez Alegría
Suplente


Firma

Dra. Teresa López Lara
Suplente


Firma


Dr. Manuel Toledano Ayala
Director de la Facultad Ingeniería


Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Noviembre, 2018
México

RESUMEN

La conducta mecánica de los materiales geotécnicos es diferente debido a la variedad de fenómenos que se presentan, a diferencia de los suelos normalmente consolidados, los suelos altamente preconsolidados tienen una mayor resistencia y una menor relación de vacíos y presentan comportamientos más complicados como lo es la dilatancia. El uso de un modelo elastoplástico en mecánica de suelos ha sido apropiado para reproducir el comportamiento del suelo en procesos independientes del tiempo. Por lo tanto, el comportamiento de los suelos sometidos a cargas externas u otros fenómenos se puede simular mediante modelos constitutivos. Un modelo puede integrar y simular las respuestas de un suelo. El comportamiento mecánico de los materiales geotécnicos presenta fenómenos como superficie fluencia, deformaciones irreversibles y dilatancia inducida por esfuerzos de corte. Algunos modelos constitutivos que se han desarrollado solo aplican en ciertas condiciones y con cierto tipo de suelos. Sin embargo, hay muchos problemas donde se requiere diferentes estados y distintos tipos de suelos. Los modelos existentes aplicados a suelos altamente preconsolidados tienen deficiencias importantes. Mencionado lo anterior, se pretende realizar un modelo constitutivo con suelo no expansivo, en pruebas triaxiales drenadas, con suelos preconsolidados y normalmente consolidados. Donde a través del concepto de superficie límite permite mejorar la precisión del comportamiento del modelo para suelos altamente preconsolidados. A través de ensayos triaxiales y con la realización de un código en el programa Matlab se puede simular y con ello extender el modelo de estado crítico el cual es la base de la investigación para el caso de suelos altamente preconsolidados. Además de realizar el planteamiento de suelos no saturados.

(Palabras clave: grado de preconsolidación, suelos altamente preconsolidados, estado crítico)

SUMMARY

The mechanical behavior of geotechnical materials is different due to the variety of phenomena that occur, the difference of time, systems, rights, principles, principles, overconsolidated, resistance and the lowest relation between voids and the more complicated dilatancy behaviors. The use of an elastoplastic model in soil mechanics has been appropriate to reproduce soil behavior in time-independent processes. Therefore, the behavior of soils subjected to external loads or other phenomena can be simulated by constitutive models. A model can integrate and simulate the responses of a soil. The mechanical behavior of geotechnical materials presents phenomena such as surface creep, unrecoverable deformations and dilatancy induced by shear stresses. Some constitutive models that have been developed only apply in certain conditions and with certain types of soils. However, there are many problems where different states and different soil types are required. Existing models applied to highly overconsolidated soils have important deficiencies. Mentioned above, it is intended to make a constitutive model with non-expansive soil, in drained triaxial tests, with overconsolidated and normally consolidated soils. Where through the concept of surface limit allows to improve the precision of the behavior of the model for highly overconsolidated soils. Through triaxial assays and with the realization of a code in the Matlab program, it is possible to simulate and thereby extend the critical state model which is the basis of the investigation for the case of highly overconsolidated soils. In addition to carrying out the approach of unsaturated soils.

(Key words: degree of overconsolidation, highly overconsolidated soils, critical condition)

A los alumnos de los posgrados de la Universidad Autónoma de Querétaro

Las dedicatorias son opcionales

AGRADECIMIENTOS

Aquí es donde los estudiantes deben agradecer los financiamientos y apoyos recibidos por personas y/o instituciones. Hacemos hincapié en señalar que el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) señala la obligatoriedad de que las tesis y demás productos generados gracias a su apoyo así lo reconozcan.

TABLA DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
2. HIPÓTESIS	3
3. OBJETIVOS	3
3.1 OBJETIVO GENERAL:	3
3.2 OBJETIVO PARTICULAR:	3
4. ANTECEDENTES	4
4.1 LOS SUELOS.	4
4.2 CONSOLIDACIÓN DE SUELOS.	4
4.3 SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS (NC) Y PRECONSOLIDADOS (OC).	5
4.4 TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO.....	15
4.5 MODELOS CONSTITUTIVOS.	21
4.5.1 Generalidades de los modelos elastoplásticos	23
4.5.2 Teoría del estado crítico (modelos realizados).....	28
5. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
5.1 SUELOS SATURADOS.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
5.1.1 Estado de esfuerzos.....	5
5.2 SUELOS NO SATURADOS.....	6
5.2.1 Clasificación de los suelos no saturados.....	7
5.3 MODELO DE ESTADO CRÍTICO	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
5.4 DILATANCIA.....	8
5.4.1 Dilatancia con respecto a la resistencia al corte	10
5.5 PRUEBA TRIAXIAL.....	11
5.5.1 Prueba triaxial CD (consolidada – drenada).....	12
5.6 COMPRESIÓN ISOTRÓPICA.....	13
5.6.1 Suelos preconsolidados.....	15
6. METODOLOGÍA	30

6.1	PRUEBAS EXPERIMENTALES REALIZADAS	30
6.1.1	<i>Obtención y caracterización de suelo.</i>	30
6.1.2	<i>Prueba Odométrica.</i>	31
6.1.3	<i>Prueba Triaxial.</i>	32
6.2	MODELO PARA SUELOS PRECONSOLIDADOS.....	36
6.2.1	<i>Comportamiento Elástico</i>	36
6.2.2	<i>Comportamiento Plástico</i>	38
6.3	PLANTEAMIENTO DEL MODELO PARA SUELOS NO SATURADOS UTILIZANDO ESFUERZOS EFECTIVOS.	41
7.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	45
7.1	RESULTADOS CON UN GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN =1.....	46
7.2	RESULTADOS CON UN GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN=2	49
7.3	RESULTADOS CON UN GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN=3	52
7.4	RESULTADOS CON UN GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN =6.....	55
7.5	RESULTADOS CON UN GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN =10.....	58
7.6	RESULTADOS CON UN GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN =12.....	61
7.7	COMPARACIÓN DE RESULTADOS PARA SUELOS ALTAMENTE PRECONSOLIDADOS	64
7.7.1	<i>Esfuerzo deformación en suelos altamente preconsolidados mediante programa.</i>	64
7.7.2	<i>Comparación del modelo de estado crítico con las pruebas experimentales.....</i>	66
7.7.3	<i>Comparación con resultados procedentes de Henkel.....</i>	68
8.	RECOMENDACIONES.....	75
9.	CONCLUSIONES	74
10.	REFERENCIAS.....	76
11.	ANEXOS.....	79
11.1	GRÁFICA DE CONSOLIDACIÓN.....	79
11.2	CÓDIGO DE MODELO PARA SUELOS LIGERAMENTE CONSOLIDADOS.....	80
11.3	CÓDIGO DEL MODELO PARA SUELOS ALTAMENTE PRECONSOLIDADO.....	82

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 6:1 Pruebas triaxiales con los diferentes valores de OCR.....	34
Tabla 7:1 Valores de los parámetros de entrada del programa.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4-1.- Estado Critico	17
Figura 4-2.- Estado Critico	17
Figura 4-3.- Comportamiento Esfuerzo-Deformación idealizado de un suelo (Zepeda Garrido, 2004).	22
Figura 4-4.- Superficie de fluencia y superficie de falla	23
Figura 4-5.- Trayectoria de esfuerzos	24
Figura 4-6.- Flujo asociado y vector de incremento de deformación plástica	25
Figura 4-7.- Condición de falla de un material con flujo asociado.	26
Figura 5-1 Trayectorias de respuesta para diversos ensayos y línea del estado crítico.....	Error! Bookmark not defined.
Figura 5-2 Ensaye triaxial drenado (AB) y no drenado (AC) para muestras normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidados.	20
Figura 5-3 Representación del comportamiento dilatante y contractivo.	9
Figura 5-4 Esfuerzo, deformación cortante y dilatancia en una prueba triaxial (Atkinson,1993)	10
Figura 5-5.- Esquema de Ensayo Triaxial CD	13
Figura 5-6.- Curva de compresibilidad (Chávez, 2015).	14
Figura 6-1 Cribado por la malla #200	30
Figura 6-2.- Prueba de Hidrómetro.....	31
Figura 6-3 Ensaye de consolidación	32
Figura 6-4.- Equipo de Prensa triaxial.	34

Figura 6-5 Cámaras triaxial, a) probeta en consolidación. b) Probeta 1 en consolidación y probeta 2 en saturación.	35
Figura 6-6 Ejemplo de probetas ensayadas y llevadas a la falla.....	35
Figura 6-7.- Suelo ensayado en prueba triaxial.....	36
Figura 6-8 Representación esquemática de la ecuación 6-13.	39
Figura 6-6-91 Comportamiento volumétrico en esfuerzos efectivos.....	Error!
Bookmark not defined.	
Figura 7-1 Superficie de fluencia con grado de preconsolidación=1	46
Figura 7-2 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación = 1.	47
Figura 7-3 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación = 1	48
Figura 7-4 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =2	49
Figura 7-5 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =2.	50
Figura 7-6 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación =2	51
Figura 7-7 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =3	52
Figura 7-8 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =3	53
Figura 7-9 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación =3	54
Figura 7-10 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =6	55
Figura 7-11 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =6	56
Figura 7-12 Deformación volumétrica-deformación axial, un grado de preconsolidación =6	57

Figura 7-13 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =10	58
Figura 7-14 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =10	59
Figura 7-15 Deformación volumétrica-deformación axial, un grado de preconsolidación =10	60
Figura 7-16 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =12	61
Figura 7-17 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =12	62
Figura 7-18 Deformación volumétrica-deformación axial, un grado de preconsolidación =12	63
Figura 7-19 Gráficas esfuerzo-deformación del suelo altamente preconsolidado experimentales	64
Figura 7-20 Gráficas esfuerzo-deformación del suelo altamente preconsolidado en el programa	Error! Bookmark not defined.
Figura 11-1 Relación de vacíos-Log (p)	79

1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El comportamiento mecánico de los materiales geotécnicos es diferente debido a la variedad de fenómenos que se presentan, a diferencia de los suelos normalmente consolidados, los suelos altamente preconsolidados tienen una mayor resistencia y una menor relación de vacíos y presentan comportamientos más complicados como lo es la dilatancia.

En comparación entre ambos suelos, los suelos preconsolidados tienen impactos significativos diferentes como lo es en la construcción subterránea. Por lo tanto, desarrollar un modelo adaptado a esta anomalía tiene un alto valor práctico que permite integrar el comportamiento de un suelo no expansivo altamente preconsolidado. Y que considere el suelo en condición drenada, debido a que los modelos existentes tienen una variación importante cuando se aplican estos criterios.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Existen diferentes modelos constitutivos, los cuales predicen el comportamiento de suelos, pero cada uno de ellos se enfoca a fenómenos específicos.

Algunos modelos constitutivos que se han desarrollado solo aplican en ciertas condiciones y con cierto tipo de suelos. Sin embargo, hay muchos problemas donde se requiere diferentes estados y distintos tipos de suelos.

Los modelos constitutivos que existen utilizan parámetros los cuales fueron obtenidos con la realización de pruebas triaxiales utilizando suelos expansivos.

Los modelos existentes aplicados a suelos altamente preconsolidados tienen deficiencias importantes.

Mencionado lo anterior, se pretende realizar un modelo constitutivo con suelo no expansivo, en pruebas triaxiales drenadas, con suelos preconsolidados y normalmente consolidados.

Alonso et al (1987) plantean la utilidad de realizar un modelo de comportamiento que permite saber de forma más sistemática cuales son las respuestas de un suelo, compatibilizando comportamientos que aparentemente pueden no estar vinculados y permitiendo comparar e interpretar estos comportamientos siguiendo trayectorias diversas.

1.3 HIPÓTESIS

La aplicación del concepto de superficie límite permite mejorar la precisión del comportamiento del modelo de estado crítico para suelos altamente preconsolidados.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General:

Extender el modelo del Estado Crítico para el caso de suelos altamente preconsolidados, aplicando el concepto de superficie límite.

1.4.2 Objetivo Particular:

- Desarrollar el código del modelo en Matlab integrando los resultados gráficos obtenidos en ensayos triaxiales.
- Establecer la precisión del modelo para suelos altamente preconsolidados a partir de comparaciones numérico-experimentales.
- Realizar el planteamiento de un modelo para suelos no saturados, aplicando el concepto de esfuerzos efectivos.

2. ANTECEDENTES

2.1 Los suelos.

El suelo es la capa más superficial de la corteza terrestre, y es resultado del desgaste y/o desintegración de las rocas, debido a agentes externos o diferentes procesos físico-químicos en la naturaleza. Por regla general, todo lo que construye resulta soportado directa o indirectamente por el suelo.

2.2 Consolidación de suelos.

El suelo, como cualquier otro material, se deforma bajo las acciones de las cargas. En el caso los suelos saturados, las deformaciones están ligadas a las variaciones de los esfuerzos efectivos, expone la diferencia entre los esfuerzos totales y la presión de poro del agua. En el caso de los suelos secos, las deformaciones están directamente relacionadas con las cargas aplicadas, mientras que en el caso de suelos nos aturados, dependen fundamentalmente de variaciones en el grado de saturación (Sáez, 2010).

El cambio de volumen que ocurre bajo una carga aplicada depende de la compresibilidad del esqueleto del suelo; no obstante, el agua en los vacíos de un suelo saturado es relativamente incompresible y, si no existe drenaje, el cambio en los esfuerzos aplicados corresponde al cambio en la presión neutra y el volumen del suelo se mantiene constante (Berrones, 2001).

La estructura y las características tenso-deformación del suelo dependen de su historia geológica. Cuando se disminuye la reducción del índice de poros (la compresión sufrida), el suelo es más rígido (menos deformable) cuanto mayor es su nivel de tensiones inicial.

2.3 Suelos Normalmente Consolidados (NC) y preconsolidados (OC).

La formación de suelos tiene una influencia significativa originada por eventos importantes como son: el ambiente de depósito, eventos geológicos, erosión, actividad volcánica, fluctuaciones del nivel del mar.

Los depósitos de suelo se consolidan por acción de la gravedad y se denominan normalmente consolidado (NC) cuando durante su pasado geológico nunca fue sometido a presiones superiores a la que actualmente experimenta, estos materiales son blandos y poco resistentes en superficie, pero su rigidez aumenta con la profundidad. Cuando un estrato de suelo queda expuesto por causas como erosión, disminución del nivel del mar, desecación y descenso de capa freática el suelo se vuelve un suelo preconsolidado (OC) y es resultado de que la carga actual no es la máxima que ha actuado sobre él.

Los suelos preconsolidados, está asociada a algún estado de carga anterior que haya sufrido el material, refleja de cierta forma la “memoria” del suelo.

Un estrato de suelo puede quedar preconsolidado debido a diferentes causas entre las cuales se pueden nombrar: la erosión y el deshielo que disminuyen el peso sobre el estrato, la desecación y descenso de la capa freática que generan altas presiones efectivas.

2.4 Estado de esfuerzos

2.4.1 Suelos Saturados

Los esfuerzos efectivos se pueden definir como aquellas funciones de los esfuerzos totales y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones esfuerzo-deformación del suelo (Terzaghi, 1943). Según el principio del Dr. Karl V. Terzaghi, las relaciones esfuerzo-deformación del suelo dependen exclusivamente del exceso de las presiones totales sobre la presión intersticial. Dos aspectos del principio de Terzaghi son de gran importancia:

1. La presión de poro del agua actúa en el agua y en el sólido en cada dirección.
2. Únicamente los cambios en el esfuerzo efectivo explican los cambios en el estado del suelo.

El comportamiento de los suelos saturados se controla por cambios en el esfuerzo efectivo (Ecuación 2-1). El esfuerzo efectivo se define de tal manera que algunos cambios de volumen, deformación de corte o cambios en la resistencia al corte, ocurran solo debido a cambios en el esfuerzo efectivo. En suelos saturados el esfuerzo efectivo será igual al esfuerzo total menos la presión del fluido de los poros:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Ecuación 2-1

Donde σ' es el esfuerzo efectivo, σ el esfuerzo total y u es la presión de poros, por ejemplo, la resistencia al corte (τ) de un suelo saturado (Ecuación 2-2) se relaciona al esfuerzo efectivo normal (σ') por la ecuación de Mohr–Coulomb.

$$T = C' + \sigma' \tan(\varphi)$$

Ecuación 2-2

Donde c' es la cohesión y φ el ángulo de fricción interna.

Bishop y Eldin (1950) han comprobado experimentalmente el principio de los esfuerzos efectivos en diversos casos y en algunas ocasiones se ha objetado su aplicación. Skempton (1961) ha expresado formas modificadas para la conocida ecuación de los esfuerzos efectivos con base en ensayos de consolidación hasta altas presiones.

2.4.2 Suelos no saturados

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce un hinchamiento. Según

(Aitchison, 1973), tanto el colapso como el hinchamiento pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento de deformaciones del suelo al variar las condiciones ambientales (ejemplo cambios de humedad), sin modificación del estado tensional exterior.

El suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquido y gases. Contrariamente a lo expuesto con anterioridad, Fredlund y Morgenstern (1977) han propuesto una cuarta fase, considerando a la interfase entre el aire libre y el agua libre como una fase independiente. Aducen que esta interfase, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene propiedades distintas de las del agua y el aire a las que separa. En su análisis tensional dichos autores consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas (partículas sólidas y “membrana contráctil”) y las otras dos fases fluyen bajo las presiones aplicadas (aire y agua). Por otro lado, en las relaciones peso – volumen se considera el suelo como un sistema trifásico, incluyendo el peso de la membrana como parte del peso del agua y no considerando su volumen.

2.5 Clasificación de los suelos no saturados

La estructura de un suelo no saturado depende del proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado (por ejemplo, secado de un suelo natural o compactación de rellenos). La estructura tiene una influencia considerable en el comportamiento del suelo no saturado. Por esta razón, los suelos no saturados generados por diferentes procesos tienden a presentar diferentes formas de comportamientos mecánicos.

Wroth y Houlsby (1985) propusieron tres tipos diferentes de suelos no saturados tomando como base la continuidad del fluido de fases.

2.5.1 Fases continuas de aire y agua

Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un grado intermedio de saturación, este intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural; b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).

2.5.2 Fase de aire continua y fase de agua discontinua

Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos no saturados con bajos grados de saturación. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie y b) en algunos rellenos compactados por ejemplo escolleras y pedraplenes.

La presión de aire de poros en suelos no saturados es siempre mayor que la presión de agua de poros, debido a la curvatura de la interfase aire-agua. En suelos no saturados en bases de tierra que contienen una fase de aire continua la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continua está abierta a la atmósfera y la presión de agua de poros será negativa.

2.6 Dilatancia

Las características de contractancia y dilatancia de los suelos son uno de los aspectos fundamentales que los distingue de otros materiales empleados en ingeniería. El volumen ocupado por el material está lleno de vacíos (agua y aire), por lo que una perturbación mecánica de alguna forma altera la disposición de los granos al interior del volumen dependiendo de la disposición de los granos (Sáez, 2010).

El concepto de dilatancia es comúnmente utilizado en el ámbito de las arenas densas, que dilatan (incrementan el volumen) a medida que el esfuerzo cortante incrementa hasta la rotura. No se restringe solo a las arenas densas.

Hay muchos factores que afectan la propiedad de la dilatancia en suelos. Por causa de diferentes cargas externas, los parámetros de dilatancia en suelos son difíciles de cuantificar, y es complejo dar la selección óptima de parámetros en el diseño de ingeniería (Wu, 2018).

Representar la dilatancia y contractancia en suelos es representado esquemáticamente en la Figura 2-1. Suponiendo un conjunto de esferas representativas de la fase sólida de un suelo. La disposición de la izquierda superior corresponde a un estado inicial, donde el espacio de vacíos entre los “granos” es máxima. Al someter el conjunto a un esfuerzo de corte, las esferas de la fila superior tenderán a deslizar no sobre de otro ubicándose en los espacios disponibles entre las esferas de la fila inferior. Con dicho movimiento, el volumen total ocupado por las esferas tendrá a disminuir. Por lo contrario, si la disposición inicial es la más densa posible (izquierda inferior), las esferas tenderán a montar por sobre la fila inferior aumentando el volumen total empleado por el material. En consecuencia, el material se dilata debido al esfuerzo de corte impuesto. Luego, es posible concluir que la naturaleza del comportamiento volumétrico en condiciones drenadas depende fundamentalmente de la disposición inicial del material que conforma la fase sólida del suelo (Sáez, 2010).

La contracción es una densificación del material en carga drenada y un aumento de la presión intersticial en carga no drenada. La dilatancia es el efecto inverso.

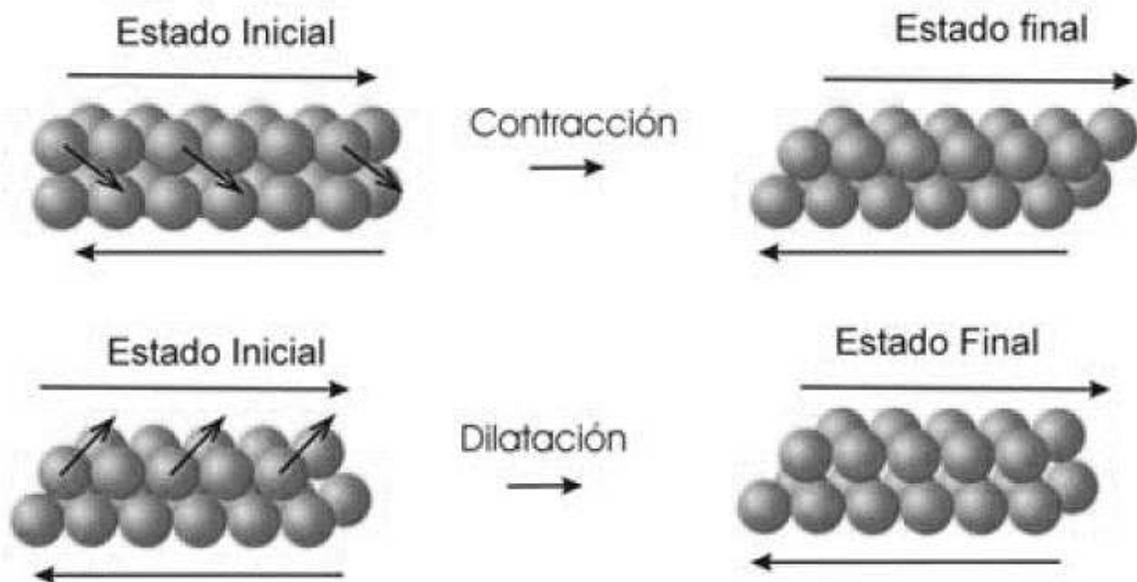


Figura 2-1 Representación del comportamiento dilatante y contractivo.

2.6.1 Dilatancia con respecto a la resistencia al corte

En un material elástico lineal, la aplicación de una carga cortante genera solamente deformaciones cortantes o cambios de forma; si el mismo proceso de la carga se aplica en un suelo granular se producen adicionalmente deformaciones volumétricas o cambios de volumen. En la Figura 2-2, se muestran dos curvas: una de esfuerzo cortante y la otra de deformación volumétrica, todas ellas contra la deformación cortante.

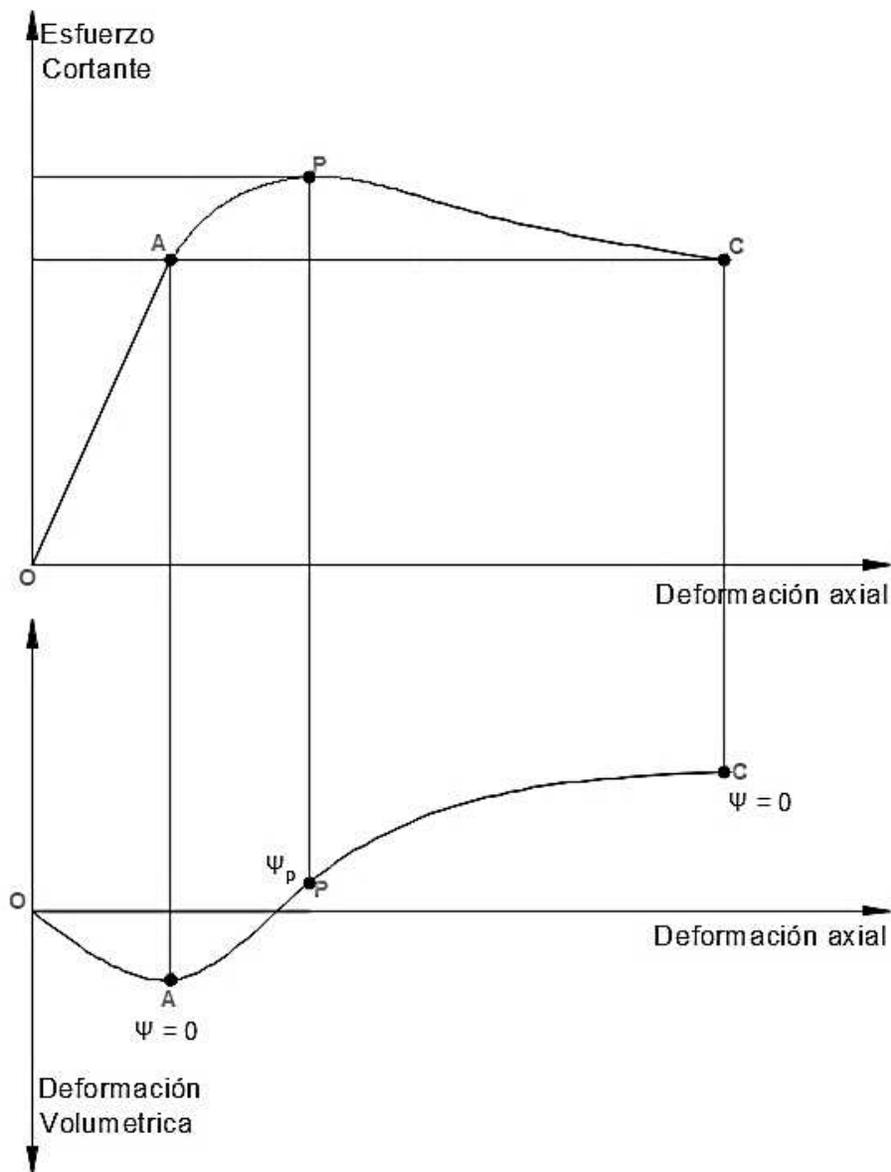


Figura 2-2 Esfuerzo, deformación cortante y dilatancia en una prueba triaxial (Atkinson,1993)

En la etapa inicial de carga (OA), ocurre una reducción de volumen; el suelo se dice contractivo en esta etapa. El cociente entre la deformación volumétrica y la cortante se denomina dilatancia, denotada como φ . El tramo (OA), la dilatancia es negativa, y en el punto A la dilatancia llega a ser nula. Posteriormente, el volumen se incrementa y el suelo se dice dilatante. La dilatancia positiva llega a tener su valor máximo en el punto P. A partir del punto P, el aumento de volumen tiende a un valor fijo, punto C, donde la dilatancia es nula. En la curva esfuerzo-deformación, se observa que el punto P se registra la resistencia máxima y en los puntos A y C, se tiene resistencia última.

La diferencia entre las resistencia máxima y última depende del grado de dilatancia del material. Los materiales granulares densos son dilatantes y los del estado suelto son contractivos. Pero aún para el mismo material el comportamiento dilatante varía en función de la presión confinante.

Cuando las presiones confinantes son bajas la no linealidad de la resistencia al corte se debe al efecto de dilatancia. A medianas y altas presiones, las arenas se aproximan a una línea recta.

2.7 Prueba triaxial

La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante.

En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra tiene discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral (Salas, 2011).

2.7.1 Prueba triaxial CD (consolidada – drenada)

La característica fundamental de este ensayo desarrollado mediante la norma ASTM D-7181 es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Para esto se aplica al suelo una presión hidrostática de confinamiento (σ_3) alrededor de la probeta mediante un fluido, manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario produciendo en ella una consolidación isotrópica. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. Adicionalmente se le aplica un esfuerzo ($\Delta\sigma_v$) a la muestra en la dirección axial para provocar la falla (Figura 2-3), cada incremento se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero (Salas, 2011).

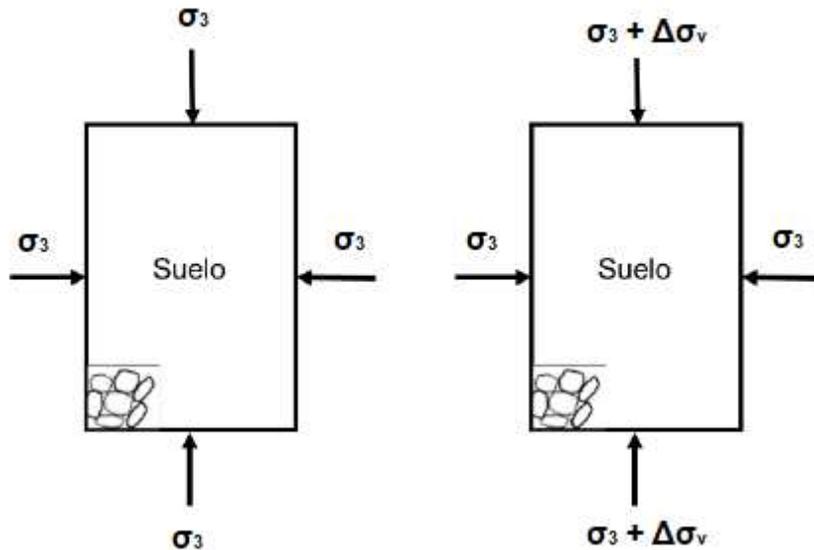


Figura 2-3.- Esquema de Ensayo Triaxial CD

El esfuerzo cortante con drenaje representa la condición de resistencia que se desarrolla en un suelo por un cambio de esfuerzo a largo plazo; se puede usar en cualquier problema que envuelva esfuerzo cortante en arcillas saturadas para determinar el esfuerzo efectivo en la falla conociendo los esfuerzos total y neutro.

La consolidación del suelo se produce en dos etapas: la primera se produce durante la adición del esfuerzo de confinamiento y, la segunda, durante la adición del esfuerzo axial que induce el esfuerzo cortante al suelo. Como resultado de la consolidación, el contenido de agua y espaciamiento entre las partículas se reducen y la liga entre las partículas se aumenta proporcionalmente al esfuerzo de confinamiento que supera la compresión; por lo tanto, la resistencia aumenta en la proporción al aumento del esfuerzo de confinamiento efectivo.

2.8 Compresión isotrópica

Con base a las características de compresibilidad, los suelos se clasifican en normalmente consolidados y preconsolidados. A la luz de la teoría elastoplástico, los suelos preconsolidados desarrollan deformaciones elásticas exclusivamente. Por otro lado, los suelos normalmente consolidados han alcanzado un nivel crítico de esfuerzo más allá del cual sus deformaciones son la suma de las deformaciones elásticas y plásticas. Las deformaciones del material son inferiores para el material

preconsolidado. Al valor crítico de esfuerzos se le conoce como esfuerzo de preconsolidación (p_0) depende de la historia de carga-descarga mecánica del suelo y es análogo al esfuerzo de fluencia observado al someter un elemento de acero a esfuerzos de tensión (Chávez, 2015).

Por lo tanto, el comportamiento volumétrico de un suelo sujeto a compresión isotrópica se desglosa en la Figura 2-4. El suelo se comprime inicialmente en su etapa de recompresión "ab", posteriormente continua la etapa normalmente consolidada "bc", por último, el suelo se descarga para alcanzar "cd"; λ y κ son pendientes de los estados normalmente consolidado y preconsolidados, respectivamente. El esfuerzo de preconsolidación (p_0) distingue las etapas de recompresión-recarga.

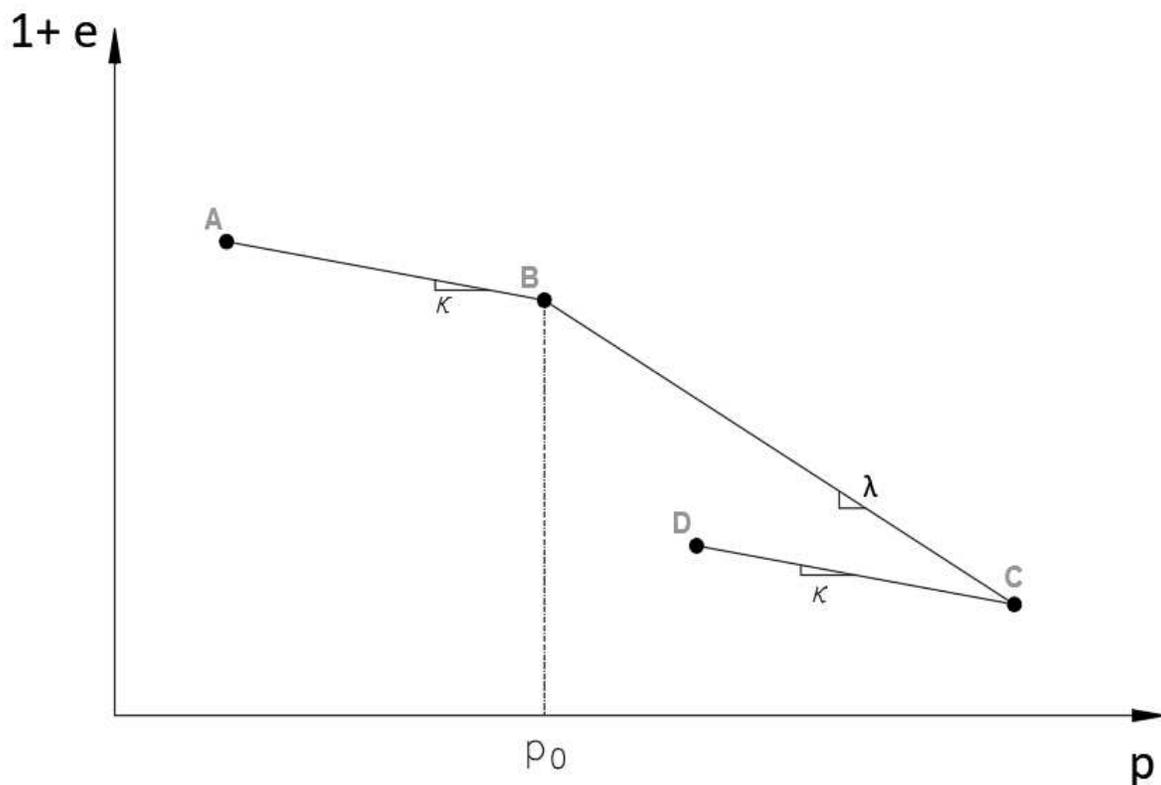


Figura 2-4.- Curva de compresibilidad (Chávez, 2015).

2.8.1 Suelos preconsolidados

Los suelos preconsolidados han sufrido tensiones efectivas verticales mayores que las que soporta en el instante de la observación. Para definir cualitativamente el concepto de preconsolidación se emplean dos parámetros fundamentales:

2.8.1.1 La razón o grado de preconsolidación (OCR)

El parámetro que permite expresar el grado de preconsolidación del suelo es la relación entre la tensión efectiva vertical máximo histórica y la tensión efectiva vertical en el instante (ecuación 2-3) denominada grado de preconsolidación (OCR, over consolidation ratio por sus siglas en inglés):

$$OCR = \frac{\sigma'v \text{ máxima}}{\sigma'v \text{ actual}}$$

Ecuación 2-3 OCR

Parry y Wroth (1981) propusieron una formula simplificada para estimar el grado de preconsolidación (OCR) debido al descenso de nivel freático, que deja patente el cambio de las tensiones que implica la variación del nivel freático.

2.8.1.2 La presión de consolidación

σ'_p (también llamada de preconsolidación), que es precisamente la tensión efectiva vertical máxima del elemento de suelo a lo largo de su historia tensional.

La razón de preconsolidación es igual a 1 para estados normalmente consolidados, mientras que resulta superior a la unidad en los estados preconsolidados.

2.9 Teoría del estado crítico.

El núcleo del concepto es que el suelo y otros materiales granulares, si se distorsionan continuamente hasta que fluyen como un fluido de fricción, entrarán en un entorno bien definido.

El estado crítico se determina por las ecuaciones 2-4 y 2-5 (Schofield and Wroth):

$$q = Mp$$

Ecuación 2-4

$$v = N - \lambda \ln p$$

Ecuación 2-5

Donde las constantes M , v , y λ representan propiedades básicas del material del suelo, y los parámetros q , N y p .

Por lo que considerar un agregado de partículas sólidas aleatorias irregulares de diversos tamaños se desgarran, unas con otras durante el proceso de deformación. Visualizado a nuestra distancia vemos un flujo continuo, pero a corta distancia, esperaríamos encontrar muchas causas complicadas de disipación de energía y algún daño a las partículas; sin embargo, si describimos de manera general el proceso completo de disipación de energía como “fricción”, la Ecuación 2-4 “ q ” determina la magnitud del “esfuerzo desviador”, necesario para mantener el flujo continuo del suelo como producto de una constante fricción “ M ” con la presión “ p ” como se observa en Figura 2-5.

Macroscópicamente la Ecuación 2-5, indica que el volumen específico “ N ” ocupado por un volumen unitario de partículas que fluyen disminuirá a medida que aumenta el logaritmo de la presión (Figura 2-6).

Ambas ecuaciones tienen sentido para la arena seca; también tienen sentido para la arcilla limosa saturada donde las presiones dan como resultado grandes volúmenes específicos, es decir, más agua en los huecos y una pasta de arcilla de una consistencia más suave que fluye bajo menos esfuerzo desviador.

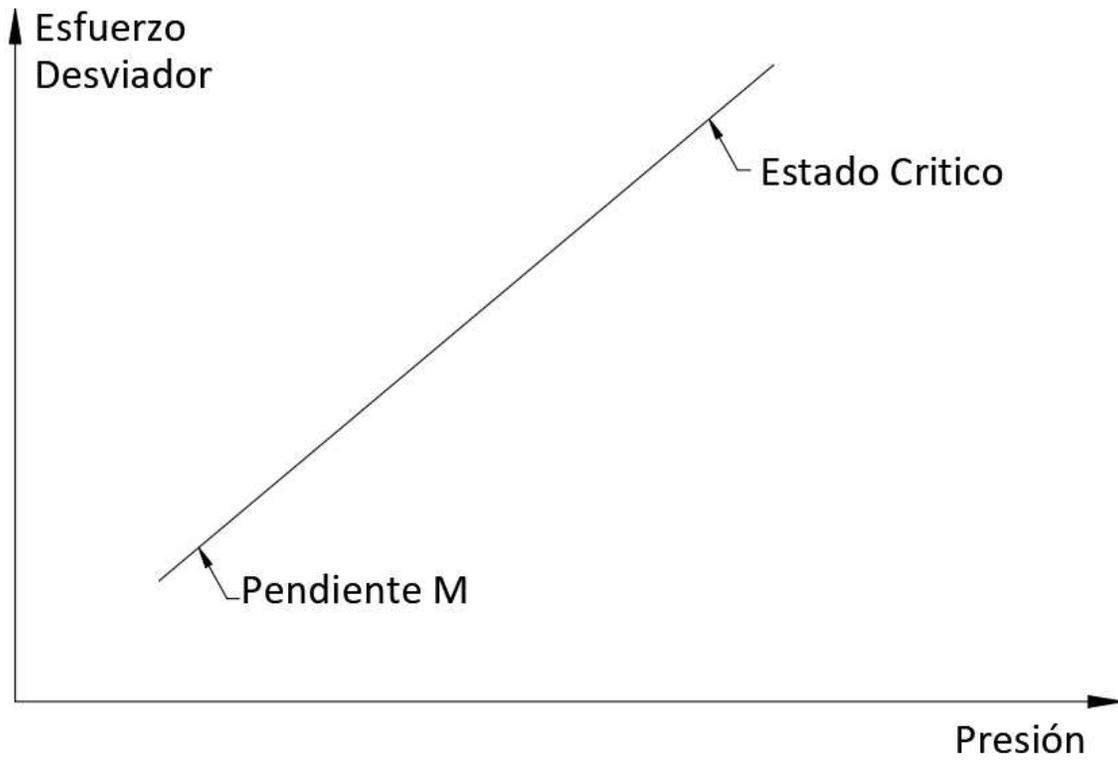


Figura 2-5.- Estado Critico

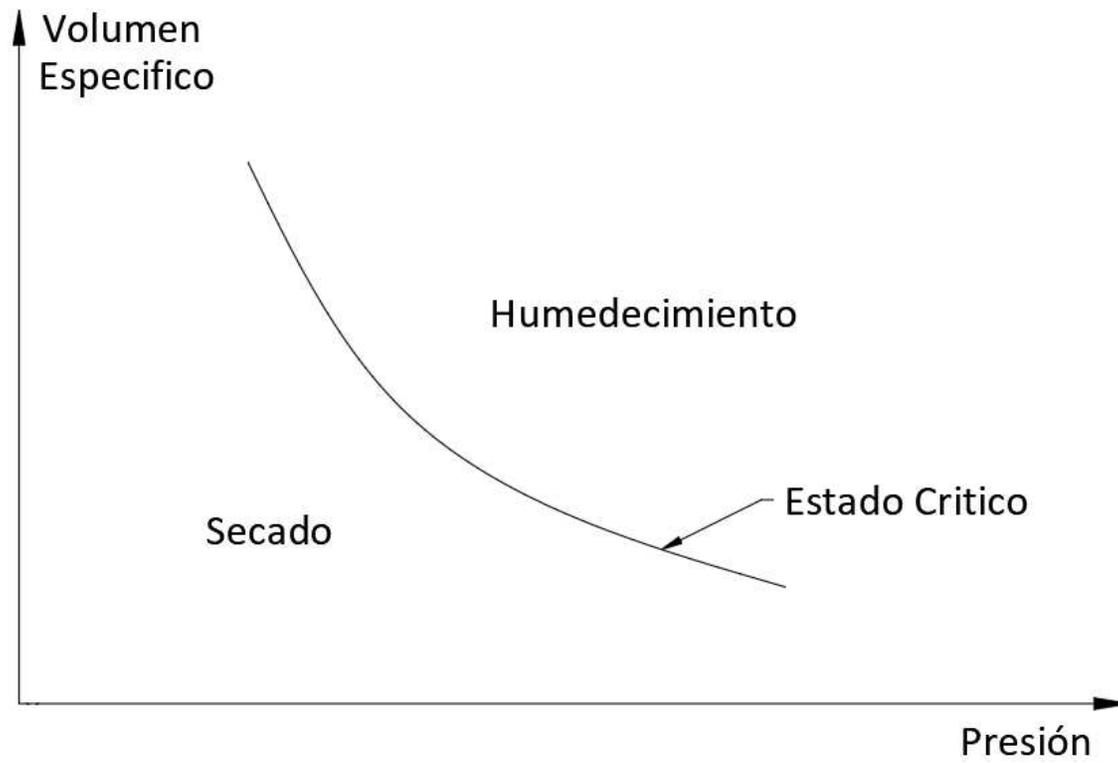


Figura 2-6.- Macroscópicamente Estado Critico

La ecuación 2-5 puede ser descrita mediante la Figura 2-7, donde N representa el volumen específico para un esfuerzo medio efectivo unitario. La respuesta de descarga-recarga se puede trazar como una línea recta de pendiente “k”(ecuación 2-6).

$$v = v_k - k \ln p'$$

Ecuación 2-6

Si en la misma Figura se trazan las trayectorias de respuestas del suelo para ensayos drenados y no drenados realizados en probetas normalmente consolidadas (NC) y preconsolidados (PC) se obtienen las curvas indicadas en las Figura (5-1). Se observa que se alinean en una recta paralela a la línea de compresión virgen isotrópica (CVI). A esta línea se le denomina del Estado Crítico (LEC) y representa una condición en donde el material alcanza un estado de plasticidad perfecta en donde la deformación desviadora crece indefinidamente mientras los esfuerzos efectivos y la deformación volumétrica total se mantienen constantes.

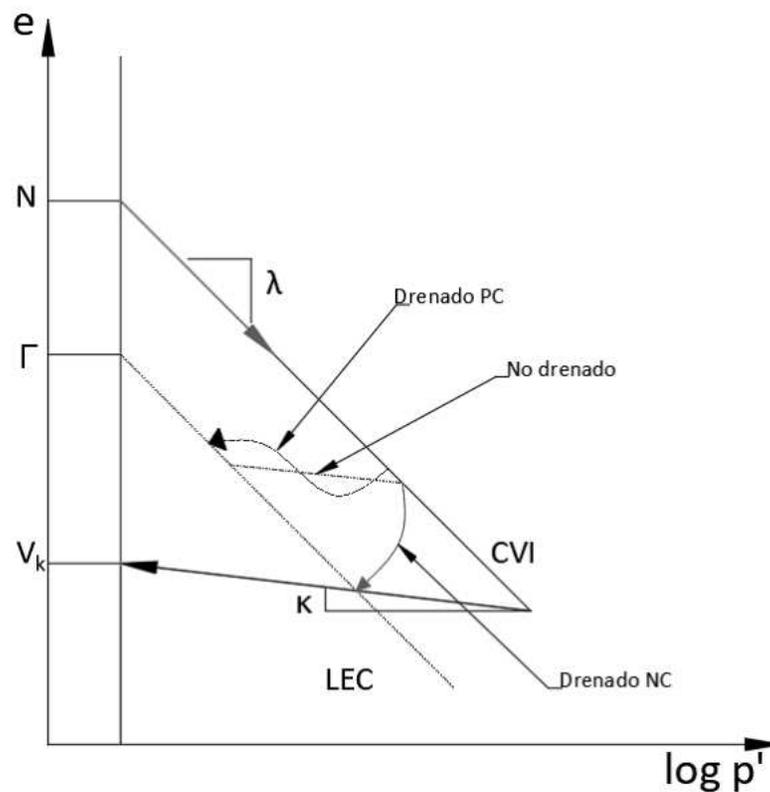


Figura 2-7 Trayectorias de respuesta para diversos ensayos y línea del estado crítico

La condición perfecta de plasticidad, se puede mostrar en ecuación 2-7.

$$\frac{dp'}{d\varepsilon_q} = \frac{dq}{d\varepsilon_q} = \frac{dv}{d\varepsilon_q} = 0$$

Ecuación 2-7

Donde $p', q, v \neq 0$ y $d\varepsilon_q \rightarrow \infty$

La teoría del Estado Crítico propone una superficie de fluencia de forma elíptica cuyo vértice izquierdo se fija en el origen y el derecho se coloca en el valor del esfuerzo de preconsolidación p'_0 . (ecuación 2-8).

$$f = q^2 - M^2[p'(p'_0 - p')] = 0$$

Ecuación 2-8

Donde M representa la pendiente de la línea de Estado Crítico (ecuación 2-9) en los ejes (p', q)

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}$$

Ecuación 2-9

En el cual ϕ es el ángulo de fricción, otra forma de representar M es por medio de las ecuaciones 2-10 y 2-11.

$$q = Mp'$$

Ecuación 2-10

$$M = \frac{q}{p'}$$

Ecuación 2-11

El valor de p'_0 controla el tamaño de la superficie de fluencia, de tal manera que implícitamente se considera el endurecimiento isotrópico dado que la superficie de fluencia puede cambiar de tamaño, pero no de forma.

En los ensayos triaxiales drenados o no drenados, normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, trayectorias AB y AC, respectivamente dentro de la Figura 2-8 las deformaciones plásticas se inician cuando el estado de esfuerzos hace contacto con la superficie inicial de fluencia. Al incrementar la carga, el material se endurece y la superficie de fluencia crece.

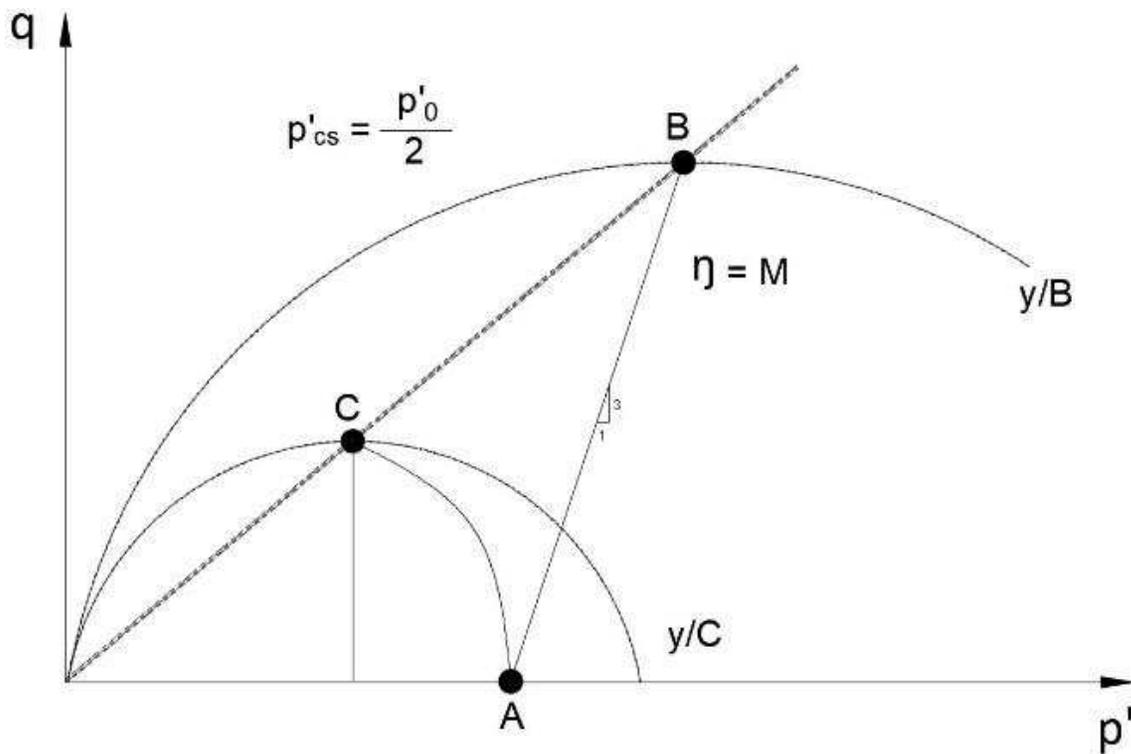


Figura 2-8 Ensayo triaxial drenado (AB) y no drenado (AC) para muestras normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidados.

Por lo tanto, el comportamiento de los suelos sometidos a cargas externas u otros fenómenos se puede simular mediante modelos constitutivos. Un modelo puede integrar y simular las respuestas de un suelo. El comportamiento mecánico de los materiales geotécnicos presenta fenómenos como superficie fluencia, deformaciones irrecuperables y dilatancia inducida por esfuerzos de corte (Gens y Potts, 1988).

Estas características sugieren inmediatamente que la teoría de la plasticidad podría ser muy adecuada para la descripción del comportamiento de suelos y rocas.

Estos modelos están basados en relaciones esfuerzo-deformación que normalmente se establecen de teorías elastoplásticas. Sin embargo, los modelos constitutivos se pueden establecer considerando los fenómenos principales, que ocurren durante la aplicación de cargas y son suficientemente precisos para diferentes fines de ingeniería.

2.10 Modelos constitutivos.

El uso de un modelo elastoplástico en mecánica de suelos ha sido apropiado para reproducir el comportamiento del suelo en procesos independientes del tiempo.

En un modelo elástico (ecuación 2-12), la respuesta es reversible, el cual se desarrolla por la ley de Hook, que para vincular el aumento de esfuerzos medios dp y desviadores dq con el incremento de las deformaciones volumétricas $d\varepsilon_v^e$ y desviadoras $d\varepsilon_q^e$ se permite mostrar como:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k & 0 \\ 0 & 1/3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 2-12 Matriz de deformaciones elásticas del suelo

K módulo de compresibilidad volumétrica y G modulo cortante en función de la deformación del material. El suelo muestra un comportamiento inicialmente un comportamiento aproximadamente lineal hasta llegar al punto de fluencia.

Por otro lado, las deformaciones en un modelo plástico son irreversibles y depende de la trayectoria. Para describir el comportamiento de los materiales en los que se observan deformaciones irrecuperables, fenómenos de fluencia y dilatancia inducida por tensiones de corte, es necesario aplicar la teoría de la plasticidad.

Partiendo de lo anterior el comportamiento del suelo se forma de una parte elástica ε^e y otra parte plástica ε^p , inician las deformaciones irrecuperables como se observa en Figura 2-9.

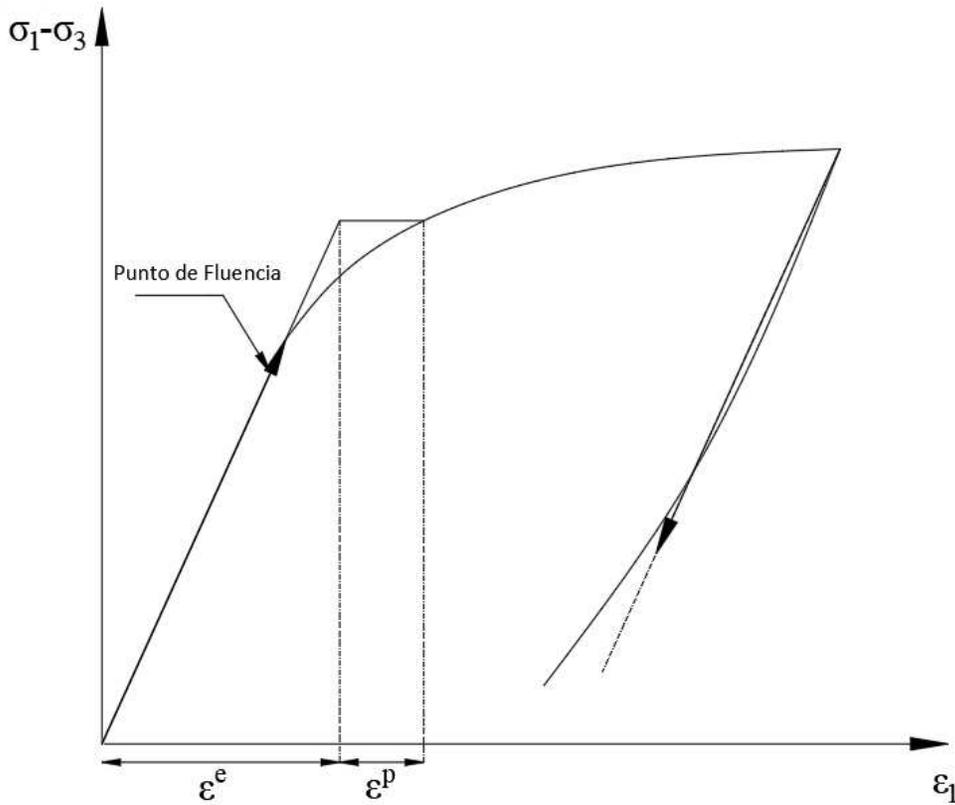


Figura 2-9.- Comportamiento Esfuerzo-Deformación idealizado de un suelo (Zepeda Garrido, 2004).

El estudio de la teoría de la plasticidad comenzó en los trabajos de Coulomb (1776) y Rankine (1857) para analizar las presiones de tierra. Una perspectiva general de la evolución de los métodos elastoplásticos puede encontrarse en Gens y Potts (1987) mencionado por Yuk (1994).

Un modelo elastoplástico queda definido con la formulación de un criterio límite de discontinuidad, la aplicación del principio de actividad de deformaciones elásticas y plásticas, la definición de una regla de flujo generalizada y el planteamiento de las reglas de rigidización.

Drucker y Prager (1952) y Drucker (1953) presentaron las primeras formulaciones plásticas para representar el comportamiento del suelo. Los primeros modelos de estado crítico fueron desarrollados en la Universidad de Cambridge por Roscoe et al. (1958). Estos modelos permitieron reproducir los rasgos más característicos del

comportamiento de los suelos desde el punto de vista cualitativo y también sirvieron de base para la obtención de modelos más completo, capaces de predecir el comportamiento de los suelos.

2.10.1 Generalidades de los modelos elastoplásticos

El criterio de punto de fluencia puede ser mostrado en un espacio de esfuerzos, de tal manera que el grupo de puntos de fluencia en todas las direcciones produce una superficie de fluencia como se muestra en la Figura 2-10 y Figura 2-11.

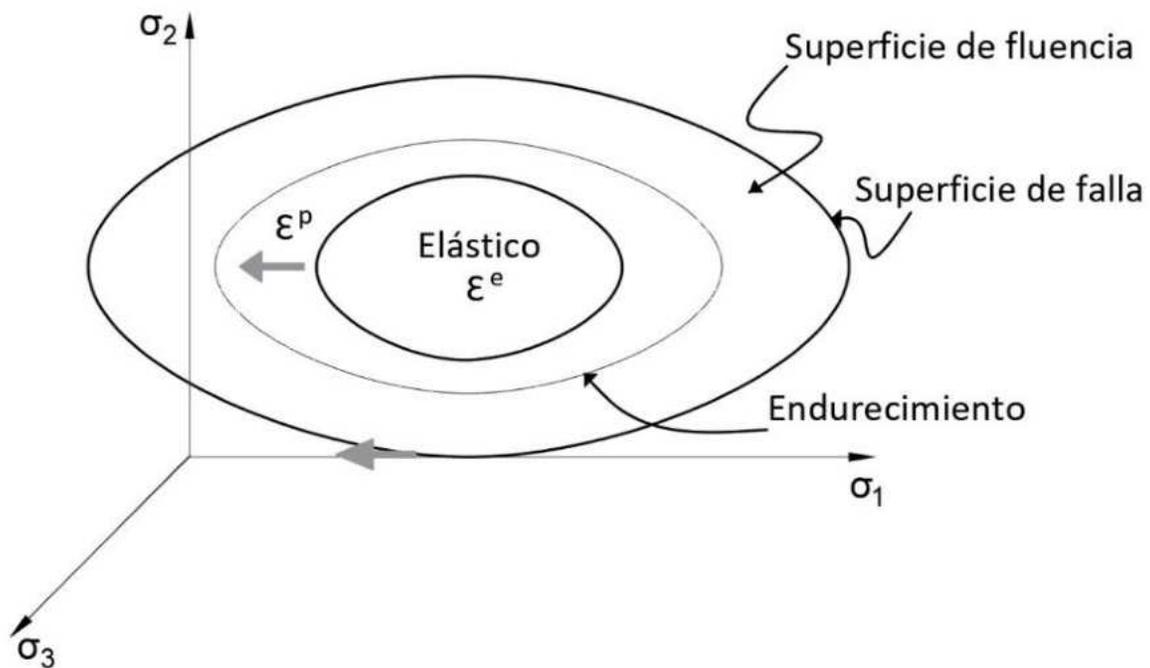


Figura 2-10.- Superficie de fluencia y superficie de falla

Cuando el suelo alcanza la superficie de fluencia, este se deforma plásticamente, pero para que esta deformación no crezca indefinidamente antes de que el material alcance el esfuerzo de falla, el suelo debe endurecer plásticamente, por lo tanto, la superficie de fluencia debe de crecer.

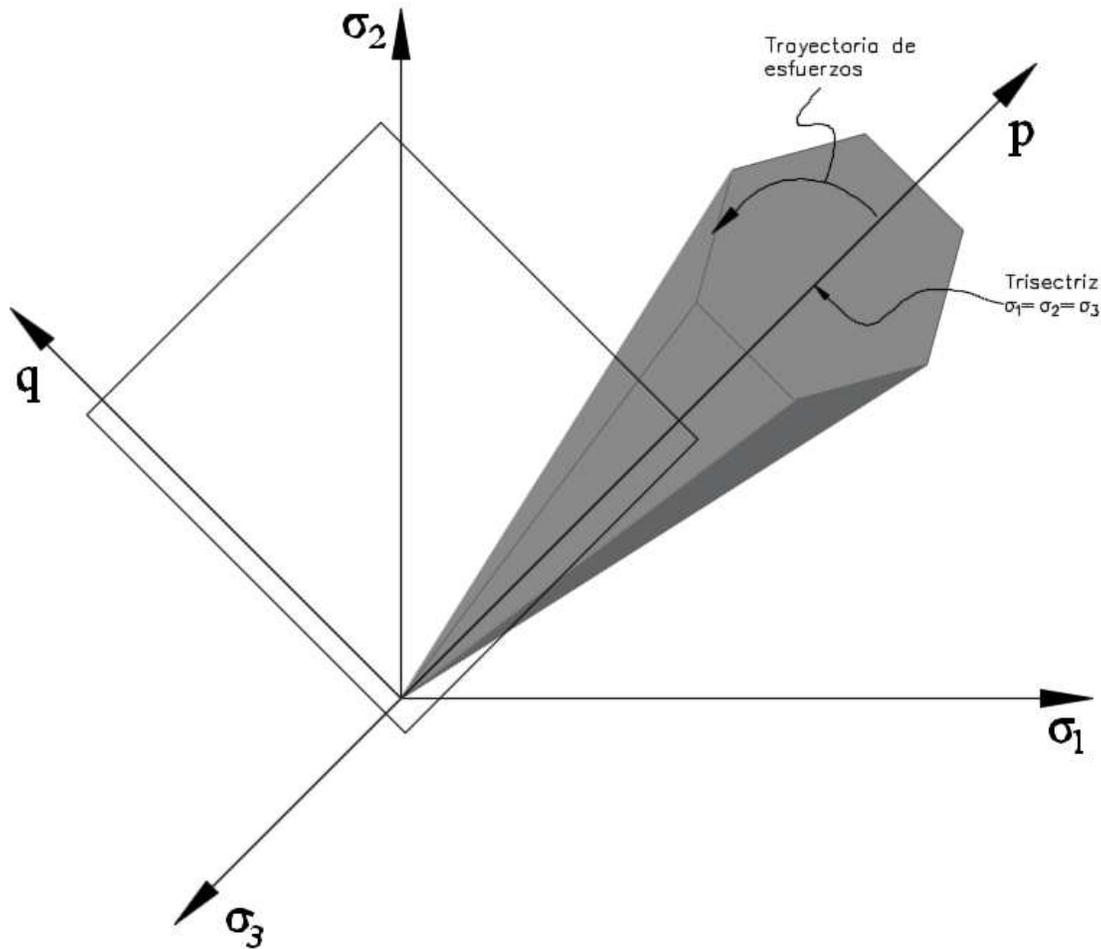


Figura 2-11.- Trayectoria de esfuerzos

El endurecimiento de la superficie puede ser de varios tipos: isotrópico, anisotrópico, cinemático o una combinación de estos. El endurecimiento isotrópico es donde la superficie mantiene su forma mientras el crecimiento de su tamaño es controlado por un parámetro de endurecimiento al contrario del anisotrópico en donde además de aumentar de tamaño cambia de forma. El endurecimiento cinemático es en el que la superficie no cambia de forma ni de tamaño, pero se traslada en el espacio de tensiones principales (Blangino, 2011).

El aumento de deformación plástica se puede descomponer en una componente volumétrica $\delta \varepsilon_v^p$ y otra desviadora $\delta \varepsilon_d^p$ y tendrá una dirección definida por el estado

de esfuerzos al momento de alcanzar la superficie de fluencia como se muestra en la Figura 2-12.

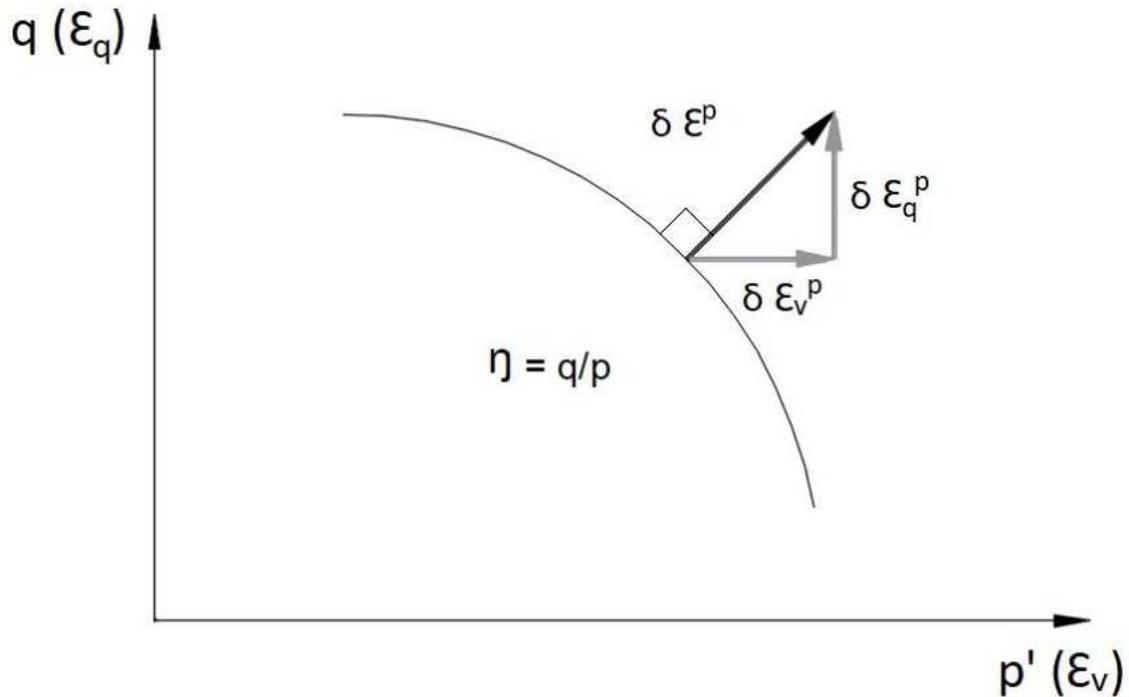


Figura 2-12.- Flujo asociado y vector de incremento de deformación plástica

Para el caso de suelos, experimentalmente se ha observado que no obedecen al flujo asociado, sin embargo, no están lejos de cumplir esta condición, lo que simplifica el desarrollo de modelos matemáticos.

En el momento que un suelo siga cargando hasta conseguir el estado de esfuerzos que ocasiona la ruptura, cuando las deformaciones plásticas aumentan indefinidamente la superficie de fluencia no crece más. Es necesario que las deformaciones volumétricas sean nulas, para que el suelo consiga el estado plástico de la falla (Figura 2-13).

Para construir un modelo constitutivo elastoplástico, es imprescindible determinar tres componentes fundamentales (Zepeda Garrido, 2004):

- La forma de superficie de fluencia

- El potencial de flujo o la regla de flujo
- El endurecimiento o condición de consistencia

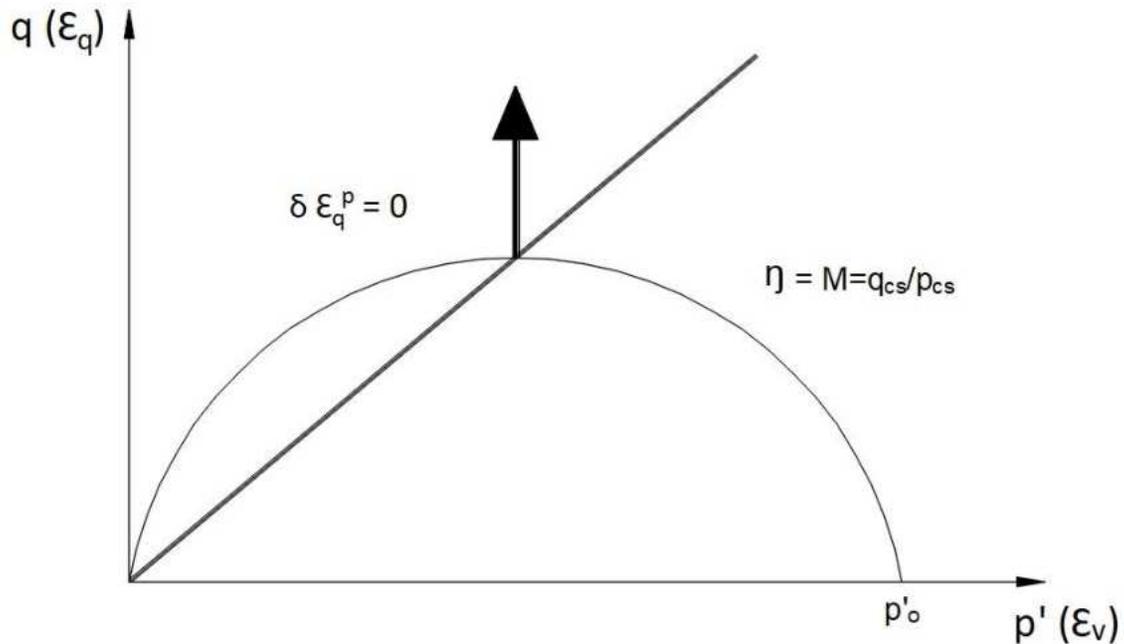


Figura 2-13.- Condición de falla de un material con flujo asociado.

El límite que divide la zona elástica de la zona plástica se define a partir de una función escalar f , establecida en el espacio de tensiones llamada “función o superficie de fluencia” que permite definir durante el proceso de carga, la evolución de las fronteras del dominio elástico dentro del espacio de tensiones y también el comienzo del proceso inelástico (Balmaceda, 1991). El criterio de fluencia está definido por una función “ f ”.

La superficie de fluencia f (ecuación 2-13) se constituye como una función que depende en los ejes de esfuerzo efectivo medio contra esfuerzo desviador implicando asimismo las variables de endurecimiento. En el caso particular de un endurecimiento isotrópico por el incremento de su vértice en el eje del esfuerzo medio p'_0 .

$$f(p', q, p'_0) = 0$$

Ecuación 2-13

En su apariencia diferencial puede presentarse como ecuación 2-14.

$$\frac{df}{dp'} dp' + \frac{df}{dq} dq + \frac{df}{dp'_0} dp'_0 = 0$$

Ecuación 2-14

El potencial plástico por medio de ecuación 2-15.

$$g(p', q)$$

Ecuación 2-15

Los incrementos de esfuerzos aplicados se relacionan con las deformaciones plásticas, de los cuales depende el endurecimiento de la superficie de fluencia (ecuación 2-16).

$$dp'_0 = \frac{dp'_0}{d\varepsilon_v^p} d\varepsilon_v^p + \frac{dp'_0}{d\varepsilon_q^p} d\varepsilon_q^p$$

Ecuación 2-16

Asimismo, el incremento de la deformación plástica se obtiene al multiplicar el gradiente potencial plástico (que define la dirección del vector) por un escalar X que define su magnitud (ecuación 2-17).

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_q^p = x \left(\frac{dg}{dp'} + \frac{dg}{dq} \right)$$

Ecuación 2-17

Compaginando las ecuaciones (2-15), (2-16) y (2-17) es permisible conseguir el valor de X expresada en la ecuación 2-18.

$$x = \frac{-\left(\frac{df}{dp'} dp' + \frac{df}{dq} dq\right)}{\frac{df}{dp'_0} \left(\frac{dp'_0}{d\varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp'} + \frac{dp'_0}{d\varepsilon_q^p} \frac{dg}{dq}\right)}$$

Ecuación 2-18

Sustituyendo el valor de la Ecuación (2-18), se obtiene la relación general para modelos constitutivos elastoplásticos (ecuación 2-19).

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{1}{\frac{df}{dp'_0} \left(\frac{dp'_0}{d\varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp'} + \frac{dp'_0}{d\varepsilon_q^p} \frac{dg}{dq} \right)} \begin{bmatrix} \frac{df}{dp'} \frac{dg}{dp'} & \frac{df}{dq} \frac{dg}{dp'} \\ \frac{df}{dp'} \frac{dg}{dq} & \frac{df}{dq} \frac{dg}{dq} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 2-19

Se necesita definir las ecuaciones de superficie de fluencia, del potencial plástico y la regla de endurecimiento. Por tanto, si se asume la condición de flujo asociado ($f=g$), la Ecuación (2-19) se reduce a:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{1}{\frac{df}{dp'_0} \left(\frac{dp'_0}{d\varepsilon_v^p} + \frac{dp'_0}{d\varepsilon_q^p} \frac{dp'}{dq} \right)} \begin{bmatrix} \frac{df}{dp'} & \frac{df}{dq} \\ \frac{dg}{dq} & \left(\frac{df}{dq} \right)^2 \frac{dp'}{df} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 2-20

Solamente se necesita definir la ecuación de superficie de fluencia y la regla de endurecimiento. Si se asume la regla de flujo asociado, la matriz de rigidez se vuelve simétrica y que las filas de la matriz son múltiplos una de otra.

Al utilizar una forma simple de superficie de fluencia, las ecuaciones del modelo se facilitan significativamente haciendo esto una característica muy importante del Modelo del Estado Crítico.

2.10.2 Teoría del estado crítico (modelos realizados)

2.10.2.1 Modelos fundamentados en el estado crítico

Diferentes autores perfeccionaron formulaciones para elaborar modelos de estado crítico en el caso de suelos saturados. Al respecto se puede mencionar como trabajos precursores:

- El modelo de Drucker (1957) en el que se determina una superficie controlada por el cambio de volumen.
- Roscoe (1958) determinaron la conducta dentro del concepto de estado crítico.
- Calladine (1963) aprobó la teoría de plasticidad con rigidización.

Las consideraciones de estado crítico ayudaron de base para el avance de modelos más complejos como modelo Granta-Gravel y el Cam- Clay (Roscoe, 1963 y Schofield y Wroth, 1968) y también el Cam-Clay Modificado (Roscoe y Burland, 1968). La teoría de plasticidad fue aplicada con éxito en estos modelos para modelar el comportamiento mecánico de los suelos saturados.

El modelo Cam–Clay fue el primero de los modelos formulado y hasta hoy sigue siendo una base de referencia. Este modelo, que fue inicialmente desarrollado para el caso de arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas, adopta formulaciones relativamente sencillas y sus predicciones son adecuadas en algunos casos.

El modelo básico de Barcelona (Alonso, 1990) o “Barcelona Basic Model” por sus siglas en inglés BBM está planteado basándose en la teoría de la plasticidad rigidizable, así se compone de unas superficies de fluencia, ley de fluencia, ley de rigidización.

3. METODOLOGÍA

Este capítulo contiene el procedimiento detallado de la realización de experimentación, así como la realización del modelo.

3.1 Pruebas experimentales realizadas

Las pruebas se realizaron con el equipo adecuado y necesario para su realización, en la Universidad Autónoma de Querétaro, en el Laboratorio de Geotecnia, Materiales y Geomática, dentro de la facultad de Ingeniería.

3.1.1 Obtención y caracterización de suelo.

El proceso de extracción del suelo radicó en obtener una muestra de suelo del banco de arena cercano al laboratorio de geotecnia, el cual se extrajo mediante tamices.

3.1.1.1 Granulometría.

Mediante la distribución de los tamaños de las partículas de la muestra basada en la norma ASTM D-2487, se obtuvo material el cual paso la tamiz No. 200 para el desarrollo de esta tesis y posteriormente se realizó el ensaye de hidrómetro basado en la ley de Stokes, la cual relaciona la velocidad de una esfera, cayendo libre a través de un fluido basada en la norma ASTM D-2974 para obtener la curva granulométrica del material (Figura 3-1).



Figura 3-1 Cribado por la malla #200

3.1.1.2 Densidad de Sólidos

La determinación de la densidad de sólidos de la muestra extraída se establece con base a la norma ASTM-D-854, esta propiedad se establece para calcular relaciones volumétricas de los suelos tales como el grado de saturación y relación de vacíos (Figura 3-2).



Figura 3-2.- Prueba de Hidrómetro.

3.1.2 Prueba Odométrica.

Se realizó 2 pruebas odométricas con base a la norma ASTM-D-2435, donde se remoldeó el suelo para colocarlo en el anillo, posteriormente se colocó papel filtro en ambas caras descubiertas del anillo, enseguida se instalan las piedras porosas y a continuación se acomoda en la cazuela de consolidación y se coloca en el consolidómetro. Se procede a saturar la muestra y registrar hasta que no sufra cambios de volumen.

El inicio del ensaye consiste en aplicar cargas (1kg, 2kg, 4kg) y tomar lecturas de acuerdo a la norma. Posteriormente se realizan las descargas. El propósito de esta prueba es obtener los datos del ensaye y graficar los resultados para conseguir las pendientes de carga – descarga (λ y k) de la muestra de suelo (Figura 3-3).



Figura 3-3 Ensaye de consolidación

3.1.3 Prueba Triaxial.

Se realizaron diversas pruebas triaxiales siguiendo la norma ASTM D-7181, con el material se remoldeo y se realizaron probetas de un diámetro de 3.6 cm y la altura que debe cumplir de 2 a 2.5 veces el diámetro, las pruebas triaxiales fueron del tipo consolidada drenada (CD).

En esta investigación se está simulando un suelo altamente preconsolidado, para obtenerlo se realizó de la siguiente forma:

Se coloca la probeta en la base de la cámara triaxial con sus respectivos papeles filtro y piedras porosas, a continuación, se coloca la membrana de latex y el cabezal en la parte superior donde son colocados los “o-rings” tanto en la parte inferior como superior, enseguida es cerrada la cámara triaxial y colocada sobre la prensa triaxial. Colocada en la prensa triaxial es necesario instalar las mangueras de presión confinante por donde se inicia a llenar de agua la cámara triaxial (Figura 3-4).

El ensaye se divide en fases como se muestra a continuación:

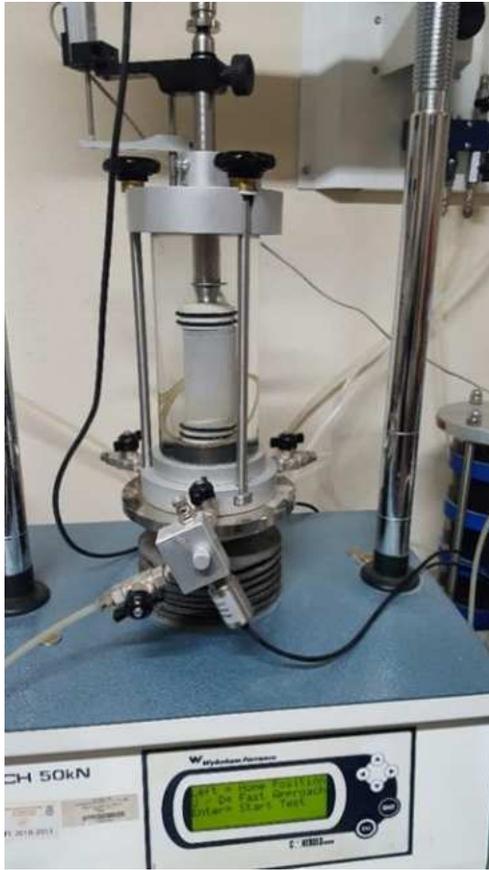
1. Saturación: Para el caso de este material empleado se aplicó a todas las probetas un $\sigma_3 = 13$ KPa (esfuerzo confinante) y una contrapresión de 8 KPa. Ocasionado porque el suelo no tiene cohesión. La probeta se saturó de abajo hacia arriba para asegurar que se salieran todas las burbujas, para afirmar la completa saturación se dejó la muestra aproximadamente 24 horas.
2. Consolidación: Después de que la muestra se saturó se aplicó un $\sigma_3 = 300$ KPa (esfuerzo confinante) a todas las probetas, se dejó por 24 horas monitoreando el cambio volumétrico (Figura 3-5), para asegurar que la membrana de látex no haya fallado se corrobora que la presión de poro sea igual a la presión confinante, esto se realiza cerrando la válvula de contrapresión.
3. Esfuerzo confinante final: Posteriormente de dejar la muestra con $\sigma_3 = 300$ KPa por 24 horas, el esfuerzo de confinamiento se reduce a los diferentes valores que se presenta en la Tabla 3-1, y se deja que se estabilice por 24 horas debido a que se observó que en ese tiempo ya no tiene variaciones volumétricas representativas.
4. Aplicación carga axial; Después de la estabilización de cada prueba se comienza el ensayo donde se aplica el esfuerzo axial que induce a la falla (Figura 3-6).

Tabla 3:1 Pruebas triaxiales con los diferentes valores de OCR

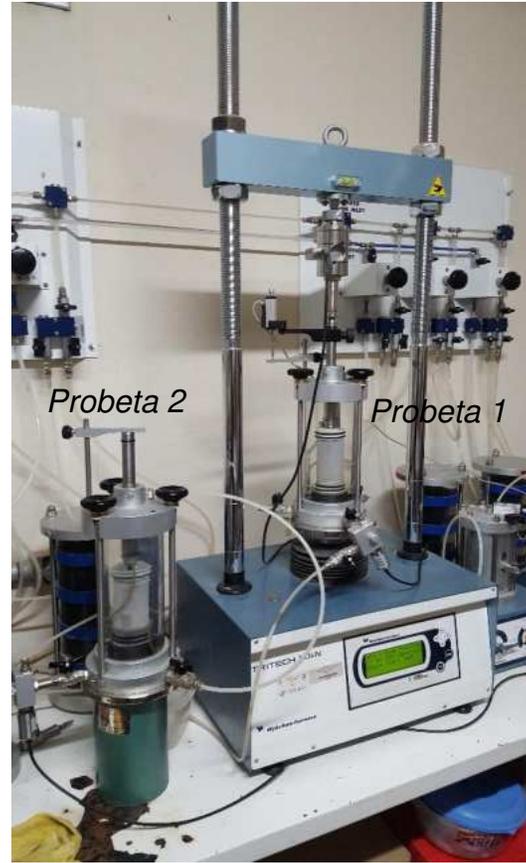
Esfuerzo confinante inicial	Esfuerzo confinante 24 horas después	GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN (OCR)
$\sigma_3=300$ Kpa	$\sigma_{3fin}=25$ Kpa	12
$\sigma_3=300$ Kpa	$\sigma_{3fin}=30$ Kpa	10
$\sigma_3=300$ Kpa	$\sigma_{3fin}=50$ Kpa	6
$\sigma_3=300$ Kpa	$\sigma_{3fin}=100$ Kpa	3
$\sigma_3=300$ Kpa	$\sigma_{3fin}=150$ Kpa	2
$\sigma_3=300$ Kpa	$\sigma_{3fin}=300$ Kpa	1



Figura 3-4.- Equipo de Prensa triaxial.



a)



b)

Figura 3-5 Cámaras triaxial, a) probeta en consolidación. b) Probeta 1 en consolidación y probeta 2 en saturación.



Figura 3-6 Ejemplo de probetas ensayadas y llevadas a la falla

3.2 Modelo para suelos preconsolidados

Partiendo de dos matrices, la parte elástica, la parte plástica y las condiciones del estado crítico descritas en capítulos anteriores por ecuación 3-1.

$$\frac{dp'}{d\varepsilon_q} = \frac{dq}{d\varepsilon_q} = \frac{dv}{d\varepsilon_q} = 0$$

Ecuación 3-1

Donde $p', q, v \neq 0$ y $d\varepsilon_q \rightarrow \infty$

3.2.1 Comportamiento Elástico

Puede realizarse el siguiente análisis para una prueba triaxial por medio de la Figura 2-9 y 3-7.

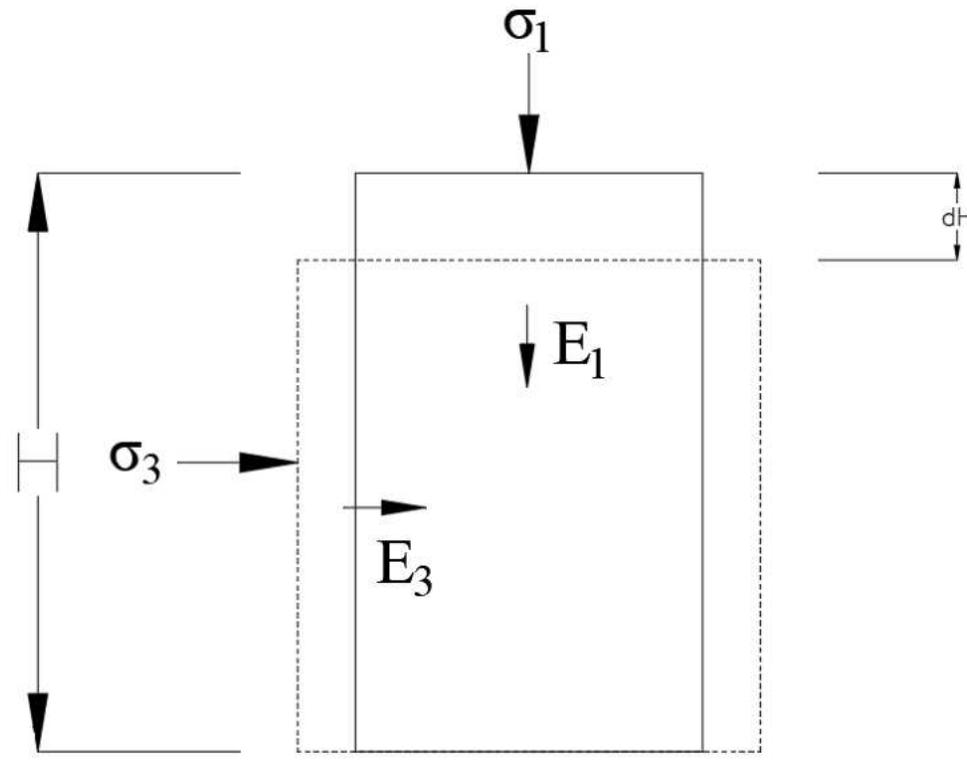


Figura 3-7.- Suelo ensayado en prueba triaxial

Donde “E” representa el módulo de Young (o modulo elástico) del suelo (ecuación 3-2) y el esfuerzo producido en dirección 1 puede afectar las otras direcciones mediante la relación de Poisson (ecuación 3-3).

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

Ecuación 3-2.- Modulo de Young

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

Ecuación 3-3.- Relación de Poisson

Considerando lo anterior la deformación vertical es definida como:

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{E_1} + \frac{\Delta\sigma_2}{E_2}\nu_{32} + \frac{\Delta\sigma_3}{E_3}\nu_{31}$$

Ecuación 3-4.- Deformación vertical en material anisotrópico.

Realizando dentro de una prueba triaxial se puede tomar las siguientes consideraciones para un suelo isotrópico $\sigma_2 = \sigma_3$ y $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$ (ecuación 3-5).

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{E} - 2\frac{\Delta\sigma_3}{E}\nu$$

$$\Delta\varepsilon_3 = 2\frac{\Delta\sigma_3}{E} - \frac{\Delta\sigma_1}{E}\nu$$

Ecuación 3-5.- Deformación vertical $\Delta\varepsilon_1$ y horizontal $\Delta\varepsilon_3$ en material isotrópico.

Utilizando los valores para cualquier sistema de suelo p, q, ε_q , ε_v usadas para el desarrollo de un modelo constitutivo en ensaye triaxial debido a que es posible usar las relaciones con el esfuerzo y deformación en invariantes (ecuacion3-6 y 3-7).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$$

Ecuación 3-6.- Deformación volumétrica

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

Ecuación 3-7.- Esfuerzo desviador

Construyendo dentro de los planos p y q, son representados por:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$$

Ecuación 3-8.- Esfuerzo desviador

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

Ecuación 3-9.- Esfuerzo desviador

Derivando las ecuaciones 3-8 y 3-9 y realizando el desarrollo adecuado es posible realizar un acomodo matricial (ecuación 3-10).

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k & 0 \\ 0 & 1/3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 3-10 Matriz de deformaciones elásticas del suelo

Donde K representa el módulo de Bulk y G representa el módulo de corte.

3.2.2 Comportamiento Plástico

Considerando las generalidades de un modelo elastoplástico , y la teoría del modelo de estado crítico se define una superficie de fluencia propuesta por una elipse en el plano p – q (Figura 2-13) y puede ser obtenida por la ecuación general de la elipse (ecuación 3-11).

$$\frac{(x - x_0)^2}{a} + \frac{(y - y_0)^2}{b} = 1$$

Ecuación 3-11.- Ecuación general de la elipse.

Tomando en consideración $x_0 = \frac{p_0}{2}$, $y_0 = 0$, $x = p$, $y = q$; puede sustituirse dentro de ecuación 3-11 y obtener Ecuación 2-8, posteriormente puede derivarse para obtener la relación general para modelos constitutivos dentro de Ecuación 2-20 y obtener la ecuación 3-12 para el modelo de esta tesis.

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{-(\lambda - k)}{M^2 p' p'_0 (1 + e)} \begin{bmatrix} M^2 (2p' - p'_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2 (2p' - p'_0)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 3-12 Matriz de deformaciones plásticas del suelo

Adaptar el modelo a suelos altamente preconsolidados se considera el factor del grado de preconsolidación (OCR) como una variable importante (ecuación 3-13), mediante la Figura 3-8 puede obtenerse la siguiente expresión:

$$\omega = \left[\frac{\ln\left(\frac{\bar{p}/2}{\bar{p}}\right)}{\ln\left(\frac{p_0/2}{p}\right)} \right]^{OCR}$$

Ecuación 3-13

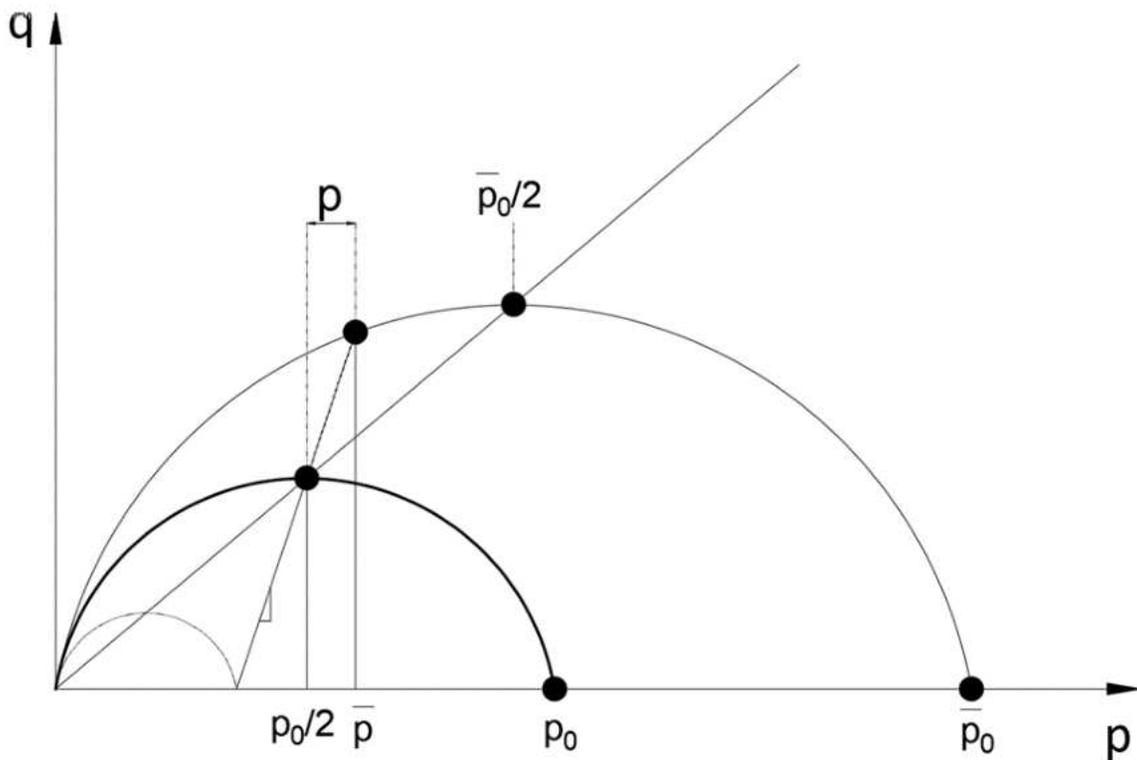


Figura 3-8 Representación esquemática de la ecuación 6-13.

Tomando en cuenta la ecuación 3-12 y 3-13 se puede formar la siguiente matriz y es utilizada en la parte de endurecimiento de la superficie de fluencia:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{-(\lambda - k)}{M^2 p' p'_0 (1 + e) w} \begin{bmatrix} M^2 (2p' - p'_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2 (2p' - p'_0)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix}$$

Ecuación 3-14 Matriz utilizada en la parte de endurecimiento

En caso la parte elástica se utilizó la siguiente expresión obtenida la ecuación 3-10:

$$\varepsilon_q^e = \frac{dq}{3G}$$

Ecuación 3-15

$$G = v \left[\frac{3(1 - 2\nu)}{(2\kappa(1 + \nu))} \right] \frac{p'_0}{e}$$

Ecuación 3-16

$$\varepsilon_q^e = \frac{dq}{3(1 + e) \left[\frac{3(1 - 2\nu)}{2\kappa(1 + \nu)} \right] \frac{p'_0}{e}}$$

Ecuación 3-17.- Sustituyendo la ecuación .3-7

3.3 Planteamiento del modelo para suelos no saturados utilizando esfuerzos efectivos.

La ecuación de Bishop (1959) sobresale sobre las demás debido a términos como: $(p - u_a)$, $(u_a - u_w)$ y χ , que se conocen como esfuerzo medio neto (p_{net}), succión mátrica (s) y el “parámetro de Bishop” el cual es íntimamente relacionado con el grado de saturación, es fundamental para determinar el esfuerzo efectivo (ecuación 3-18 y 3-19), el cual es la relación directa que existe entre el comportamiento mecánico y el hidráulico de un suelo.

$$p' = p_{net} + \chi s$$

Ecuación 3-18

$$p' = \overbrace{p - u_a}^{p_{net}} + \overbrace{(u_a - u_w)}^s * \overbrace{\frac{\chi}{A_w}}^{\chi} \frac{A}{A}$$

Ecuación 3-19

Donde: $\chi \approx S_w$

- Se propone la siguiente matriz para la parte plástica del suelo

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)e}{\mathbf{w}M^2 p' v p'_0} \begin{bmatrix} M^2(2p' - p'_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2(2p' - p'_0)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 3-20 Matriz propuesta para suelos no saturados con base a los esfuerzos efectivos

En la Figura 3-9 se muestra una superficie de fluencia en suelos saturados, posteriormente, se observa una superficie de fluencia mayor para suelos no saturados, ocasionado por un secado que genera un endurecimiento.

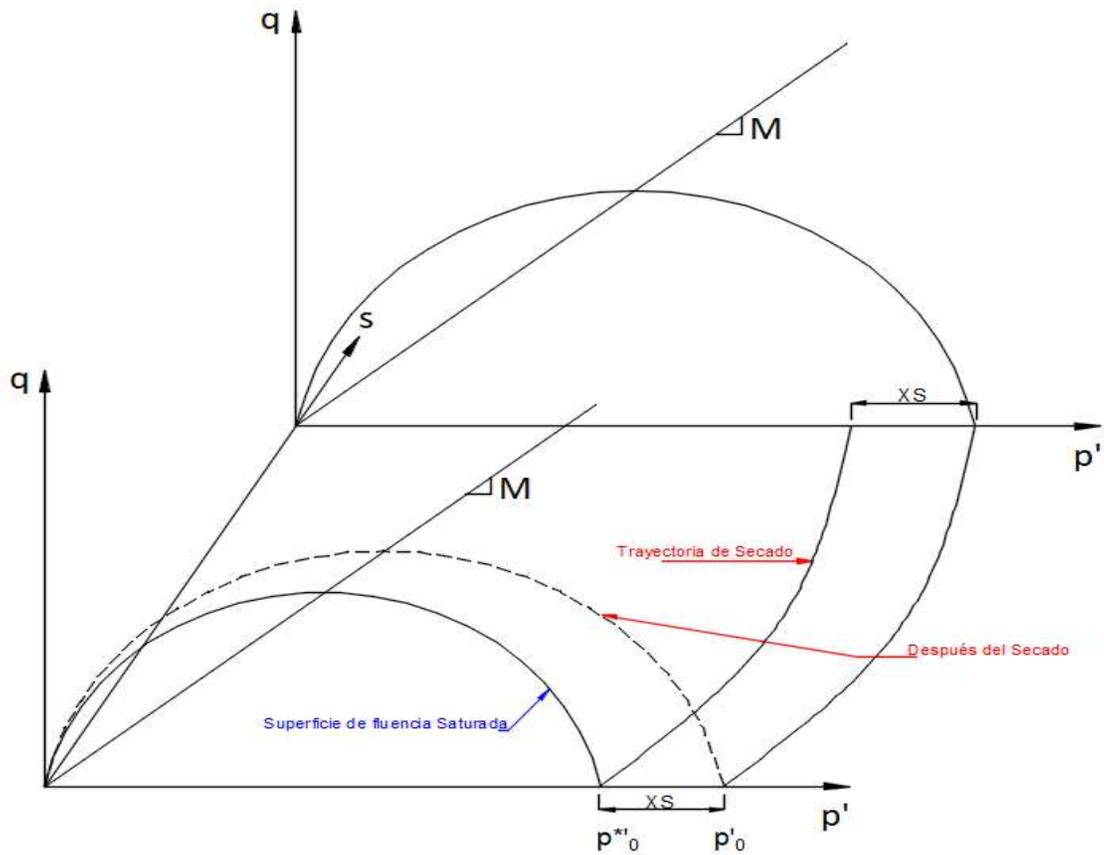


Figura 3-9 Superficie de fluencia en suelos no saturados.

En la Figura (3-10) se observa la zona elástica de la parte izquierda, además de que conforme avanza los esfuerzos efectivos y se repiten los ciclos de humedecimiento y secado. Ocurre una rigidización del suelo.

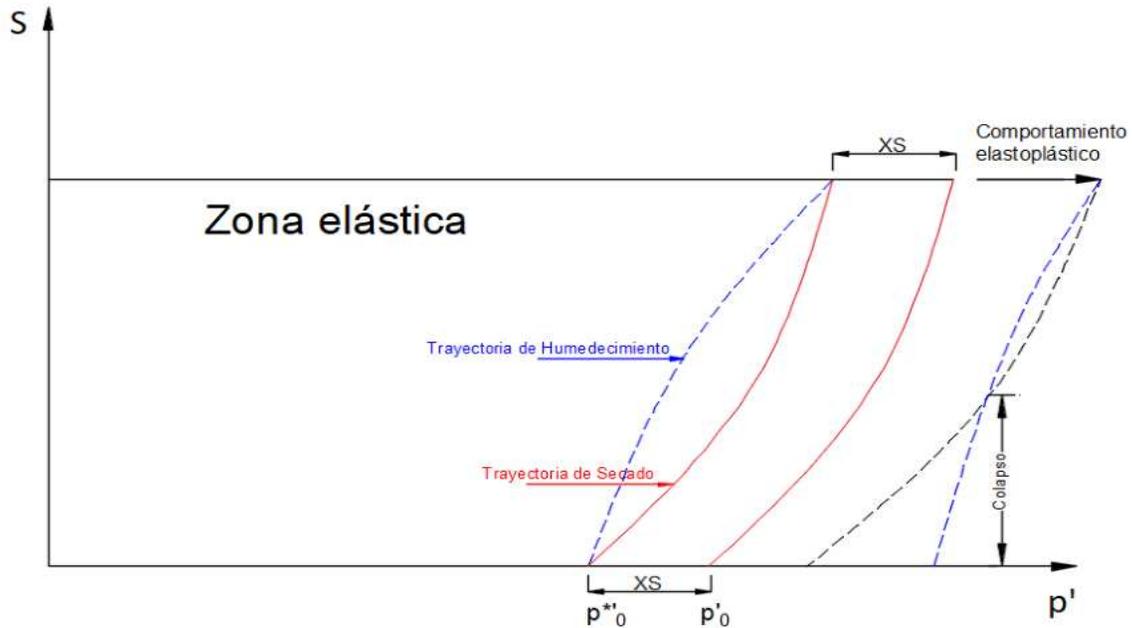


Figura 3-10 Modelo de comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos.

a) Comportamiento volumétrico

$$\ln\left(\frac{e}{e_0}\right) = \lambda * \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right)$$

Ecuación 3-21 Comportamiento volumétrico de esfuerzos efectivos

Por medio de las reglas neperianas utilizando el exponencial de ambos lados y despejando “e” queda de la siguiente forma:

$$e = e_0 * \left(\frac{p'}{p'_0}\right)^\lambda$$

Ecuación 3-22

En la Figura (6-11) se observa los esfuerzos efectivos del eje de las abscisas en el cual se muestra p'_0 , que es el esfuerzo de preconsolidación efectivo; el cual es el esfuerzo máximo que el suelo a soportado. Por tanto, x_s representa el endurecimiento del suelo.

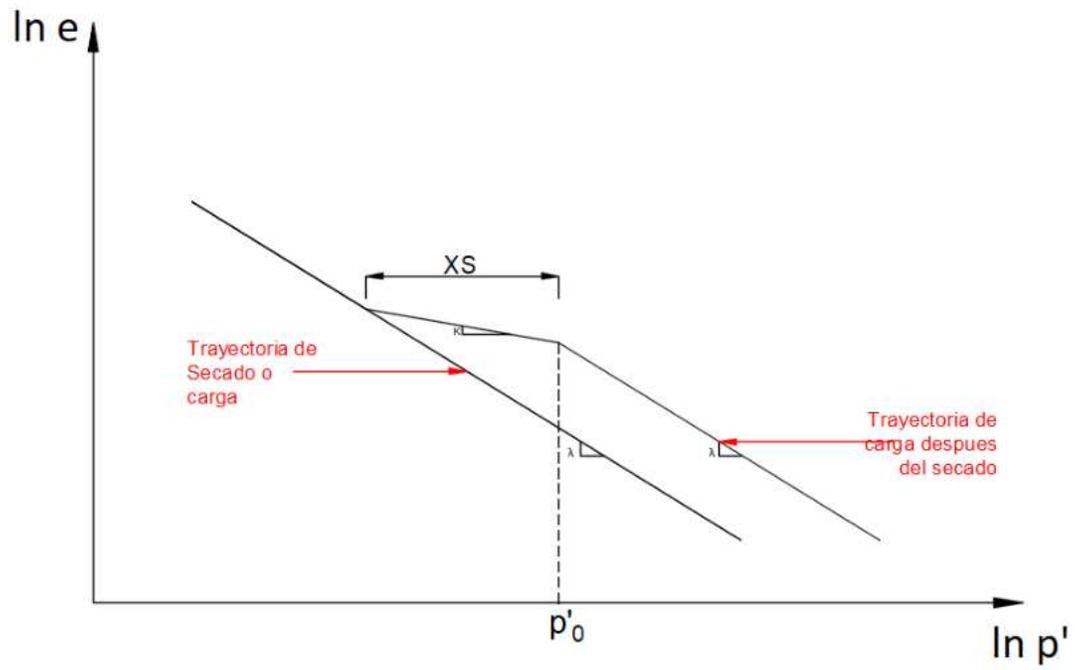


Figura 3-11 Comportamiento volumétrico en esfuerzos efectivos.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este trabajo de investigación se obtuvo material que pasara la malla No. 200, con dicho material se realizaron pruebas de laboratorio que son **resumidas** en la tabla 4-1.

Tabla 4-1 Valores de los parámetros de entrada del programa

Parámetro	Nombre	Valor
Ángulo	φ	38°
Relación de vacíos	e_0	0.56
Descarga de suelo	k	0.005
Recarga de suelo	λ	0.032
Relación de Poisson	ν	0.25
Módulo de Young	E	10 Mpa
Esfuerzo máximo del suelo	P_{0ini}	0.300 Mpa

Los datos mostrados en la Tabla 4-1 fueron obtenidos por medios de pruebas al suelo (limo). Seguimiento de drenado ($d_q=3d_p$).

4.1 Resultados con un grado de preconsolidación =1

Por medio de un ensaye triaxial para una muestra a $OCR = 1$ y los valores obtenidos en tabla 4-1, es posible generar el modelo por medio de un código computacional generando un plano $p - q$ (Figura 4-1), creando vectores de resultado que pueden ser comparados contra los obtenidos en ensaye triaxial dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ (figura 4-2) y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$ (Figura 4-3).

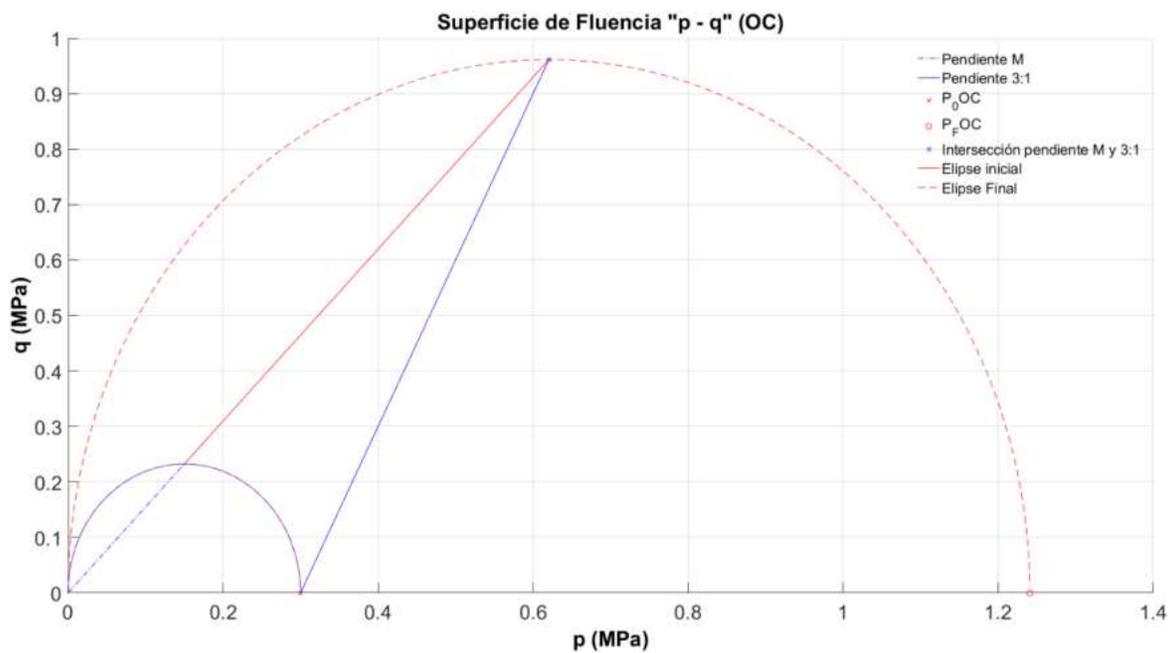


Figura 4-1 Superficie de fluencia con grado de preconsolidación=1.

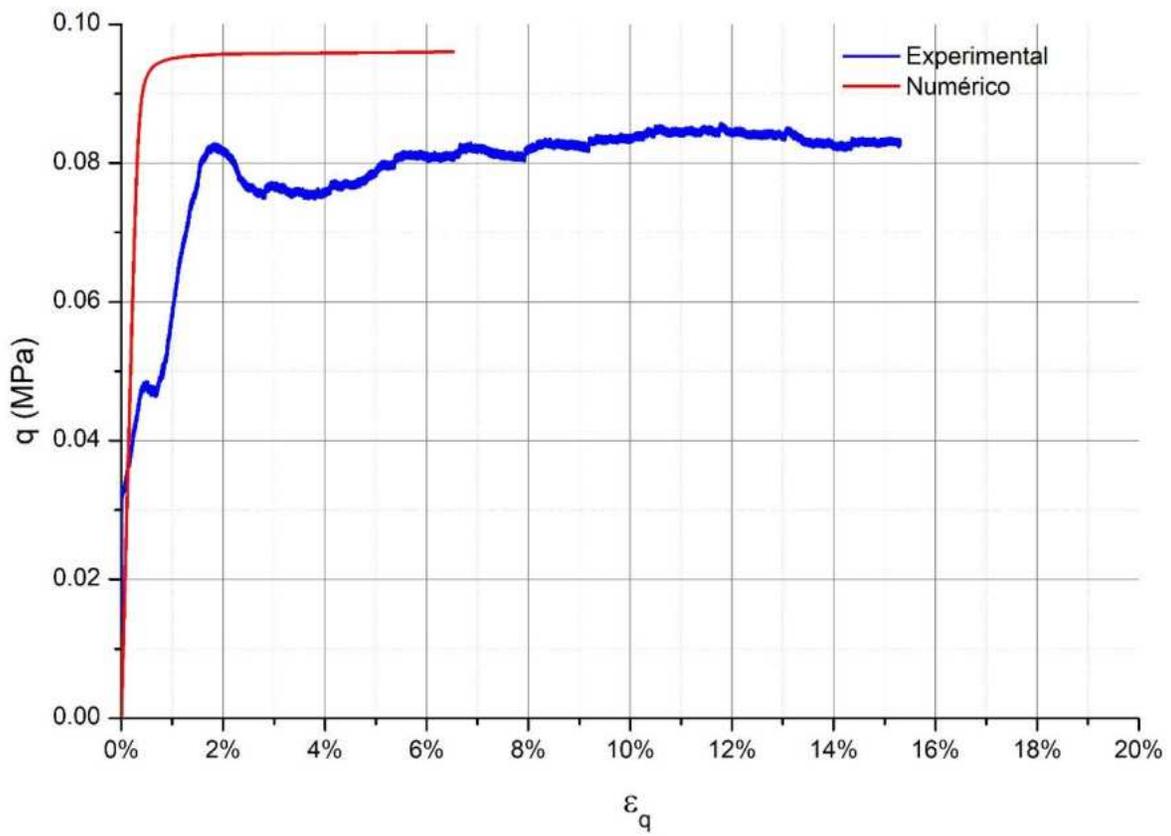


Figura 4-2 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación = 1.

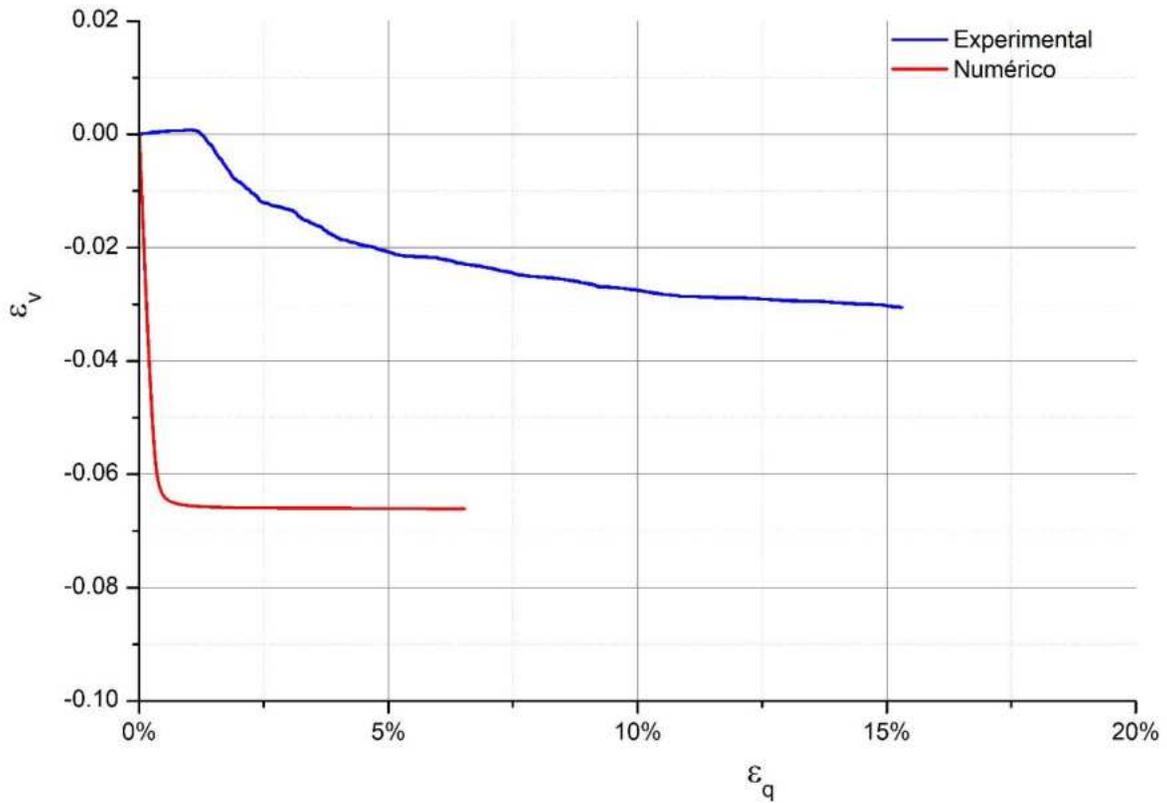


Figura 4-3 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación = 1

Con el valor de un grado de preconsolidación=1 se considera como un suelo normalmente consolidado, como se observa en las gráficas en caso particular la experimental en esfuerzo-deformación un pico, que es un punto característico de los suelos normalmente consolidados. En las gráficas de deformación volumétrica se observa como el suelo se comporta de forma contractiva.

4.2 Resultados con un grado de preconsolidación=2

Por medio de un ensaye triaxial para una muestra a $OCR = 2$ y los valores obtenidos en tabla 4-1, es posible generar el modelo por medio de un código computacional generando un plano $p - q$ (Figura 4-4), creando vectores de resultado que pueden ser comparados contra los obtenidos en ensaye triaxial dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ (figura 4-5) y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$ (Figura 4-6).

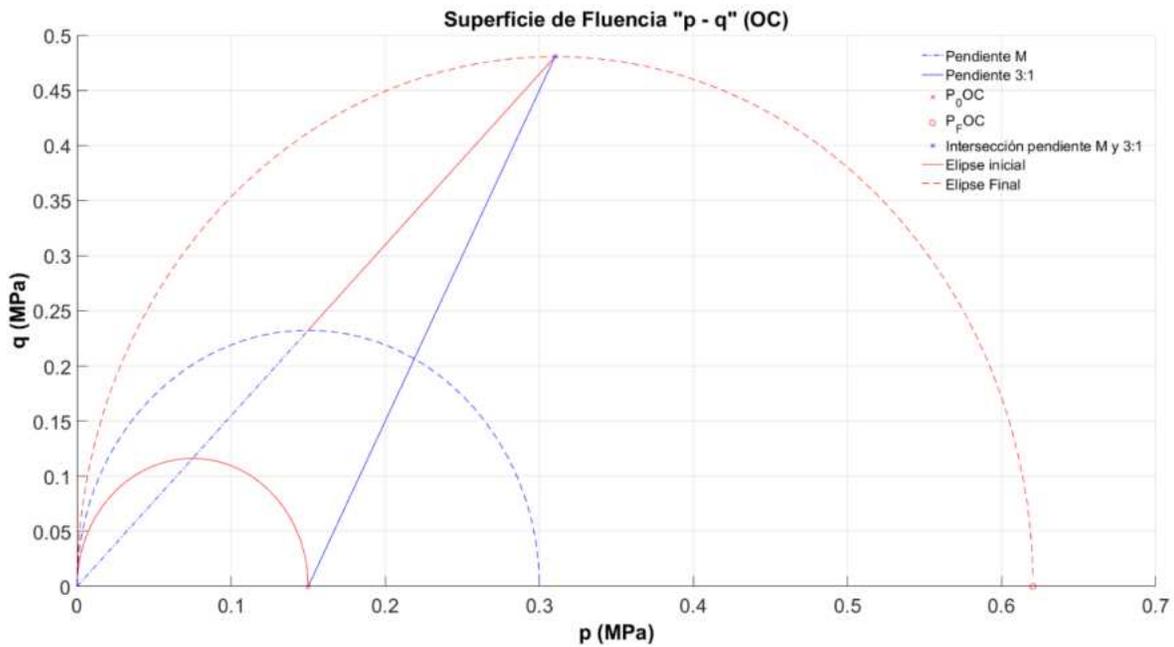


Figura 4-4 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =2.

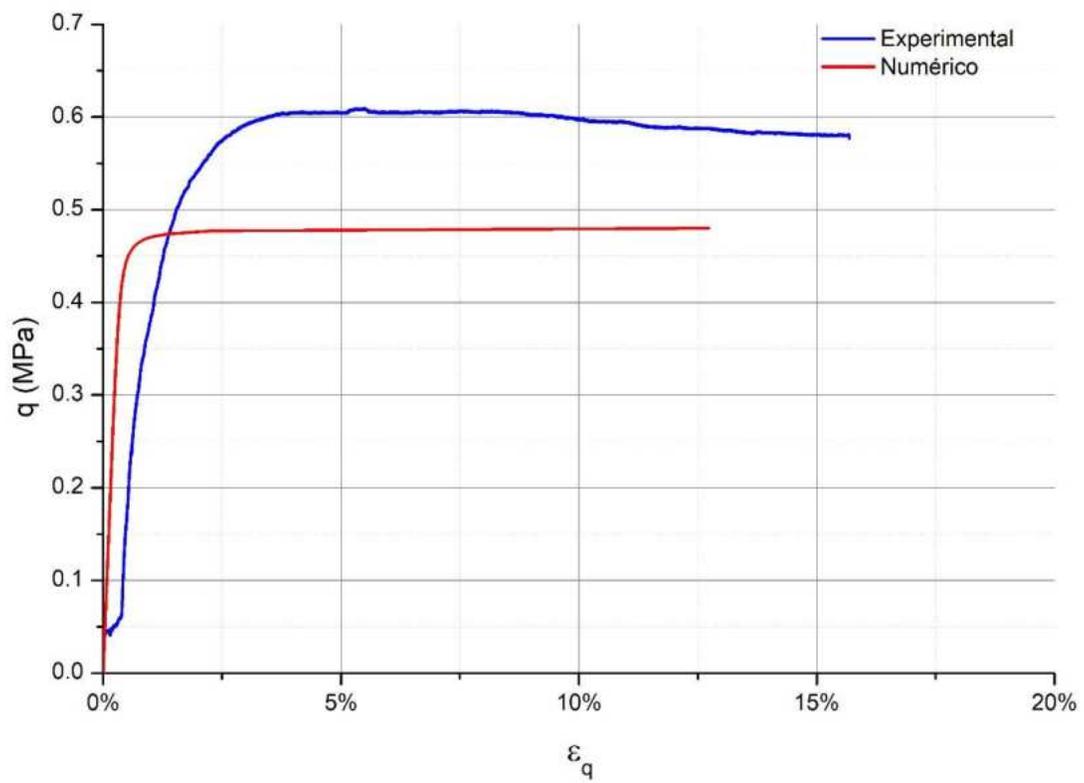


Figura 4-5 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =2.

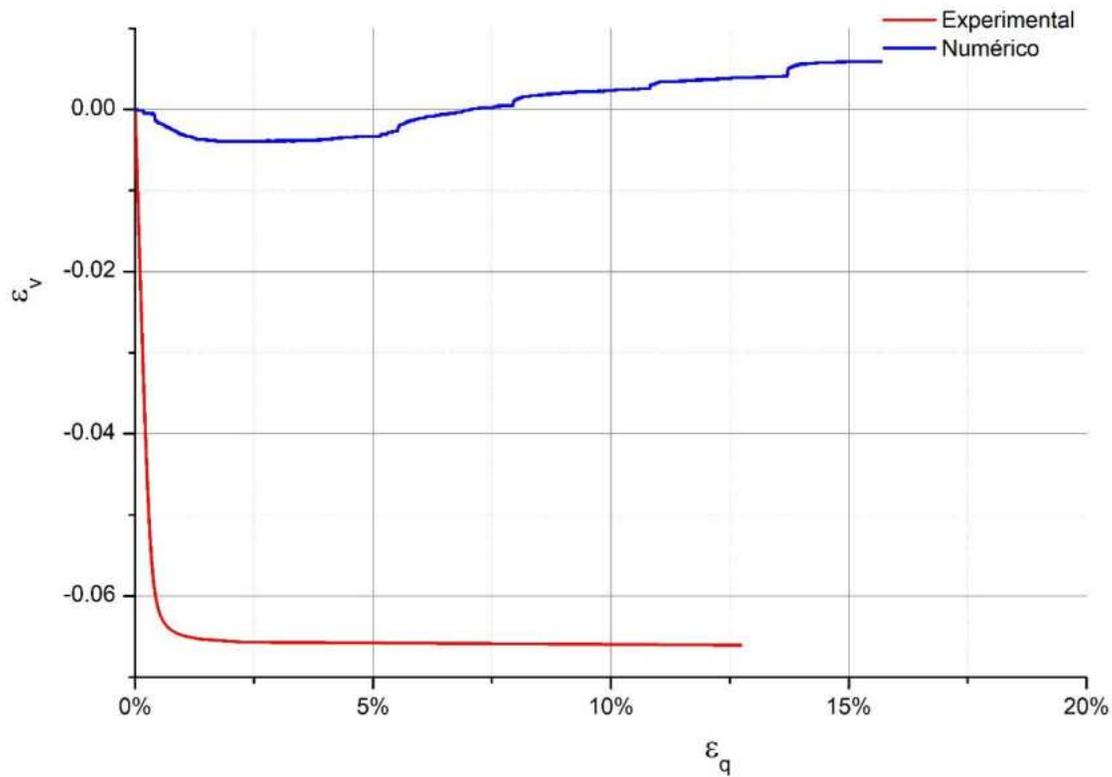


Figura 4-6 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación =2

Cuando un grado de preconsolidación >1 se considera un suelo preconsolidado, por tanto, con el valor de grado de preconsolidación=2 es un suelo ligeramente preconsolidado. En las gráficas esfuerzo-deformación se observa una deformación plástica. En el caso de las gráficas de deformación volumétrica se muestra diferente tendencia en lo experimental y en el programa; en el caso experimental presenta una contracción y posterior una dilatancia, sin embargo en la gráfica del modelo solo se observa que el suelo es contractivo.

4.3 Resultados con un grado de preconsolidación=3

Por medio de un ensaye triaxial para una muestra a $OCR = 3$ y los valores obtenidos en tabla 4-1, es posible generar el modelo por medio de un código computacional generando un plano $p - q$ (Figura 4-7), creando vectores de resultado que pueden ser comparados contra los obtenidos en ensaye triaxial dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ (figura 4-8) y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$ (Figura 4-9).

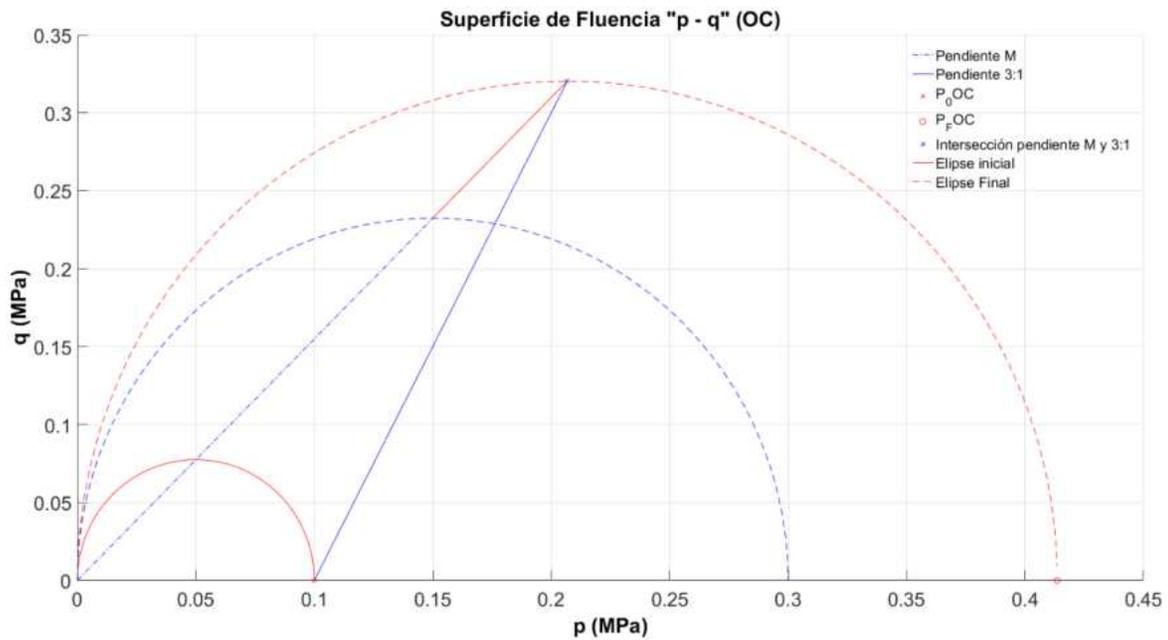


Figura 4-7 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =3

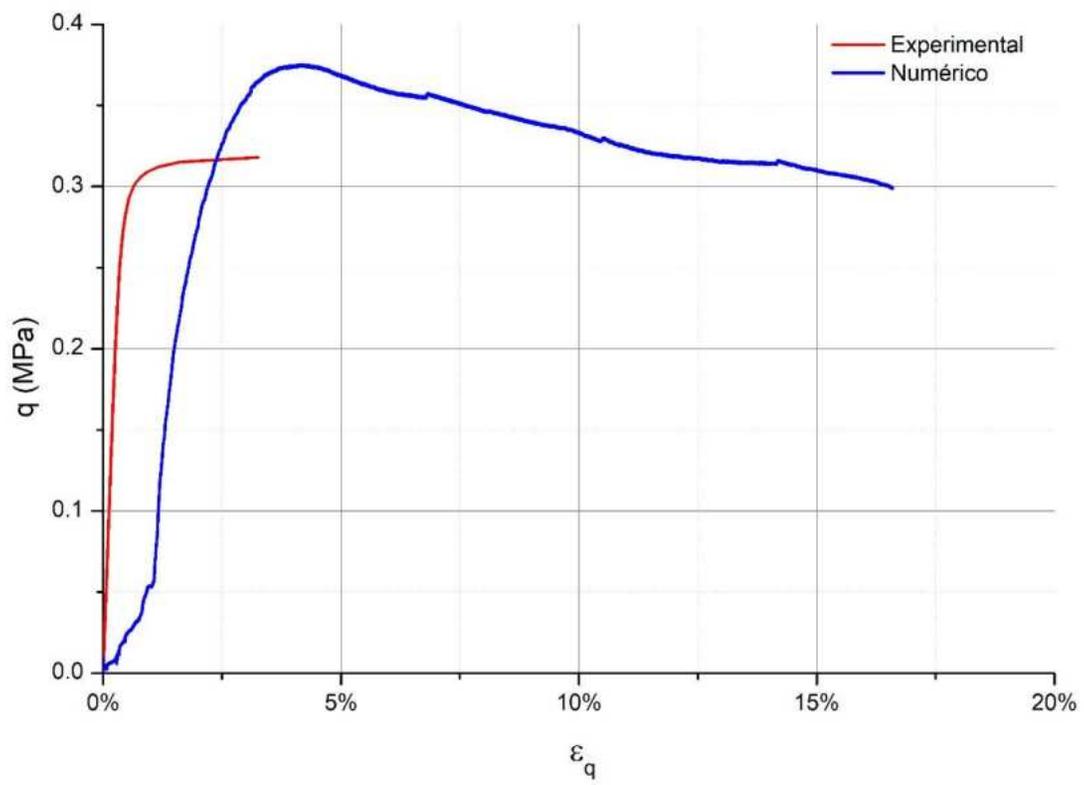


Figura 4-8 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =3

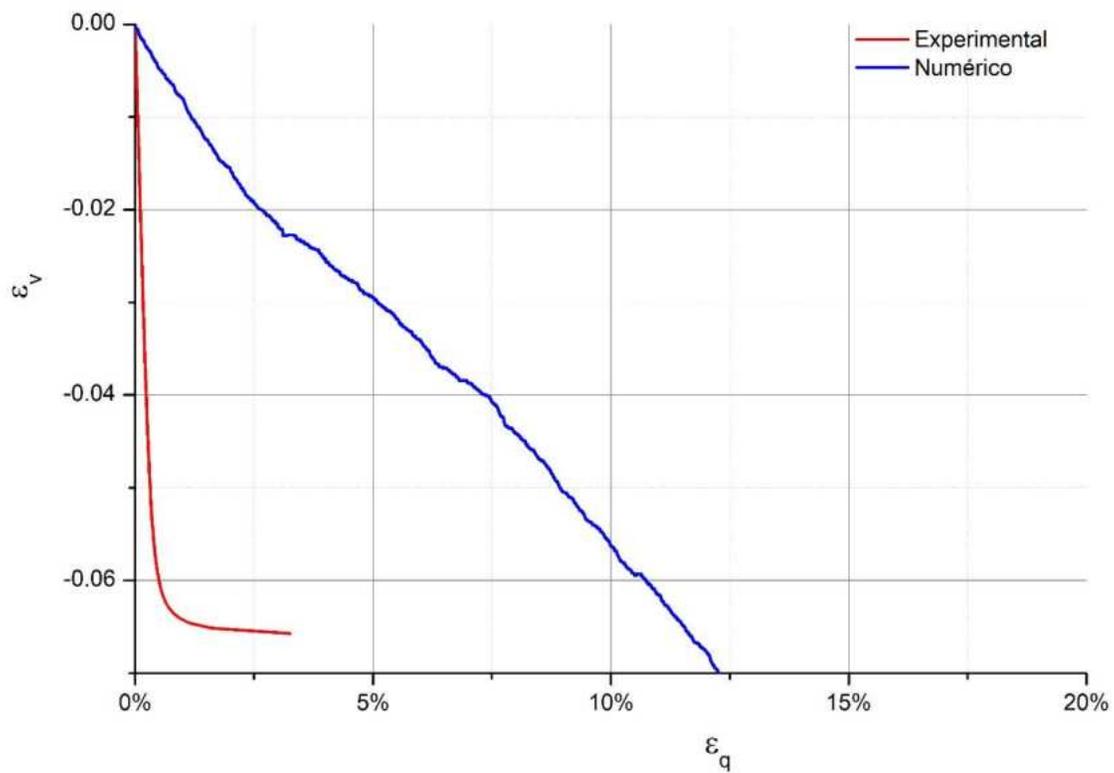


Figura 4-9 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación =3

Con el valor de un grado de preconsolidación =3 se observa que la superficie de fluencia está de lado derecho, por tanto, se sigue considerando como un suelo ligeramente preconsolidado. En las gráficas esfuerzo-deformación se observa una deformación plástica. En el caso de las gráficas de deformación volumétrica se muestra que el suelo es contractivo.

4.4 Resultados con un grado de preconsolidación =6

Por medio de un ensaye triaxial para una muestra a OCR = 6 y los valores obtenidos en tabla 4-1, es posible generar el modelo por medio de un código computacional generando un plano $p - q$ (Figura 4-10), creando vectores de resultado que pueden ser comparados contra los obtenidos en ensaye triaxial dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ (figura 4-11) y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$ (Figura 4-12).

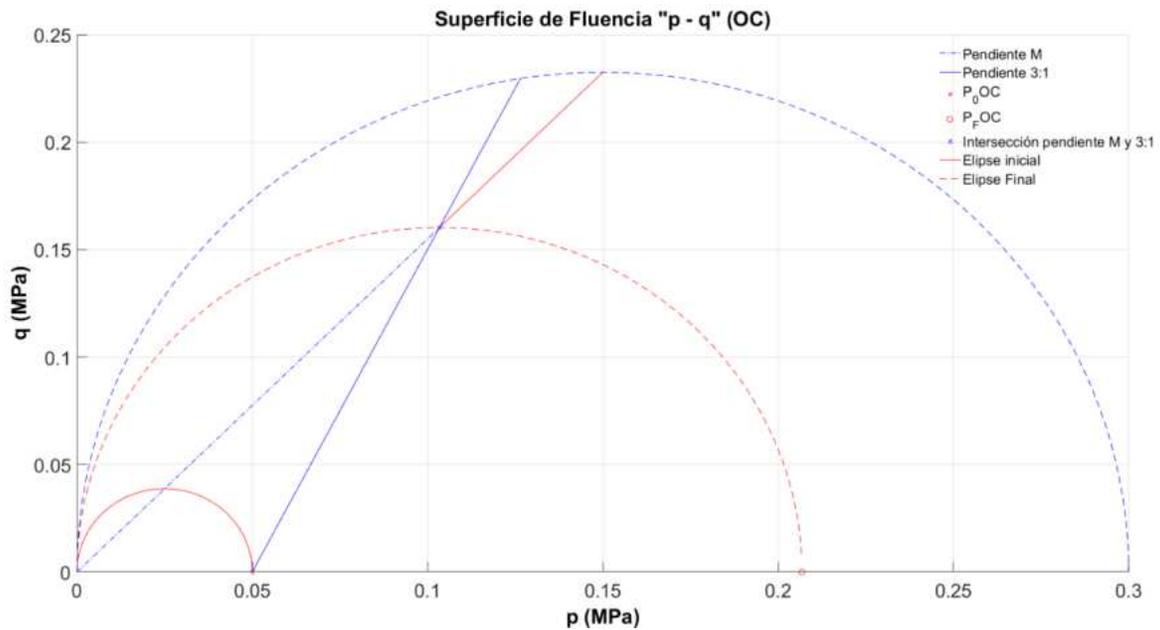


Figura 4-10 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =6

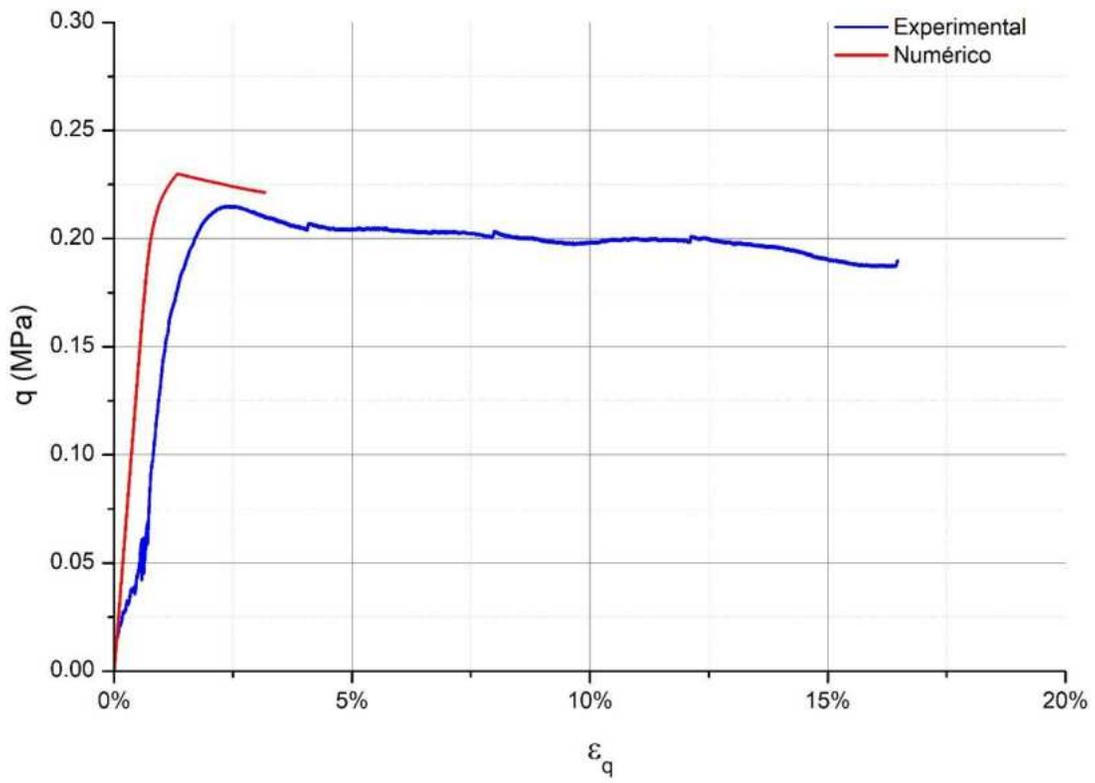


Figura 4-11 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =6

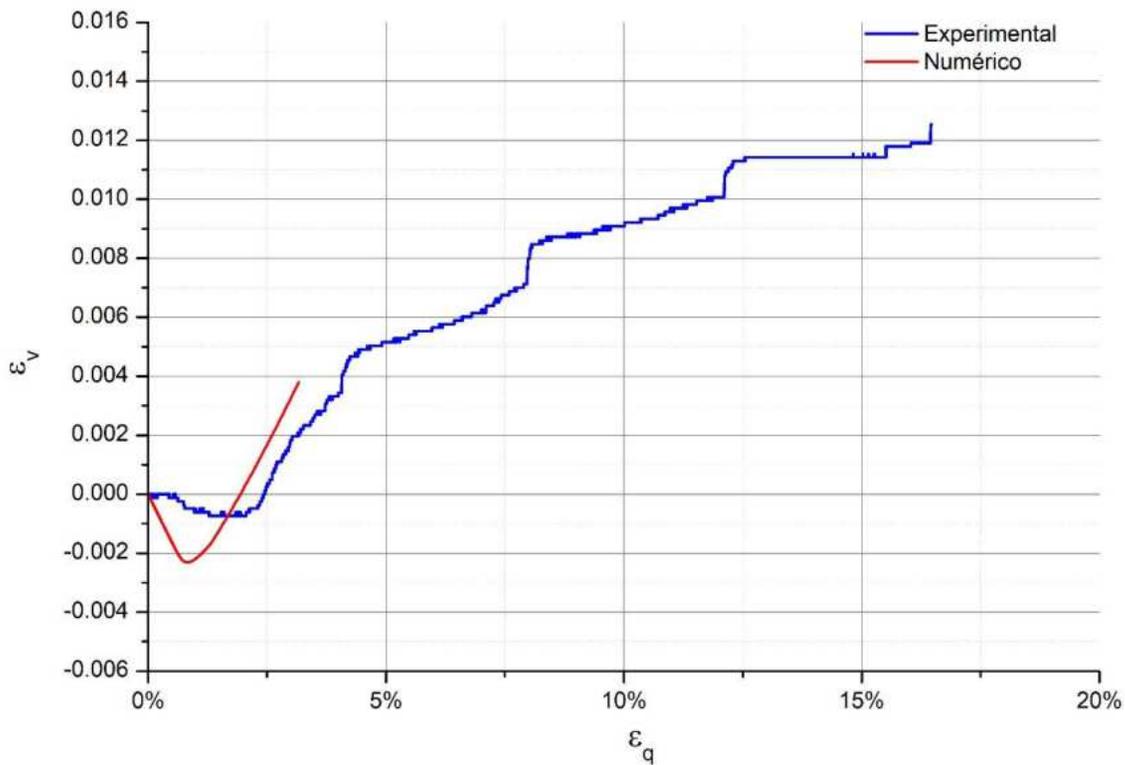


Figura 4-12 Deformación volumétrica-deformación axial, un grado de preconsolidación =6

Con el valor grado de preconsolidación =6 se observa que la superficie de fluencia esta de lado izquierdo, por tanto, se considera como un suelo altamente preconsolidados. En las gráficas esfuerzo-deformación se observa una deformación plástica. En el caso de las gráficas de deformación volumétrica se observa primero un suelo poco contractivo y posteriormente un suelo dilatante.

4.5 Resultados con un grado de preconsolidación =10

Por medio de un ensaye triaxial para una muestra a $OCR = 10$ y los valores obtenidos en tabla 4-1, es posible generar el modelo por medio de un código computacional generando un plano $p - q$ (Figura 4-13), creando vectores de resultado que pueden ser comparados contra los obtenidos en ensaye triaxial dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ (figura 4-14) y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$ (Figura 4-15).

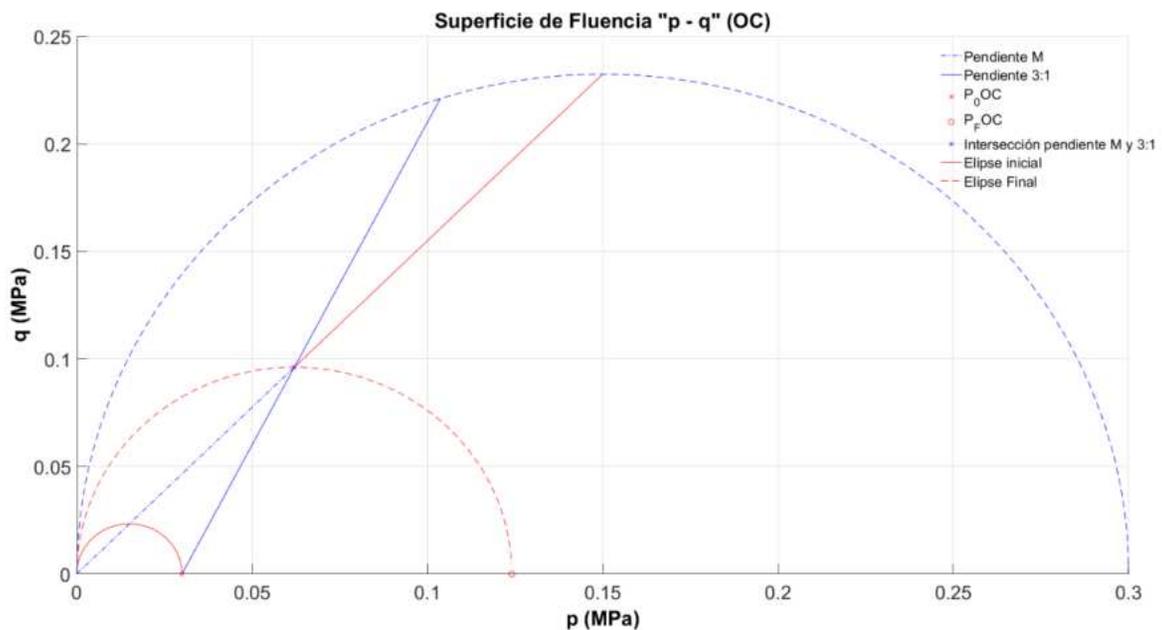


Figura 4-13 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =10

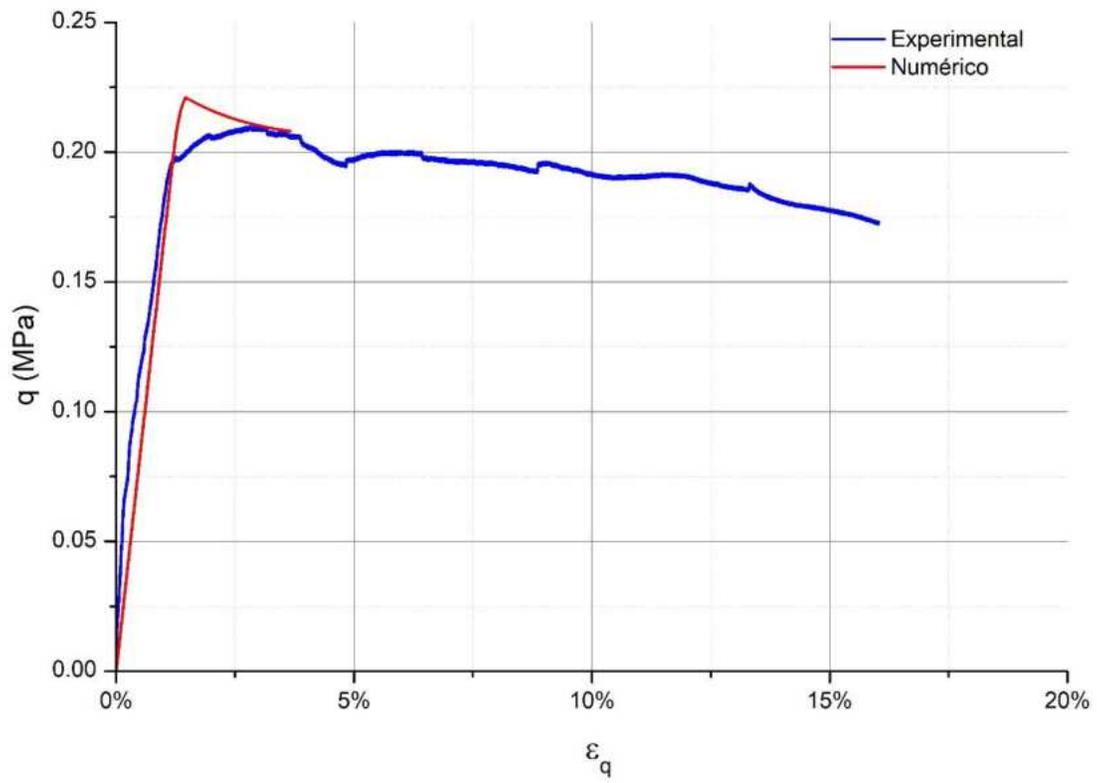


Figura 4-14 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =10

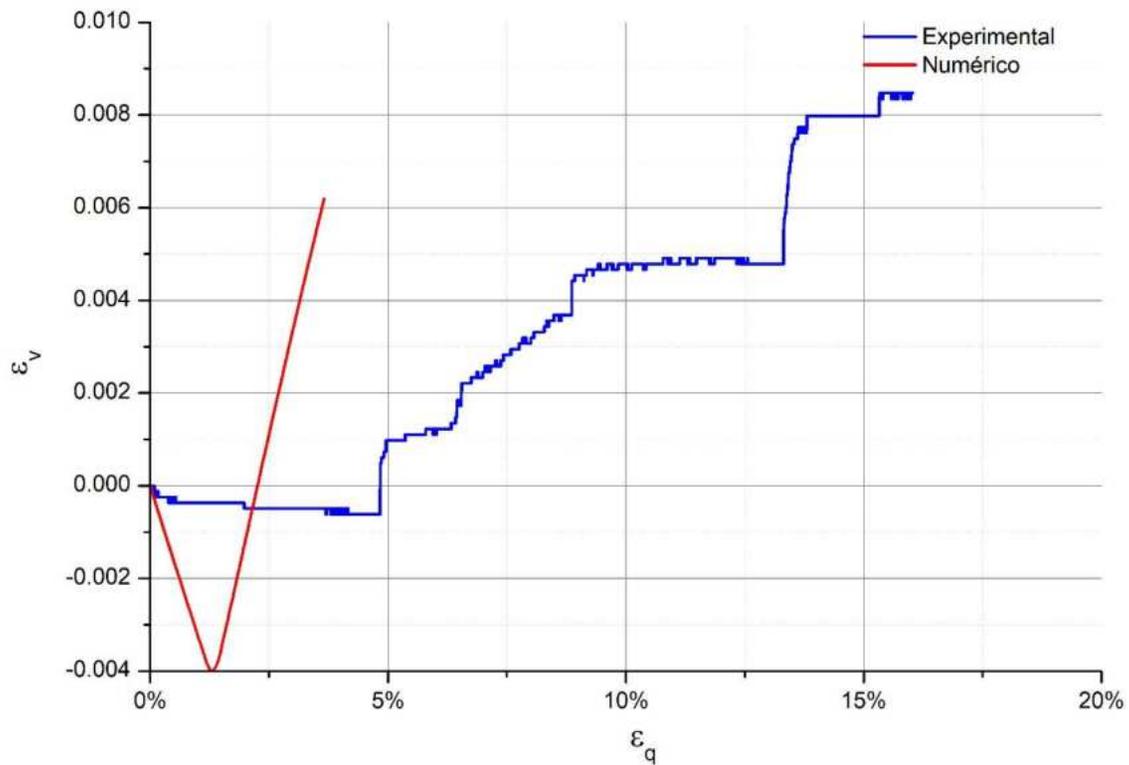


Figura 4-15 Deformación volumétrica-deformación axial, un grado de preconsolidación =10

Con el valor de grado de preconsolidación=10, se observa que la superficie de fluencia está de lado izquierdo, por tanto, se considera un suelo altamente preconsolidado. En las gráficas esfuerzo-deformación se observa una deformación plástica. En el caso de las gráficas de deformación volumétrica se observa primero un suelo más contractivo que (grado de preconsolidación=6) y posteriormente un suelo dilatante.

4.6 Resultados con un grado de preconsolidación =12

Por medio de un ensaye triaxial para una muestra a $OCR = 12$ y los valores obtenidos en tabla 4-1, es posible generar el modelo por medio de un código computacional generando un plano $p - q$ (Figura 4-16), creando vectores de resultado que pueden ser comparados contra los obtenidos en ensaye triaxial dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ (figura 4-17) y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$ (Figura 4-18).

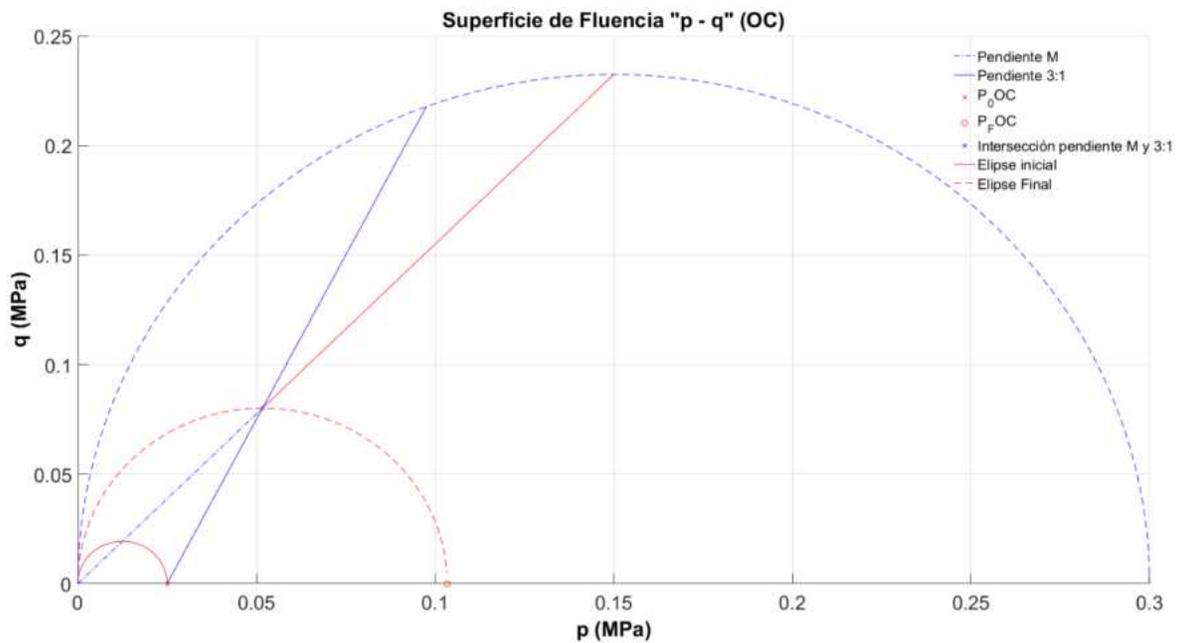


Figura 4-16 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación =12

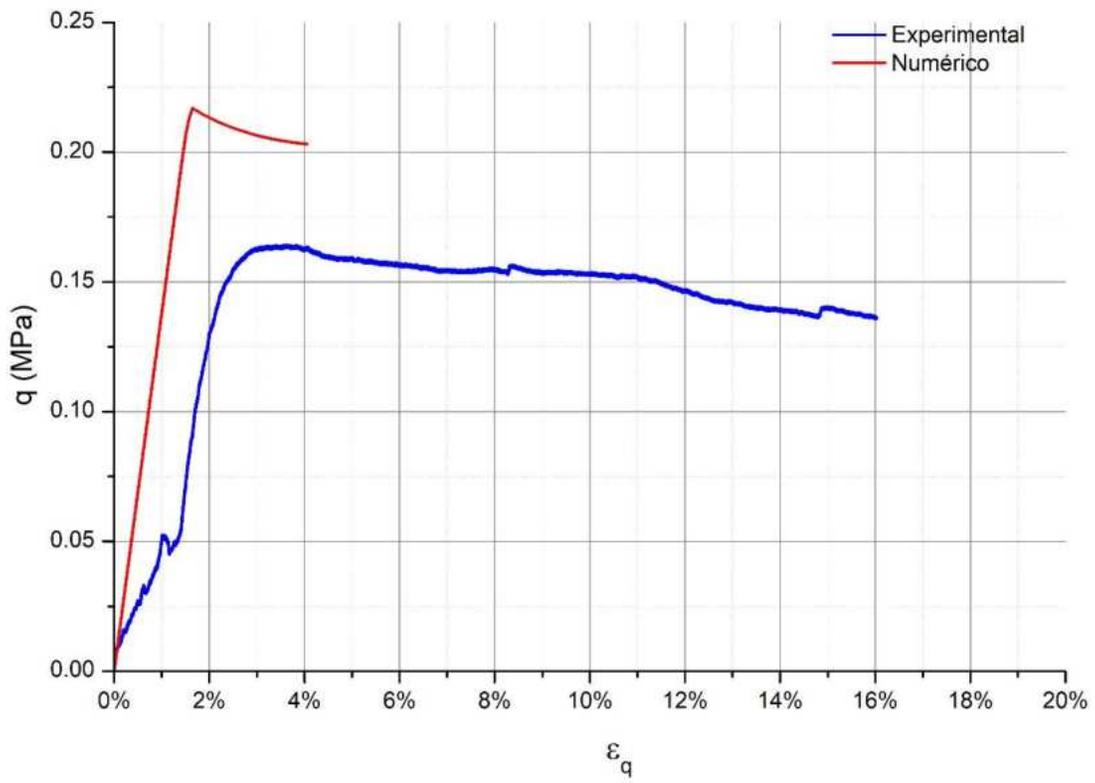


Figura 4-17 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación =12

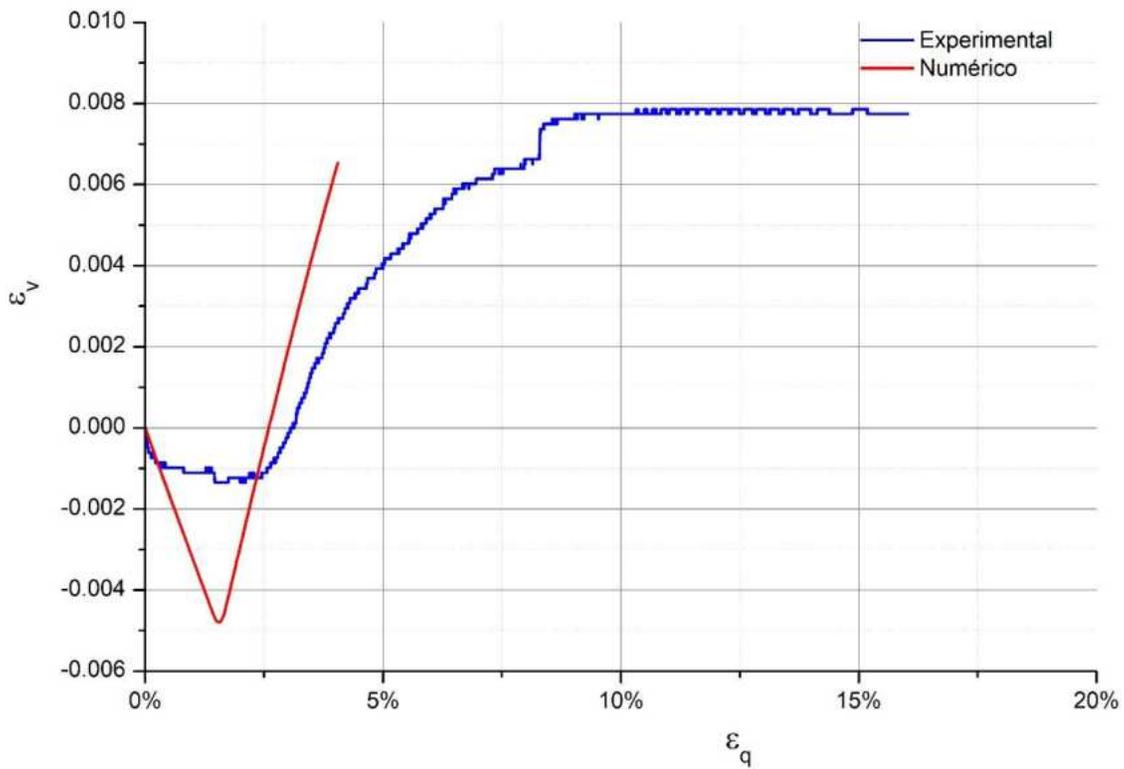


Figura 4-18 Deformación volumétrica-deformación axial, un grado de preconsolidación =12

Con el valor de grado de preconsolidación=12, se observa que la superficie de fluencia está de lado izquierdo, por tanto, se considera un suelo altamente preconsolidado. En las gráficas esfuerzo-deformación se observa una deformación plástica. En el caso de las gráficas de deformación volumétrica se observa primero un suelo más contractivo y posteriormente un suelo dilatante.

4.7 Comparación de resultados para suelos altamente preconsolidados

4.7.1 Esfuerzo deformación en suelos altamente preconsolidados mediante programa.

Se presentan los resultados comparativos mediante el programa y los ensayos experimentales, los parámetros para el programa fueron obtenidos de la tabla 4:1. Con respecto a suelos altamente preconsolidados.

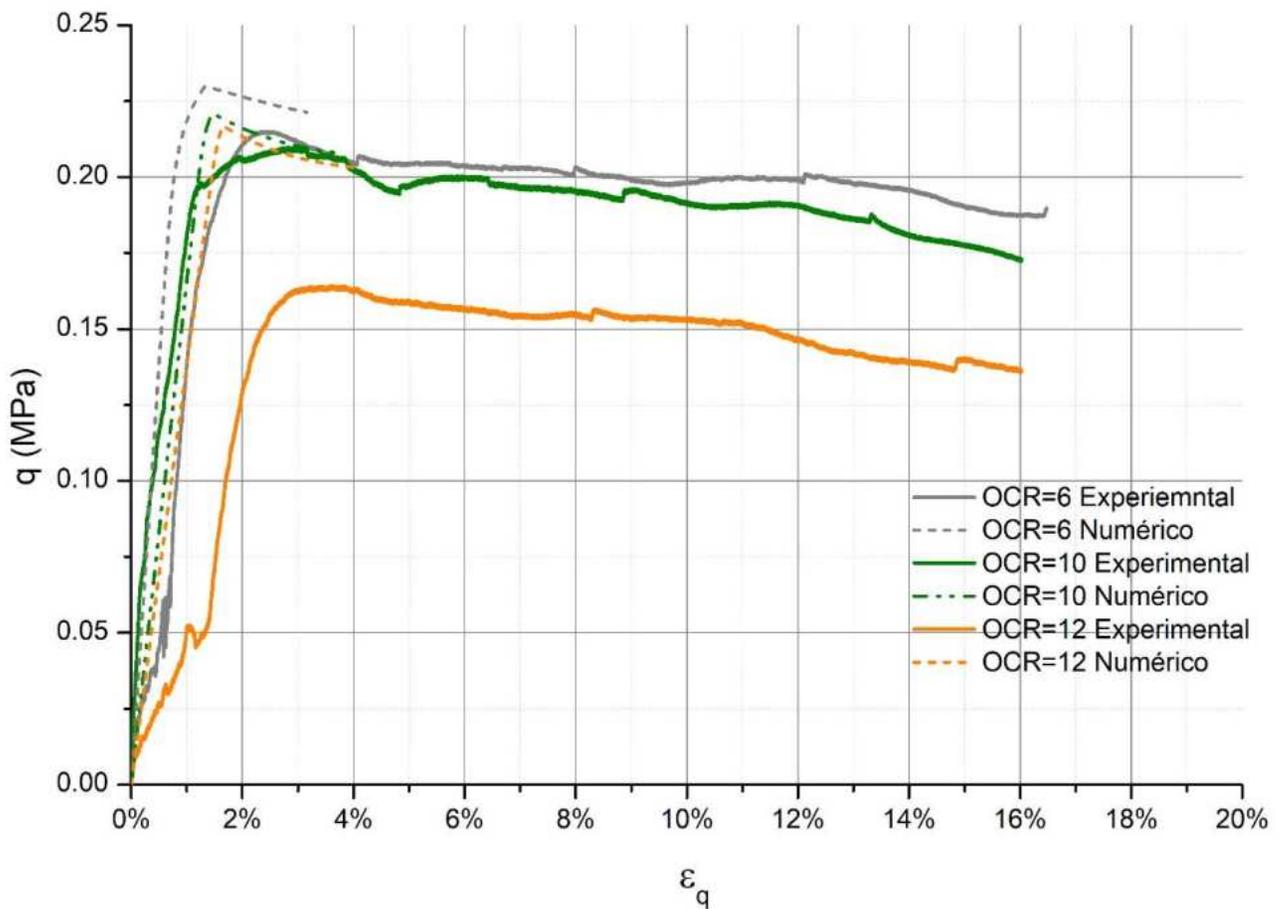


Figura 4-19 Gráficas esfuerzo-deformación del suelo altamente preconsolidados, numérico-experimental.

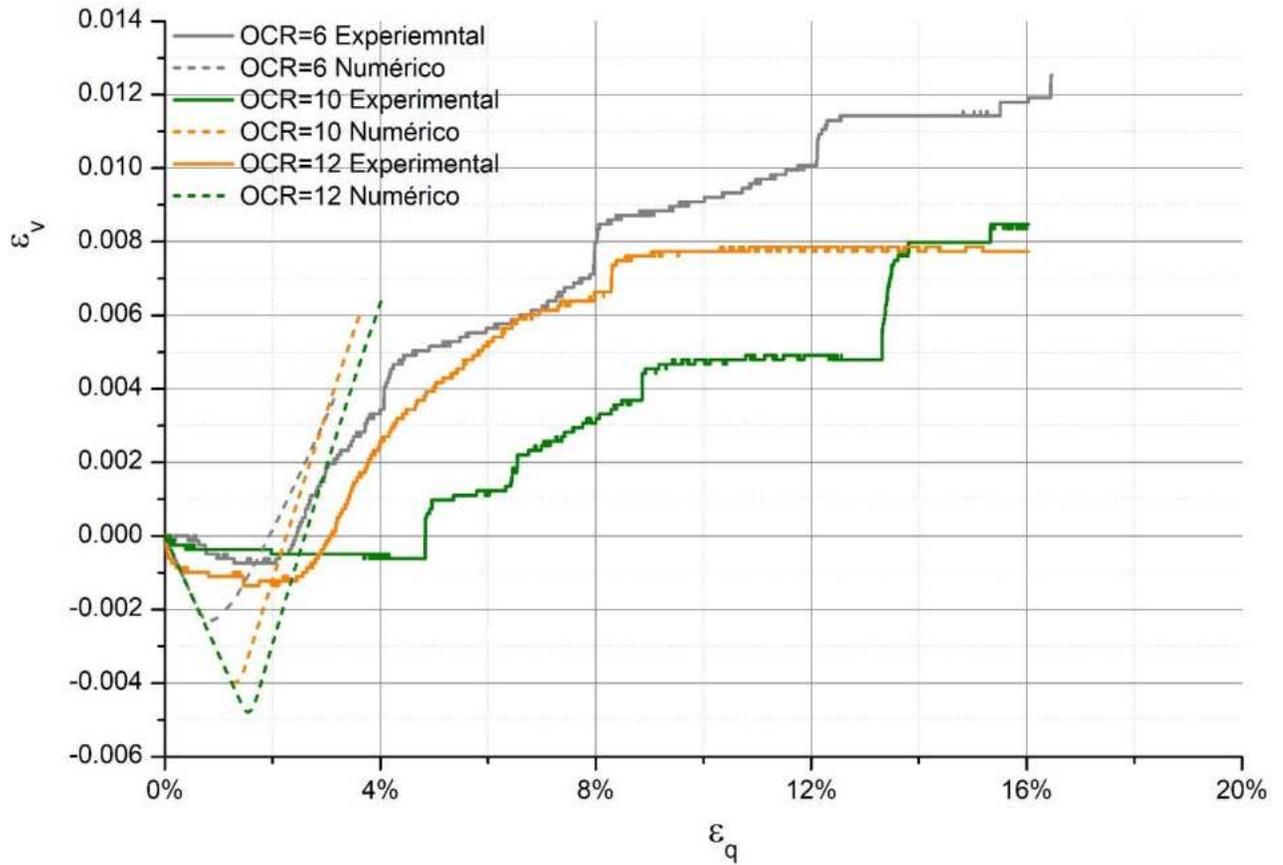


Figura 4-20 Gráficas deformación volumétrica del suelo altamente preconsolidado, numérico-experimental.

Este modelo está enfocado para suelos altamente preconsolidados en la figura 4-19 y figura 4-20 se muestran el comportamiento esfuerzo-deformación y deformación volumétrica respectivamente con los datos numérico y experimental.

4.7.2 Comparación con el modelo de estado crítico original y las pruebas experimentales

Se presentan los resultados comparativos mediante el programa usando el estado crítico y los ensayos experimentales, los parámetros para el programa fueron obtenidos de la tabla 4:1.

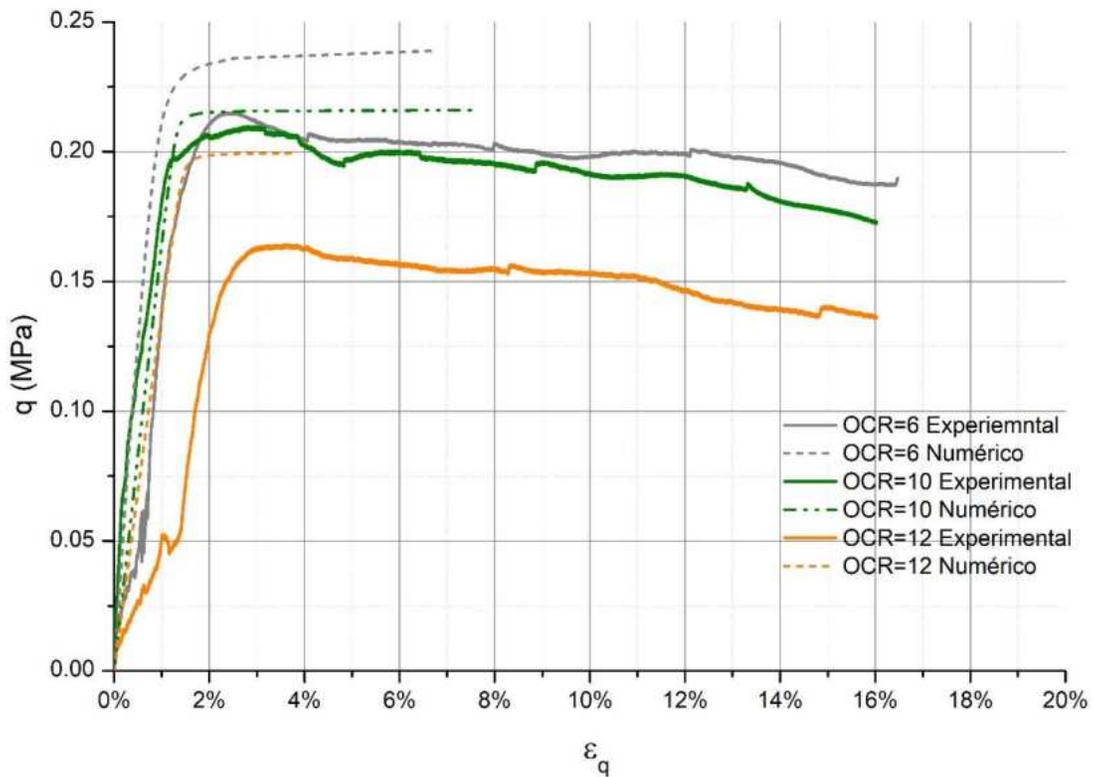


Figura 4-21 Gráficas esfuerzo-deformación del suelo altamente preconsolidado, experimental y numérico.

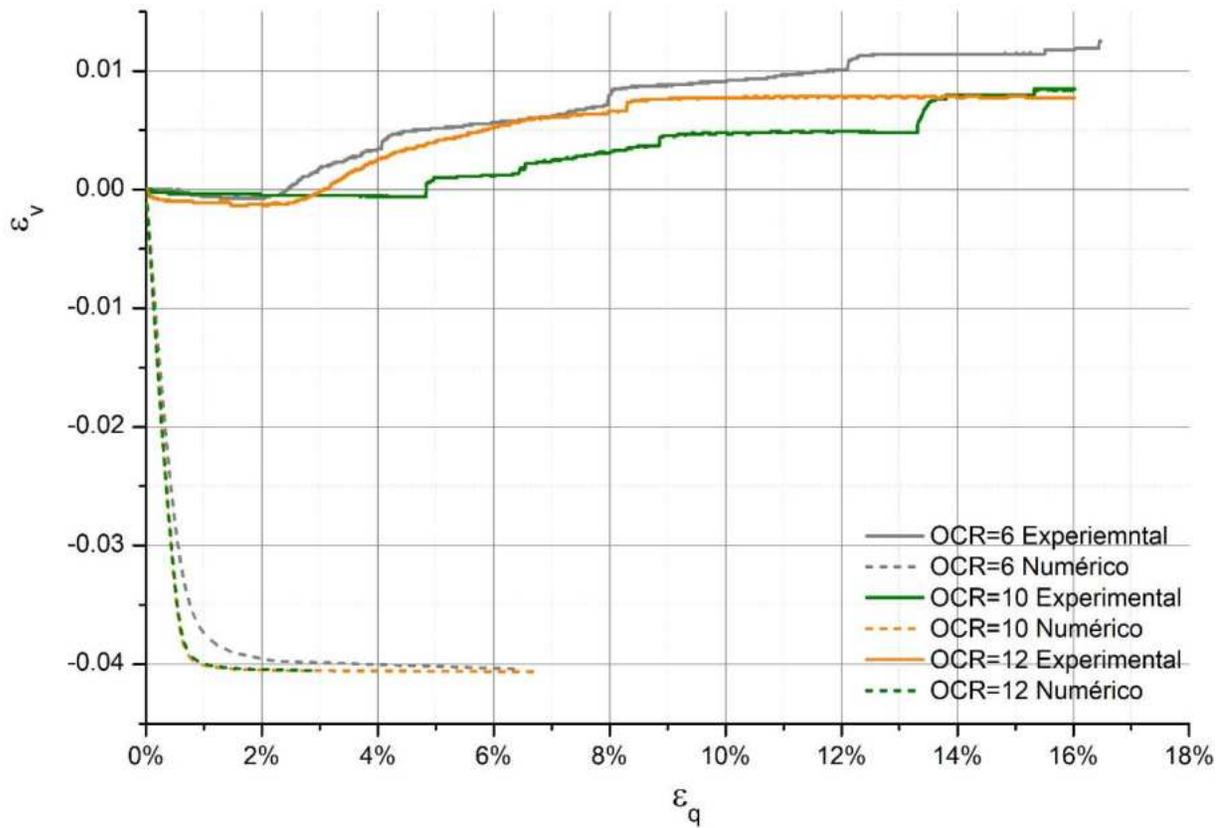


Figura 4-22 Gráficas deformación volumétrica del suelo altamente preconsolidado, experimental y numérico (conforme al estado crítico original).

En las figuras 4-21 y 4-22 se presentan el comportamiento esfuerzo-deformación y la deformación volumétrica con respecto a lo experimental y al modelo de estado crítico sin modificación.

4.7.3 Comparación con resultados procedentes de Henkel.

A continuación, se muestra la tabla 4-2 de factores que indica los valores de los parámetros utilizados, para cada uno de los casos.

Tabla 4:2 Valores de los parámetros de entrada del programa

Parámetro	Nombre	Valor
Pendiente del Estado crítico	M	0.86
Relación de vacíos	e_0	0.73
Descarga de suelo	k	0.06
Recarga de suelo	λ	0.15
Esfuerzo del suelo (P_0) para OCR = 1.	P_{0ini}	0.2 MPa
Esfuerzo máximo del suelo para OCR = 24.	P_{0ini}	0.84 MPa
Grado de consolidación	OCR	1
Grado de consolidación	OCR	24

4.7.3.1 Comparación con resultados procedentes de Henkel $OCR = 1$

Se presentan los resultados comparativos mediante el programa usando el estado crítico y los ensayos experimentales procedentes de Henkel, los parámetros para el programa fueron obtenidos de la tabla 4:2.

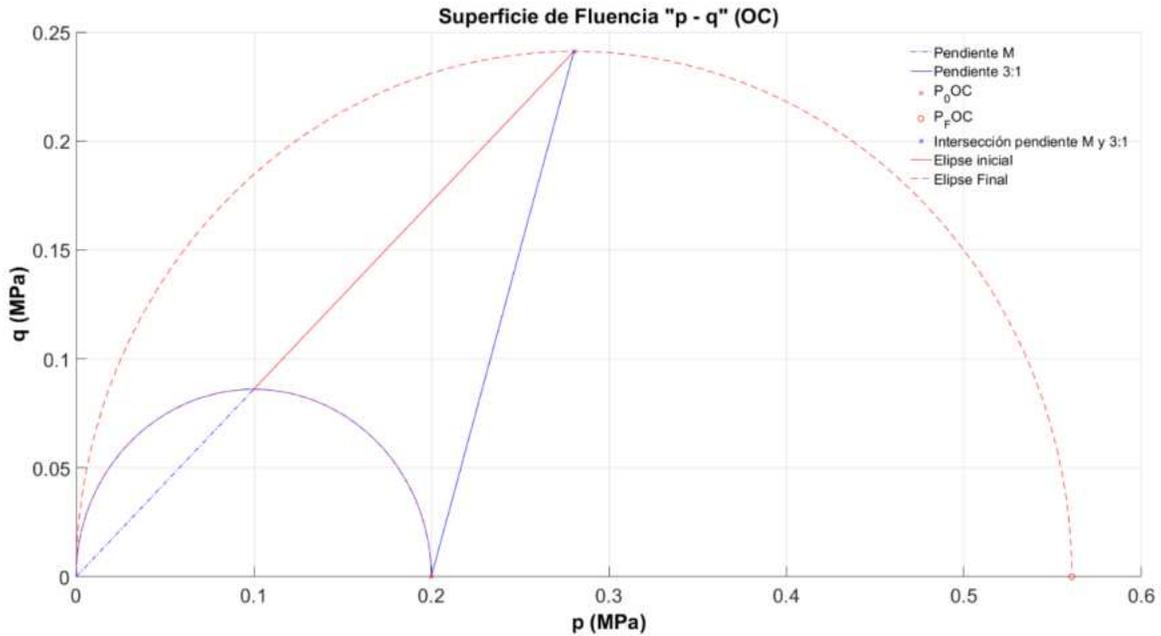


Figura 4-23 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación = 1.

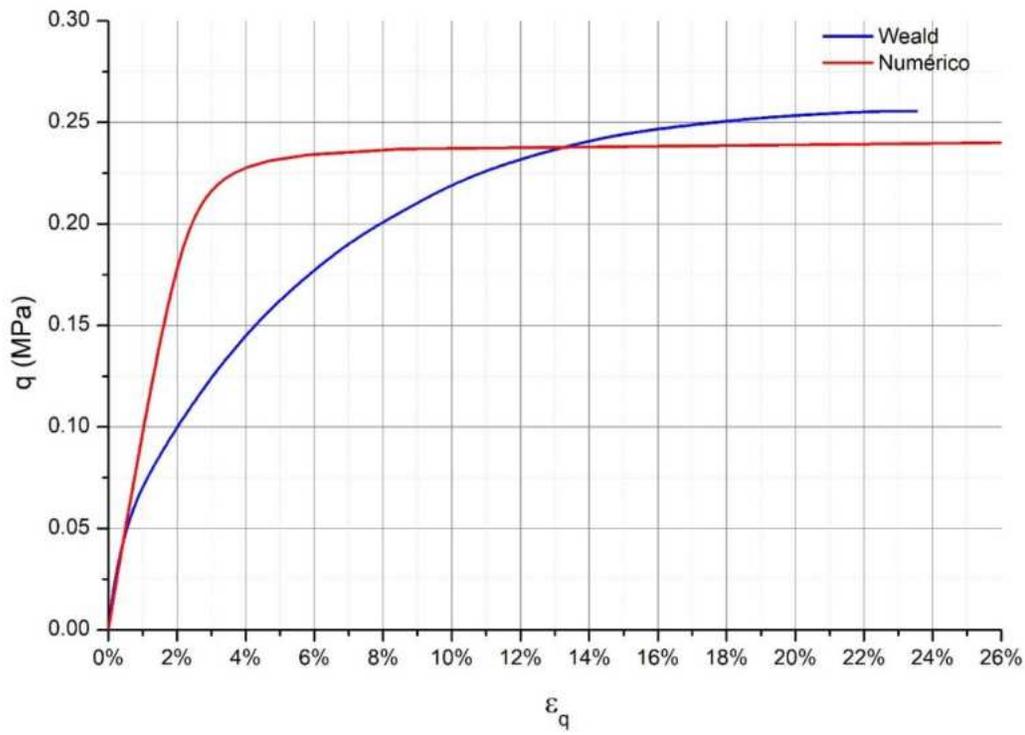


Figura 4-24 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación = 1

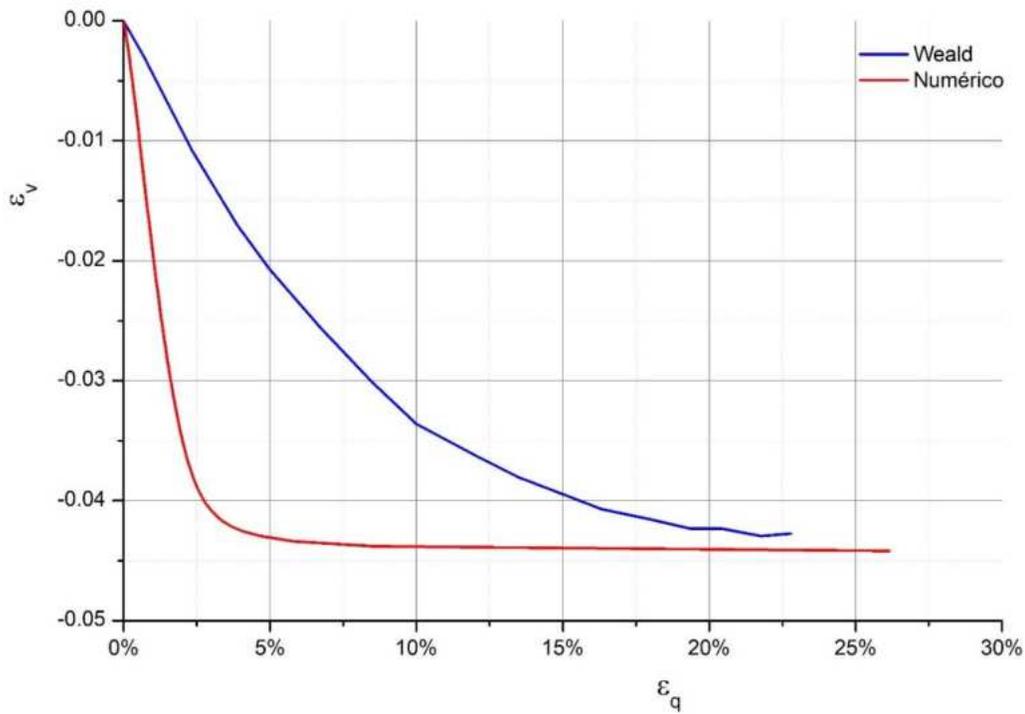


Figura 4-25 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación =1

4.7.3.2 Comparación con resultados procedentes de Henkel $OCR = 24$

Se presentan los resultados comparativos mediante el programa usando el estado crítico y los ensayos experimentales procedentes de Henkel, los parámetros para el programa fueron obtenidos de la tabla 4:2.

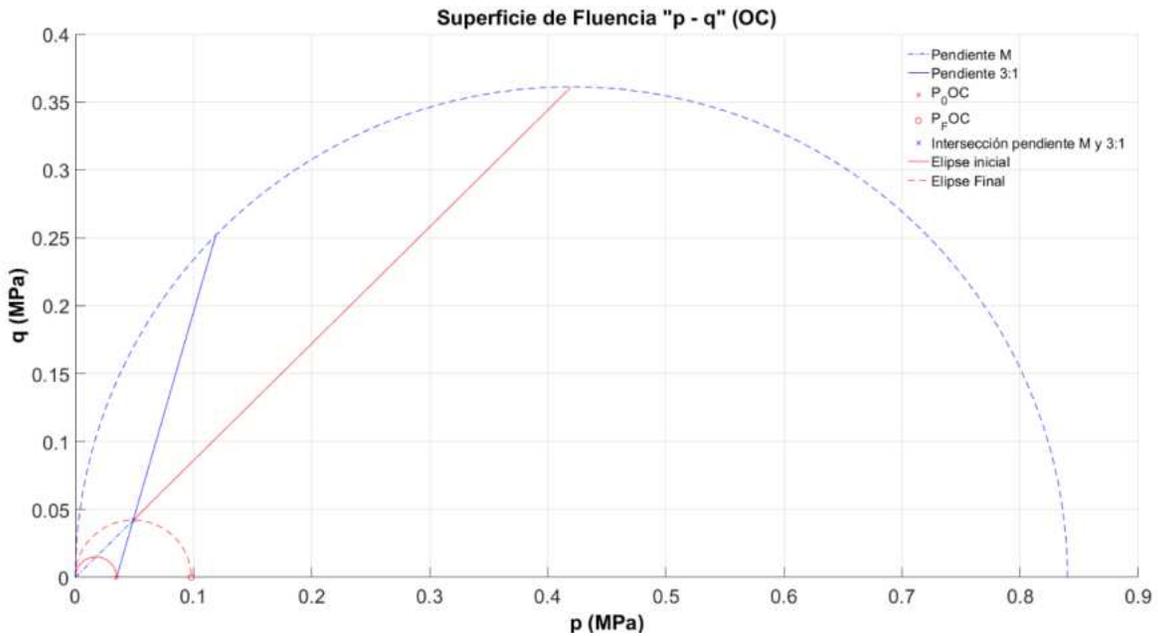


Figura 4-26 Superficie de fluencia con un grado de preconsolidación $=24$

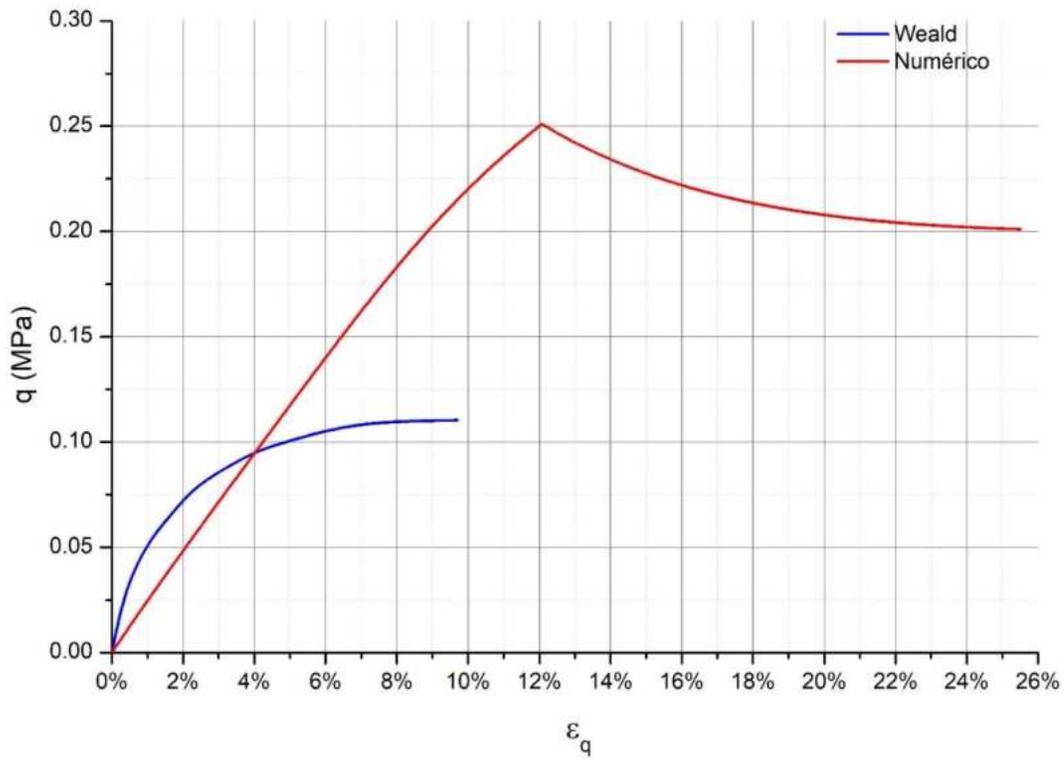


Figura 4-27 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación = 24.

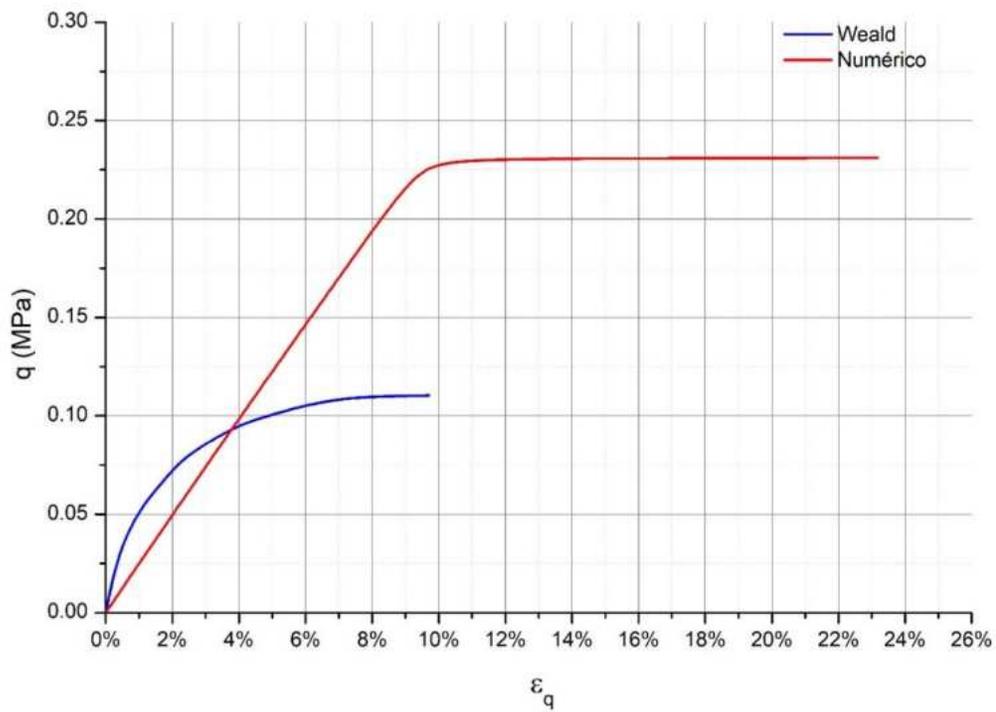


Figura 4-28 Esfuerzo-deformación con un grado de preconsolidación = 24, modelo original

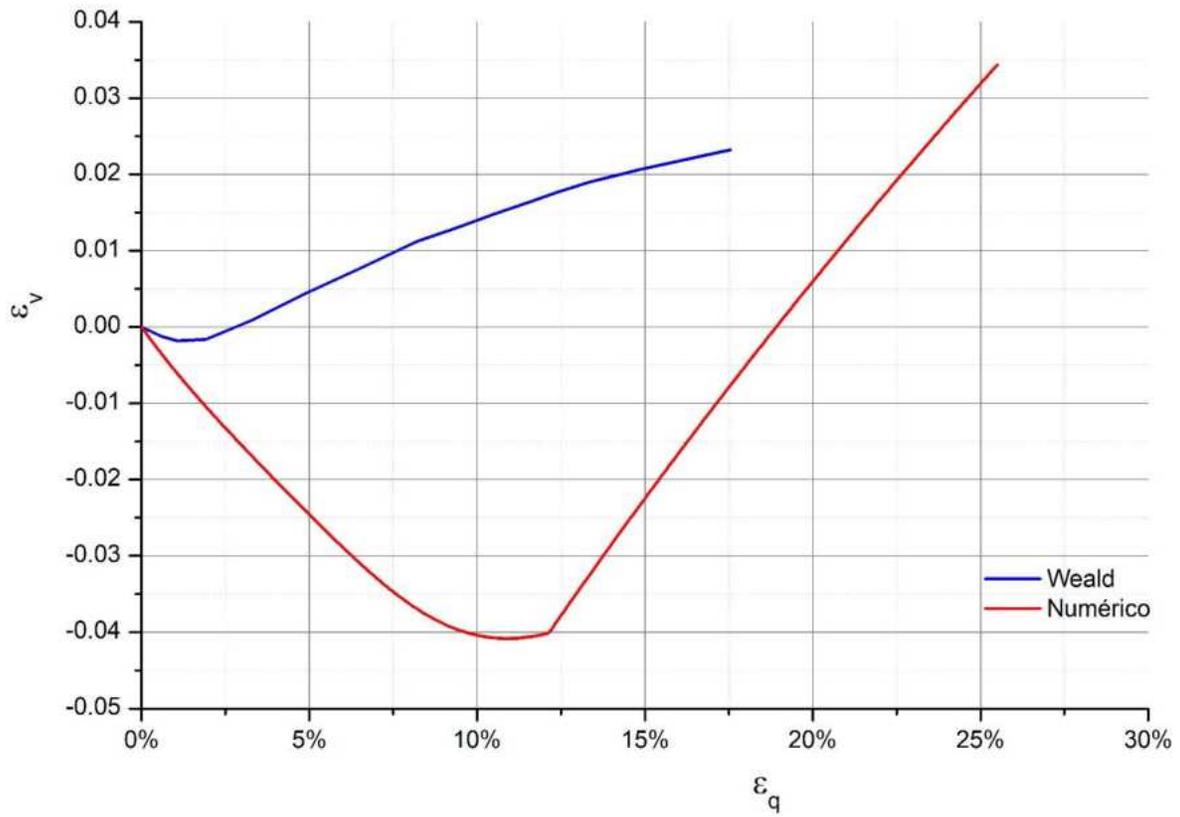


Figura 4-29 Deformación volumétrica-deformación axial con un grado de preconsolidación = 24.

5. CONCLUSIONES

Se llega a la conclusión de que puede extenderse el modelo de Estado Crítico a casos altamente preconsolidados, a partir del concepto de superficie límite considerando el grado de preconsolidación para obtener la dilatación dentro del modelo.

Este modelo arroja valores muy próximos al comportamiento real de los suelos, así que con este se pueden modelar, se observa que se también podemos simular la dilatación con dentro de la formulación, por lo que se da como válida para la reproducción de suelos con alto grado de preconsolidación.

Con respecto a la parte experimental, es necesario indicar que se puede haber acarreado algún error dentro de la purga de las mangueras de cámara triaxial, aunque se tomó el cuidado de purgar y limpiar tantas mangueras y bladders, es necesario un correcto servicio al equipo para desprender burbujas de aire que afecten mediciones dentro del equipo.

El modelo y las modificaciones realizadas son aplicables para cualquier tipo de suelo con alto grado de preconsolidación y el cual queda abierto para ser mejorado y generado a un modelo de suelos no saturados.

6. RECOMENDACIONES

Para obtener los parámetros del modelo en el laboratorio, es necesario realizar lo siguiente:

- Curva de compresibilidad $p - e$ (compresión isotrópica en muestra de material saturado) para obtener el índice de compresión en carga y en descarga.
- Prueba de compresión triaxial CD, para obtener ángulo de fricción interna del suelo y datos experimentales que son comparados contra el modelo.
- Se ha de comentar que cuando se realiza la prueba triaxial es necesario purgar y checar todos los conductos de la cámara, lo cual puede conllevar a errores de medición dentro de la cámara.
- Contemplar el uso de esfuerzos efectivos en suelos no saturados puede requerir la utilización de más pruebas para obtener los esfuerzos efectivos.

7. REFERENCIAS

Aitchison, G. D. 1973. Twenty-Five Years of Application of Soil Survey Principles in the Practice of Foundation Engineering. *Dev. Soil Sci.* 4:99–112.

Alonso, E. E., A. Gens, and A. Josa. 1990. A constitutive model for partially saturated soils G ". *Géotechnique* 40:405–430.

ASTM-D-2435-04. 1999. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. ASTM Int. West Conshohocken, PA, USA.

ASTM, A. S. for T. and M. 2006. D 2487 - 06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM Stand. Guid. D5521-5:1–5.

ASTM D-7181. 2011. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.

Balmaceda, A. R., A. G. Solé, and A. J. García-Tornel. 1991. Suelos compactados: un estudio teórico y experimental.

Berrones, R. F. 2001. Geotecnia en ingeniería de presas.

Bishop, A. 1959. The effective stress principle. *Tek. Ukebl.*

Bishop, A. W., and G. Eldin. 1950. Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength. *Géotechnique* 2:13–32.

Blangino, E. 2011. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA Teorías de la Elasticidad y Plasticidad Eugenia Blangino. :1–26.

Calladine, C. R. 1963. Correspondence. *Géotechnique* 13:250–255.

Chávez, H. A. 2015. Modelo Constitutivo para suelos no saturados. :222.

Coulomb, C. de. 1776. Essai sur une application des règles de maximis &

minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture.

Drucker, D. 1953. Coulomb friction, plasticity, and limit loads.

Drucker, D. 1957. Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity. *Trans. ASCE* 122:338–346.

Drucker, D., W. P.-Q. of applied mathematics, and undefined 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *ams.org*.

Fredlund, D. G., and N. R. Morgenstern. 1977. Stress State Variables for Saturated and Unsaturated Soils. *J. Geotech. Div.* 103:447–466.

Gens, A., and D. M. Potts. 1987. The use of critical state models in numerical analysis of geotechnical problems: A review. *Proc. Int. Conf Comput. Plast.*

Gens, A., and D. M. Potts. 1988. Critical state models in computational geomechanics. *Eng. Comput.* 5:178–197.

Henkel, D. J. 1956. The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear. *Geotechnique* 6:139–150.

Parry, R., and C. Wroth. 1981. Shear stress-strain properties of soft clay.

Rankine, W. J. M. 1857. II. On the stability of loose earth. *Philos. Trans. R. Soc. London* 147:9–27.

Roscoe, K., and J. Burland. 1968. On the generalized stress-strain behaviour of wet clay.

Roscoe, K. H., A. N. Schofield, and A. Thurairajah. 1963. Yielding of Clays in States Wetter than Critical. *Géotechnique* 13:211–240.

Roscoe, K. H., A. N. Schofield, and C. P. Wroth. 1958. On The Yielding of Soils. *Géotechnique* 8:22–53.

SÁEZ, E. (Pontifica U. C. de C. 2010. Fundamentos de geotecnia. *Dados*:15–23.

- Salas, O. V. 2011. Ensayos triaxiales para suelos. *Métodos y Mater.* 1:14–24.
- Schofield, A., and P. Wroth. *Critical State Soil Mechanics*.
- Skempton, A. 1961. Horizontal stresses in an overconsolidated eocene clay. *Geoderma*:99–112.
- Terzaghi, K. 1943. Theoretical soil mechanics. *Géotechnique*:510.
- Wroth, C., and G. Houlsby. 1985. Soil mechanics-property characterization and analysis procedures.
- Wu, J., M. Feng, B. Yu, W. Zhang, X. Ni, and G. Han. 2018. Experimental investigation on dilatancy behavior of water-saturated sandstone. *Int. J. Min. Sci. Technol.* 28:323–329.
- Yuk Gehling, W. Y. (Polytechnical University of Catalonia, B. 1994. *Suelos expansivos: estudio experimental y aplicación de un modelo teórico*.
- Zepeda Garrido, J. A. 2004. *Mecánica de Suelos no Saturados*. Soc. Mex. Mecánica Suelos, AC, Univ. Autónoma Querétaro:34–37.

8. Anexos

8.1 Gráfica de consolidación

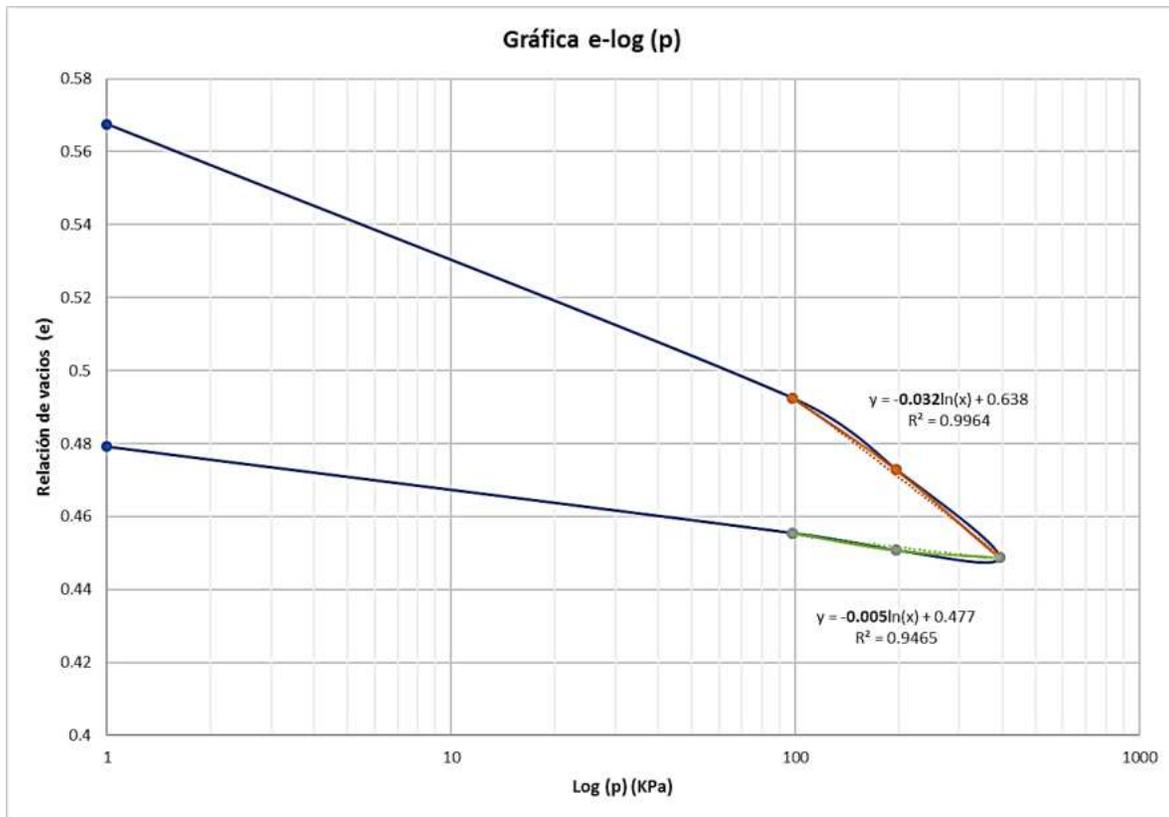


Figura 8-1 Relación de vacíos-Log (p)

8.2 Código de modelo para suelos ligeramente consolidados

```
clear all;
clc;
V1=input('Introduzca el "1" si tiene el valor de angulo o "2" si tiene el
valor de M: ');
if V1==1
angulo=input('Introduzca el angulo: ');
M=6*sin(degtorad(angulo))/(3-sin(degtorad(angulo)));
elseif V1==2
M=input('Introduzca el valor de M: ');
angulo=asind((3*M)/(M+6));
end
pp=input('Introduzca el valor Po inicial: ');
pd=input('Introduzca el valor inicial DRAINED entre valor >= p0/2 y <p0:
');
dp=input('Introduzca el valor dp: ');
a=0:.001:3*pd;
b=a*M;
c=pd:.001:3*pd;
d=(c-pd)*3;
[xi,yi]=polyxpoly(a,b,c,d);
pu=xi+.02;
%DATOS PARA EL PROGRAMA
k=.005;
E=10;
V=.25;
e0=.56;
Lan=.032;
figure(1);
plot(a,b);
title(' Yield Surface LC ');
xlabel('P');
ylabel(' q ');
hold on
grid on
plot(c,d);
for p=pd:dp:pu
    q=(p-pd)*3;
    p0=((q.^2)+(M.^2*p.^2))/(M.^2*p);
    p1=0:.000001:p0;
    q1=(M.^2*((p1*p0)-(p1.^2))).^.5;
    plot(p1,q1);
end
hold off

figure(2)
hold on
dpi=pd;
pcc=.02;
while dpi<xi

    dpiN=pd:dp:xi;%se regresa 1
```

```

    dEve=(e0/((1+e0).*pd))*(1/(E/(3*(1-2*V))))*(dpiN-pd);%elastica
volumetrica
    dEqe=(1/(3*(1+e0)*(3*(1-(2*V))/(2*k*(1+V))))*(pd/e0))*((dpiN-
pd).^3);%elastica desviador
    %dEveOC=(e0/((1+e0).*P0c))*(E/(3*(1-2*V)))*(dpocOC-
P0c);%Deformacion volumetrica elastica
    %dEqeOC=(1/(3*(1+e0)*(3*(1-
(2*V))/(2*kappa*(1+V)))*(P0c/e0)))*((dpocOC-P0c)^3);%deformacion
desviadora elastica

    Px=pd:dp:xi;
    Qx=((Px-pd)^3);
    P0x=((1/M^2)*((Qx.^2)./Px))+Px;%P0 para cada incremento de dp y asi
calcular el nuevo ef
    dEvp=abs((((((M^2)*(2.*Px-P0x)).*(-Lan+k).*(Px-
pd))./(((M^2).*Px.*P0x).*V)))+((3.*(Px-pd)).*(-
Lan+k).*(2.*Qx))./((M^2).*Px.*P0x).*V)).*0.08;
    ef=(e0+Lan*log10(dpiN./P0x));%calculo de ef
    jhi = (-Lan+k)./((M^2).*dpiN.*(1.+ef).*(P0x)); %Parametro shiI
    % dEvp = abs(jhi.*(((M^2).*(2.*Px-P0x)).*(Px-
(pd+dpi)))+(2.*Qx).*(Px-(pd+dpi))^3)));%Volumetric plastic strain
    dEqp = abs(jhi.*(((2.*Qx).*(dp))+(((4*Qx.^2)./((M^2)*(2.*Px-
P0x)))*(dp^3))));%Deviator plastic strain

    dpi=dpi+dp;

end
dEvp(1)=0;
Vol = dEve + dEvp;
Dev = dEqe + dEqp;
%maxvol=max(Vol);
plot(Dev,Qx,':hm');
title('Eq vs q')
xlabel('Eq')
ylabel('q')
legend('Ligeramente consolidada (LC)')
grid on
hold off
figure(3)
hold on
plot(Dev,-Vol,'--m');
title('Deformacion volumetrica')
xlabel('Eq')
ylabel('Ev')
%gtext(['Valor maximo =',num2str(maxvol)])
legend('Ligeramente Consolidated')
grid on
hold on
hold off

```

8.3 Código del modelo para suelos altamente preconsolidado

```
clear all;
clc;
input('Unidades de este programa están MPa');
input('Los datos iniciales es necesario una serie de ensayos para su
obtención');
phi = input('Cuál es el valor del ángulo de fricción ? [38] = ');
%obtenido de ensayos triaxiales drenados... (Puede ser obtenido por medio
de ensaye de corte directo, etc...)
if isempty(phi)
    phi=38;
end
e0 = input('Cuál es el valor de relación de vacíos inicial (e0)? [0.56] =
');
if isempty(e0)
    e0=.56;
end
P0 = input('Cuál es el esfuerzo máximo que ha sido sometido el suelo (P0)
? [0.3 MPa] = '); %Esfuerzo sometido en ensaye triaxial mediante
confinante (sigma 3) por un periodo de un dia (Para evitar degradación de
condones).
if isempty(P0)
    P0=.3;
end
P0c = input('Cuál es el esfuerzo actual del suelo (P0c)? [.025 MPa] =
'); %Representación del esfuerzo despues de que el suelo conocio un
esfuerzo igual a P0... es decir se descargo hasta P0c y se dejo
consolidar en ensaye triaxial...)
if isempty(P0c)
    P0c=.025;
end
kappa = input('Cuál es el valor de la pendiente de descarga (kappa) ?
[0.005] = '); %Pendiente de descarga obtenida de ensaye de consolidación
if isempty(kappa)
    kappa=0.005;
end
lambda = input('Cuál es el valor de la pendiente de carga (lambda ?
[0.032] = '); %Pendiente de carga obtenida de ensaye de consolidación
if isempty(lambda)
    lambda=0.032;
end
dp = input('Cual es el valor del incremento dp? [0.0001 MPa] =
'); %incrementos....
if isempty(dp)
    dp=0.0001;%0.0001 MPa, 0.1 kPa
end
V=.25;
E=10;
M=6*sin(deg2rad(phi))/(3-sin(deg2rad(phi))); %El valor de M mediante el
estado critico
disp('Valor de M = '); disp(M);
a=(P0c/2); b=M*a; % a = es la distancia horizontal al centro del ellipse, b
= es la distancia vertical al centro del ellipse
%Inicia calculo de intersección entre pendiente M y 3:1 con respecto a la
```

```

%primera elipse de P0c, y de esta forma obtener la ultima elipse el
estado
%sobreconsolidado (El estado sobreconsolidado debe permanecer del lado
%izquierdo de la elipse P0.
angcl = (180-((180-(2*(atand(a/b))))+(180-
(atand(3)+atand(b/a)))));%Cualquier duda checar hojas.
cl=sqrt(power(P0c-a,2)+power(0-b,2));
al=((sin(degtorad(180-(2*atand(a/b))))*cl)/sin(degtorad(angcl)));
alx=P0c+(al*cos(degtorad(atand(3))));%intersección en eje X de pendiente
3:1 y M.
aly=0+(al*sin(degtorad(atand(3))));%intersección en eje X de pendiente
3:1 y M.
Pnci=0:dp:P0c; qnci=M*power(Pnci*P0c-power(Pnci,2),.5);%Primera elipse
P0uc=((power(((alx-P0c)*3),2)/((power(M,2)*(alx))))+(alx));%Ultimo punto
de elipse de P0c
%Obtención de ultimo punto de intersección hasta P0... se utilizan
%variables diferentes para no modifica P0c.
P=P0c;
Xreturn=P0c;%Variable de inicio antes de calculo.
Yreturn=0;
while P<=P0
    Xreturn=Xreturn+dp;
    P=P+dp;
    Q=(power(power(M,2)*P*P0-power(M,2)*power(P,2),.5));
    Yreturn=Yreturn+dp*3;
    if Q<=Yreturn
        break
    end
end
alxt=Xreturn+(Xreturn-alx);%Hasta donde llegara el incremento en X, ida y
regreso despues de P0...Checar... en que funcióna mas adelante...
Pncf=0:dp:P0uc; qncf=(power(power(M,2)*Pncf*P0uc-
power(M,2)*power(Pncf,2),.5));%Ultima Elipse P0c
Pnci0=0:dp:P0; qnci0=M*(power(Pnci0*P0-power(Pnci0,2),.5)); %Elipse
correspondiente a P0
a0=(P0/2); b0=(M*a0);%Calculo de elipse P0
aocf=(P0uc/2); bocf=(M*aocf);
alxw=alx+(a0-aocf);alyw=aly+(b0-bocf);%para segunda pendiente M hasta P0.
%Obtención de Graficas p vs q
    figure('Name','Ellipses de suelos preconsolidados
.', 'NumberTitle','off');
    figure(1)
    hold on
    plot([0,alx],[0,aly],'-b');%pendiente M
    plot([P0c,alx],[0,aly],'-b');%pendiente 3:1 hasta ultima elipse
P0c
    plot(P0c,0,'xr');%punto P0c inicial (P0c,0)
    plot(P0uc,0,'or');%ultimo punto P0c
    title('p vs q (OC)')
    xlabel('p')
    ylabel('q')
    plot(alx,aly,'xb');%punto de interseccion entre la pendiente M
and 3:1.
    plot(Pnci,qnci,'-r');%Impresion de primera elipse P0c
    plot(Pncf,qncf,'--r');%Impresión de ultima elipse P0c

```

```

    plot(Pnci0,qnci0,'--b');%impresión de elipse P0
    plot([alx,alxw],[aly,alyw],'-r');%impresión segunda pendiente M
    plot([alx,Xreturn],[aly,Yreturn],'-b');%impresión pendiente 3:1
hasta P0
    grid on
    legend ('Pendiente M','Pendiente 3:1','initial P0','final
P0NC','interseccion M and Pendiente 3:1 ','Ellipse inicial ','Ultima
ellipse')
    hold off
%calculo para Obtención de comportamiento elastico y plastico conrespecto
a
%el esfuerzo desviador y el comportamiento volumetrico.
dpioc=P0c;%Variable de entrada para for... y no afectar P0c para
posteriores calculos.
for dpioc=P0c:dp:alx
    dpocOC=P0c:dp:alx;
    Qxoc=((dpocOC-P0c)*3);
    P0xoc=((1/M^2)*((Qxoc.^2)./dpocOC))+dpocOC;%P0 para cada incremento
de dp y asi calcular el nuevo ef
    efoc=(e0+lambdalog10(dpocOC./P0xoc));%calculo de ef
    dEveOC=(kappa)*(efoc/((1+e0)*P0c)).*(dpocOC-P0c);%Deformacion
volumetrica elastica
    dEgeOC=(1./(3*(1+efoc)*(3*(1-
(2*V)))/(2*kappa*(1+V)))*(P0c/e0))).*((dpocOC-P0c)*3);%deformacion
desviadora elastica
    jhioc = (-lambd+kappa)./(M^2).*dpocOC.*(1.+efoc).*(P0xoc));
%Parametro shiI
    dEv poc = (abs(jhioc.*((M^2).*(2.*dpocOC-
P0xoc)).*(dp)+(2.*Qxoc).*(dp^3))))*0;%Volumetric plastic strain
    dEq poc =
(abs(jhioc.*((2.*Qxoc).*(dp))+((4*Qxoc.^2)./(M^2)*(2.*dpocOC-
P0xoc)).*(dp^3))))*0;%Deviator plastic strain
end

OCR=power((P0/P0c),1);
w1=log(P0/Xreturn);
dpo=round(dp*3.5,4);% solo con el objetivo de que se genere igual al
excel..
for i=alx:dpo:Xreturn
    dpiOC1=(alx+dpo):dpo:Xreturn;
    Qxoc1=((dpiOC1-P0c)*3);
    P0xoc1=((1/M^2)*((Qxoc1.^2)./dpiOC1))+dpiOC1;%P0 para cada incremento
de dp y asi calcular el nuevo ef
    w2=-log(dpiOC1./P0xoc1);
    W=(power((w1./w2)),OCR);
    efoc1=(e0+lambd.*log10(dpiOC1./P0xoc1));%calculo de ef
    dEveOC1=(kappa)*(efoc1/((1+e0)*P0c)).*(dpiOC1-P0c);%Deformacion
volumetrica elastica dEveOC=3*(1-2*V)*(1/E)*(dpocOC-P0c);%Volumetric
elastic behavior
    dEgeOC1=(1./(3*(1+efoc1)*(3*(1-
(2*V)))/(2*kappa*(1+V)))*(P0c/e0))).*((dpiOC1-P0c)*3);%deformacion
desviadora elastica dEgeOC=(1/(3*E))*(2*(1-V))*((dpocOC-P0c)*3);%deviator
elastic behavior

```

```

    jhioc1 = ((-
lambda+kappa) ./ ((M^2) .* dpiOC1 .* (1+efoc1) .* (P0xoc1))) .* (1./W); %Parametro
shiI
    dEvpoc1 = -abs(jhioc1 .* ((M^2) .* ((2 .* dpiOC1 -
P0xoc1)) * (dpo) + (2 .* Qxoc1) .* (dpo^3))))); %Volumetric plastic strain
    dEqpoc1 =
abs(jhioc1 .* ((2 .* Qxoc1) .* (dpo)) + (((4 * Qxoc1.^2) ./ ((M^2) * (2 .* dpiOC1 -
P0xoc1))) * ((dpo^3))))); %Deviator plastic strain
    A=cumsum(dEvpoc1);
    B=cumsum(dEqpoc1);
end

Ac=min(A);
Bc=max(B);
dpc=Xreturn+(Xreturn-alx);
dpxr=max(Qxoc1);

%Checar en excel datos por dudas...

for j=Xreturn:-dpo:alx
    dpiOC2=Xreturn:-dpo:alx;
    dpiOC3=Xreturn:dpo:dpc;
    Qxoc2=((dpiOC2-P0c)*3);
    Qxoc3=((dpiOC3-P0c)*3);
    P0xoc2=((1/M^2) * ((Qxoc2.^2) ./ dpiOC3))+dpiOC3;
    P0xoc3=((1/M^2) * ((Qxoc3.^2) ./ dpiOC3))+dpiOC3;
    W1=(power(1,OCR));
    efoc2=(e0+lambda.*log10(dpiOC3./P0xoc3)); %calculo de ef
    jhioc3 = ((-
lambda+kappa) ./ ((M^2) .* dpiOC3 .* (1+efoc2) .* (P0xoc3))) .* (1./W1); %Parametro
shiI
    Qxoc4=(-((dpxr-((dpiOC3-P0c)*3)) .* jhioc3))+dpxr);
    dEveOC2=(kappa) * (efoc2 / ((1+e0) * P0c)) .* (dpiOC3-P0c); %Deformacion
volumetrica elastica
    dEveOC2=3*(1-2*V) * (1/E) * (dpiOC2-P0c); %Volumetric elastic behavior
    dEqeOC2=(1./ (3*(1+efoc2) * (3*(1-
(2*V)) / (2*kappa*(1+V))) * (P0c/e0))) .* ((dpiOC3-P0c)*3); %deformacion
desviadora elastica
    dEqeOC2=(1/ (3*E)) * (2*(1-V)) * ((dpiOC2-P0c)*3); %deviator elastic
behavior
    dEvpoc2 = -abs(jhioc3 .* ((M^2) .* ((2 .* dpiOC2 -
P0xoc2)) * (dpo) + (2 .* Qxoc4) .* (dpo^3))))); %Volumetric plastic strain
    dEqpoc2 =
abs(jhioc3 .* ((2 .* Qxoc3) .* (dpo)) + (((4 * Qxoc3.^2) ./ ((M^2) * (2 .* dpiOC3 -
P0xoc3))) * (dpo^3))))); %Deviator plastic strain
    A1=Ac+cumsum(dEvpoc2);
    B1=Bc+cumsum(dEqpoc2);
end

%Suma de vectores elasticos y plasticos
Vol = dEveOC + dEvpoc; %Zona elastica... el vector plastico contiene 0...
Dev = dEqeOC + dEqpoc;
Vol1 = dEveOC1 + A; %Zona plastica hasta elipse P0
Dev1 = dEqeOC1 + B;
Vol2 = dEveOC2 + A1;

```

```

Dev2 = dEqeOC2 + B1;

%Impresión de esf. desviador vs q.
figure(2)
hold on
plot(Dev,Qxoc,':hb');
plot(Dev1,Qxoc1,':hb');
plot(Dev2,Qxoc4,':hb');
legend('Suelos preconsolidados')
title('Eq vs q (OC)')
xlabel('Eq')
ylabel('q')
grid on
hold off

%Impresión de esf. desviador vs comportamiento volumetrico.
figure(3)
hold on
plot(Dev,-Vol,'--b');
plot(Dev1,-Vol1,'--b');
plot(Dev2,-Vol2,'--b');
legend('Suelos preconsolidados')
title('Eq vs Ev (OC)')
xlabel('Eq')
ylabel('Ev')
grid on
hold off

```