



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

EFECTO DE LA SUCCIÓN EN EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UN
ENROCAMIENTO, INTERPRETADO MEDIANTE EL PRINCIPIO DE
PROPORCIONALIDAD NATURAL.

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
CARLOS ELIU BAEZ GARCÍA

TUTOR
M. I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO
FACULTAD DE INGENIERÍA

México, Cd. Mx., Noviembre 2018

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: M.I. Agustín Deméneghi Colina

1er. Vocal: M.I. Carmelino Zea Constantino

2do Vocal: M.I. Germán López Rincón

3er. Vocal: Dra. Alexandra Ossa López

Lugar donde se realizó la tesis: Facultad de Ingeniería UNAM

TUTOR DE TESIS

M.I. Carmelino Zea Constantino

FIRMA

Resumen

La concepción filosófica del Dr. Juárez Badillo atribuye a los fenómenos naturales la cualidad de belleza, estableciendo para ellos una relación de orden y simplicidad; el orden significa que dichos fenómenos pueden ser descritos mediante lenguaje matemático, mientras que la simplicidad radica en que las ecuaciones que los describan deben ser las más sencillas.

Estos preceptos, aunados a sus ideas de un mundo físico que oscila entre lo infinitamente pequeño (el cero) y lo infinitamente grande (el infinito), son las bases de su conocido Principio de Proporcionalidad Natural (PPN) (Juárez 1985), del cual se desprenden un conjunto de ecuaciones teóricas generales para las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo-temperatura de los geomateriales (Juárez 2010).

Aplicando las ideas del PPN, en el presente trabajo se deduce una ecuación constitutiva teórica, mediante la cual se interpretan las curvas esfuerzo-deformación de los registros experimentales de Chávez (2004), quien realizó pruebas a enrocamientos en una cámara triaxial con control de succión, con el propósito de analizar el efecto que tiene dicha succión en el comportamiento mecánico de un enrocamiento.

Los resultados muestran que la ecuación teórica permite ajustar satisfactoriamente los registros experimentales, al tiempo que proporciona parámetros que deberán ser analizados y comparados con una mayor cantidad de registros; lo anterior, a fin de determinar las relaciones que guardan dichos elementos teóricos, con los parámetros físicos de interés para la ingeniería.

Agradecimientos

*Si quieres ir rápido, ve solo.
Si quieres llegar lejos, ve acompañado.*

Proverbio africano.

*A Claudia, mi compañera de vida.
Gracias por tu amor y apoyo incondicional.*

Al M.I. Carmelino Zea y al Dr. Rigoberto Rivera, por guiarme en el desarrollo del presente trabajo, muchas gracias por su confianza.

Y por supuesto, gracias a la UNAM.

Índice

Capítulo 1 Introducción	1
Capítulo 2 Objetivos y alcances de la tesis	4
2.1 Objetivo principal.	4
2.2 Objetivos específicos	4
2.3 Justificación.	4
2.4 Alcances de la tesis.	5
Capítulo 3 Estado del arte en el uso de enrocamientos para obras de ingeniería civil	6
Capítulo 4 Marco teórico del comportamiento mecánico de los enrocamientos....	10
4.1 Rotura de granos en el enrocamiento.....	11
4.1.1 Rotura diferida en el tiempo	12
4.1.2 Rotura por colapso	13
4.2 Efecto del agua en los enrocamientos.....	14
4.3 Rotura de granos y propagación de grietas.....	17
4.3.1 Modelo micromecánico conceptual de la rotura de granos por efecto del agua.	19
4.4 Modelos de comportamiento.....	21
4.4.1 Modelos elastoplásticos.	21
4.4.2 Modelo elastoplástico con control de succión para compresión de enrocamientos (Trayectorias edométricas)	22
4.4.3 Modelo elastoplástico con control de succión para compresión de enrocamientos (Trayectorias desviadoras)	25
Capítulo 5 Principio de proporcionalidad natural (PPN)	27

5.1 Aplicación del Principio de proporcionalidad natural (PPN) a los enrocamientos.....	28
5.1.1 Ecuación de ductilidad	28
Capítulo 6 Deducción de la ecuación constitutiva teórica para un enrocamiento..	29
Capítulo 7 Aplicación de la ecuación constitutiva teórica para el ajuste de curvas experimentales.....	35
7.1 Descripción de los registros experimentales con control de succión	35
7.2 Procedimiento para obtener los parámetros de ajuste teóricos de las curvas experimentales.....	37
7.3 Modelado de las curvas esfuerzo-deformación	39
7.3.1 Caso A Esfuerzo de confinamiento 0.1 MPa.....	39
7.3.2 Caso B Esfuerzo de confinamiento 0.3 MPa.....	42
7.3.3 Caso C Esfuerzo de confinamiento 0.5 MPa.....	45
7.3.4 Caso D Esfuerzo de confinamiento 0.8 MPa.....	47
7.4 Gráficas deformación natural axial vs deformación natural volumétrica	49
7.4.1 Succión 0 MPa	49
7.4.2 Succión 11.4 MPa (HR 92%)	50
7.4.3 Succión 139 MPa (HR 36%)	51
7.5 Efecto de la succión en la resistencia del material	52
Capítulo 8 Relación entre la succión y el parámetro de proporcionalidad (γ) del modelo.....	56
Capítulo 9 Parámetros del modelo para identificar la rotura de granos en el enrocamiento.....	60
Capítulo 10 Conclusiones.....	64
Referencias.....	66

Índice de ilustraciones

Ilustración 3-1 Humectación del enrocamiento durante su colocación en una presa (Cortesía CFE)	8
Ilustración 7-1 a) Molde de compactación colocado sobre la base de la cámara triaxial. b) Cámara triaxial (Chávez 2004)	36

Índice de tablas

Tabla 7-1 Características de las pruebas con deformación controlada.....	36
Tabla 7-2 Parámetros de ajuste para las pruebas de deformación controlada	39
Tabla 8-1 Parámetros empleados en el ajuste	59

Capítulo 1 Introducción

La aspiración humana de llegar al entendimiento de los fenómenos naturales, es una virtud que ha llevado al hombre al desarrollo de grandes pensamientos filosóficos, teniendo como base fundamental la observación y el análisis de la naturaleza; sin embargo, la mente humana está limitada en su afán de alcanzar el entendimiento global de un fenómeno natural, siendo práctica común para su análisis, separar los elementos que componen el sistema en estudio (hasta un punto que permita su entendimiento), para posteriormente a partir de dichos elementos, reconstruir el sistema y analizar su comportamiento¹.

En el campo de la ingeniería civil, la reconstrucción de la naturaleza y su comportamiento físico se realiza a través de ecuaciones constitutivas, las cuales establecen una relación que permite conocer los esfuerzos en un elemento a partir de las deformaciones que experimenta; dichas ecuaciones son aplicadas en modelos de comportamiento para predecir la condición final de una estructura.

Para el análisis de los suelos actualmente se emplean distintos modelos de comportamiento, Sánchez (2013) cita como ejemplo los modelos de comportamiento plástico de Tresca y el de Von Mises (concebidos originalmente para el estudio de los metales), que se aplican para simular el comportamiento de suelos preconsolidados; el Modelo de Mohr-Coulomb, el cual muestra buenos resultados cuando se aplica a suelos normalmente consolidados; el modelo del estado crítico que simula adecuadamente el comportamiento de arcillas normalmente consolidadas, perdiendo precisión en materiales con alto grado de preconsolidación; por su parte Alonso et al. (1990), desarrollaron en términos de elastoplasticidad el Modelo Básico de Barcelona, mediante el cual introducen las variables de esfuerzo neto y de succión para el análisis de suelos parcialmente saturados.

¹ O.C. Zienkiewicz, R. L. Taylor, "El método de los elementos finitos", McGraw-Hill/Interamericana, España, 1994.

Es importante observar que los modelos de comportamiento son particulares y aplicables sólo bajo ciertas consideraciones, por lo que resulta necesario conocer su planteamiento teórico y equilibrar con la experiencia práctica los resultados obtenidos. Con base en lo anterior, se puede decir entonces que los modelos de comportamiento desarrollados para predecir fenómenos físicos, son concebidos a partir de un marco teórico matemático, y deben ser validados mediante la experimentación, asegurando así la correspondencia entre ambos.

La validación experimental no siempre es factible, particularmente en geotecnia para el caso de los enrocamientos, formados por partículas con tamaños entre 0.5 a 2 m de diámetro, se requiere el uso de equipo triaxial especializado con dimensiones que permitan ensayar las muestras y minimizar el efecto de escala de las probetas. Actualmente existen equipos con estas características en México, donde la Comisión Federal de Electricidad posee una cámara triaxial capaz de ensayar probetas de enrocamiento de 30 cm de diámetro y 70 cm de altura, con un tamaño máximo de partículas que se retenga en la malla de 38.1 mm (1.5 "). En España, en la Universidad Politécnica de Cataluña se desarrolló una cámara triaxial con control de succión para ensayar probetas de 250 mm de diámetro y 500 mm de altura, con partículas de tamaño máximo de 40 mm. (Chávez 2004). En India, en la Estación Central de Investigación de Suelos y Materiales (CSMRS), se han desarrollado equipos triaxiales (Varadarajan et al 2003) para ensayar especímenes de 381 mm de diámetro y 813 mm de altura, y otra para muestras de 500 mm de diámetro y 600 mm de longitud. En Chile, el Instituto de Investigación y Ensayos de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile, posee una cámara triaxial para ensayar probetas de 1.0 m de diámetro y 1,8 m de altura, con posibilidad de ensayar partículas de hasta 20.32 cm (8") (Bard et al. 2007).

El costo económico inherente en la realización de este tipo de pruebas sólo es justificable para grandes proyectos de infraestructura, por lo que se cuenta con relativamente poca información de ensayos a enrocamientos, y en consecuencia, la cantidad de modelos de comportamiento para este tipo de materiales también es limitada; en este sentido, el modelo teórico desarrollado en el presente trabajo es una contribución en la cadena del conocimiento, la cual debe seguir fomentándose a fin de generar información que permita su eventual aplicación en obras de ingeniería.

Capítulo 2 Objetivos y alcances de la tesis

2.1 Objetivo principal.

Aplicar las ideas del Principio de Proporcionalidad Natural, para deducir una ecuación constitutiva teórica que permita reproducir e interpretar las curvas esfuerzo-deformación de los registros experimentales de Chávez (2004), quien realizó pruebas a enrocamientos en una cámara triaxial con control de succión, con el propósito de analizar el efecto que tiene dicha succión en el comportamiento mecánico de un enrocamiento

2.2 Objetivos específicos

- Deducir una ecuación constitutiva teórica que permita reproducir las curvas esfuerzo-deformación axial y esfuerzo-deformación radial, en ensayos triaxiales realizados a enrocamientos.
- Desarrollar una expresión teórica para obtener el Módulo de Poisson de un enrocamiento.
- Generar curvas teóricas de cambio volumétrico y compararlas con las curvas de ensayos triaxiales.
- Con el modelo teórico analizar el efecto de la succión en la resistencia del enrocamiento.
- Identificar los parámetros del modelo teórico, que permitan interpretar el efecto de la rotura de partículas en el comportamiento mecánico del material.

2.3 Justificación.

La tendencia actual en el análisis geotécnico es emplear la herramienta de los elementos finitos como apoyo para predecir el comportamiento de las estructuras; la eficacia de este poderoso método radica en el uso de ecuaciones constitutivas, que describan apropiadamente el comportamiento de cada material. El presente trabajo propone una ecuación constitutiva para los enrocamientos, en virtud de

que actualmente, los modelos de comportamiento para dicho material no son abundantes en la literatura.

2.4 Alcances de la tesis.

- Describir el comportamiento esfuerzo-deformación de un enrocamiento mediante el modelo teórico, analizar la relación de Poisson y las curvas de variación volumétrica teóricas.
- Analizar el efecto de la succión en la resistencia del enrocamiento e interpretarla mediante la ecuación teórica.
- Revisar la correlación entre parámetros del modelo teórico y la rotura de partículas para determinar el comportamiento mecánico del material.

Capítulo 3 Estado del arte en el uso de enrocamientos para obras de ingeniería civil

El enrocamiento es un material granular constituido por partículas de rocas que varían entre los 0.5 m y los 2 m. Ha sido empleado tradicionalmente como material de relleno en la construcción de infraestructura, destacándose su uso en pedraplenes carreteros, ferroviarios y particularmente en la construcción de presas (tierra y enrocamiento, con núcleo de material impermeable, con cara de concreto, entre otras).

Se tienen registros del uso del enrocamiento como material de construcción desde el año 2600 A.C., con la construcción de la presa Sadd-al-Kafara en Egipto (Shnitter 1994), sin embargo, el concepto moderno de presa de enrocamiento tiene su origen en las estructuras que fueron construidas a finales del siglo XIX en California, Estados Unidos, en donde la actividad minera promovió el uso de enrocamientos y de desperdicios mineros para la construcción de presas.

De acuerdo con Aurelio Benassini Vizcaíno², en México la construcción de presas se remonta a la época de la colonia con la construcción de la presa Taramatacheo el año de 1550 (generadora del vaso de Yuriria sobre el río Lerma), sin embargo, es a partir del año 1926, cuando da inició la construcción por vía institucional de grandes presas, en este sentido y en virtud de que en México predominan los derrames de basalto, andesita y riolita, o bien las calizas del cretáceo medio y superior (Marsal 1973), el enrocamiento se empleó de manera regular en la construcción de estas estructuras.

Hasta la década de los 50's, la construcción con enrocamientos era puramente empírica y se basaba en la colocación de materiales por volteo, complementando con riego a alta presión para desplazar las partículas de menor tamaño (Hueso 2003). Con este proceso de colocación, las estructuras presentaron problemas de

² Jefe del Consultivo técnico de la Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos, México de 1966 a 1977
<https://es.slideshare.net/AcademiaDelIngenieriaMx/presas-de-tierra-y-roca-en-mexico>

compresibilidad excesiva, por lo que se tuvo la necesidad de investigar las propiedades mecánicas de los enrocamientos; las primeras pruebas triaxiales se llevaron a cabo en la Universidad de Harvard en 1944, empleando un cámara triaxial para ensayar especímenes de 4 pulgadas de diámetro (Marsal 1973), en este sentido, Terzagui (1960) sugirió que una posible causa que originaba las grandes deformaciones, era la rotura de los granos en las zonas de contacto como consecuencia de la concentración de esfuerzos.

Por su parte, Marsal (1973), revisando las granulometrías iniciales y finales de muestras ensayadas en una cámara triaxial de 1 m² de sección (1.13 m de diámetro) y 2.5 m de altura sometidas a presiones de confinamiento máximas de 25 kg/cm², concluyó que el parámetro significativo para la rotura de los granos era el esfuerzo principal mayor, confirmando que la rotura se debía a la concentración de esfuerzos y propuso un índice de rotura de grano, el cual obtuvo con la sumatoria de las diferencias positivas en el peso retenido inicial y final para un diámetro determinado, y representa aproximadamente el porcentaje en peso de los granos que han sufrido fragmentación.

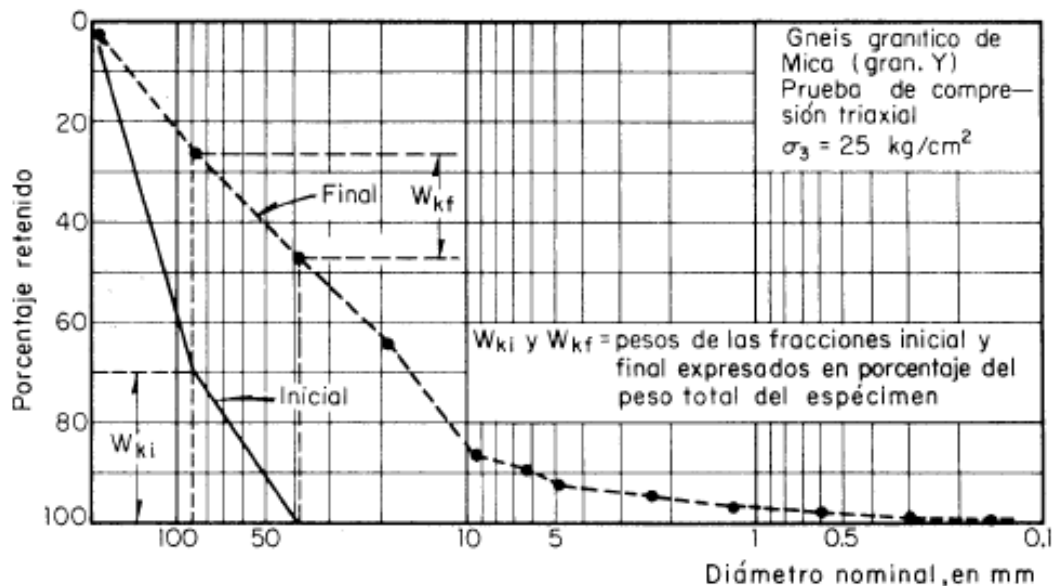


Figura 3-1 Variación de la distribución granulométrica producida por la rotura de granos (Marsal 1973)

Marsal (1973) también realizó pruebas de compresibilidad con un odómetro con un anillo de acero del tipo flotante de 1.14 m de diámetro, 67.5 cm de altura y 2.54 cm de espesor, provisto de un mecanismo capaz de humedecer o saturar la probeta cuyo tamaño máximo de partículas es de 20 cm, y determinó que el agua provoca un colapso en el material, siendo despreciable su efecto para volúmenes entre 300 y 400 l/m³.

A partir de estos resultados y a fin de minimizar las deformaciones posconstrucción de los enrocamientos, a la fecha es una práctica común la técnica de humectación durante la construcción de presas.



Ilustración 3-1 Humectación del enrocamiento durante su colocación en una presa (Cortesía CFE)

Actualmente, conocer el comportamiento mecánico de los enrocamientos no se limita a la construcción de obras de infraestructura; en Chile la expansión minera del cobre ha generado la acumulación de depósitos mineros cuya altura se prevé llegará a ser del orden de 1000 m y con espesores de 600 m (Bard 2007), por lo que es deseable desarrollar ecuaciones constitutivas que permitan hacer uso de la herramienta de los elementos finitos para predecir el comportamiento de las estructuras.

En este sentido, Alonso y Oldecop (2001) desarrollaron pruebas edométricas y obtuvieron una ecuación que reproduce la compresibilidad de los enrocamientos no saturados, en su formulación consideraron dos mecanismos de deformación plástica, uno instantáneo y otro diferido en el tiempo. El mecanismo de deformación instantáneo (reacomodo de granos) es independiente del efecto del agua, sin embargo, el mecanismo de deformación diferido en el tiempo (rotura de granos) depende de la condición de esfuerzo aplicado y de la acción del agua, por lo que al exceder dicho esfuerzo la deformación plástica tendrá ambas componentes. Esta ecuación fue empleada para analizar entre otros casos, el comportamiento mecánico de una presa de enrocamiento (Alonso et al 2003).

Siguiendo las ideas del modelo edométrico, Chávez (2004) desarrolló una serie de pruebas triaxiales con control de succión, y obtuvo una ecuación para calcular la resistencia al corte considerando el efecto de la humedad en el material. Derivado de estos ensayos, Chávez reportó variaciones en la resistencia del material y en su comportamiento mecánico, atribuibles al efecto de la succión que se presenta en el enrocamiento.

En México, Zea et al (2014) desarrollaron un modelo de ductilidad para enrocamientos, el cual fue empleado por Guillen (2014) para el cálculo de asentamientos en su etapa de construcción en la presa La Yesca, los resultados obtenidos mediante el modelo teórico fueron similares a los registrados por la instrumentación de campo.

Capítulo 4 Marco teórico del comportamiento mecánico de los enrocamientos

El comportamiento mecánico y volumétrico de los enrocamientos tiene características particulares, es común que las obras construidas con estos materiales presenten deformaciones importantes durante su construcción y también diferidas, incluso varios años después de haberse construido.

La estructura de los enrocamientos corresponde con la de un material granular, su comportamiento mecánico depende de la estructura interna y de la interacción de sus partículas. De acuerdo con Montobbio (2001), los elementos que componen la estructura del enrocamiento se pueden clasificar como:

Pertencientes a las partículas:

- Microporosidad de la partícula
- Discontinuidades de la partícula
- Fisuras.
- Agua líquida que llena la microporosidad
- Vapor de agua que circula por la microporosidad

Pertencientes a la interacción de las partículas:

- Vacíos del enrocamiento
- Agua líquida que llena la macroporosidad, en caso de que esté inundada
- Vapor de agua que circula por la macroporosidad

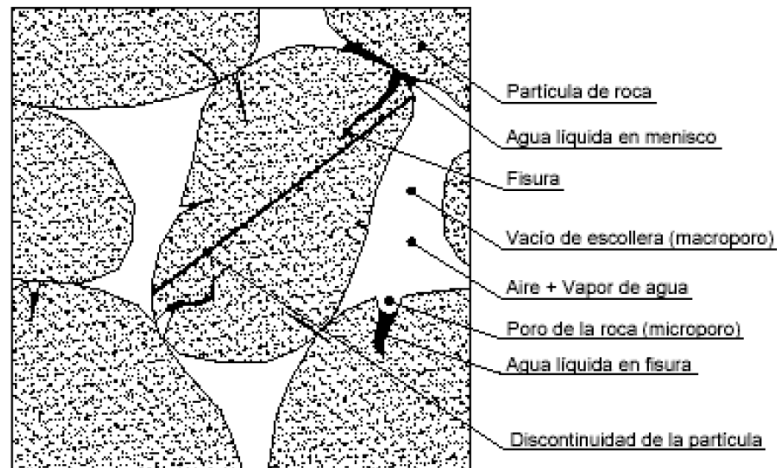


Figura 4-1 Componentes de la estructura del enrocamiento (Montobbio)

La compresibilidad es la propiedad de los materiales que origina que los cuerpos disminuyan su volumen cuando se aplica sobre ellos un esfuerzo. Para el caso de los enrocamientos, se considera que éstos están constituidos por partículas (granos) irregulares con diferentes resistencia individuales, por lo que el comportamiento final del conjunto (pedraplen o probeta de ensayo) dependerá de la rotura de los granos, de la velocidad de propagación de las grietas que generan la rotura y del reordenamiento de las partículas respecto de sus vecinas.

4.1 Rotura de granos en el enrocamiento

Los fenómenos de grietas y rotura de granos constituyen la principal diferencia entre el comportamiento de materiales granulares del tamaño de una arena, respecto del comportamiento mecánico de un enrocamiento; en las arenas el comportamiento mecánico está condicionado por el reacomodo de los granos y su rotura se presenta sólo para condiciones de esfuerzo elevadas, Yamamuro y Lade (1996) observaron que la rotura de granos para una arena se presentó al someterla a esfuerzos del orden de 4 MPa; sin embargo, en los enrocamientos la rotura se presenta para condiciones de esfuerzo relativamente bajos, Oldecop (2000) registró en un enrocamiento el fenómeno de rotura de granos para esfuerzos del orden de 0.29 MPa.

4.1.1 Rotura diferida en el tiempo

La rotura de partículas diferida en el tiempo es otra característica relevante de los enrocamientos, esta condición genera deformaciones en los pedraplenes y sus efectos fueron observados y registrados mediante la auscultación de presas de enrocamiento (Hueso 2003). Las deformaciones en las presas inician desde el proceso de construcción y continúan muchos años después de que las obras iniciaron su operación (Figura 4-2)

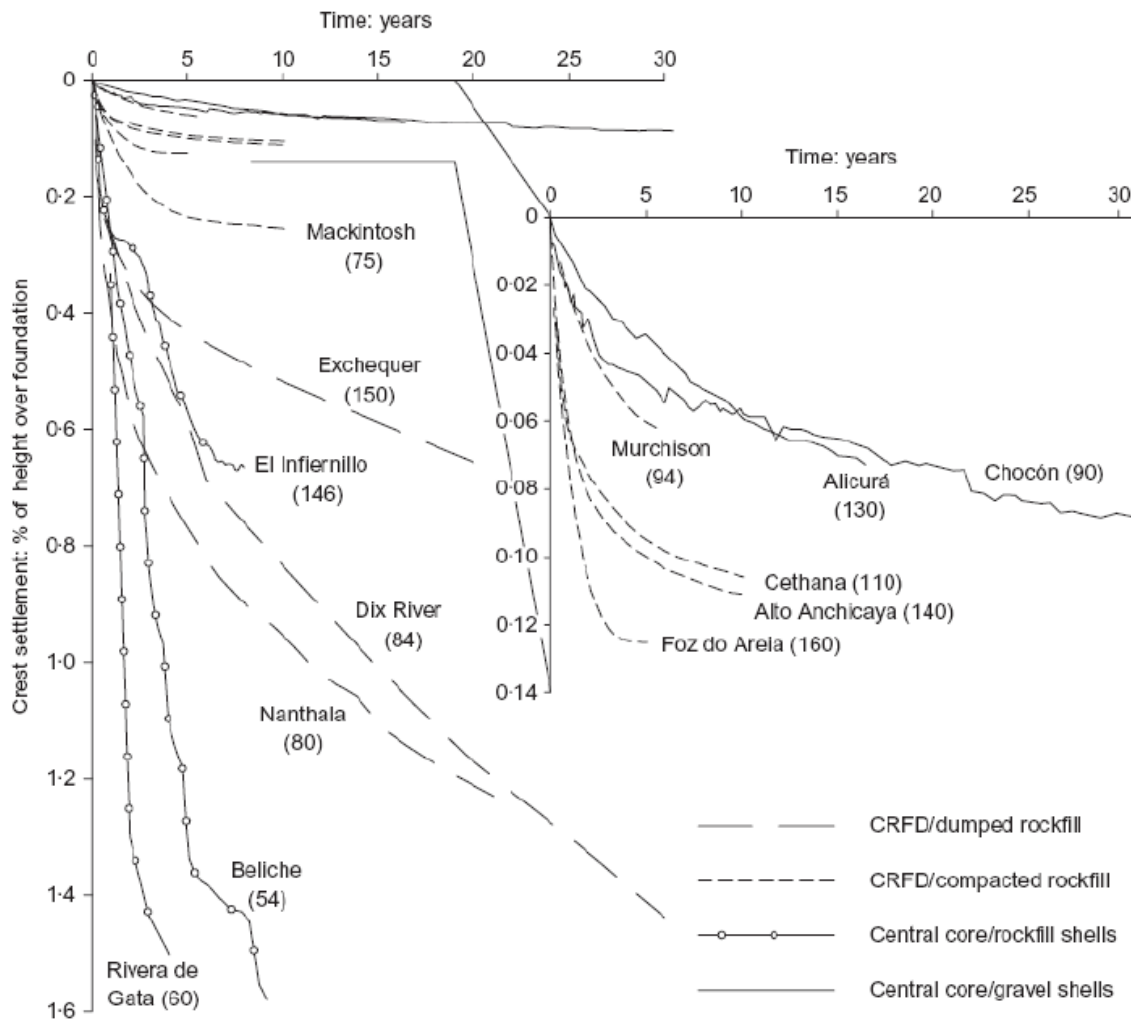


Figura 4-2 Referencia de asentamientos en coronación de presas de enrocamiento (Oldecop y Alonso 2007, Cañavate 2010)

4.1.2 Rotura por colapso

La rotura de granos también se ha observado cuando el enrocamiento entra en contacto con el agua, este mecanismo se denomina rotura por colapso y ha sido estudiado por diversos investigadores en pruebas edométricas: Sowers, Williams et al. (1965); Fumagalli (1969); Nobari y Duncan (1972); Marsal (1973); Clements (1981); Veiga-Pinto (1983).

De las investigaciones se desprende que cuando una probeta es inundada manteniendo la carga axial constante, se generará un cambio brusco en su deformación (Figura 4-3). Nobari y Duncan (1972) observaron que una muestra de material inicialmente seco y sometido a una condición de esfuerzos, llegará a la misma deformación si se inunda durante la prueba, o bien, si la muestra es inundada inicialmente y después sometida a la condición de esfuerzos.

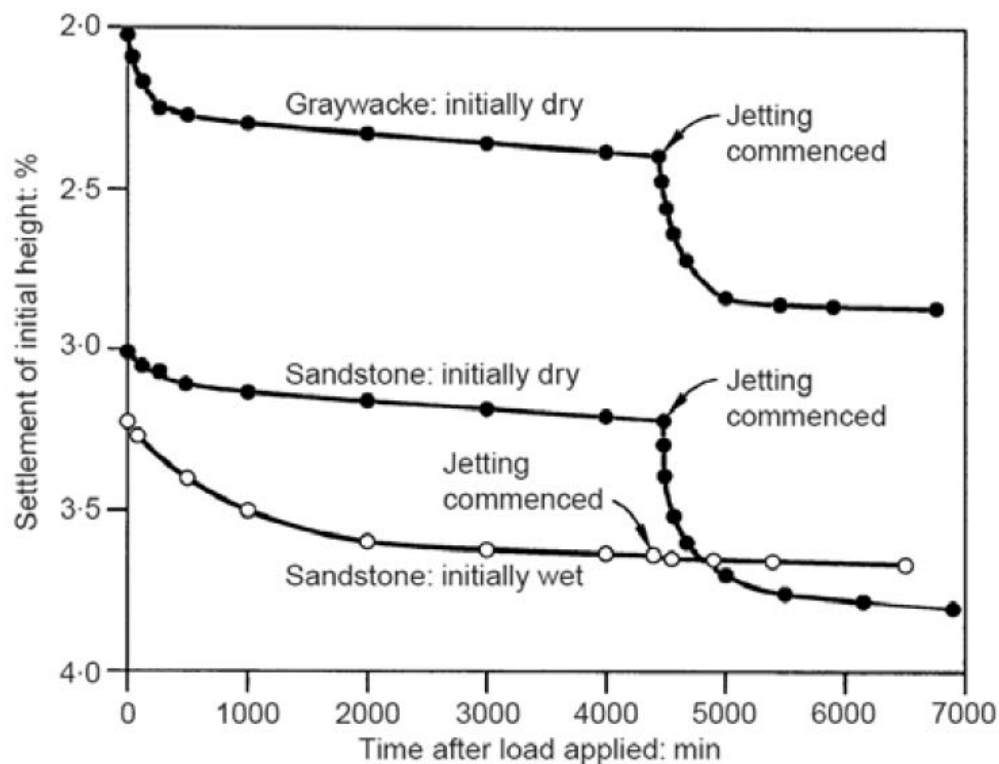


Figura 4-3 Deformación de colapso por humedecimiento en pruebas edométricas (Sowers et al, 1965, Cañavate 2010)

Ya sea por deformaciones diferidas en el tiempo o bien por el fenómeno de colapso que se origina al experimentar un cambio en las condiciones de humedad, la rotura de granos está asociada al comportamiento mecánico de los enrocamientos (Ortega 2008). Particularmente la presencia de agua tiene una enorme influencia y ha sido motivo de estudio mediante pruebas edométricas y triaxiales: Oldecop (2000); Oldecop y Alonso (2001); Chávez y Alonso (2003); Chávez (2004), en las cuales se controló el parámetro de la succión para identificar el efecto que el agua tiene sobre los enrocamientos.

4.2 Efecto del agua en los enrocamientos

En la mecánica de suelos parcialmente saturados, se acepta que la energía del agua denominada succión ($\psi=S+\pi$) tiene componentes matricial y osmótica. La componente matricial (S) corresponde a las fuerzas capilares entre el agua y las partículas del suelo (matriz de suelo), mientras que la componente osmótica (π) se atribuye a las sales presentes en el agua y afecta sus propiedades termodinámicas, particularmente porque disminuye la presión del vapor de agua en el suelo (Pérez 2013)

Para el caso de los enrocamientos y considerando los macroporos que constituyen su estructura (Figura 4-1) se puede inferir que la presencia del agua no genera succión matricial y que únicamente existe el efecto de la succión osmótica en los granos del enrocamiento. En este sentido, para analizar el efecto del agua en dichos granos, Oldecop (2000) empleó el concepto de humedad relativa, que se define como la cantidad de humedad contenida en el aire comparada con la máxima humedad que el aire puede contener a una determinada temperatura.

Para imponer una determinada humedad relativa a la probeta, Oldecop aplicó la técnica de equilibrio de vapor y de acuerdo con Chávez (2004) la técnica funciona de la siguiente manera:

“Cuando un material se encuentra en una atmósfera cerrada a temperatura constante, donde hay un recipiente con una solución salina (que impone una cierta humedad relativa), al cabo de un tiempo el material será impregnado con esta humedad mediante el proceso de difusión molecular del vapor de agua a través del aire. En este momento se dice que el material está en equilibrio termodinámico con el ambiente en el que se encuentra. Este punto se identifica pesando el material a medida que pasa el tiempo. Cuando su peso deja de cambiar, el material posee la humedad del ambiente”.

Oldecop y Alonso (2001) desarrollaron pruebas edométricas a enrocamientos variando la humedad de la muestra, para ello desarrollaron un odómetro tipo Rowe en donde ensayaron materiales con tamaño máximo de 40 mm a una presión vertical de 2.5 MPa. La humedad relativa la controlaron mediante la técnica de equilibrio de vapor usando una solución salina, dicha humedad se relacionó con la succión que se produce dentro de los poros de cada partícula mediante una ley psicrométrica (Coussy 1995).

$$\psi = - \left(\frac{RT\rho_w}{M_w} \right) \ln \left(\frac{P_v}{P_v^0} \right)$$

Dónde: R=Constante universal de los gases

T=Temperatura absoluta

M_w=Masa del agua

p_w=Densidad del agua a la temperatura de referencia

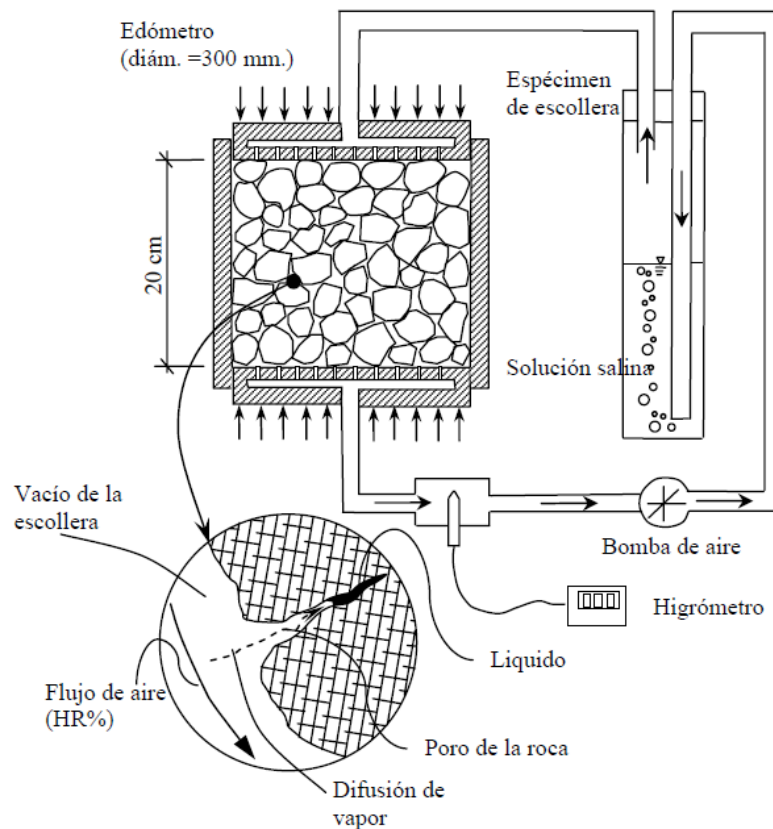


Figura 4-4 Esquema del edómetro con humedad relativa controlada (Oldecop y Alonso 2001)

En algunos ensayos se inundó la muestra alcanzando contenidos de agua del orden del 15%; en otros, con el mismo esfuerzo vertical se fue variando la humedad relativa hasta alcanzar una succión de $\Psi=0$, lo que corresponde con un contenido de agua del orden de 3.2%; en ambos casos, la deformación que se alcanzó fue la misma, lo que comprueba que el agua en exceso que se encuentra entre los granos, no tiene efecto sobre la compresibilidad de los enrocamientos, siendo entonces la succión en los poros la que influyen en su rotura y afecta la compresibilidad para un estado de esfuerzos constante.

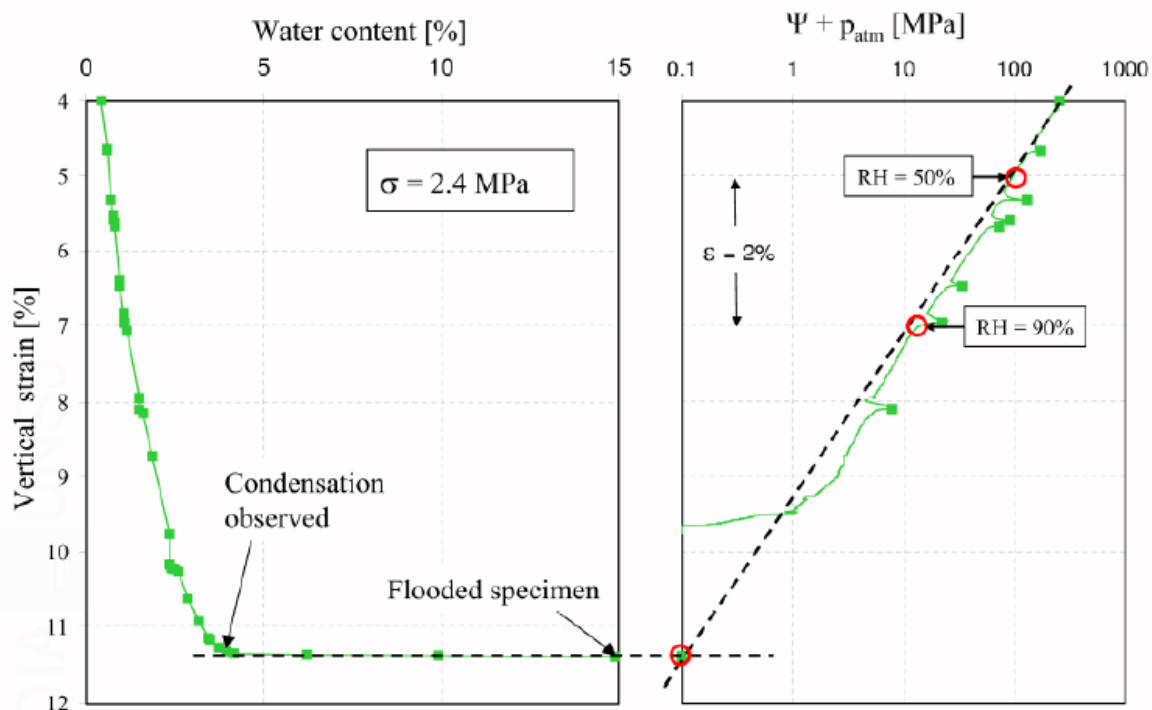


Figura 4-5 Mojado gradual bajo esfuerzo constante (Oldecop y Alonso 2001)

La acción del agua se puede expresar mediante la humedad gravimétrica, w , o bien, mediante la succión total Ψ , que se relaciona con el potencial del agua en el material.

Este resultado es coherente con lo informado por Marsal (1973), quien realizó ensayos edométricos a enrocamientos y observó que en muestras con cierta humedad y condición de esfuerzos, la compresibilidad ya no aumentó aunque se adicionó más agua, por lo que el efecto de la humedad sobre las propiedades del enrocamiento sólo se manifiesta mientras se produce la rotura de las partículas (Cañavate 2010)

4.3 Rotura de granos y propagación de grietas.

Una partícula de roca tiene su origen en una matriz rocosa de mayor tamaño, la cual producto de la erosión o bien por la acción del hombre se fractura y genera partículas de dimensiones menores. En este sentido, cada grano de un enrocamiento posee irregularidades e imperfecciones (Figura 4-1), dichas imperfecciones son los principios de la mecánica de fractura lineal-elástica (LEFM)

(Griffith 1921)³, que permite dar un tratamiento numérico al fenómeno de propagación de fisuras con base en el análisis de esfuerzos (Hueso 2003)

Oldecop (2000) establece que aplicando los principios de la LEFM, se puede asociar el estado de esfuerzos en las proximidades de las fisuras (que dependerá de la geometría de los granos, de las dimensiones de la fisura y de las cargas a las que esté expuesta), con un parámetro de resistencia de fractura del material K_{Ic} . La fisura puede estar sometida a tres modos de esfuerzo: (Hueso 2003)

Modo I: Tensión. La fractura tenderá a abrirse o cerrarse

Modo II: La fisura tiene un desplazamiento relativo normal al borde de propagación

Modo III: Desgarramiento. La fisura tiene un desplazamiento relativo paralelo al borde de propagación.

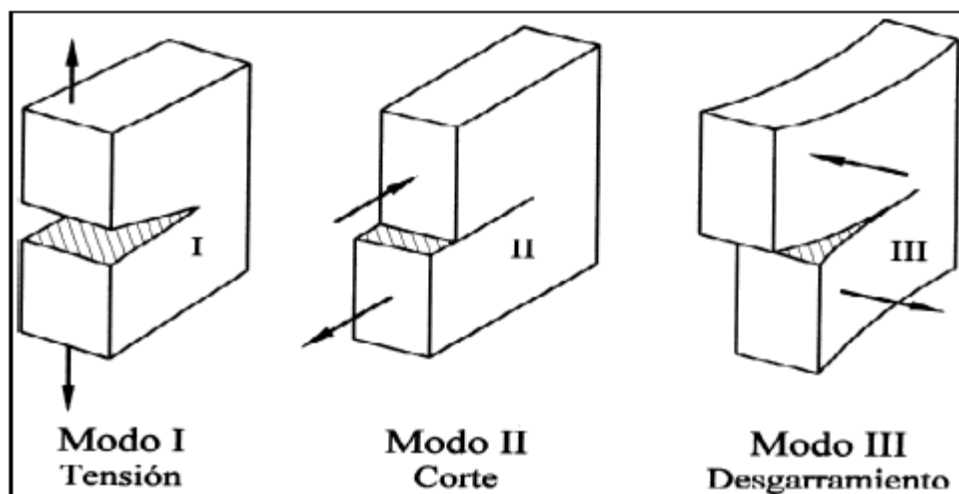


Figura 4-6 Modos de carga de una discontinuidad según Oldecop 2000 (Hueso 2003)

³ VI. The phenomena of rupture and flow in solids
A. A. Griffith, M. Eng. (of the Royal Aircraft Establishment).
Published 1 January 1921. DOI: 10.1098/rsta.1921.0006

La propagación de una fisura ocurre cuando el K_L asociado a ella, supera el parámetro de resistencia del material K^C crítico, lo que genera que la grieta se active y se propague a lo largo de la partícula; si el factor K_L no disminuye la partícula se romperá por su eje longitudinal.

- Si $K_L < K^C$ la fisura no se propaga
- Si $K_L \geq K^C$ la fisura se propaga y llegará hasta la rotura si el valor de K_L no disminuye.

Se ha observado para cargas cíclicas y para fenómenos que generan cambios ambientales (presencia de agua), que las fisuras se propagan aun cuando $K_L < K^C$, este fenómeno se denomina propagación subcrítica de fisuras y fue analizado por Oldecop (2000)

4.3.1 Modelo micromecánico conceptual de la rotura de granos por efecto del agua.

Se ha comentado que si la condición de esfuerzos en un enrocamiento se mantiene constante, la compresibilidad ya sea diferida en el tiempo o por colapso tiene un origen común en la rotura de granos, este fenómeno atribuible al cambio en las condiciones de humedad se explica mediante la teoría de propagación subcrítica de la fractura (Oldecop y Alonso 2001).

Cuando en un ensayo edométrico los esfuerzos se mantienen constantes y no hay deformación, se considera que todas las fisuras están en una configuración estable en la región I (Figura 4-7), en dicha configuración, el factor de intensidad de esfuerzos K es menor que el valor K_0 , que corresponde al valor de propagación subcrítica de las fisuras para la condición de humedad del enrocamiento.

En estas condiciones, si se aumenta la carga edométrica, los esfuerzos en los contactos de las partículas aumentan y el factor de intensidad de esfuerzos K también crece, provocando que algunas grietas pasen de la región I a la región III y se presente deformación por colapso; el mejor empaquetamiento del material reduce los esfuerzos, sin embargo, también algunas grietas que originalmente estaban en la región I, han pasado a la región II y su valor K ahora es mayor que el valor K_0 , dando lugar a deformaciones diferidas en el tiempo.

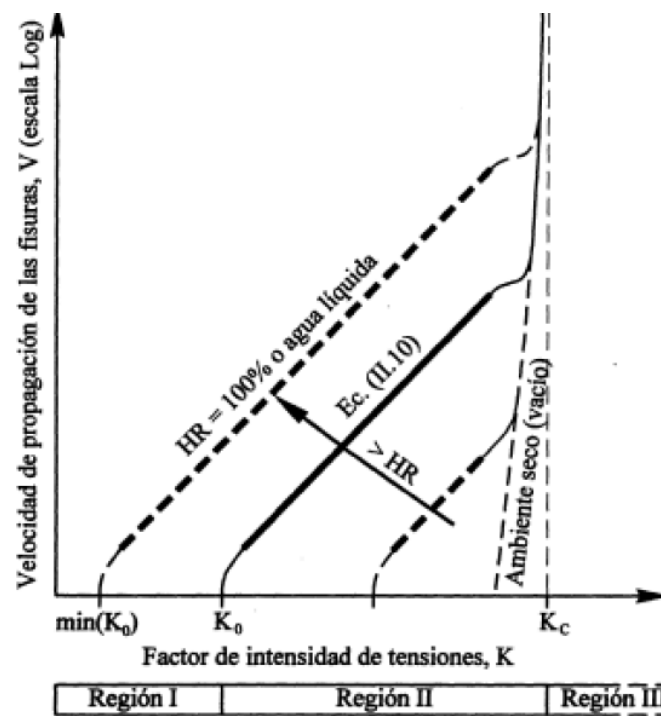


Figura 4-7 Curvas de propagación subcrítica de fisuras (Oldecop 2000)

Cuando la partículas de la región II se rompen o bien cuando la grieta deja de propagarse, sólo un aumento de esfuerzo sobre las partículas generará de nueva cuenta condiciones para la propagación de las grietas. Finalmente, las partículas de menor tamaño estarán sometidas a esfuerzos menores y su condición de agrietamiento estará estable.

Oldecop (2000) observó que si bajo condiciones de carga constante se incrementa la humedad de la muestra (aumentando la humedad relativa y en consecuencia disminuyendo la succión), el parámetro K_0 de las partículas disminuye y las grietas podrían propagarse sin que existiese un aumento de esfuerzos, lo que explica el fenómeno de rotura por colapso y la influencia de la succión en la resistencia de los granos.

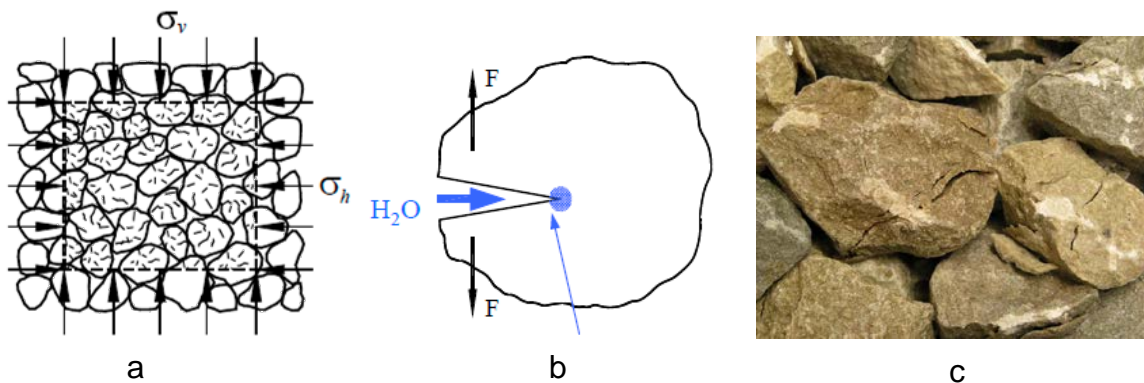


Figura 4-8 a) Distribución de granos con grietas en el enrocamiento. b) Efecto del agua en la grieta. c) Material al final de un ensayo edométrico. (Oldecop 2000)

4.4 Modelos de comportamiento

4.4.1 Modelos elastoplásticos.

Las deformaciones que presentan los enrocamientos bajo condiciones de esfuerzo, han sido analizadas tomando como base las ideas de la teoría elastoplástica. En términos generales según Wulfsohn y Adams (2002), los modelos elastoplásticos contemplan: un comportamiento elástico que corresponde a la deformación recuperable, consideran la existencia de una superficie de fluencia que define la frontera a partir de la cual se presentará la deformación plástica; una ley de endurecimiento que establece la magnitud en la cual la superficie de fluencia se expande o contrae; una superficie de potencial plástico en el espacio de esfuerzos, que detalla el modo de deformación plástica en ese punto, especificando la extensión relativa de la deformación plástica incremental

cuando el material está fluyendo; y una regla de flujo que relaciona el incremento de deformación plástica al incremento de esfuerzos.

De acuerdo con Hueso (2003), son varios los investigadores que han realizado aportaciones para describir el comportamiento deformacional de los enrocamientos; Viñas (1973) realizó análisis a rocas trituradas y atribuyó la deformación por colapso a las fisuras provocadas por líquidos corrosivos (como el caso del agua) y a la acción de los esfuerzos aplicados, correlacionando la deformación por colapso con la constante dieléctrica del líquido empleado. Pastor (1991) se basó en la teoría de plasticidad y elaboró un modelo para suelos granulares anisótropos, logrando explicar únicamente el mecanismo de reacomodo de partículas; Klisinski et al (1991) desarrollaron un modelo con superficies de fluencia en el espacio esfuerzo-deformación, capaz de reproducir ciclos de carga-descarga, sin embargo, sólo es aplicable en arenas secas. Evesque (1999) propuso un modelo incremental, no lineal, de compresión aplicable a medios granulares, realizó ensayos edométricos sobre suelos granulares y comparó sus resultados con el modelo Cam-Clay, pero sin hacer una interpretación física de la deformación del material granular.

4.4.2 Modelo elastoplástico con control de succión para compresión de enrocamientos (Trayectorias edométricas)

Este modelo constitutivo desarrollado por Oldecop y Alonso (2001) se basa en un programa experimental y en su modelo conceptual de propagación de fisuras. Parte de la hipótesis de que existen dos mecanismos de deformación plástica: uno instantáneo, debido al reacomodo de partículas durante toda la prueba y otro diferido en el tiempo, debido a la rotura de partículas que depende de la succión. El mecanismo de deformación diferido en el tiempo sólo se iniciará cuando se rebase un cierto esfuerzo vertical (σ_Y), en este sentido, si la magnitud del esfuerzo actuante sobre la muestra es $\sigma < \sigma_Y$, las deformaciones totales (ϵ) sólo se deberán a la componente de reacomodo de partículas (λ^i); por el contrario, si $\sigma > \sigma_Y$, la

deformación (ε) tendrá componentes debidas al reacomodo y a la rotura de partículas que depende de la succión [$\lambda^i + \lambda^d(\Psi)$]

$$\text{Para } \sigma < \sigma_y \quad d\varepsilon = d\varepsilon^i = \lambda^i d\sigma$$

$$\text{Para } \sigma > \sigma_y \quad d\varepsilon = d\varepsilon^i + d\varepsilon^d = [\lambda^i + \lambda^d(\Psi)]d\sigma$$

Como las deformaciones elásticas se consideran independientes de la succión:

$$d\varepsilon^e = \kappa d\sigma$$

Donde κ es la pendiente de la línea de descarga.

Oldecop y Alonso (2001) observaron un pequeño inchamiento cuando el material se saturo bajo una carga muy pequeña, por lo que asumieron que existe una deformación elástica que depende de la succión y no está afectada por el nivel de esfuerzos, la cual expresaron como:

$$d\varepsilon^\Psi = \kappa_\Psi \frac{d\Psi}{\Psi + P_{atm}}$$

Dónde: ε^Ψ es la deformación elástica vertical debida a la succión, κ_Ψ es el índice de expansión/compresión, Ψ la succión y P_{atm} es la presión atmosférica.

La superficie de fluencia propuesta por Oldecop y Alonso (2001), fue deducida de manera similar a la del Modelo Básico de Barcelona para suelos no saturados (Alonso et al 1990) y tiene la siguiente expresión:

$$F(\sigma, \Psi) = \sigma_0[\lambda^i + \lambda^d(\Psi) - \kappa] - \sigma_y \lambda^d(\Psi) - \sigma_0^*(\lambda^i - \kappa) = 0 \quad \text{para } \sigma > \sigma_y$$

$$F(\sigma) = \sigma_0 - \sigma_0^* = 0 \quad \text{para } \sigma < \sigma_y$$

Donde σ_0^* es el esfuerzo de fluencia en estado seco del material y se usa como parámetro de endurecimiento. La regla de endurecimiento volumétrico es:

$$d\sigma_0^* = \frac{d\varepsilon^P}{\lambda^i - \kappa}$$

De acuerdo con Chávez (2004), Oldecop y Alonso observaron la existencia de una relación lineal entre las deformaciones por colapso y el logaritmo de la succión (Figura 4-9), por lo que plantearon la siguiente ley logarítmica para la variación de λ^d con la succión:

$$\lambda^d(\Psi) = \lambda_0^d - \alpha_\psi \ln\left(\frac{\Psi + P_{atm}}{P_{atm}}\right)$$

Dónde: λ_0^d es la pendiente $\lambda^d(\Psi)$ para $\Psi=0$.

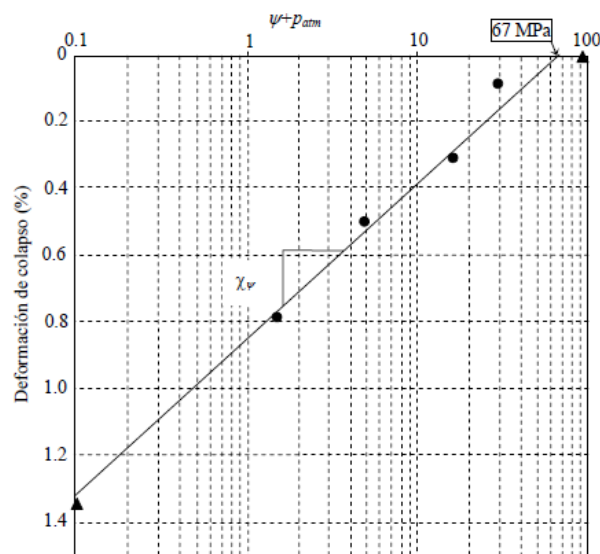


Figura 4-9 Deformación de colapso contra succión total, esfuerzo vertical 0.6 MPa (Chávez 2004)

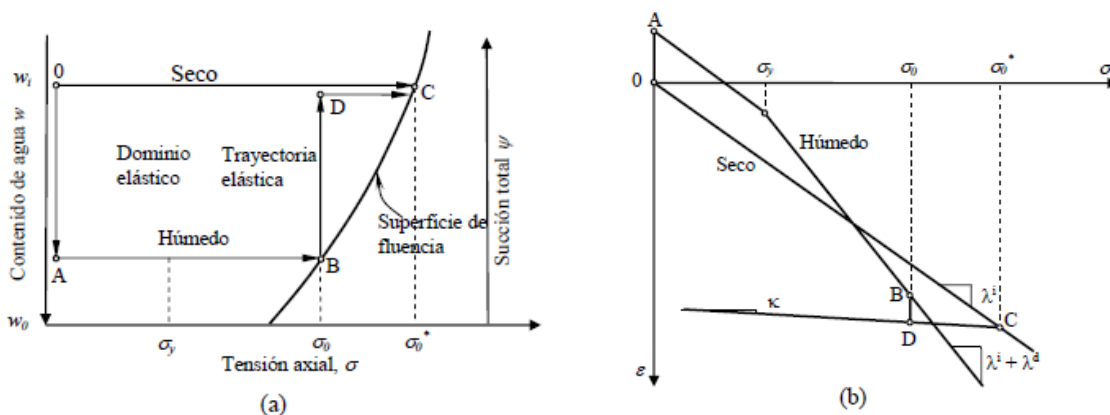


Figura 4-10 Esquema general de comportamiento de enrocamientos Oldecop y Alonso (2001)
 a) Superficie de fluencia, b) Trayectoria seca y húmeda esfuerzo deformación. (Chávez 2004)

4.4.3 Modelo elastoplástico con control de succión para compresión de enrocamientos (Trayectorias desviadoras)

De acuerdo con Chávez (2004), el comportamiento desviador en los enrocamientos tradicionalmente ha sido modelado mediante la ecuación no lineal hiperbólica (Duncan y Chang 1970, Nobari y Duncan 1972, Veiga Pinto 1983, Maranhã das Neves y Veiga Pinto 1988). Así mismo, se han desarrollado modelos estadísticos (Marsal 1973) y modelos elastoplásticos (Balasubramaniam et al. 1991).

Existen pocas propuestas de modelos elastoplásticos para enrocamientos, siendo el modelo de Chavez (2004) el único que contempla la influencia de la succión en pruebas triaxiales a materiales granulares de tamaño medio. Dicho modelo conjuga la experiencia del comportamiento mecánico de materiales granulares (arenas sometidas a grandes esfuerzos), con los resultados obtenidos por el modelo edométrico de Oldecop y Alonso (2001).

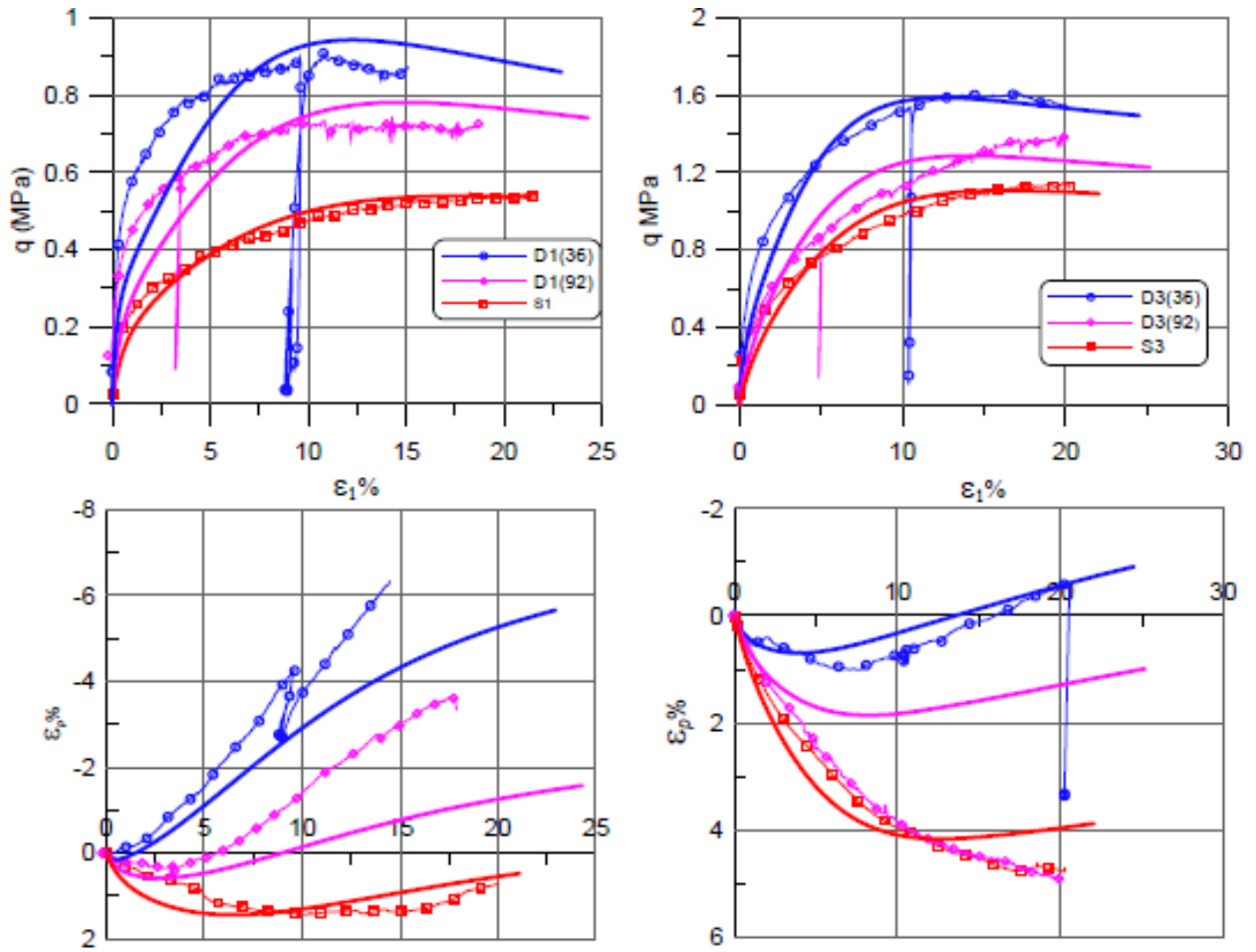


Figura 4-11 Comparación de datos experimentales y ajuste con el modelo
 Ensayos con 0.1 y 0.3 MPa de confinamiento (D1 y D3 respectivamente), con 36% y 92% de Humedad Relativa (Chávez 2004)

Capítulo 5 Principio de proporcionalidad natural (PPN)

En México el Dr. Eulalio Juárez Badillo, desarrollo un conjunto de ecuaciones teóricas generales, para las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo-temperatura de los geomateriales (Juárez 2010); sus ideas se basan en su concepción filosófica de los fenómenos naturales, atribuyéndoles a estos la cualidad de belleza, que se relaciona con el hecho de que cada fenómeno es simple y ordenado. El orden significa que pueden ser descritos mediante lenguaje matemático, mientras que la simplicidad radica en que las ecuaciones que los describen deben ser sencillas.

Juárez (2010) establece que el mundo físico oscila entre lo infinitamente pequeño (el cero) y lo infinitamente grande (el infinito); esta idea también está reflejada en su Teoría de la deformación natural (Juárez 1974), en donde propone adoptar el concepto de deformación natural de Hencky (función con dominio de cero a infinito) en lugar de la deformación de Cauchy (función con dominio entre 0 y 1) para describir el comportamiento de los geomateriales.

En este sentido, el PPN establece que los fenómenos naturales pueden ser descritos haciendo uso de sus “variables propias”, es decir, empleando las variables más simples (p ej. “x” y “y”) que definen el fenómeno y que tienen dominio completo (de cero a infinito). Si el dominio de una de las variables (p ej. “y”) no es completo, se hace uso de una “función propia” (“z”), la cual, relaciona los valores del dominio de “y”, y genera un conjunto dominio que resulta completo para la función “z”. La relación entre “y” y “x” sólo puede existir a través de una función propia “z” y debe tener proporcionalidad no lineal. (Juárez 1985).

La relación entre “y” y “x” debe estar dada por:

$$\frac{dz}{z} = a \frac{dx}{x}$$

Donde a es un parámetro adimensional de proporcionalidad. La ecuación anterior define la proporcionalidad propia no lineal entre “y” y “x” a través de la función propia correspondiente $z=z(y)$. La función propia “z” está simplemente definida por:

$$z = \frac{1}{y} - \frac{1}{y_0}$$

Cuando $y=0$, $z=\infty$; mientras que cuando $y=y_0$, $z=0$; cumpliéndose con el dominio completo para la función propia.

5.1 Aplicación del Principio de proporcionalidad natural (PPN) a los enrocamientos.

5.1.1 Ecuación de ductilidad

Zea et al (2014), desarrollaron un modelo de comportamiento aplicando el Principio de Proporcionalidad Natural, relacionaron las variables deformación axial con el Módulo secante, definiendo este último como la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial; esta consideración permitió analizar con sólo una ecuación el comportamiento pre pico y pos pico de la curva esfuerzo deformación, resuelto originalmente por Juárez (1985) con la aplicación de dos ecuaciones por separado. La ecuación de ductilidad fue empleada satisfactoriamente para analizar los enrocamientos empleados en la construcción de la Presa “La Yesca” (Guillen 2014)

Capítulo 6 Deducción de la ecuación constitutiva teórica para un enrocamiento.

Si se toman como base los registros de una prueba triaxial, se puede generar con ellos una curva esfuerzo-deformación axial (Figura 6-1), en donde el parámetro (q) corresponde a la máxima diferencia de esfuerzos (esfuerzo cortante), comúnmente llamado esfuerzo desviador; mientras que la deformación (positiva para eventos de compresión) corresponde a la deformación de Cauchy.

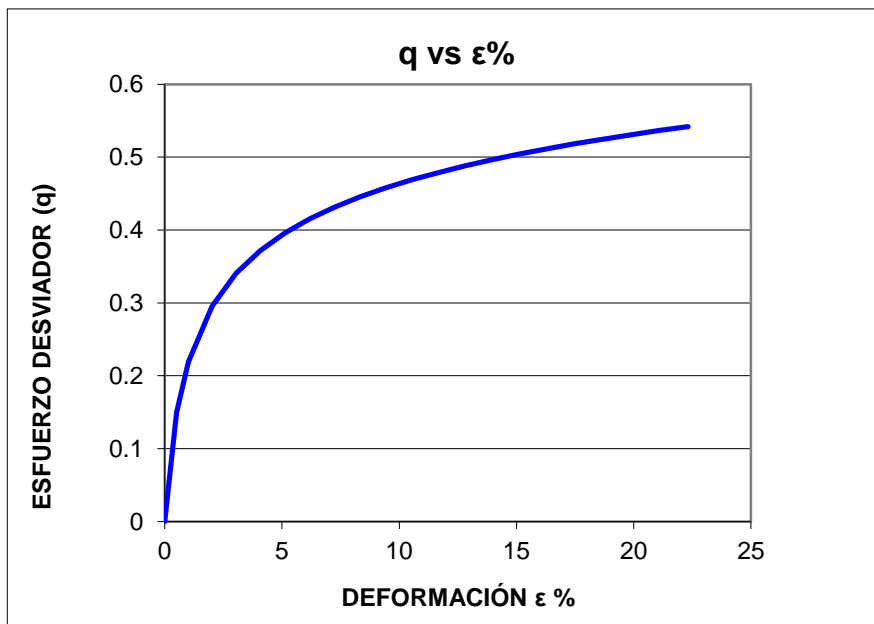


Figura 6-1 Curva esfuerzo-deformación (adimensional)

La deformación axial de Cauchy (ε) está definida por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_i} = \frac{l_f - l_i}{l_i} \quad 6-1$$

Dónde:

ε =Deformación

l_f = Longitud final

l_i = Longitud inicial

Partiendo de la deformación natural de Hencky definida por:

$$\varepsilon_h = \ln\left(\frac{l_f}{l_i}\right) \quad 6-2$$

Dónde:

ε_h = Deformación natural axial

l_f, l_i Tienen el mismo significado que la ecuación 6-1

Y considerando que:

$$l_f = l_i + \Delta l \quad 6-3$$

Sustituyendo la ecuación 6-3 en la ecuación 6-2

$$\varepsilon_h = \ln\left(\frac{l_i + \Delta l}{l_i}\right) = \ln(1 + \varepsilon) \quad 6-4$$

La ecuación 6-4 permite obtener las deformaciones axiales naturales de Hencky, a partir de las deformaciones axiales de Cauchy, estas últimas, son comúnmente las que se calculan en los ensayos triaxiales.

Siguiendo las ideas del PPN, se puede definir como las variables propias del fenómeno al esfuerzo desviador (q) y a la deformación axial natural (ε_h), en este sentido, la deformación axial natural tiene dominio completo, ya que parte de una deformación nula ($\varepsilon=0$, cuando $q=0$), y puede seguir aumentando teóricamente hasta un valor infinito; sin embargo, la variable (q) no tiene dominio completo, toda vez que al inicio del ensayo el valor de (q) es cero y la experiencia de los ensayos triaxiales indica, que al seguir aumentando la deformación, el valor de (q) llegará a un valor último (q_u), y no infinito tal como el principio lo requiere.

Con base en lo anterior, se propone como función propia la siguiente expresión:

$$z = \frac{1}{q} - \frac{1}{q_u} \quad 6-5$$

Dónde:

q, q_u = Son el esfuerzo desviador actuante y el esfuerzo desviador último respectivamente.

Por lo tanto, la relación de proporcionalidad entre q y ε_h será:

$$\frac{dz}{z} = \gamma \frac{d\varepsilon_h}{\varepsilon_h} \quad 6-6$$

Dónde γ es el coeficiente de proporcionalidad.

Juárez (2010), establece que todos los geomateriales bajo una presión alta se ajustan a la curva de compresibilidad virgen, por lo que la ecuación 6-6 puede escribirse de la forma:

$$\frac{dz}{z} = -\gamma \frac{d\varepsilon_h}{\varepsilon_h} \quad 6-7$$

Integrando la ecuación 6-7

$$\ln\left(\frac{z}{z_1}\right) = -\gamma \ln\left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{h_1}}\right) \quad 6-8$$

Empleando propiedades de los logaritmos y aplicando la función exponente natural, se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{h_1}}\right)^{-\gamma} \quad 6-9$$

Sustituyendo la ecuación 6-5 en la ecuación 6-9:

$$\frac{\frac{1}{q} - \frac{1}{q_u}}{\frac{1}{q_1} - \frac{1}{q_u}} = \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{h_1}}\right)^{-\gamma} \quad 6-10$$

La ecuación 6-10 se puede escribir como:

$$\frac{\frac{q_u}{q} - 1}{\frac{q_u}{q_1} - 1} = \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{h_1}} \right)^{-\gamma} \quad 6-11$$

Despejando q:

$$q = \frac{q_u}{1 + \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{h_1}} \right)^{-\gamma} \left(\frac{q_u}{q_1} - 1 \right)} \quad 6-12$$

Ahora bien, se define como la deformación característica ε^* , aquella que ocurre cuando actúa sobre la muestra un esfuerzo desviador correspondiente a la mitad del q_u , ($\varepsilon_{h_1} = \varepsilon^*$, cuando $q_1 = \frac{q_u}{2}$), la ecuación 6-12 quedará como:

$$q = \frac{q_u}{1 + \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon^*} \right)^{-\gamma}} \quad 6-13$$

La ecuación 6-13 puede finalmente escribirse como:

$$q = \frac{q_u}{1 + \left(\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_h} \right)^{\gamma}} \quad 6-14$$

La ecuación 6-14 es la ecuación constitutiva teórica para el comportamiento mecánico de los enrocamientos, deducida mediante el Principio de Proporcionalidad Natural.

Considerando que en una prueba triaxial:

$$\varepsilon_v = 2\varepsilon_r + \varepsilon \quad 6-15$$

Dónde:

ε_v = Deformación volumétrica

ε_r = Deformación radial

ε = Deformación axial

La deformación radial estará dada por:

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon}{2} \quad \text{6-16}$$

Siguiendo planteamientos similares a los descritos para la obtención de la ecuación 6-14, se puede comprobar que para deformaciones naturales radiales, la ecuación que se obtiene es la siguiente:

$$q = \frac{q_u}{1 + \left(\frac{\varepsilon_r^*}{\varepsilon_{hr}} \right)^{\gamma_r}} \quad \text{6-17}$$

El subíndice “r” indica el carácter radial del parámetro.

Si se definen E^* y E_r^* como:

$$E^* = \frac{q_u}{(\varepsilon^*)^\gamma} \quad \text{6-18}$$

$$E_r^* = \frac{q_u}{(\varepsilon_r^*)^{\gamma_r}} \quad \text{6-19}$$

Las ecuaciones 6-14 y 6-17 puede escribirse como:

$$q = \frac{1}{\frac{1}{q_u} + \frac{1}{[(\varepsilon_h)^\gamma] E^*}} \quad \text{6-20}$$

$$q = \frac{1}{\frac{1}{q_u} + \frac{1}{[(\varepsilon_{hr})^{\gamma_r}] E_r^*}} \quad \text{6-21}$$

Comparando las ecuaciones 6-20 y 6-21 se observa que:

$$[(\varepsilon_h)^\gamma] E^* = [(\varepsilon_{h_r})^{\gamma_r}] E_r^* \quad \mathbf{6-22}$$

Tomando como referencia la relación de Poisson:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{h_r}}{\varepsilon_h} \Rightarrow \varepsilon_{h_r} = \nu \varepsilon_h \quad \mathbf{6-23}$$

Dónde:

ν = Relación de Poisson

ε_h = Deformación natural axial

ε_{h_r} = Deformación natural radial

La ecuación 6-22 puede reescribirse como:

$$[(\varepsilon_h)^\gamma] E^* = [(\nu \varepsilon_h)^{\gamma_r}] E_r^* \quad \mathbf{6-24}$$

Despejando ν :

$$\nu = \left[\left(\frac{E^*}{E_r^*} \right)^{\frac{1}{\gamma_r}} \right] \left[(\varepsilon_h)^{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} - 1 \right)} \right] \quad \mathbf{6-25}$$

Finalmente, sustituyendo las ecuaciones 6-18 y 6-19 en 6-25, la relación de Poisson queda expresada como:

$$\nu = \left[\frac{\varepsilon_r^*}{(\varepsilon^*)^{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}} \right] \left[(\varepsilon_h)^{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} - 1 \right)} \right] \quad \mathbf{6-26}$$

Capítulo 7 Aplicación de la ecuación constitutiva teórica para el ajuste de curvas experimentales.

7.1 Descripción de los registros experimentales con control de succión

Con el propósito de caracterizar el comportamiento mecánico de un enrocamiento, y conocer el efecto de la succión sobre la resistencia al corte y la deformación; Chávez (2004) diseñó una cámara triaxial con control de succión y realizó pruebas a una pizarra de origen cámbrico, la cual ya había sido estudiada por Oldecop (2000), quien realizó ensayos edométricos para determinar el efecto de la succión en la compresibilidad del material.

De acuerdo con Chávez (2004), el material utilizado fue previamente triturado hasta alcanzar un tamaño máximo de 40 mm, la probeta se formó compactando con un pisón Marshall y aplicando una energía promedio de $638.6 \pm 25 \frac{kJ}{m^3}$. Como referencia, se calculó la curva granulométrica correspondiente al estado inicial y al estado final del material después del proceso de compactación, además de la curva correspondiente al final de cada prueba. Los ensayos triaxiales se llevaron a cabo con deformación controlada y con esfuerzo controlado; para los primeros, se impuso la humedad relativa deseada y se aplicó el esfuerzo de confinamiento; después de 3 horas de consolidación, se aplicó una deformación constante promedio de $0.052 \frac{mm}{s}$, hasta alcanzar la deformación de 20%. Los ensayos con esfuerzo controlado fueron de dos tipos: trayectorias para encontrar la superficie de fluencia y trayectorias de humedecimiento a tensión constante.



a)



b)

Ilustración 7-1 a) Molde de compactación colocado sobre la base de la cámara triaxial. b) Cámara triaxial (Chávez 2004)

Los ensayos con deformación controlada se resumen en la Tabla 7-1

Tabla 7-1 Características de las pruebas con deformación controlada

Humedad relativa %	Succión MPa	Confinamiento MPa
100	0	0.1
100	0	0.3
100	0	0.5
100	0	0.8
92	11.4	0.1
92	11.4	0.3
92	11.4	0.5
75	39.2	0.5
52	89.1	0.5
36	139	0.1
36	139	0.3
36	139	0.5
36	139	0.8

7.2 Procedimiento para obtener los parámetros de ajuste teóricos de las curvas experimentales.

Para verificar la validez de la ecuación teórica (ecuación 6-14), se tomaron como referencia los registros experimentales de las pruebas triaxiales con deformación controlada (Tabla 7-1), realizadas a materiales granulares de tamaño medio con control de succión (Chávez 2004).

Para la aplicación del modelo teórico se deben desarrollar las siguientes rutinas:

- a) Con los registros experimentales calcular las deformaciones naturales tanto axiales como radiales y las deformaciones volumétricas.
- b) Graficar las curvas experimentales esfuerzo-deformación natural axial, esfuerzo-deformación natural radial y relación de Poisson-deformación natural axial.
- c) Proponer un valor de (q_{ij}) , como referencia se puede incrementar en un 20% el valor máximo de (q) experimental.
- d) Proponer un valor inicial de γ y de γ_r (comprendido entre 0 y 1)
- e) Proponer el valor de ε^* y de ε_r^*
- f) Empleando las deformaciones naturales axiales y radiales (obtenidas en el inciso a), calcular con la ecuación 6-14 y la ecuación 6-17, el valor de (q) teórico.
- g) Calcular la relación de Poisson teórica con la ecuación 6-26
- h) Graficar las curvas teóricas esfuerzo-deformación natural axial, esfuerzo-deformación natural radial y relación de Poisson-deformación natural axial
- i) Ajustar los parámetros de los incisos c), d) y e), hasta que la curva teórica sea ajuste a la curva experimental.

Este procedimiento ha sido automatizado en una hoja de cálculo (ANEXO 1) con el propósito de que la iteración requerida (inciso i), sea desarrollada con una metodología gráfica. El proceso con la hoja de cálculo es el siguiente:

- 1) Se ingresan los registros experimentales de esfuerzo, deformación axial y deformación volumétrica (q , $e\%$ y $e_v\%$) obtenidos experimentalmente, con estos datos la hoja genera las curvas esfuerzo-deformación natural axial, esfuerzo-deformación natural radial y relación de Poisson-deformación natural axial.
- 2) Se propone un valor de (q_u); con este parámetro la hoja genera una primera curva teórica tomando los valores de $\gamma=0.5$ y $\varepsilon^*=0.001$
- 3) En el gráfico aparece una línea horizontal móvil de color verde que indica el valor $\frac{q_u}{2}$, dicha línea intersecta a la curva experimental en un punto que se denomina "T"; si la curva teórica no contiene a dicho punto se ajustará con los botones (+0.0001) o (-0.0001), la curva se moverá hasta intersectar al punto "T", cuando esto ocurra se habrá encontrado el valor de ε^*
- 4) Finalmente, con los botones (+0.01) o (-0.01) se ajusta la curvatura teórica hasta tener una coincidencia visiblemente aceptable con los registros experimentales, cuando esto ocurra se habrá encontrado el valor del parámetro γ (ANEXO 2)
- 5) Si no se tienen una coincidencia aceptable entre la curva experimental y la teórica, se modifica el valor de (q_u) y se repite el proceso a partir del paso 3)

Este procedimiento se realiza de forma idéntica para obtener los valores de los parámetros radiales ε_r^* y γ_r (ANEXO 2)

A medida que se realizan las iteraciones para obtener los parámetros ε^* , γ , ε_r^* , γ_r ; la hoja superpone la curva teórica y la experimental de la relación de Poisson-deformación axial natural, esta acción proporciona una referencia adicional para determinar cuándo se tiene ya un ajuste aceptable para los valores teóricos. (ANEXO 3)

Tabla 7-1 Parámetros de ajuste para las pruebas de deformación controlada

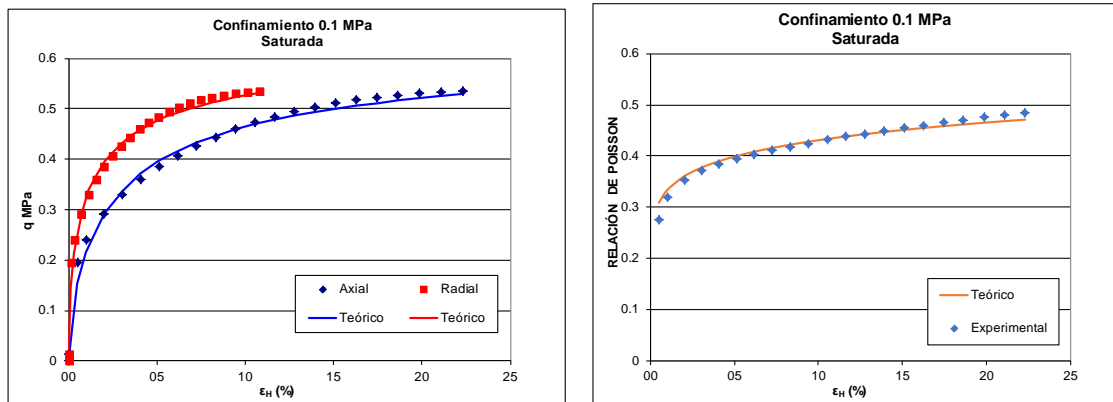
Humedad relativa	Succión (MPa)	σ_3 (MPa)	q_u (MPa)	Axial		Radial	
				γ	ϵ^*	γ_r	ϵ_r^*
100%	0	0.1	0.65	0.70	0.027	0.63	0.010
100%	0	0.3	1.4	0.84	0.039	0.64	0.009
100%	0	0.5	2.33	0.89	0.081	0.61	0.017
100%	0	0.8	3.48	0.96	0.119	0.61	0.022
92%	11.4	0.1	0.78	0.74	0.006	0.67	0.003
92%	11.4	0.3	1.65	0.95	0.043	0.76	0.011
92%	11.4	0.5	2.5	0.97	0.064	0.69	0.013
75%	39.2	0.5	2.53	0.99	0.047	0.74	0.011
52%	89.1	0.5	2.59	0.99	0.035	0.76	0.008
36%	139	0.1	0.95	0.81	0.005	0.74	0.003
36%	139	0.3	1.75	0.98	0.020	0.8	0.006
36%	139	0.5	2.6	1.00	0.039	0.71	0.011
36%	139	0.8	3.7	1.00	0.049	0.69	0.008

7.3 Modelado de las curvas esfuerzo-deformación

7.3.1 Caso A Esfuerzo de confinamiento 0.1 MPa

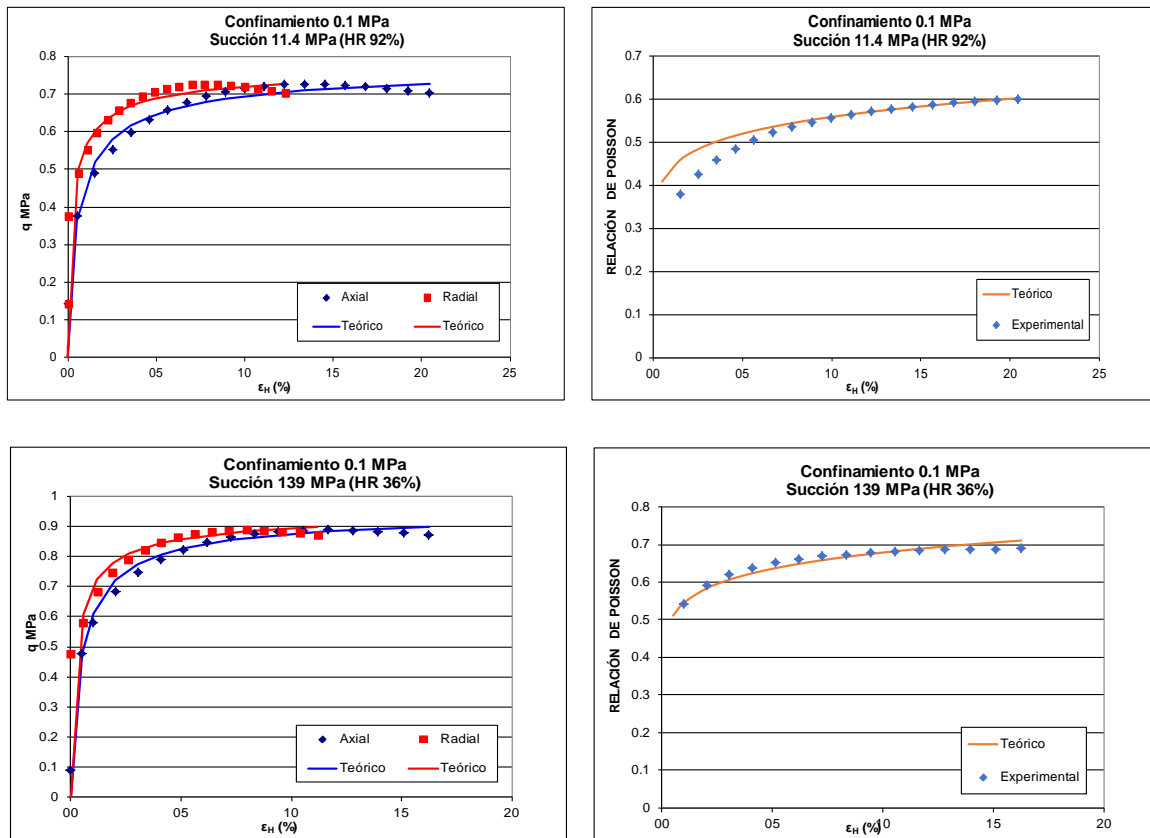
Para este esfuerzo de confinamiento se analizaron los registros de tres pruebas triaxiales con control de succión (0 MPa, 11.4 MPa y 139 MPa; correspondientes a humedades relativas de 100% (saturada), 92% y 36%, respectivamente).

Para el caso de la muestra saturada, el modelo teórico correlaciona de manera satisfactoria los registros experimentales (Gráfica 7-1), el valor de esfuerzo máximo se alcanza cuando la muestra llega a su máxima deformación axial. La probeta tuvo un comportamiento contractivo que también se correlaciona satisfactoriamente con el modelo teórico. (Gráfica 7-3)

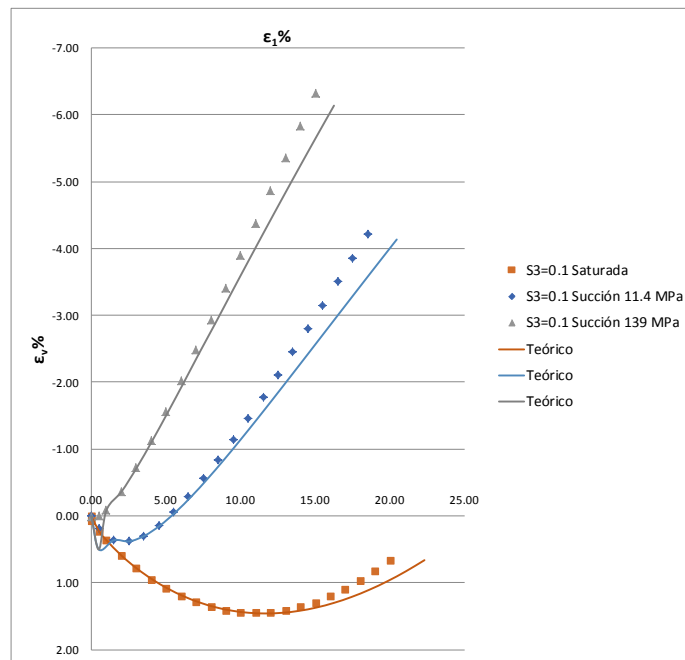


Gráfica 7-1 Ensayo saturado con confinamiento 0.1 MPa

Para las pruebas con valores de succión de 11.4 MPa (HR 92%) y 139 MPa (HR 36) (Gráfica 7-2), el modelo correlaciona los valores apropiadamente hasta deformaciones axiales de 13.4% y 11.7% respectivamente, a partir de estas deformaciones, los registros experimentales muestran una disminución de la resistencia alejándose de la predicción teórica. El comportamiento de las muestras en ambos casos fue dilatante y se ajustan de buena manera con el modelo. (Gráfica 7-3)



Gráfica 7-2 Ensayos con succión de 11.4 MPa y 139 MPa, con confinamiento de 0.1 MPa

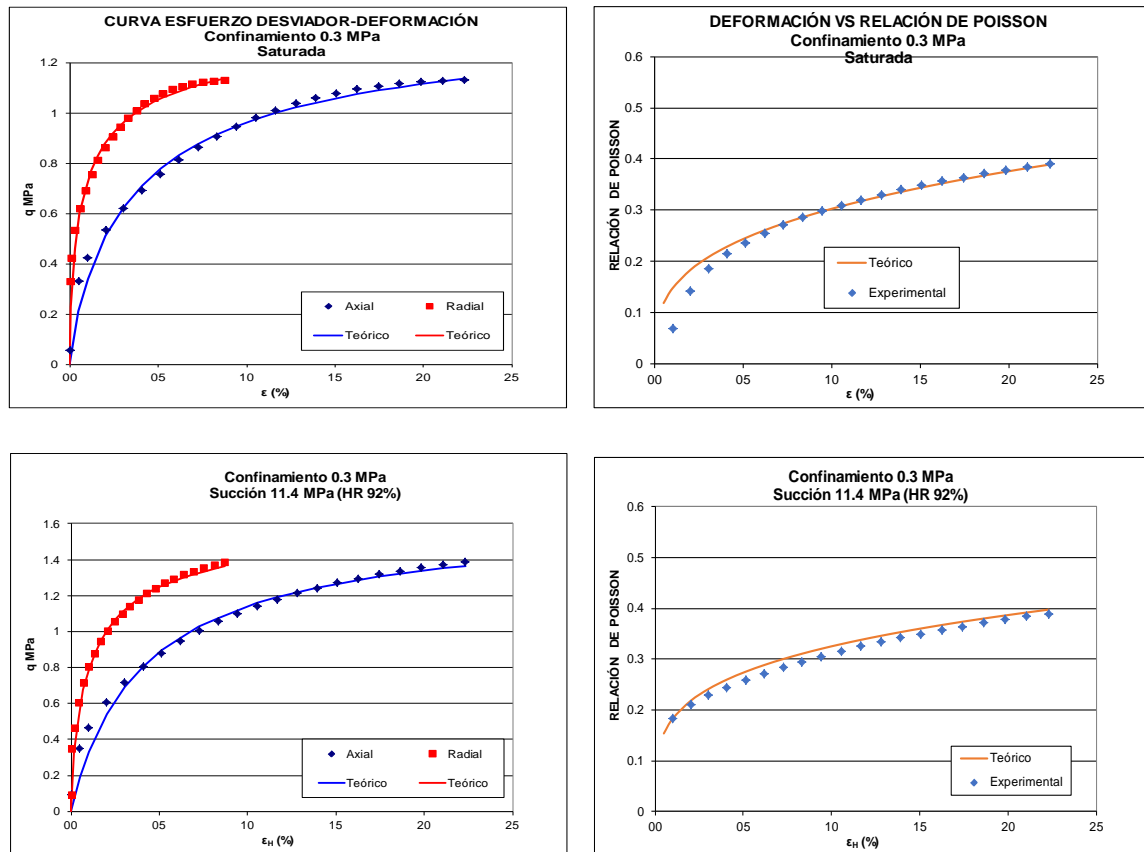


Gráfica 7-3 Comportamiento volumétrico de las pruebas con confinamiento de 0.1 MPa

7.3.2 Caso B Esfuerzo de confinamiento 0.3 MPa

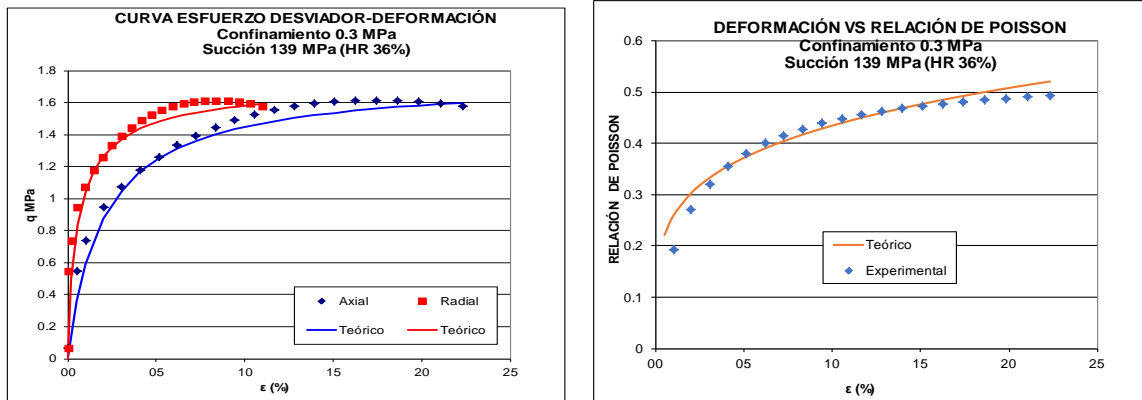
Para este esfuerzo de confinamiento se analizaron los registros de tres pruebas triaxiales con control de succión 0 MPa, 11.4 MPa y 139 MPa; correspondientes a humedades relativas de 100% (saturada), 92% y 36%, respectivamente.

Los registros de las pruebas con el material saturado (HR 100%) y con succión de 11.4 MPa (HR 92%), tuvieron un muy buen ajuste con respecto al modelo teórico (Gráfica 7-4), en ambos casos el material presentó su máxima resistencia asociada a su máxima deformación axial; el comportamiento en ambas pruebas fue contractivo y se describe adecuadamente con el modelo teórico. (Gráfica 7-6)

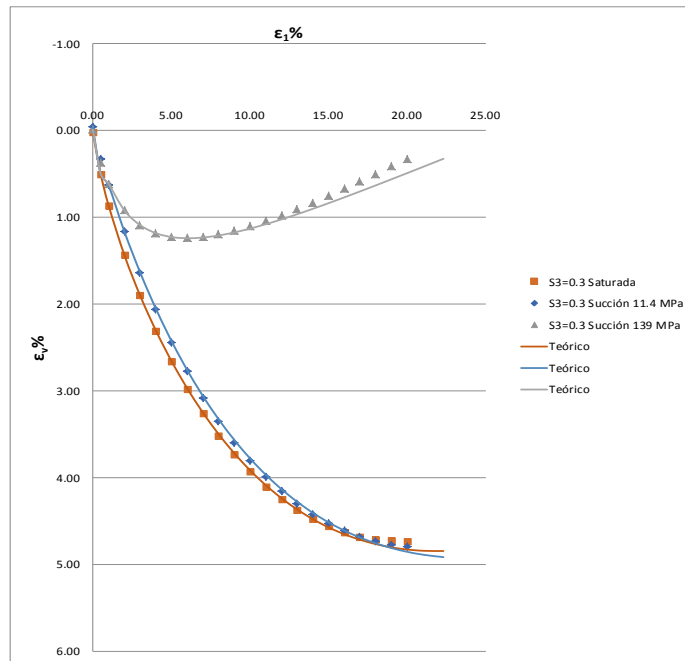


Gráfica 7-4 Ensayos a muestra saturada y con succión de 11.4 MPa, con confinamiento de 0.3 MPa

El material sometido a una succión de 139 MPa (HR 36%) tuvo un buen ajuste con el modelo teórico hasta una deformación axial de 6.2% (Gráfica 7-5), a partir de este valor el modelo subestima la resistencia del material y no predice el punto de inflexión que se genera a una deformación axial de 17.4%, correspondiente con la máxima resistencia experimental. El carácter contractivo y dilatante del material se define adecuadamente con el modelo teórico. (Gráfica 7-6)



Gráfica 7-5 Ensayo con succión de 139 MPa y confinamiento de 0.3 MPa

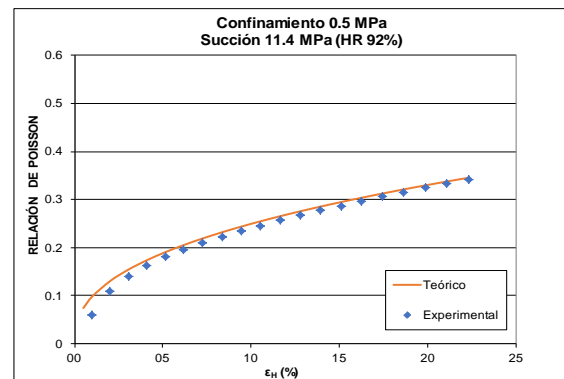
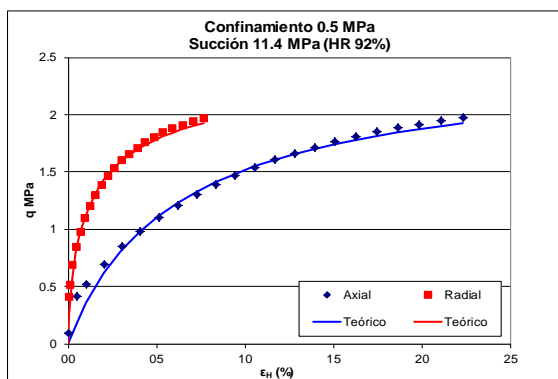
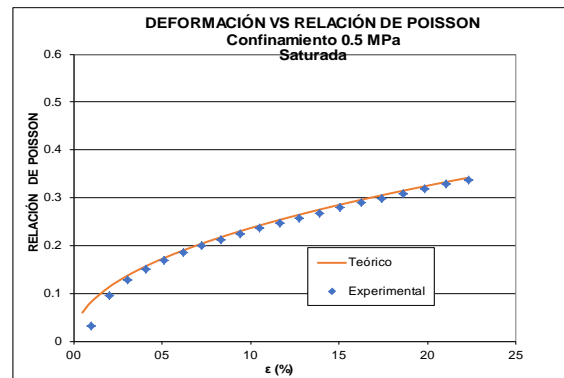
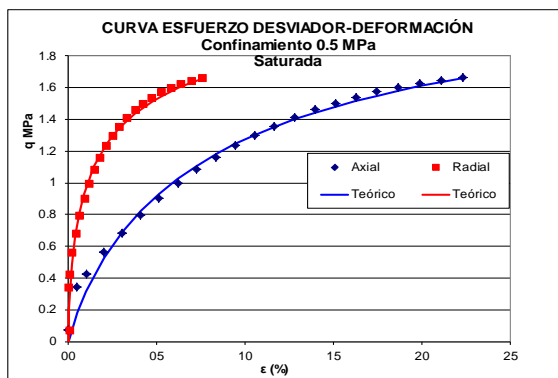


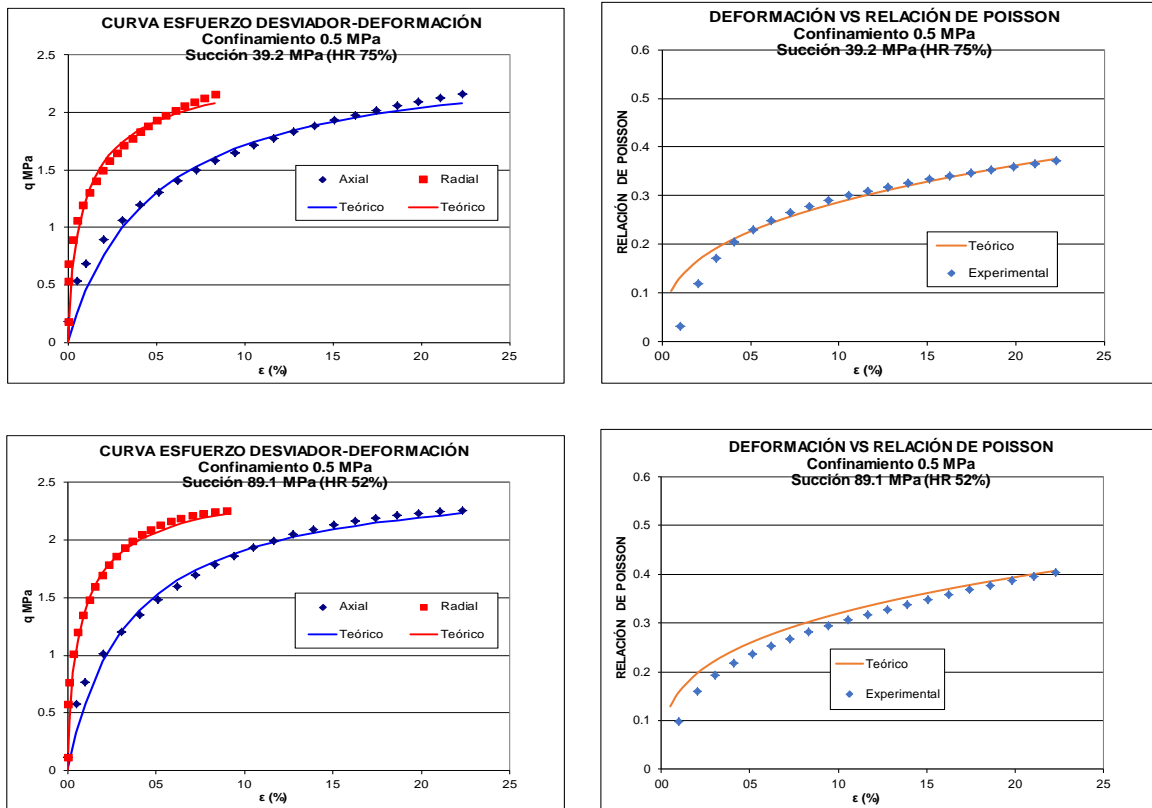
Gráfica 7-6 Comportamiento volumétrico de las pruebas con confinamiento de 0.3 MPa

7.3.3 Caso C Esfuerzo de confinamiento 0.5 MPa

Para este esfuerzo de confinamiento se analizaron los registros de cinco pruebas triaxiales con control de succión 0 MPa, 11.4 MPa, 39.2 MPa, 89.1 MPa y 139 MPa; correspondientes a humedades relativas de 100% (saturada), HR 92%, HR 75%, HR 52% y HR 36%, respectivamente.

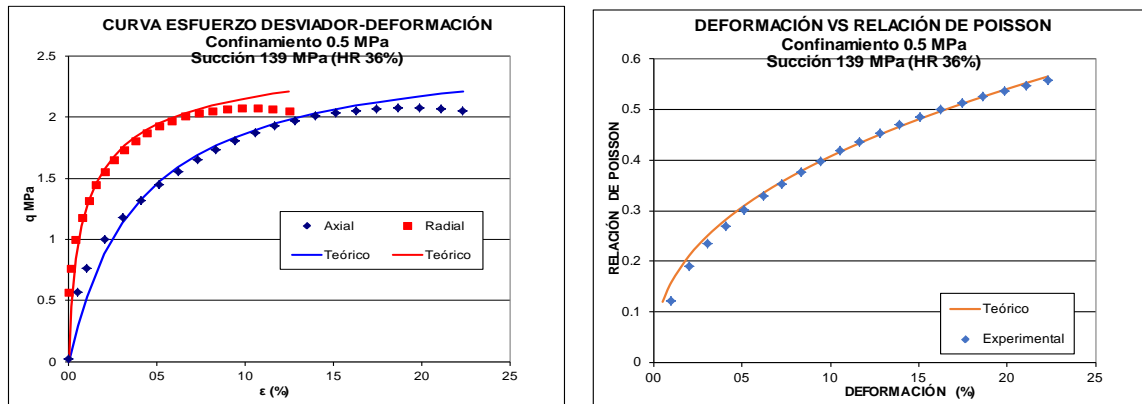
Con estas condiciones de confinamiento (excepto para la muestra sometida a una succión de 139 MPa), el modelo predice satisfactoriamente el comportamiento de las pruebas bajo los diferentes esfuerzos de succión, registrándose la máxima resistencia del material asociada a la máxima deformación axial de la probeta (Gráfica 7-7). En este sentido (excepto para la prueba arriba citada), el comportamiento del material en las pruebas es contractivo y se define adecuadamente con el modelo teórico (Gráfica 7-9).



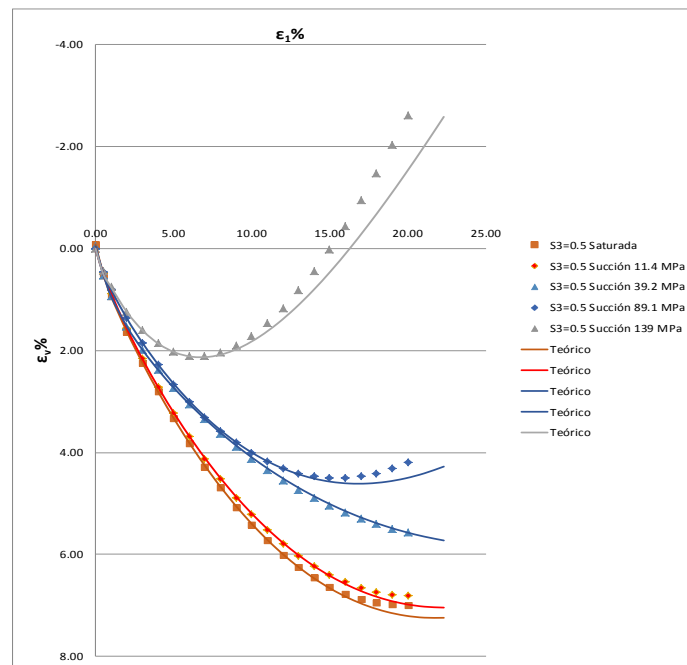


Gráfica 7-7 Ensayos a muestra saturada y con succiones de 11.4 MPa, 39.2 MPa y 89.1 MPa, confinamiento de 0.5 MPa

Por otro lado, el material ensayado bajo un esfuerzo de succión de 139 MPa (HR 36%) es adecuadamente representado por el modelo hasta una deformación axial de 18.6%, a partir de esta deformación, la resistencia del material ensayado disminuye y se separa del comportamiento teórico (Gráfica 7-8). El carácter contractivo y dilatante de la prueba es adecuadamente descrito con el modelo (Gráfica 7-9)



Gráfica 7-8 Ensayo con succión de 139 MPa y confinamiento de 0.5 MPa



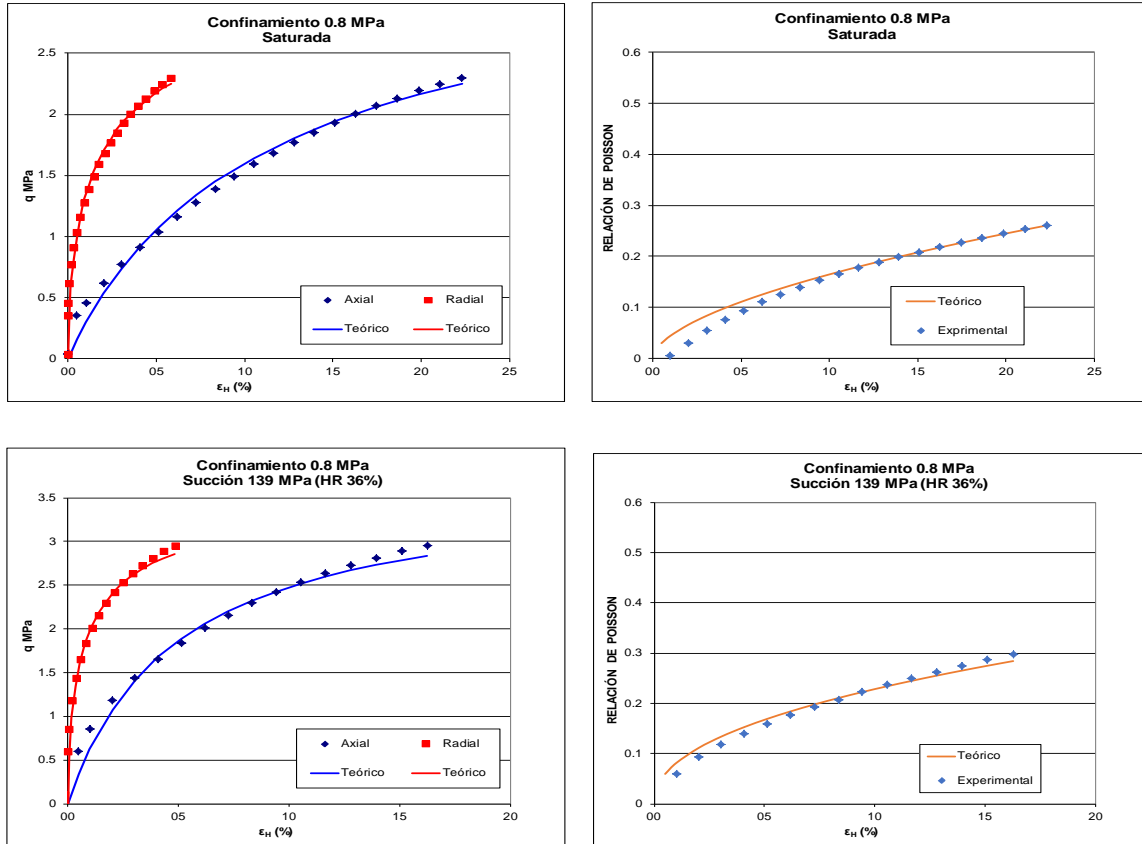
Gráfica 7-9 Comportamiento volumétrico de las pruebas con confinamiento de 0.5 MPa

7.3.4 Caso D Esfuerzo de confinamiento 0.8 MPa

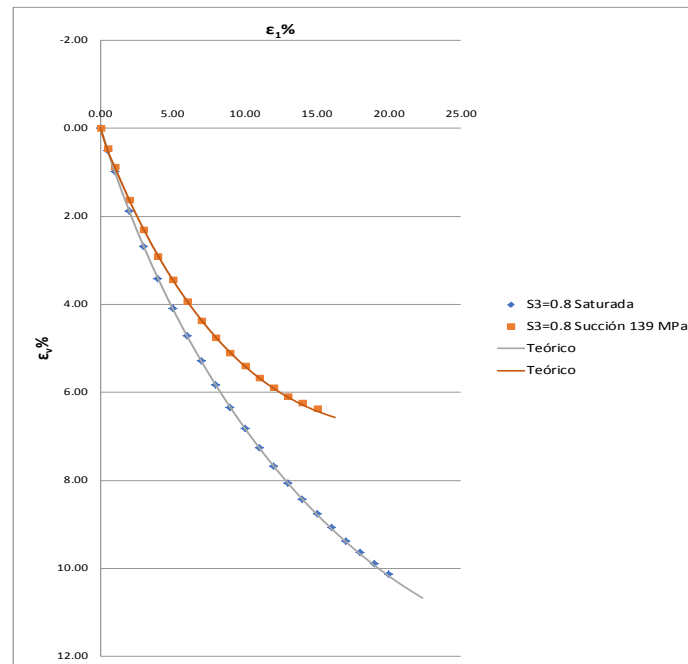
Para este esfuerzo de confinamiento se analizaron los registros de dos pruebas triaxiales con control de succión: 0 MPa (saturada) y 139 MPa (HR 36%)

En ambas pruebas el comportamiento del material se ajusta adecuadamente al modelo, presentándose la máxima resistencia del material asociada a la deformación axial máxima (Gráfica 7-10). Así mismo, el comportamiento

contractivo de ambas pruebas es adecuadamente descrito por el modelo teórico (Gráfica 7-11).



Gráfica 7-10 Ensayos a material saturado y con succión de 139 MPa, confinamiento de 0.8 MPa



Gráfica 7-11 Comportamiento volumétrico de pruebas con confinamiento de 0.8 MPa

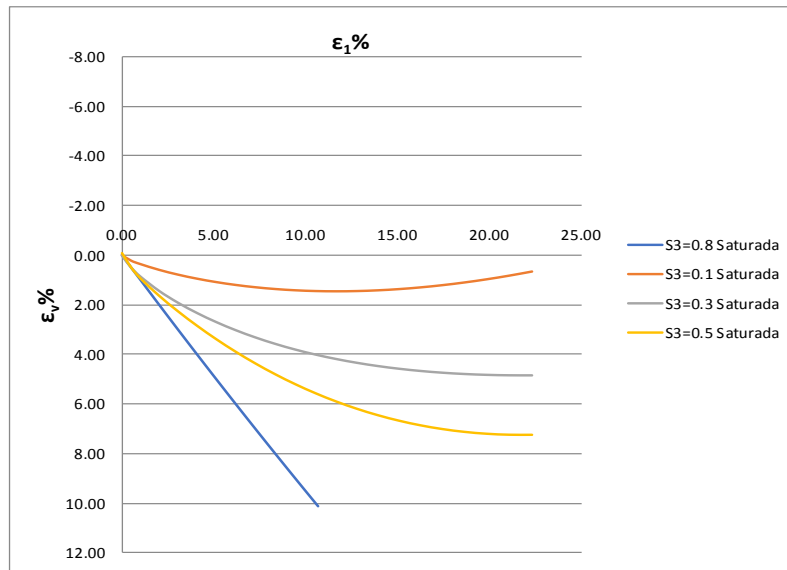
7.4 Gráficas deformación natural axial vs deformación natural volumétrica

Considerando que el modelo teórico reproduce adecuadamente el carácter contractivo y/o dilatante de los ensayos, se generaron las gráficas deformación natural axial-deformación natural volumétrica para los tres ensayos cuyas succiones fueron de 0 MPa, 11.4 MPa y 139 MPa (Saturada, HR 92% y HR 36% respectivamente)

7.4.1 Succión 0 MPa

Para el material saturado (HR 100%) se observa que con el aumento del esfuerzo de confinamiento, aumenta también la deformación natural volumétrica de la probeta (Gráfica 7-12). En todos los ensayos el material presentó un comportamiento contractivo, asociado con la rotura y reacomodo de partículas, lo anterior se confirma comparando la granulometría final con respecto a la inicial para cada ensayo. (Gráfica 7-16)

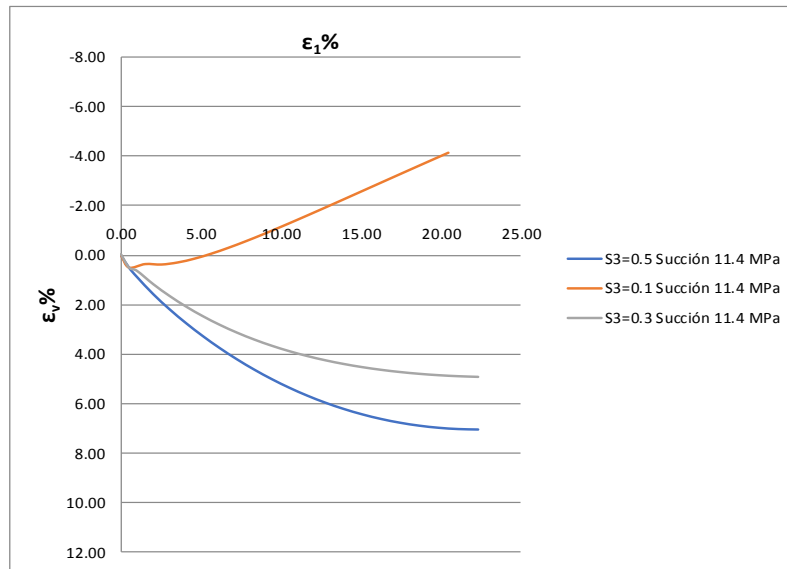
En el ensayo saturado con esfuerzo de confinamiento de 0.1 MPa, existe una primera etapa contractiva hasta una deformación natural axial de 11.7%, a partir de este punto el comportamiento del material es dilatante.



Gráfica 7-12 Comportamiento volumétrico de muestras saturadas

7.4.2 Succión 11.4 MPa (HR 92%)

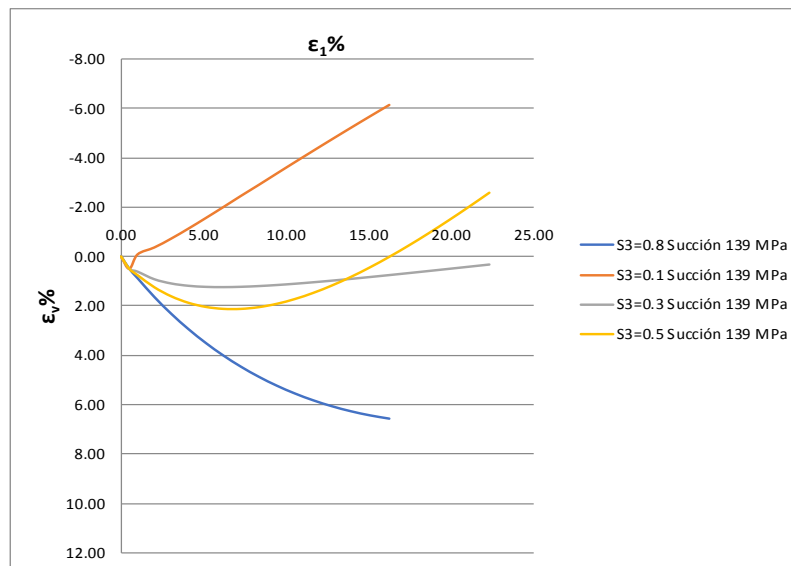
El material bajo estas condiciones de succión presentó comportamiento contractivo para esfuerzos de confinamiento de 0.3 y 0.5 MPa, aumentando la deformación natural volumétrica a medida que aumentó el confinamiento. Por el contrario, el material confinado con un esfuerzo de 0.1 MPa, tuvo un comportamiento dilatante (Gráfica 7-13).



Gráfica 7-13 Comportamiento volumétrico de pruebas con succión de 11.4 MPa

7.4.3 Succión 139 MPa (HR 36%)

En las pruebas donde el material se sometió al mayor esfuerzo de succión los comportamientos fueron diversos. Para el menor esfuerzo de confinamiento (0.1 MPa), la probeta tuvo un comportamiento francamente dilatante. La probeta con confinamiento de 0.3 MPa presentó un comportamiento contractivo hasta una deformación natural axial de 6.2%, a partir de esta deformación el comportamiento de la probeta fue dilatante resaltando el hecho de que la curva de deformación natural volumétrica tiene una curvatura suave, asociado a un continuo rompimiento de partículas durante la prueba (Gráfica 7-14).



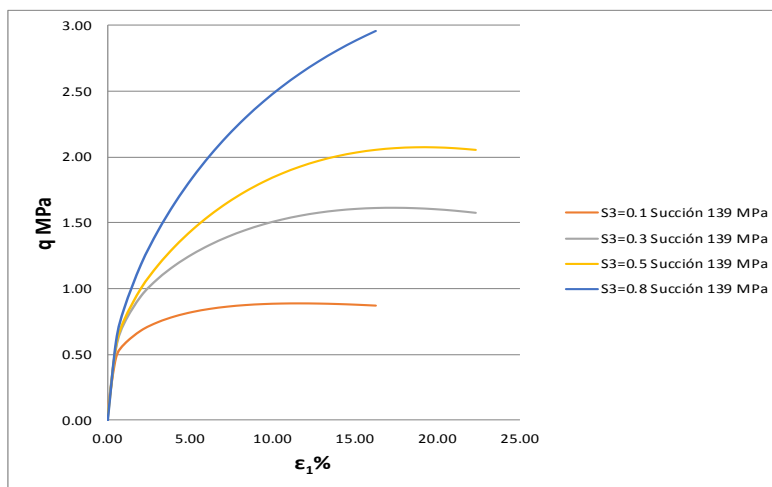
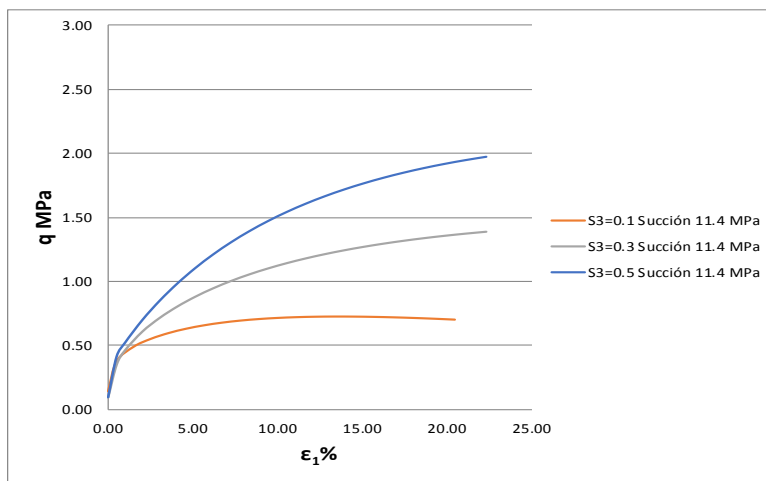
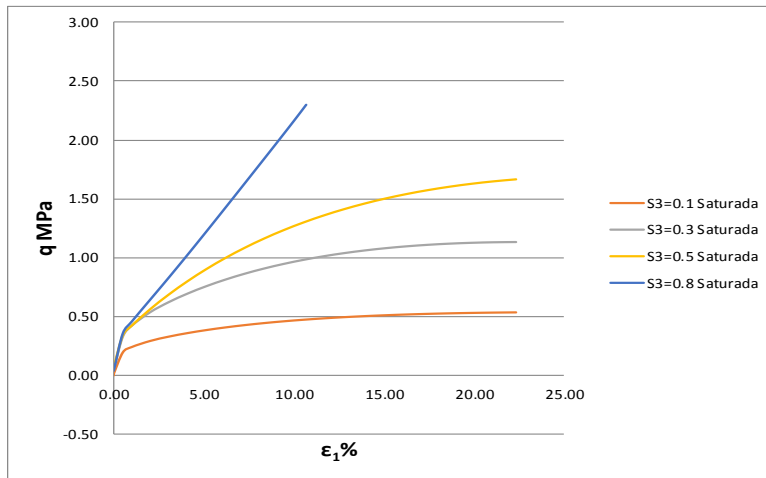
Gráfica 7-14 Comportamiento volumétrico de las pruebas con succión de 139 MPa

La probeta con esfuerzo de confinamiento de 0.5 MPa, tuvo un comportamiento contractivo hasta una deformación natural axial de 7.2%, a partir de dicho valor el comportamiento fue dilatante. Finalmente para el esfuerzo de confinamiento de 0.8 MPa, el comportamiento del material fue contractivo para toda la prueba.

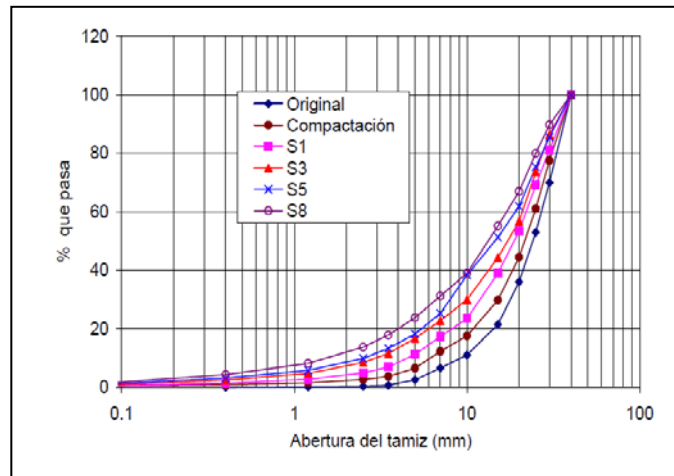
7.5 Efecto de la succión en la resistencia del material

Si se compara la resistencia máxima que presentó el material en las diferentes pruebas triaxiales, se observa que para un mismo nivel de confinamiento, el aumento en la succión de las partículas genera un aumento en la resistencia global de la probeta (Gráfica 7-15 y Gráfica 7-18); este efecto se puede analizar si consideramos que la resistencia de las partículas aumenta cuando son sometidas a esfuerzos de succión, lo que genera el comportamiento dilatante en algunos ensayos (Gráfica 7-13 y Gráfica 7-14), por otro lado, la mayor resistencia de las partículas también se manifiesta en una menor rotura de granos, esto se observa en las curvas granulométricas finales (Gráfica 7-16 y Gráfica 7-17).⁴

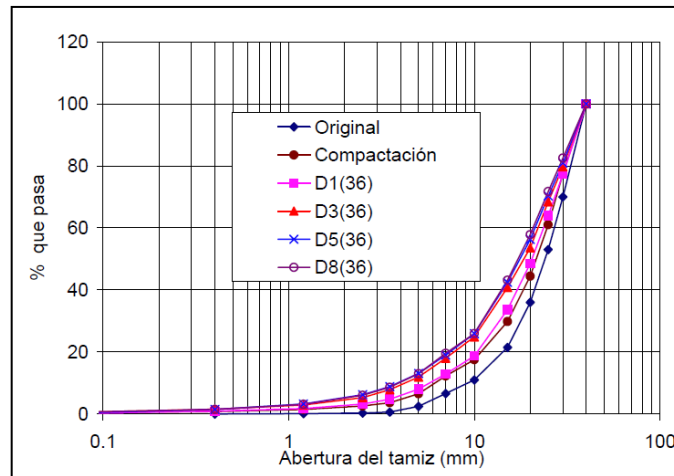
⁴ La nomenclatura de las gráficas es la empleada por Chávez (2004).



Gráfica 7-15 Curvas esfuerzo deformación para diferentes condiciones de succión y confinamiento

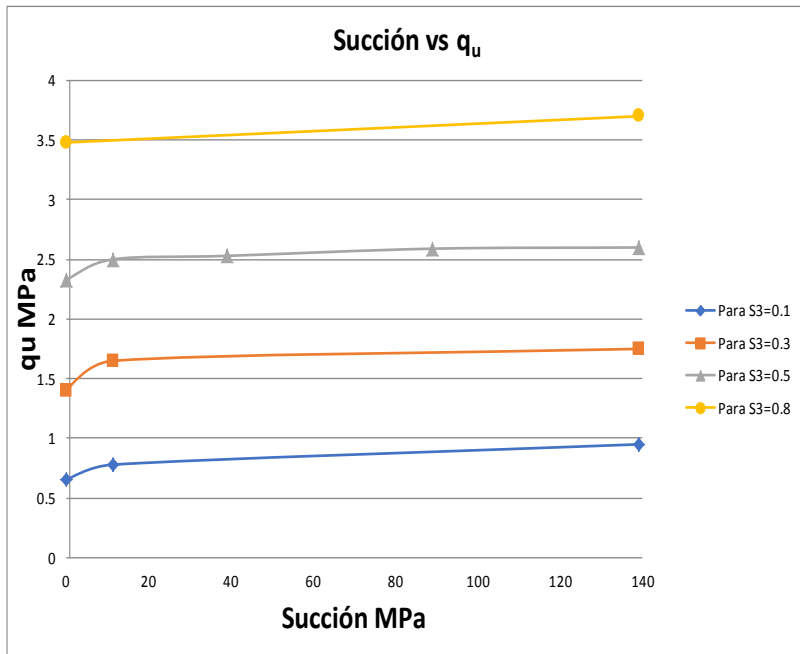


Gráfica 7-16 Curvas granulométricas para ensayos de material saturado con diferentes esfuerzos de confinamiento (Chávez 2004)⁵



Gráfica 7-17 Curvas granulométricas para ensayos de material con succión de 139 MPa y diferentes esfuerzos de confinamiento (Chávez 2004)

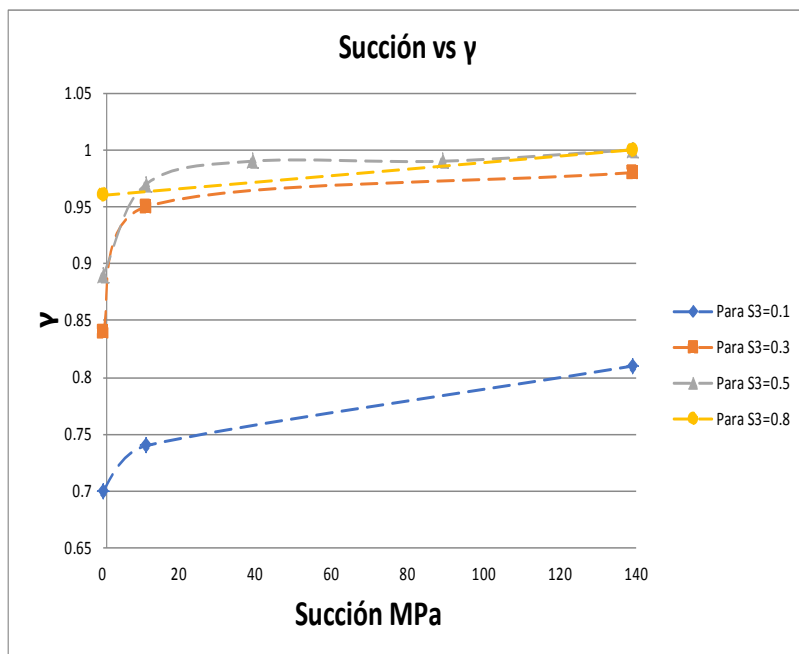
⁵ S1, S3, S5, S8; corresponde a las pruebas con material saturado y confinamiento de 0.1, 0.3, 0.5 y 0.8 MPa, respectivamente.
D1(36), D3(36), D5(36), D8(36); corresponde a las pruebas con material sometido a succión de 139 MPa (36% de Humedad Relativa) y confinamiento de 0.1, 0.3, 0.5 y 0.8 MPa, respectivamente.



Gráfica 7-18 Efecto de la succión en la resistencia del material

Capítulo 8 Relación entre la succión y el parámetro de proporcionalidad (γ) del modelo.

El parámetro de proporcionalidad (γ) se empleó en la ecuación 6-6, para establecer a través de la función “propia” la relación de proporcionalidad entre las variables “propias” del fenómeno; se observa que el valor de dicho parámetro se incrementa a medida que incrementan tanto la succión, como el esfuerzo de confinamiento, manteniendo una relación no lineal característica de los fenómenos descritos con el Principio de Proporcionalidad Natural (PPN).



Gráfica 8-1 Relación entre la succión y el parámetro de proporcionalidad

En este sentido, Rivera (2018) propone una expresión que permite aplicar las ideas del PPN a los fenómenos que cumplen con la siguiente relación:

$$\Psi Z^n = Constante$$

8-1

Para el presente análisis:

Ψ =Succión

Z= Función propia, definida por:

$$Z = \frac{\gamma_f - \gamma_0}{\gamma - \gamma_0} - 1 \quad 8-2$$

Sustituyendo la ecuación 8-2 en la ecuación 8-1

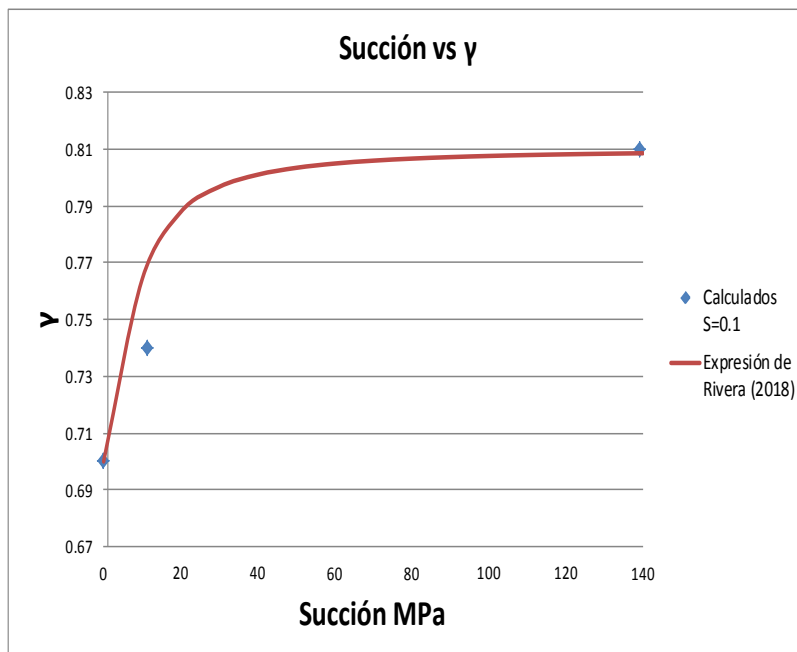
$$\Psi \left(\frac{\gamma_f - \gamma_0}{\gamma - \gamma_0} - 1 \right)^n = \Psi^* \quad 8-3$$

El parámetro Ψ^* es el valor de la succión característica.

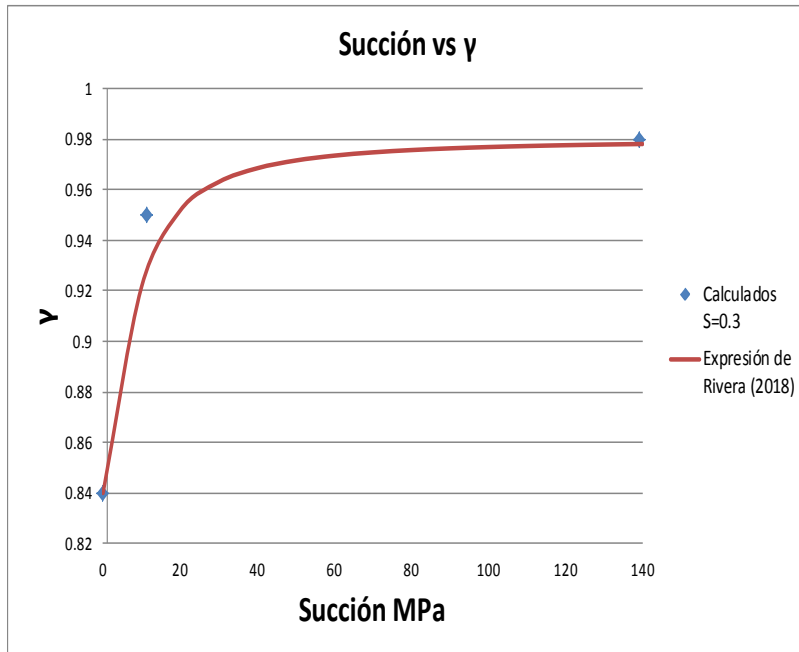
Finalmente la ecuación 8-3 adquiere la forma:

$$\gamma = \frac{\gamma_f - \gamma_0}{1 + \left(\frac{\Psi^*}{\Psi} \right)^{\frac{1}{n}}} + \gamma_0 \quad 8-4$$

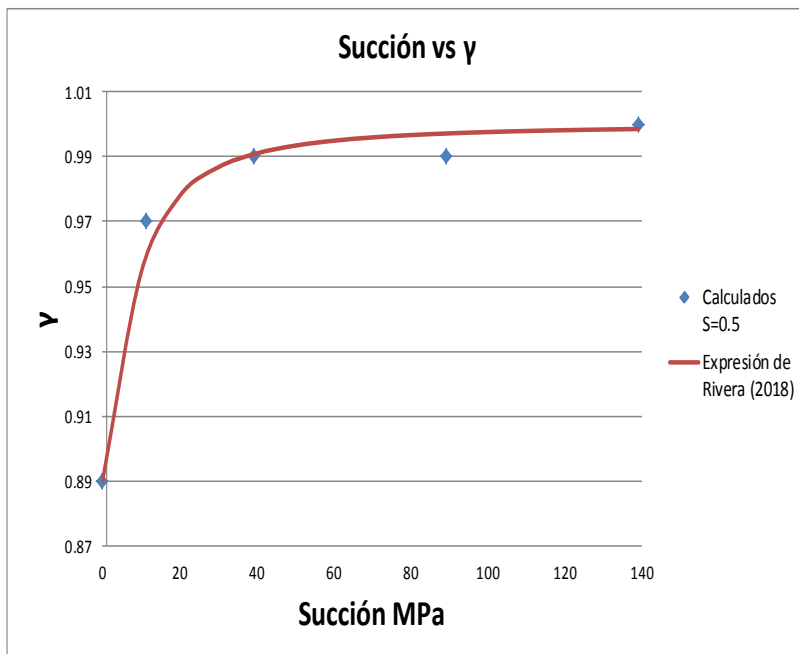
Empleando la ecuación 8-4, se ajustaron las curvas de succión (gráfica 8-1) para cada esfuerzo de confinamiento.



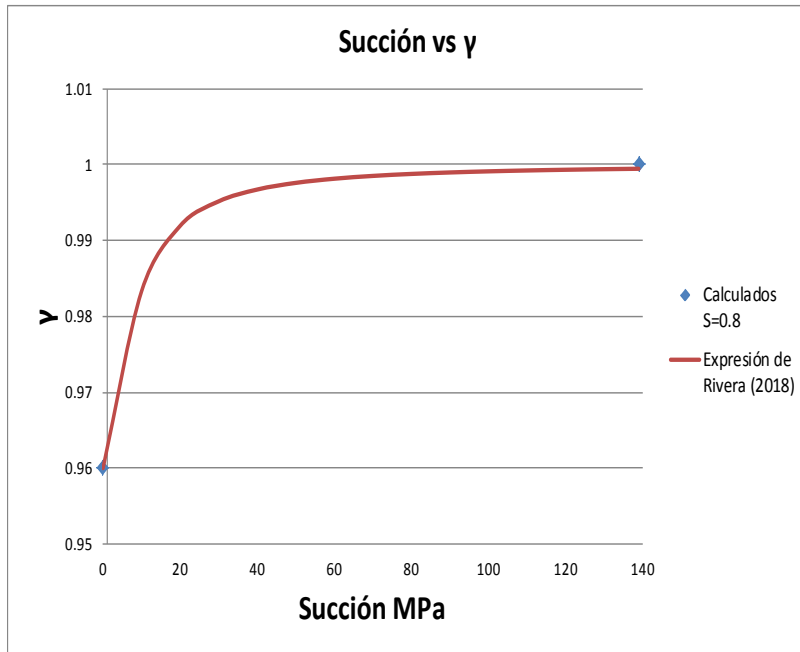
Gráfica 8-2 Relación entre succión y parámetro de proporcionalidad para 0.1 MPa de confinamiento



Gráfica 8-3 Relación entre succión y parámetro de proporcionalidad para 0.3 MPa de confinamiento



Gráfica 8-4 Relación entre succión y parámetro de proporcionalidad para 0.5 MPa de confinamiento



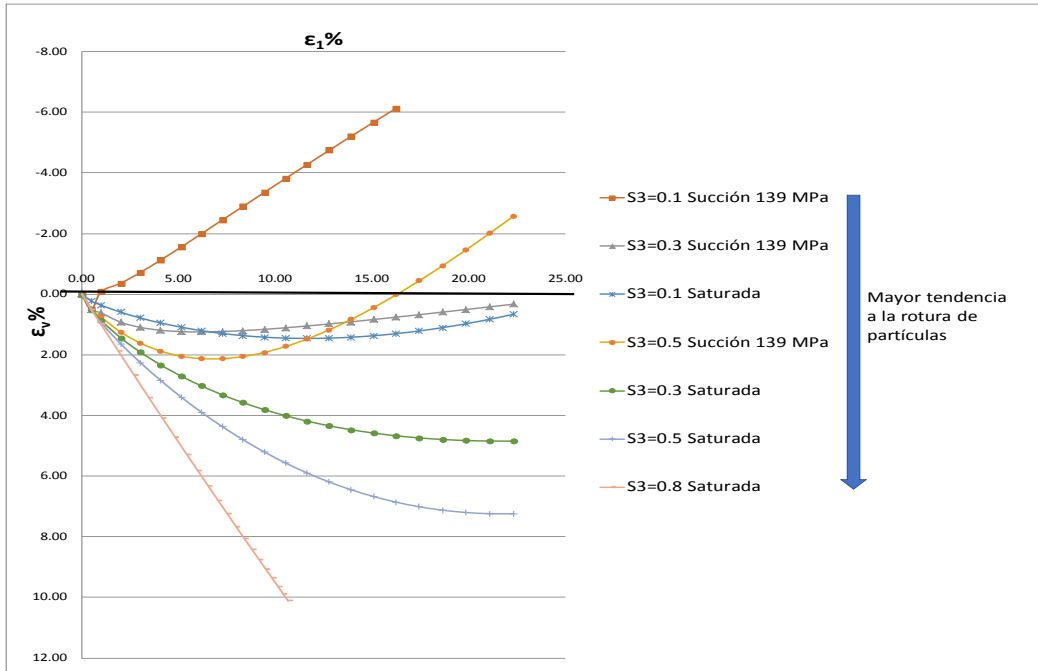
Gráfica 8-5 Relación entre succión y parámetro de proporcionalidad para 0.8 MPa de confinamiento

Tabla 8-1 Parámetros empleados en el ajuste

Confinamiento (MPa)	ψ^* (MPa)	1/n
0.1	8	-1.5
0.3	8	-1.5
0.5	8	-1.5
0.8	8	-1.5

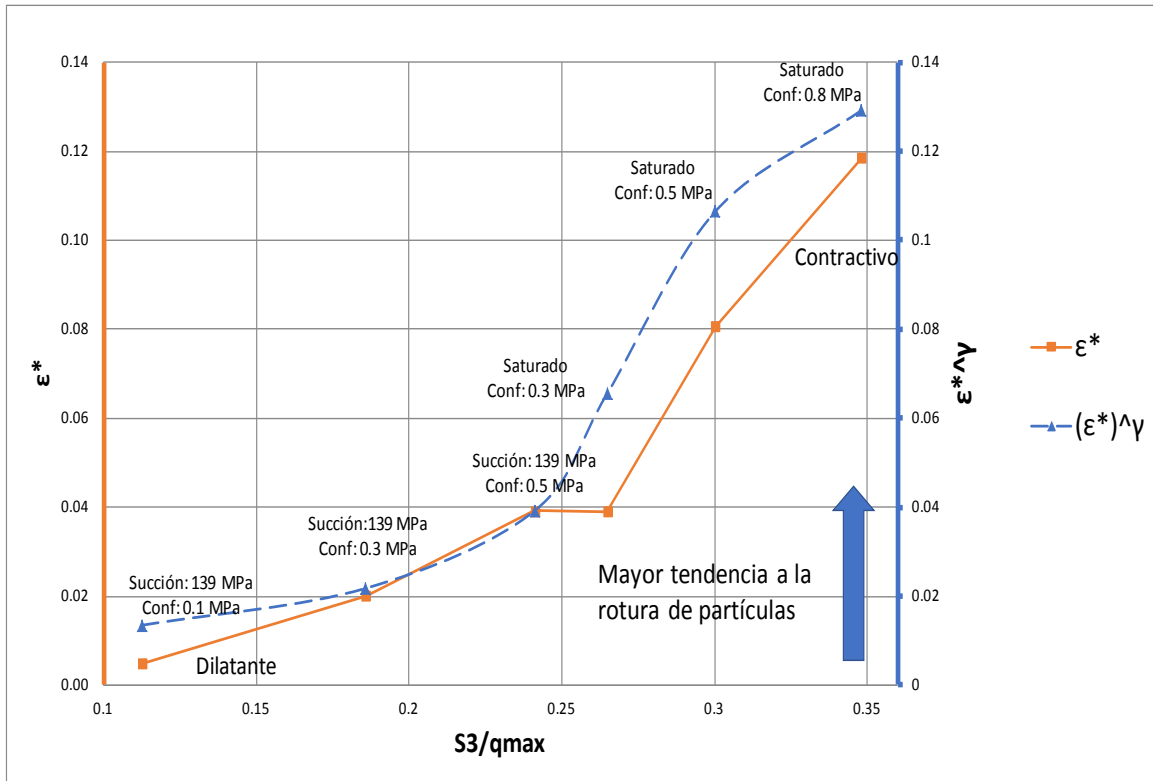
Capítulo 9 Parámetros del modelo para identificar la rotura de granos en el enrocamiento.

Para analizar el nivel de rotura de las partículas en un enrocamiento bajo condiciones de esfuerzo, se revisó la granulometría final obtenida de los ensayos con material saturado (HR 100%), y la de los ensayos sometidos a esfuerzos de succión de 139 MPa (HR 36%) (Gráfica 7-16 y Gráfica 7-17). Si se asocia la tendencia a la rotura de partículas con la variación en las curvas granulométricas, se observa que la mayor tendencia (mayor variación entre la granulometría final e inicial) se presentó para el material saturado con esfuerzo de confinamiento de 0.8 MPa, por otra parte, la menor tendencia (menor variación entre granulometría final e inicial), tuvo lugar en el material confinado a 0.1 MPa y sometido a un esfuerzo de succión de 139 MPa; estos valores son consistentes con el comportamiento volumétrico de los materiales en las pruebas triaxiales, toda vez que el material más contractivo corresponde al material con mayor tendencia a la rotura de partículas, mientras que las probetas dilatantes están relacionadas con el material que presentó menor tendencia a la rotura (Gráfica 9-1)



Gráfica 9-1 Comportamiento volumétrico de las pruebas saturadas y con succión de 139 MPa

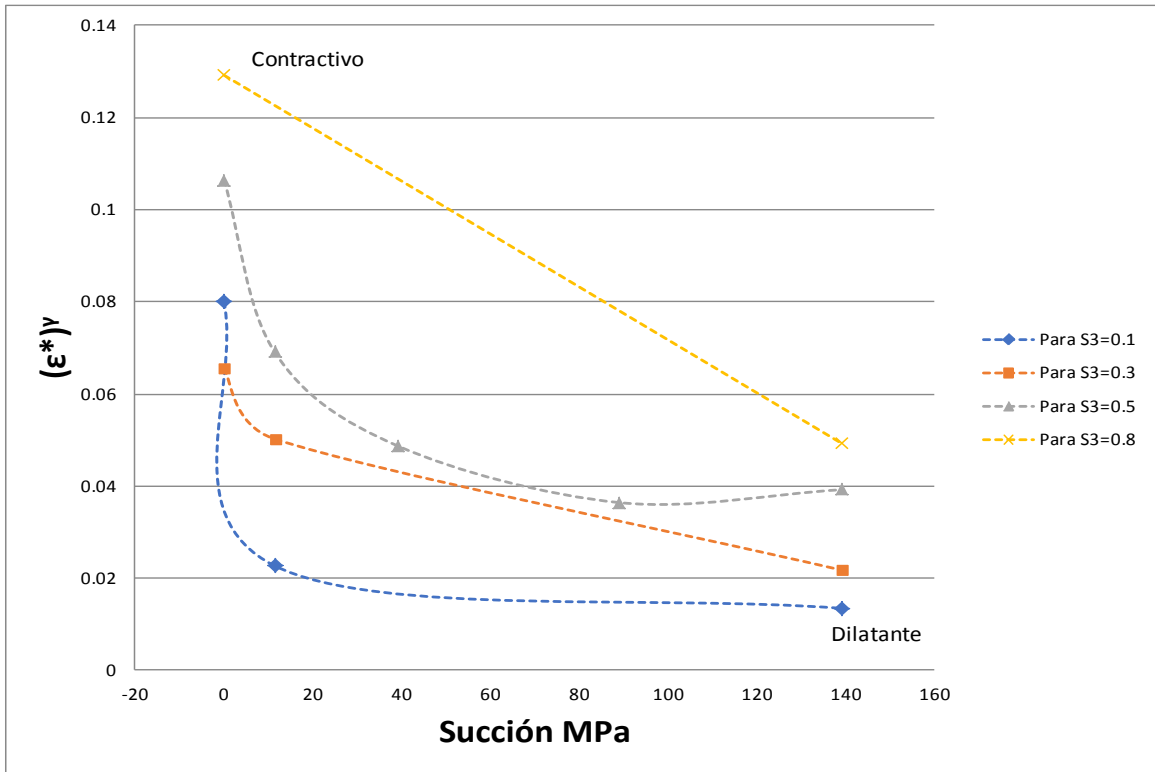
Por otro lado, se trazó la curva $\frac{S3}{q_{max}}$ contra ϵ^* (Gráfica 9-2), se observa que la relación de esfuerzos aumenta a medida que aumenta la tendencia a la rotura de partículas (de acuerdo con lo definido en la Gráfica 9-1); así mismo, la deformación característica (ϵ^*) es consistente con la deformación volumétrica que se registró en cada ensayo; es decir, la menor deformación característica corresponde al ensayo con el comportamiento dilatante, asociado con la menor tendencia a la rotura de partículas; mientras que la mayor deformación característica, asociada a la mayor tendencia a la rotura de partículas, se relaciona con el ensayo contractivo.



Gráfica 9-2 Comportamiento volumétrico asociado a la deformación característica.

En este sentido, para los mismos registros se graficó la relación $\frac{S_3}{q_{max}}$ contra $(\epsilon^*)^\gamma$, si se considera que el aumento de la relación de esfuerzos $\frac{S_3}{q_{max}}$ está asociado con un incremento en la tendencia a la rotura de partículas (según lo observado en la Gráfica 9-1), es posible que el parámetro $(\epsilon^*)^\gamma$ sea un indicador del mecanismo de rotura, toda vez que las partículas saturadas mostraron una mayor tendencia a la rotura, alcanzando los valores más grandes para el parámetro $(\epsilon^*)^\gamma$ (Gráfica 9-2)

La idea anterior se confirma también al graficar la succión contra el parámetro $(\epsilon^*)^\gamma$, se observa que el comportamiento dilatante (menor tendencia a la rotura de partículas en la Gráfica 9-1), se presenta con el menor esfuerzo de confinamiento y el mayor esfuerzo de succión, correlacionándose en la Gráfica 9-3 con el menor valor del parámetro $(\epsilon^*)^\gamma$; en contraparte, el comportamiento contractivo (mayor tendencia a la rotura de partículas en la Gráfica 9-1), se presenta con el mayor esfuerzo de confinamiento en el material saturado (succión = 0 MPa), correlacionándose en la Gráfica 9-3 con el mayor valor del parámetro $(\epsilon^*)^\gamma$.



Gráfica 9-3 Efecto de la succión en el comportamiento del enrocamiento

Capítulo 10 Conclusiones

El modelo de comportamiento teórico para enrocamientos, deducido mediante el Principio de Proporcionalidad Natural, presentó un buen ajuste respecto a los registros experimentales para los diferentes ensayos triaxiales (con deformación controlada y control de succión), lo anterior se observa tanto para las curvas esfuerzo-deformación axial como para las curvas esfuerzo-deformación radial, resaltando el hecho de que la parte pos-pico de las curvas experimentales, no está contenida en el comportamiento teórico del material, lo que indica que el modelo predice únicamente el comportamiento pre-pico de la curva.

Por su parte, el comportamiento volumétrico de las pruebas se correlaciona adecuadamente con el modelo teórico, observándose que en la pruebas con comportamiento dilatante, el modelo subestima los valores de deformación volumétrica; esto podría estar relacionado con una deformación local en la probeta que afectaría la precisión de las lecturas.

La relación de Poisson teórica se ajusta adecuadamente a los registros experimentales, mostrando un mejor comportamiento a medida que aumenta la deformación de la probeta. Los desfases que se observan en algunos registros se presentan para deformaciones menores al 8%, lo que podría interpretarse como una franja en donde las deformaciones poseen un importante reajuste de partículas.

El esfuerzo de confinamiento tiene sobre los enrocamientos el efecto ya conocido en las pruebas triaxiales, toda vez que al aumentar el confinamiento se presenta una mayor resistencia de la probeta y una mayor deformación volumétrica. En este sentido, el modelo teórico confirma que al aumentar la succión, aumenta también la resistencia global del enrocamiento y disminuye la tendencia a la rotura de sus partículas, guardando una estrecha relación con el parámetro teórico $(\varepsilon^*)^{\gamma}$, que podría indicar el mecanismo de rotura de partículas, ya que los valores de $(\varepsilon^*)^{\gamma}$ aumentan cuando las probetas presentan un comportamiento contractivo, el cual

está asociado a una mayor rotura de partículas, según lo observado en las granulometrías efectuadas al final de las pruebas.

Se concluye que el Principio de Proporcionalidad Natural, aporta elementos teóricos que será necesario seguir analizando y comparando con una mayor cantidad de registros experimentales, lo anterior, a fin de determinar las relaciones que guardan dichos elementos teóricos, con los parámetros físicos que son de interés para la ingeniería.

.

Referencias.

- [1] Alonso E. E., Gens A. & Josa A. (1990) "A constitutive model for partially saturated soils". *Géotechnique*, 40, No. 3, pp 405-430.
- [2] Balasubramaniam A.S., Ratnayake A.M.P., Phien-wej N. and Lee Y.H. (1991), "Deformation characteristics of rockfill materials", 7th International Congress on Rock Mechanics, Aachen, Germany, pp. 187-194.
- [3] Bard. E. (2007) Comportamiento de lastre ROM sometido a altas presiones, Congreso Chileno de Geotecnia.
- [4] Cañavate A. Influencia de la forma de las partículas en la compresibilidad de las escolleras (2010) Proyecto Final de Màster Oficial
- [5] Clements, R. P. (1981). The deformation of rockfill: inter-particle behaviour, bulk properties and behaviour in dams. PhD. Thesis, Faculty of Engineering, King's College. London University.
- [6] Chávez N. C. (2004) Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, UPC, Barcelona, España.
- [7] Chávez, C. and E. E. Alonso (2003). "A Constitutive model for crushed granular aggregates which includes suction effects." *Soils and Foundations* 43(4): 215-227
- [8] Coussy, O. (1995), "Mechanics of porous continua", John Wiley & Sons Ltd. Chichester.
- [9] De la Hoz K (2007) Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. Tesis para el grado de Magister en ciencias de la tierra, Santiago de Chile.
- [10] Duncan J. M. and Chang C. Y. (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", *Journal of Soils Mechanics and Foundations Division*, vol. 96, SM5, pp. 1629-1653.

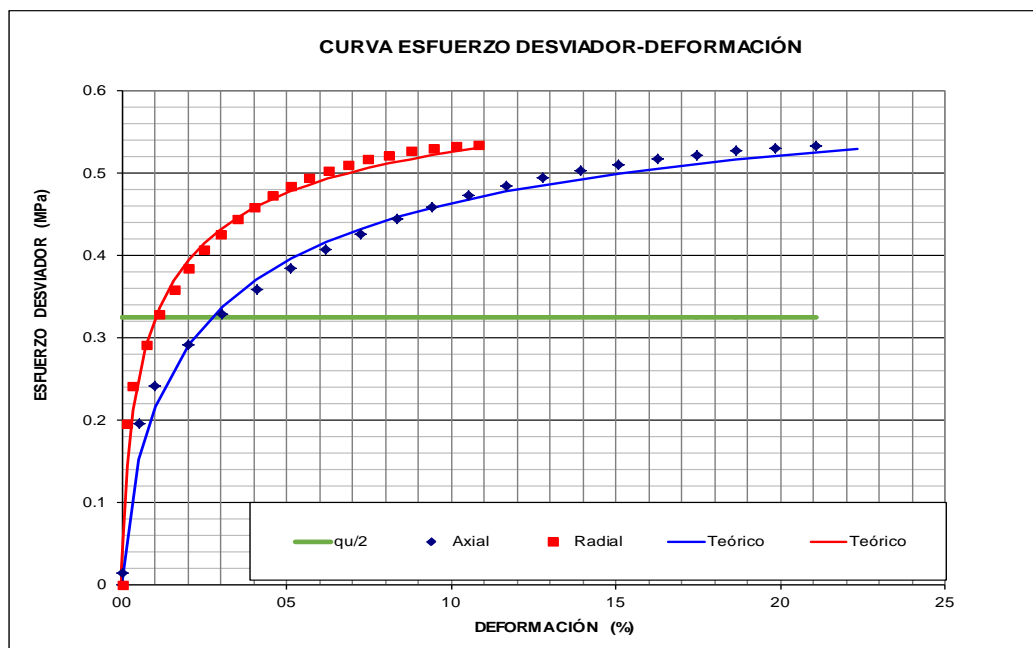
- [11] E. E. Alonso, S. Olivella and J. Hugas (2003), "Modelling the behaviour of an earth and rockfill during construction and impoundment". International Conference From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils', Weimar, Germany, in press.
- [12] Evesque, P. "A simple incremental modelling of granular-media mechanics". Poudres & Grains, no.9, p.1-12, 1999.
- [13] Fumagalli, E. (1969) "Test on cohesionless materials form rockfill dams" Journal of Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM1, pp 313-330
- [14] Guillen J. (2014) Análisis de los asentamientos de la presa la Yesca, en su etapa de construcción, con un modelo de ductilidad basado en el principio de proporcionalidad natural. Tesis de Maestría en Geotecnia. PPI UNAM
- [15] Hueso, O. (2003) Compresibilidad de escolleras influencia de la humedad Tesina, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, UPC, Barcelona, España
- [16] Juárez, E (1974) Theory of natural deformation. First Australian Conference on Engineering Material. The University of New South Wales, Kensington, Australia.
- [17] Juárez, E (1985) General volumetric constitutive equation for geomaterials. Special volume on constitutive laws of soils. XI International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA, USA, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- [18] Juárez, E (2010) Theoretical Geoscience, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. México, D.F.
- [19] Klisinski, M.; et al. "Modelling of the behaviour of dry sand by an elastoplastic "fuzzy set" model". Computers and Geotechnics, nº11: 229-261, 1991

- [20] Marachi D. Chan C. K, Bolton Seed H and Duncan J. M (1969) "Strength and deformation characteristics of rockfill materials" Report No. TE-69-5 Department of Civil Engineering, University of California.
- [21] Maranhã das Neves E. and Veiga Pinto A. (1988), "Modelling the collapse on rockfill dams". Computers and Geotechnics. vol. 6, pp. 131-153.
- [22] Marsal, R.J. "Mechanical properties of rockfill. Embankment Dam Engineering". Casagrande Volume. Hirschfield, R. C. y Poulos, S. J. (ed.), John Wiley & Sons, 1973.
- [23] Meza V (2012) Suelos Parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. Boletín de ciencias de la tierra, Número 31, julio de 2012, Medellín, ISSN 0120 - 3630. pp 23-38 Medellín
- [24] Montobbio D. Efecto de la granulometría en la compresibilidad de las escolleras. Tesina final de carrera ETSCCPB-UPC, 2001
- [25] Nobari E. S. and Duncan J. M. (1972) "Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams" Report No. TE-72-1 Department of Civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California.
- [26] Oldecop, L. A. y Alonso E. E. (2001) A model for rockfill compressibility. Geotechnique 51, no. 2, 127-139
- [27] Oldecop, L.A. Compresibilidad de escolleras. Influencia de la humedad. Tesis Doctoral ETSCCPB-UPC, 2000.
- [28] Ortega E. (2008) Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión. Tesis Doctoral
- [29] Pastor, M. "Modelling of anisotropic sand behaviour". Computer and Geotechnics, nº11, p.173-208, 1991
- [30] Pérez N, (2013) Predicción de la curva característica con el modelo de porporcinalidad natural, Publicación técnica, Sanfandila, Qro.
- [31] Rivera, R (2018) Segunda conferencia "Eulalio Juárez Badillo", XX Reunión Nacional de Profesores de Ingeniería Geotécnica, León, Guanajuato, México.

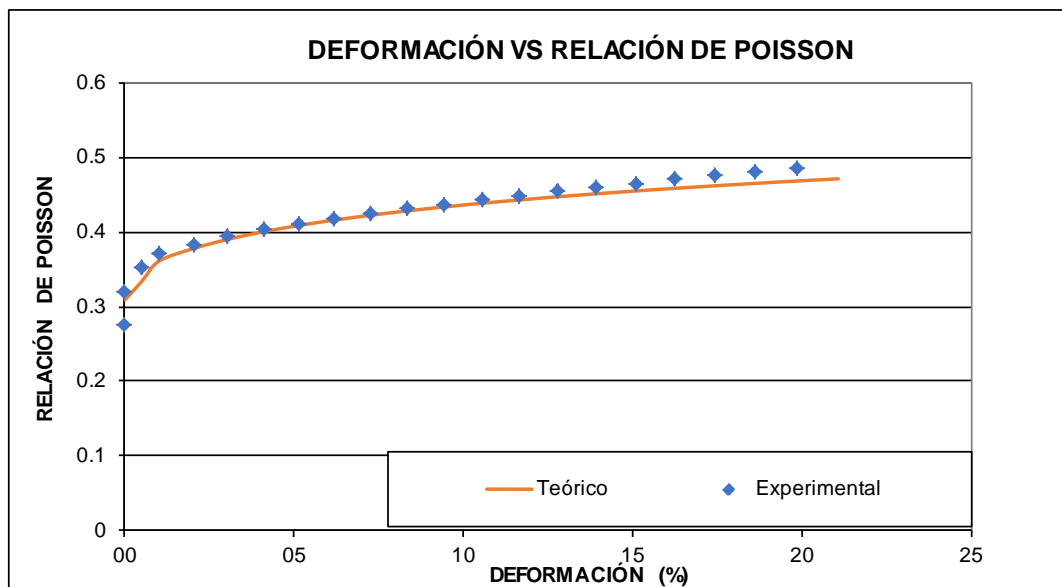
- [32] Sánchez, J (2013) Ecuaciones Constitutivas para el cálculo de deformaciones en arcillas sensitivas. Tesis de Maestría en Geotecnia. PPI UNAM
- [33] Schnitter, N.J. "A history of Dams. The useful pyramids". Balkema, Rotterdam, 1994
- [34] Sowers, G.F., Williams, R.C. y Wallace, T.S. Compressibility of broken rock and settlement of rockfills. Proc. 6th ICSMFE,2. Montreal, p.561-565, 1965.
- [35] Terzaghi, K. "Discussion on Salt Springs and Lower Bear River Dams". Trans. ASCE, p.139-148, 1960.
- [36] Varadarajan, A., Sharma, K. G., Venkatachalam, K., y Gupta, A. K. (2003). "Testing and Modeling Two Rockfill Materials", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 3, March, ASCE.
- [37] Veiga Pinto A. (1983) "Previsão do comportamento structural de barragens de enrocamento", Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Tesis de doctorado
- [38] Viñas, J.M. Mecanismo fisicoquímico del fenómeno que origina el colapso de los materiales pétreos. Bol. Lab. Trans. y Méc. del Suelo, p.71-79, 1973
- [39] Wulfsohn, D. y B. A. Adams: "Advances in Soil Dynamics Volume 2", Elastoplastic soil mechanics, pp 1-116, St. Joseph, Mich.: ASAE, 2002
- [40] Yamamuro J. A. Y Lade P. V. (1996), "Drained sand behaviour in axisymmetric tests at high pressures", Journal of Geotechnical Engineering 122 (2), pp. 109-119
- [41] Zea et al. (2014) Descripción del comportamiento mecánico de enrocamientos mediante un modelo de ductilidad. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

ANEXO 1 Obtención de los parámetros de ajuste para la prueba saturada (HR 100%) y confinamiento de 0.1 MPa

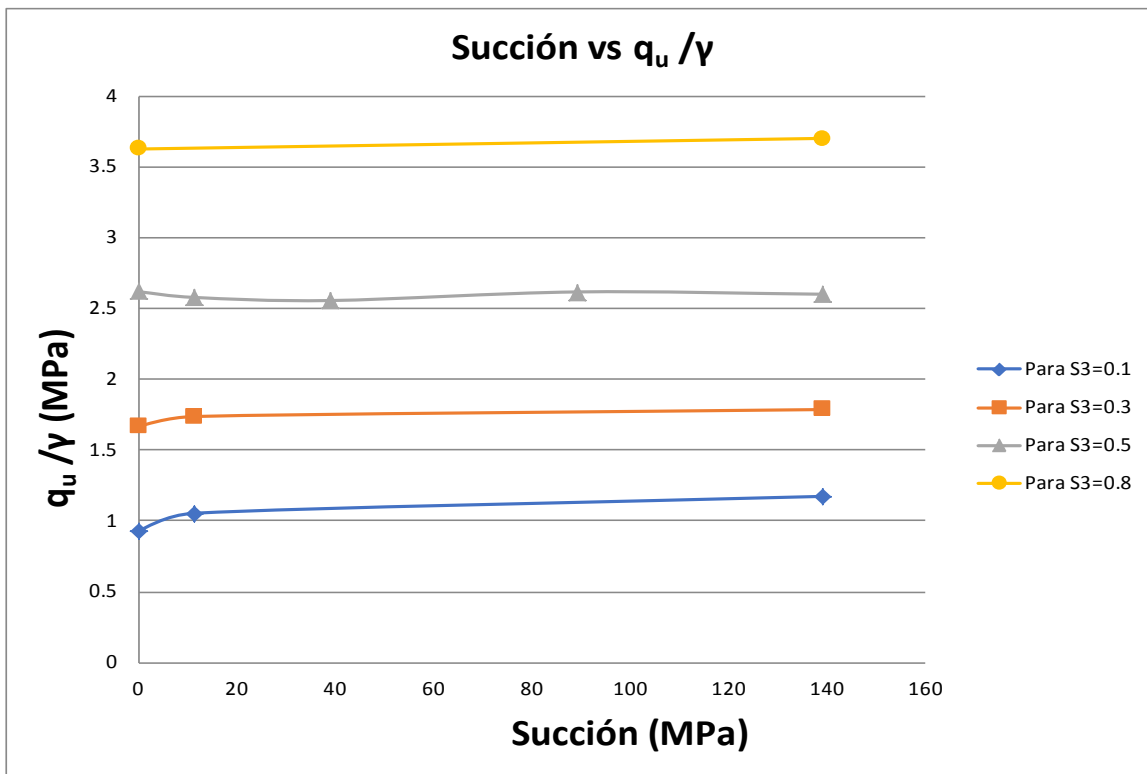
Área de registros experimentales			Cálculo de deformaciones naturales (Automático)			Axial					Radial					Poisson	
						+0.01	q + 0.01	+0.0001	-0.01	q - 0.01	-0.0001	+0.01	q + 0.01	+0.0001	-0.01	q - 0.01	-0.0001
q (MPa)	e1(%)	ev(%)	-ε _{1L}	-ε _{vL}	-ε _{rL}	γ	qu =	ε*	q (Mpa)	q (Mpa)	γ	qu =	ε*	q (Mpa)	q (Mpa)	v experimental	v teorica
0.00000	0.0	0.00000	0.0	0.00000	0.00000	0.7	0.65	0.0271	0.000	0.000	0.63	0.65	0.0101	#iDIV/0!	#jDIV/0!	#iDIV/0!	0
0.01452	0.0	0.06483	0.0	0.06486	-0.03243	0.7	0.65	0.0271	#iDIV/0!	#jDIV/0!	0.63	0.65	0.0101	#iNUM!	#jNUM!	#iDIV/0!	0
0.19522	0.5	0.22461	0.5	0.22486	0.13820	0.7	0.65	0.0271	0.153	0.153	0.63	0.65	0.0101	0.144	0.144	0.275699463	0.308970842
0.24100	1.0	0.36132	1.0	0.36197	0.32153	0.7	0.65	0.0271	0.216	0.216	0.63	0.65	0.0101	0.213	0.213	0.319921085	0.33380026
0.29220	2.0	0.59157	2.0	0.59332	0.71347	0.7	0.65	0.0271	0.292	0.292	0.63	0.65	0.0101	0.290	0.290	0.353157064	0.360727109
0.32872	3.0	0.78269	3.0	0.78577	1.13007	0.7	0.65	0.0271	0.338	0.338	0.63	0.65	0.0101	0.336	0.336	0.371012531	0.377564275
0.35877	4.0	0.94433	4.1	0.94882	1.56669	0.7	0.65	0.0271	0.371	0.371	0.63	0.65	0.0101	0.370	0.370	0.383785632	0.390051111
0.38454	5.0	1.08079	5.1	1.08667	2.02133	0.7	0.65	0.0271	0.396	0.396	0.63	0.65	0.0101	0.395	0.395	0.394072957	0.400073702
0.40698	6.0	1.19425	6.2	1.20144	2.49305	0.7	0.65	0.0271	0.416	0.416	0.63	0.65	0.0101	0.415	0.415	0.402914401	0.408498845
0.42666	7.0	1.28598	7.3	1.29432	2.98137	0.7	0.65	0.0271	0.433	0.433	0.63	0.65	0.0101	0.432	0.432	0.410823444	0.415800038
0.44395	8.0	1.35673	8.3	1.36601	3.48607	0.7	0.65	0.0271	0.447	0.447	0.63	0.65	0.0101	0.446	0.446	0.418086693	0.422265427
0.45915	9.0	1.40697	9.4	1.41697	4.00705	0.7	0.65	0.0271	0.458	0.458	0.63	0.65	0.0101	0.458	0.458	0.42487775	0.42808393
0.47249	10.0	1.43706	10.5	1.44748	4.54428	0.7	0.65	0.0271	0.469	0.469	0.63	0.65	0.0101	0.468	0.468	0.431308142	0.433386382
0.48416	11.0	1.44720	11.7	1.45777	5.09780	0.7	0.65	0.0271	0.478	0.478	0.63	0.65	0.0101	0.478	0.478	0.43745278	0.438267279
0.49432	12.0	1.43757	12.8	1.44800	5.66767	0.7	0.65	0.0271	0.486	0.486	0.63	0.65	0.0101	0.486	0.486	0.443363757	0.442797189
0.50311	13.0	1.40828	13.9	1.41829	6.25396	0.7	0.65	0.0271	0.493	0.493	0.63	0.65	0.0101	0.494	0.494	0.449078311	0.447030259
0.51066	14.0	1.35943	15.1	1.36876	6.85677	0.7	0.65	0.0271	0.500	0.500	0.63	0.65	0.0101	0.500	0.500	0.454623664	0.451008981
0.51707	15.0	1.29109	16.3	1.29950	7.47620	0.7	0.65	0.0271	0.506	0.506	0.63	0.65	0.0101	0.506	0.506	0.460020073	0.45476734
0.52243	16.0	1.20331	17.4	1.21061	8.11236	0.7	0.65	0.0271	0.511	0.511	0.63	0.65	0.0101	0.512	0.512	0.465282836	0.458332964
0.52683	17.0	1.09614	18.6	1.10219	8.76538	0.7	0.65	0.0271	0.516	0.516	0.63	0.65	0.0101	0.517	0.517	0.470423638	0.461728632
0.53034	18.0	0.96960	19.8	0.97434	9.43538	0.7	0.65	0.0271	0.521	0.521	0.63	0.65	0.0101	0.522	0.522	0.475451487	0.464973357
0.53302	19.0	0.82374	21.1	0.82715	10.12248	0.7	0.65	0.0271	0.525	0.525	0.63	0.65	0.0101	0.527	0.527	0.480373374	0.468083182
0.53495	20.0	0.65856	22.3	0.66074	10.82681	0.7	0.65	0.0271	0.529	0.529	0.63	0.65	0.0101	0.531	0.531	0.485194745	0.47107178



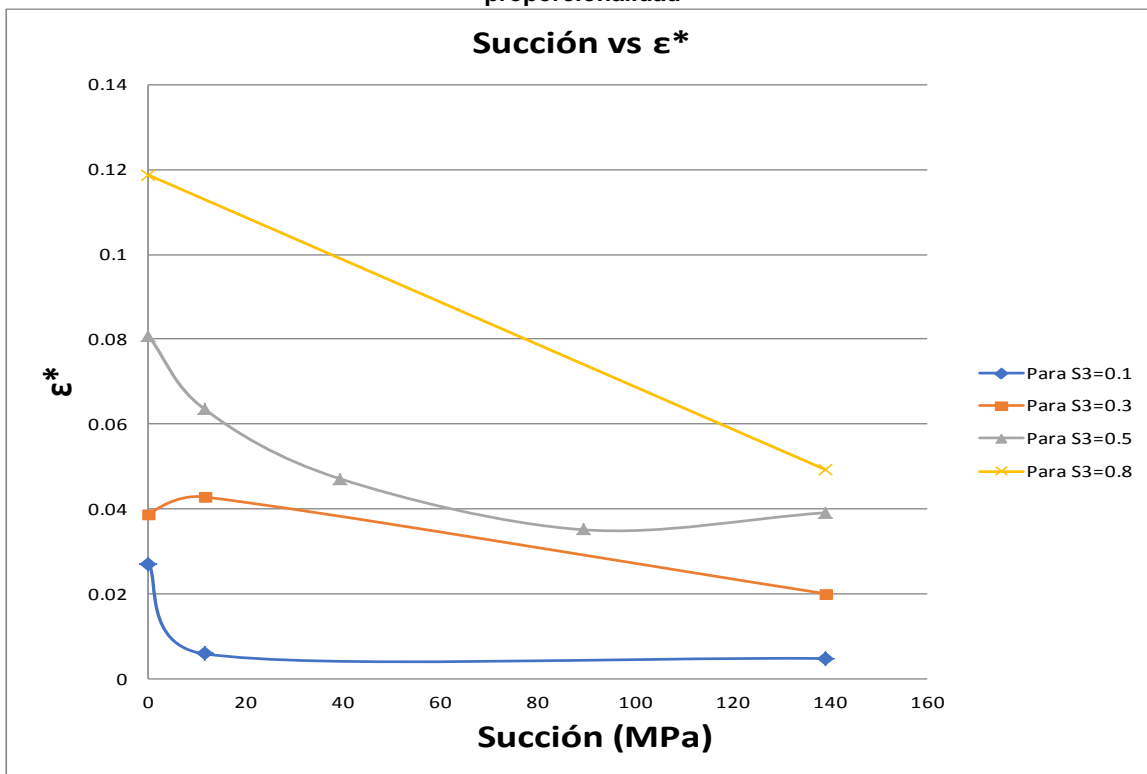
ANEXO 2 Ejemplo de ajuste de la gráfica para prueba saturada (HR 100%) y confinamiento de 0.1 MPa



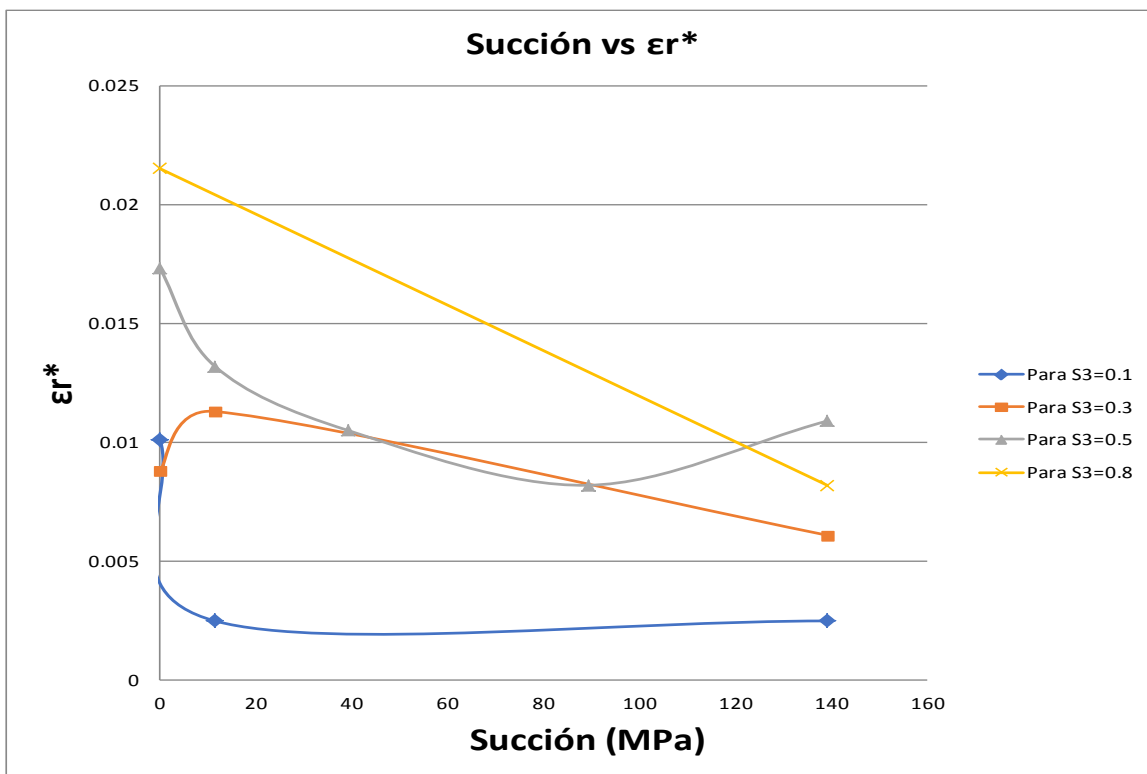
ANEXO 3 Ejemplo de ajuste de la gráfica de la relación de Poisson vs deformación



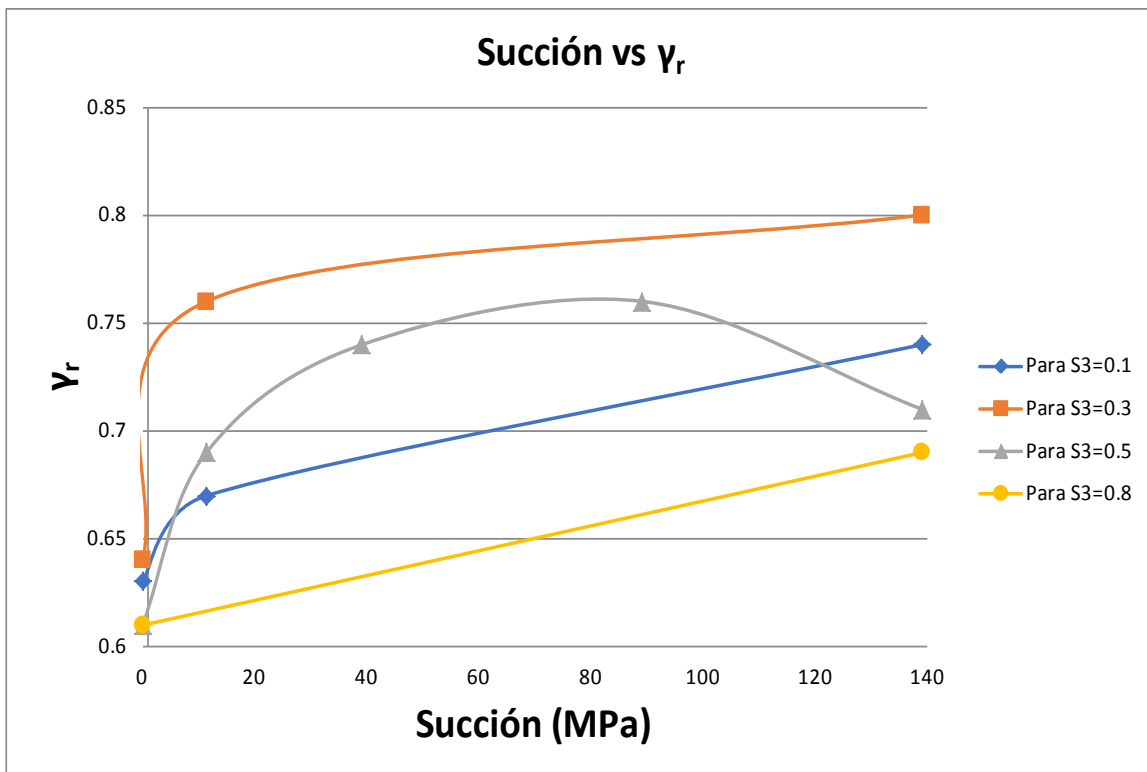
ANEXO 4 Gráfica de succión contra la relación de resistencia de material sobre el parámetro de proporcionalidad



ANEXO 5 Gráfica de succión contra deformación característica axial



ANEXO 6 Gráfica de succión contra deformación característica radial



ANEXO 7 Gráfica de succión contra parámetro radial de proporcionalidad