UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ESTUDIO TEÓRICO Y EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS SUELOS NO SATURADOS”

TESIS

QUE COMO PARTE DE LOS REQUISITOS
PARA OBTENER EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA

M. C. JULIO CÉSAR LEAL VACA

DIRECTOR

DR. EDUARDO ROJAS GONZÁLEZ

QUERÉTARO, QRO., DICIEMBRE DE 2014

REPOSITORIO INSTITUCIONAL DGBSDI-UAQ

La presente obra está bajo la licencia:
https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es

CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:

Atribución — Usted debe dar crédito de manera adecuada , brindar un enlace a la licencia, e indicar si se han realizado cambios . Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.

NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con propósitos comerciales .

SinDerivadas — Si remezcla, transforma o crea a partir del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una excepción o limitación aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como publicidad, privacidad, o derechos morales pueden limitar la forma en que utilice el material.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Doctorado en Ingeniería

"ESTUDIO TEÓRICO Y EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS SUELOS NO SATURADOS"

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

DOCTOR EN INGENIERÍA

(Modelación y Experimentación de Medios Físicos)

Presenta:

M. en C. JULIO CÉSAR LEAL VACA

Dirigida por:

Dr. EDUARDO ROJAS GONZÁLEZ

SINODALES

Dr. Eduardo Rojas González _____
Presidente

Dr. Jaime Horta Rangel _____
Secretario

Dr. Paul Garnica Anguas _____
Vocal

Dra. María de la Luz Pérez Rea _____
Suplente

Dra. Teresa López Lara _____
Suplente

Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad

Dr. Irineo Torres Pacheco
Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
Santiago de Querétaro, Qro.
Diciembre, 2014
México

RESUMEN

El comportamiento de resistencia y cambios volumétricos de un suelo saturado están controlados por los esfuerzos efectivos, sin embargo para el caso de los suelos no saturados no ha sido posible esclarecer este argumento. No existe una ecuación de esfuerzos efectivos para los suelos no saturados que sea aplicable a todos los tipos de suelos. Bishop (1959) propuso una ecuación para esfuerzos efectivos para suelos no saturados, esta ecuación contiene el parámetro χ, para determinar este parámetro existen varias ecuaciones pero ninguna comprende todos los casos. Por otra parte, en la mecánica de suelos se ha considerado que la resistencia al cortante de los suelos finos se incrementa con la succión; sin embargo esto no es el caso para todos los tipos de suelos. Existen algunos suelos cuya resistencia alcanza un máximo para cierta succión y luego se reduce para valores mayores de succión. No obstante, tales casos aún no han sido completamente documentados y analizados. En este trabajo se presenta una serie de pruebas triaxiales consolidadas drenadas con succión controlada en laboratorio hechas en una arena limosa. Las pruebas se hicieron para las trayectorias de humedecimiento y secado. La succión fue controlada mediante circulación de aire con humedad relativa constante. La curva de retención de agua fue también obtenida para ambas trayectorias con la técnica del papel filtro, y para la trayectoria de secado se hicieron pruebas con el cilindro extractor de membrana. Los resultados de las pruebas triaxiales se muestran en diagramas de esfuerzo efectivo contra esfuerzo desviador y se ha podido observar que la resistencia del suelo crece a un máximo para cierta succión y luego decrece para valores mayores de succión. Para explicar el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados, se propone una ecuación. Esta ecuación representa el esfuerzo equivalente y es una extensión del modelo de Murray, en su planteamiento se considera que los suelos presentan una estructura dual formada por una macroestructura y una microestuctura. Estas estructuras son representadas en un modelo poroso que permite evaluar los parámetros requeridos de la ecuación propuesta, y finalmente se hace una comparación entre resultados teóricos y experimentales. Los resultados teóricos del modelo poroso y experimentales correspondientes a las curvas de retención de agua y a los del parámetro χ observan resultados aceptables al comparase, la forma y tendencia de sus trayectorias son similares en los procesos de secado y humedecimiento, por lo tanto el modelo puede ser utilizando para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de suelos no saturados.

(**Palabras claves:** suelos no saturados, arena limosa, esfuerzo efectivo, resistencia, prueba triaxial, curva de retención)

SUMMARY

The strength and the volumetric changes of a saturated soil are controlled by effective stress; however, in the case of unsaturated soils it h as not been possible to clarify this argument. There is not an equation for the effective stress on unsaturated soils which is applicable to all types of soil. Bishop (1959) proposed an equation for effective stress on unsaturated soils, this equation contains the parameter χ; there are several equations to determine this parameter but none embraces all cases. Moreover, in soil mechanics it has been considered that the shear strength of fine soils increases with suction, but this is not the case for all soil types. There are some soils whose resistance reaches a maximum for certain suction and then decreases for higher values of suction. However, such cases have not yet been fully documented and analyzed. This article presents a series of unconsolidated undrained triaxial tests with controlled suction made to silty sand. The tests were made on wetting and drying trajectories. The suction was controlled by circulation of air with constant relative humidity. The water retention curve was obtained for both wetting and drying trajectories using the filter paper technique and additional tests were made using the cylinder membrane extractor for the drying trajectory. The results of triaxial tests are shown in effective stress diagrams against deviator stress, and it can be observed that the resistance of soil increases to a maximum value for certain suction and then decreases for higher values of suction. An equation is proposed with the purpose of explaining the behavior of the shear strength of unsaturated soils. This equation represents the equivalent stress and is an extension of the model of Murray; in its approach is considered that the soils have a dual structure consisting of a macro and microstructure. These structures are represented in a porous model allowing evaluation of the required parameters of the proposed equation; finally, a comparison between theoretical and experimental results is presented.

The theoretical and experimental results of the porous model corresponding to the water retention curves and the χ parameter show acceptable results when being compared, the shape and tendency of their trajectories are similar in drying and wetting processes, therefore the model can be used to estimate the shear strength of unsaturated soils.

(**Key words:** unsaturated soils, silty sand, effective stress, strength, triaxial test, retention curve).

DEDICATORIA

Esta tesis la dedico exclusivamente a mi madre Ramona Vaca Alcantar quien me brindó en todo momento su apoyo y amor incondicional.

Gracias por ser tu hijo.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad de Guanajuato por el apoyo que a través de sus programas de superación académica y a la División de Ingenierías del Campus Guanajuato hicieron posible el estudio de Doctorado.

A la Universidad Autónoma de Querétaro por brindar a la sociedad la posibilidad de prepararse en el ámbito científico.

A mi familia, en especial a mi esposa Leticia quien siempre me comprendió y apoyo en todo momento durante el postgrado. A mis hijos Julio, Sandra, Yuliana y César porque me inspiran para realizar las actividades de cada día, por ellos.

A mi familiares, hermanos Norma Angélica y Rafael Eduardo quienes me han apoyado en toda mi vida.

Al Dr. Francisco Antonio Horta Rangel por su apoyo en el desarrollo del programa de cómputo para determinar porosometría.

A Gustavo Gallegos Fonseca un gran amigo y compañero que me brindo su valiosa amistad y compartimos el postgrado.

A Gustavo Muñoz Rincón y Alejandro Méndez Jaramillo grandes personas que me han acompañado en momentos importantes.

En especial al Dr. Eduardo Rojas González por su valiosa dirección en el desarrollo de esta investigación, por compartir sus conocimientos y ser una gran persona.

Al Dr. Paúl Garnica Anguas por sus valiosas aportaciones y recomendaciones durante la investigación.

A la Dra. María de la Luz Pérez Rea por sus consejos y valiosas recomendaciones para integrar la investigación.

Al Dr. Jaime Horta Rangel por sus aportaciones y recomendaciones para la investigación.

A la Dra. Teresa López Lara por su orientación y consejos para formar esta tesis.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN 2
SUMMARY 3
DEDICATORIA 4
AGRADECIMIENTOS 5
ÍNDICE GENERAL 6
ÍNDICE DE FIGURAS 7
ÍNDICE DE TABLAS 10
SIMBOLOGÍA 11
OBJETIVO GENERAL 15
OBJETIVOS ESPECÍFICOS 15
HIPÓTESIS 16
1. INTRODUCCION 17
2. REVISION DE LITERATURA 20
2.1 Base teórica del Modelo 31
2.2 Ecuación para esfuerzo equivalente de Murray 34
3. METODOLOGÍA 37
3.1 Desarrollo experimental 37
3.1.1 Muestreo de suelo 38
3.1.2 Clasificación de suelos y determinación de propiedades índices 40
3.1.3 Pruebas de compresión triaxial conociendo la succión inicial. 48
3.1.4 Pruebas de compresión triaxial con succión controlada por medio de transferencia de aire con humedad relativa constante. 51
3.1.5 Ensayes de consolidación en trayectorias de humedecimiento y secado. 58
3.1.6 Micrografías 60
3.1.7 Determinación de porosimetría. 62
3.1.8 Desarrollo teórico. 65
3.1.8.1 Extensión del modelo de Murray y obtención de la ecuación de esfuerzo equivalente 65
3.1.9 Modelo computacional. 72
4. RESULTADOS Y DISCUSION 87
4.1 Parámetro χ de Bishop y digagramas p'-q 89
5. CONCLUSIONES 101
Referencias utilizadas 107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Elementos de la curva característica de retención de agua según Fredlund *et al.* (1994)…….27

Figura 2.2 Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos no saturados, Fredlund *et al.* (1978)…….30

Figura 2.3 Coexistencia de macroestructura y microestructura en suelos ……34

Figura 2.4 Paquetes de partículas saturadas, Murray, E.J.(2002)……35

Figura 3.1 Metodología de investigación utilizada……38

Figura 3.2 Equipo de reproducción de probetas para ensayes de compresión simple……39

Figura 3.3 Pruebas de compresión simple en trayectoria de secado. Se observa incremento de resistencia al secar hasta cierto valor de humedad, después decrece la resistencia al continuar el secado……40

Figura 3.4. Curva granulométrica. Esta granulometría se obtuvo por medio de mallas e hidrómetro, no se encontraron cantidades apreciables de arcillas……42

Figura 3.5 Curva de calibración del papel filtro Schleicher and Schuell No. 589…...43

Figura 3.6 Curvas características de retención de agua obtenidas con la metodología del papel filtro y cilindro extractor……45

Figura 3.7 Cilindro extractor con membrana y tanque de nitrógeno presurizado……47

Figura 3.8 Figura 3.8 Curvas características experimentales y teóricas de la ecuación Fredlund y Xing (1994)…… 48

Figura 3.9 Resultados de ensayes triaxiales en trayectoria de humedecimiento, humedad – esfuerzo desviador, para confinamientos de 49.05 kPa, 98.1 kPa y 147.15 kPa. ……49

Figura 3.10 Resultados de ensayes triaxiales en trayectoria de secado, humedad–esfuerzo desviador, para confinamientos de 49.05 kPa, 98.1 kPa y 147.15 kPa.…..50

Figura 3.11 Aparato triaxial con succión controlada……53

Figura 3.12 Resultados de ensayes triaxiales con succión controlada. El esfuerzo de confinamiento fue de 150 kPa……..55

Figura 3.13 Resultados de ensayes triaxiales saturados (CD) y determinación del ángulo de fricción interna……..56
Figura 3.14 Representación de los resultados de ensayes triaxiales saturados (CD) en diagramas p-q……56
Figura 3.15 Representación de los resultados de ensayes triaxiales saturados (CD) en diagramas p-q……57
Figura 3.16 Variación de la cohesión contra la succión……...…57
Figura 3.17 Succión - esfuerzo de preconsolidación, en trayectorias de humedecimiento y secado…….59
Figura 3.18 Microscopio de barrido electrónico…….60
Figura 3.19 Micrografías obtenidas con microscopio electrónico de CFATA UNAM..61
Figura 3.20 a) Estado suelto y b) estado compacto de un conjunto de partículas esféricas……...62
Figura 3.21 Micrografías obtenidas con microscopio electrónico de CFATA UNAM y determinación de porosimetría……..…63
Figura 3.22 Distribuciones normales de los poros (sitios y macroporos) y sólidos de la arena limosa……64
Figura 3.23 Fracciones saturadas y no saturadas del suelo……...66
Figura 3.24 Elementos de la red: macroporos, sitios, ligas y sólidos……72
Figura 3.25 Diagrama de flujo del programa del modelo sólido poroso……76

Figura 4.1 Resultados de pruebas triaxiales consolidadas y drenadas (CD), se presenta el esfuerzo desviador residual (q) contra la succión (s) para las trayectorias de secado y humedecimiento……...88
Figura 4.2 Resultados de pruebas triaxiales consolidadas y drenadas (CD), se presenta el esfuerzo desviador residual (q) contra grado de saturación (Sw) para las trayectorias de secado y humedecimiento…….88
Figura 4.3 Valores de χ para las ecuaciones de Vanapalli, Öberg y Sällfours y Khalili y Khabbaz para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM)……..90

Figura 4.4 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (80) de Vanapalli et al. (1996) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM)……..92
Figura 4.5 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (81) de Vanapalli *et al.* (1996) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa(SM)……..……..…92
Figura 4.6 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (82) de Öberg y Sällfours (1995) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM)……..93
Figura 4.7 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (83) de Khalili y Khabbaz (1998) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM)……..93
Figura 4.8 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (85) de este trabajo de investigación para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM)……..94
Figura 4.9 Curvas características teóricas y puntos experimentales para las trayectorias de sacado y humedecimiento para una arena limosa……95
Figura 4.10 Fracciones no saturada contra el grado de saturación obtenidas teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento……96
Figura 4.11 Fracciones saturada contra el grado de saturación obtenidas teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento……96
Figura 4.12 Grados de saturación de la fracción no saturada contra el grado de saturación obtenidas teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento……..97
Figura 4.13 Valores del parámetro χ contra el grado de saturación obtenidos teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento y puntos experimentales como referencia para comparar……...98
Figura 4.14 Distribución granulométrica experimental y teórica de suelo …….…… 99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Propiedades índices del suelo.....41
Tabla 3.2 Valores succión y grados de saturación de las curvas características.....46
Tabla 3.3 Resultados obtenidos con el cilindro extractor. 47
Tabla 3.4 Resultados de pruebas triaxiales en trayectoria de humedecimiento. 49
Tabla 3.5 Resultados de pruebas triaxiales en trayectoria de secado 50
Tabla 3.6 Resultados de pruebas triaxiales CD con succión controlada y resultados obtenidos con la metodología de papel filtro. 54
Tabla 3.7 Valores de esfuerzo de preconsolidación y succión obtenida de las curvas características.....59
Tabla 3.8 Simbología para las fracciones saturada y no saturada de la estructura dual del suelo……..……...…..66

SIMBOLOGÍA

σ' .- Esfuerzo efectivo

σ .- Esfuerzo total

a .- Relación de áreas de Skempton

u_w .- Presión de agua en los poros del suelo

k .- Parámetro para efecto de áreas entre partículas de suelo de Skempton

n .- Porosidad del suelo

C_s .-Compresibilidad del material sólido de las partículas de suelo en la ecuación de Lade y De Boer

C_e .- Compresibilidad de la estructura del suelo en la ecuación de Lade y De Boer

β' .- Factor que representa una medida del número de vínculos o ligaduras bajo tensión.

u_a .- Presión del aire en los poros del suelo

χ .- Parámetro de Bishop

ψ .- Parámetro que varía de 0 a 1en la ecuación de Aitchison

p'' .- Deficiencia de la presión de agua en los poros.

p'' .- Presión de agua negativa en los poros, pero tomada como valor positivo en la ecuación de Jennings

β .- Factor estadístico del mismo tipo que el área de contacto entre las partículas de suelo medido experimentalmente

χ_m .- Parámetro de la succión mátrica que varía entre 0 y 1 en la ecuación de Aitchison

χ_s .- Parámetro de la succión salina que varía entre 0 y 1 en la ecuación de Aitchison

p''_m .- Succión mátrica en la ecuación de Aitchison

$p_s^{''}$.- Succión osmótica en la ecuación de Aitchison

χ_m .- Parámetro de esfuerzo efectivo para la succión mátrica en la ecuación de Richards.

h_{m-}.- Succión mátrica en la ecuación de Richards.

χ_s .- Parámetro de esfuerzo efectivo para la succión salina en la ecuación de Richards.

h_s.- Succión salina en la ecuación de Richards..

Θ .- Contenido volumétrico normalizado de agua.

Ψ.- Succión

n.- parámetro de ajuste

m.- parámetro de ajuste

Ψ_{cr} .- Valor de entrada de aire

α .- Valor constante en la ecuación de Farrel y Larson

$C(\Psi)$ = factor de corrección en la ecuación de Fredlund y Xing

Ψ_r = valor de la succión correspondiente al contenido volumétrico residual normalizado de agua.

θ_s .- Contenido volumétrico de agua en la saturación

θ_r .- Contenido volumétrico residual de agua

b.- Factor de pendiente en la curva característica.

θ_r .- Contenido volumétrico residual de agua.

a .- Succión mátrica correspondiente a $(\theta_s + \theta_r)/2$

a,b,c son parámetros de ajuste de forma de la curva característica

H_t .- Entalpía total

H_w .- Entalpía de la fase de agua

H_a .- Entalpía de la fase de aire

H_s .- Entalpía de la fase sólida

W.- Componente de entalpía interna asociada con el vapor de agua

C.- Componente de entalpía asociada a la capa contráctil

A.- Componente de entalpía asociada agua adsorbida

D.- Componente de entalpía asociada al aire disuelto

q .- Esfuerzo desviador obtenido de ensayes triaxiales

s .- Succión

p'_c .- Esfuerzo acoplado

M_t .-Pendiente unitaria de la recta que representa a los pares ordenados en un sistema coordenado $p'_c / s - q / s$.

Λ .- Ordenada al origen de la recta de la ecuación de Murray

V .- Volumen de suelo

V_a .- Volumen de aire en el suelo

V_w .- Volumen de agua en el suelo

V_s .- Volumen de sólidos en el suelo

V^s .-Volumen saturado

V^u .-Volumen no saturado

f^s .- Fracción saturada del suelo

f^u .- Fracción no saturada del suelo

V_s^s .-Volumen se sólidos de la fracción saturada

V_w^s .-Volumen de agua de la fracción saturada

V_a^s .- Volumen de aire de la fracción saturada (0)

V_s^u .-Volumen se sólidos de la fracción no saturada

V_w^u .-Volumen de agua de la fracción no saturada.

V_a^u .-Volumen de aire de la fracción no saturada.

V_{sw}^u.- Volumen de sólidos de la fracción no saturada en contacto con el agua

V_{sa}^{u}.-Volumen de sólidos de la fracción no saturada en contacto con el aire

V_{sw}^{s}.-Volumen de sólidos de fracción saturada en contacto con el agua

S_w.- Grado de saturación

e.- Relación de vacíos

V_{sc}.- Volumen de contacto entre sólidos

r_{sw}^{u}.- Relación de volumen de sólidos en contacto con el agua de la fracción no saturada con respecto al volumen de sólidos de la fracción no saturada

r_{sa}^{u}.- Relación de volumen de sólidos en contacto con el aire de la fracción saturada con respecto al volumen de sólidos de la fracción no saturada

V_{v}^{u}.- Volumen de vacíos de la fracción no saturada

S_{w}^{u}.- Grado de saturación de la fracción no saturada

V^{d}.- Volumen de la fracción seca de suelo

f_d.- Fracción seca del suelo

$f(x)$.- Función de la distribución normal

σ.- Desviación estándar de la distribución normal

σ^2.- Varianza de la distribución normal

μ.- Media de la distribución normal

x.- Observación o dato de la distribución normal

e.- Función exponencial

π.- 3.1416

ϕ.- Ángulo de fricción interna del suelo

τ.- Resistencia cortante del suelo

c.- Cohesión del suelo

ψ_b.-Es la succión correspondiente al valor de entrada del aire

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Analizar teórica y experimentalmente el comportamiento del esfuerzo equivalente en suelos arenosos con limos (SM).

Hacer una propuesta teórica para establecer una ecuación basada en los trabajos de Murray (2002) para determinar al parámetro χ de Bishop que interviene en la determinación del esfuerzo equivalente en suelos SM no saturados y realizar mediciones en laboratorio para observar la correspondencia teórico-experimental. Determinar de manera experimental el comportamiento de resistencia al cortante de los suelos arenosos limosos y en especial observar el fenómeno de reducción de resistencia al cortante a altas succiones.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las curvas de retención de agua para ambas trayectorias de humedecimiento y secado con la técnica del papel filtro y del cilindro extractor de membrana.
- Clarificar de manera experimental el comportamiento de resistencia al cortante de los suelos arenosos limosos por medio de la realización de pruebas triaxiales con succión controlada para las trayectorias de secado y humedecimiento.
- Extender el análisis de Murray para el caso de suelos con estructura dual.
- Realizar comparaciones de los resultados teóricos y experimentales.

HIPÓTESIS

Se considera que, en general, los suelos presentan una estructura dual en donde coexiste una fracción saturada en la microestructura y una no saturada en la macroestructura cuando el suelo está sujeto al efecto de la succión. Bajo esta consideración es posible extender el análisis de Murray (2002) basado en la entalpía para un suelo en condiciones de equilibrio y con ello establecer una ecuación de esfuerzos equivalentes.

Este estudio se limitará al caso del esfuerzo equivalente para suelos no saturados del grupo SM; en este grupo de suelos las fuerzas entre las partículas dependen fundamentalmente de las fuerzas gravitacionales y del efecto producido por los meniscos, se considera que las fuerzas de superficie electroquímicas tienen un efecto despreciable. A partir de los esfuerzos equivalentes se establecen las relaciones que describen el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos no saturados.

1 INTRODUCCION

Actualmente el comportamiento de los suelos no saturados ha cobrado relevancia debido a que en la mayor parte de las obras de Ingeniería se trabaja con este tipo de suelos, por ejemplo la mayor parte de los rellenos, taludes, cimentaciones y excavaciones. De lo anterior se desprende la necesidad de comprender los mecanismos de resistencia cortante de los suelos no saturados.

El comportamiento de los suelos no saturados ha tratado de ser explicado con el concepto de los esfuerzos efectivos y el de las variables de estado de esfuerzo independientes. Desde el punto de vista de los esfuerzos efectivos está la ecuación de Bishop, pero debido a la dificultad de evaluar el parámetro hidromecánico χ se había abandonado la ecuación. Por lo que el problema se ha tratado la mayoría de las veces como lo propone Burland (1964), que el esfuerzo neto y la succión fueran consideradas como dos variables independientemente de estado de esfuerzo.

El comportamiento mecánico de los materiales porosos está controlado por los esfuerzos efectivos. Un caso de estos materiales es el suelo. El agua intersticial de un suelo no saturado está sujeta a esfuerzos internos por lo que se comporta de manera diferente al agua libre, este comportamiento es el resultado de la acción de las fuerzas de gravedad, de la atracción que ejerce la matriz sólida del suelo, las sales que se hallen disueltas y la presión de gases. El agua sujeta a estos campos de fuerzas actúa como ligadura o unión entre las partículas del suelo, estas conexiones entre partículas pueden clasificarse, tomando en cuenta los campos de fuerzas descritos, en los siguientes grupos:

1.- Ligas entre partículas por efecto de los meniscos de agua. Estas ligas proporcionan componentes al esfuerzo efectivo de un suelo no saturado, y pueden removidas por secado.

2.- Ligas entre partículas por meniscos con agua adsorbida en las que involucran efectos de fuerzas electroquímicas de atracción y repulsión.

El primer grupo de ligas o uniones entre partículas resulta físicamente adecuado para describir el comportamiento de los esfuerzos efectivos en suelos gruesos o finos como los limos. El segundo grupo de ligas por meniscos con agua adsorbida entre partículas puede incluirse en la descripción de los suelos finos arcillosos.

En realidad la mayoría de los suelos tienen estructuras complejas en las que se incluyen ambos tipos de ligas y una gama amplia de tamaños de partículas gruesas y finas. Lo anterior sugiere que la influencia de los meniscos de agua es fundamental en los valores del esfuerzo efectivo, estas primeras observaciones aún no se ha estudiado lo suficiente para comprender su comportamiento. Los esfuerzos efectivos regulan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y los cambios de volumen (Terzaghi, 1936). Cuando se consideran las relaciones entre la resistencia cortante del suelo y los esfuerzos intergranulares sin tomar en cuenta los cambios de volúmenes es preferible utilizar el término de esfuerzos equivalentes, en lugar de esfuerzos efectivos. En esta tesis se ha incluido únicamente el análisis correspondiente a los esfuerzos cortantes por lo que se empleará para el concepto de esfuerzos equivalentes (Rojas, 2006). Se muestra además de manera experimental, el comportamiento de resistencia al cortante de los suelos arenosos con limos y en especial se observa el fenómeno de reducción de resistencia al cortante a altas succiones. Se estudia este caso para clarificar la idea que comúnmente se tiene en la mecánica de suelos de que en la mayoría de los suelos finos la resistencia al cortante se incrementa con la succión, siguiendo un comportamiento lineal como lo propone Fredlund *et al.* (1978) con el ángulo ϕ^b; sin embargo esto no es el caso para todos los tipos de suelos. El ϕ^b se ha considerado como un valor constante en el plano del esfuerzo cortante y succión, lo cual no es valido para todos los tipos de suelos, el ϕ^b entonces deja de ser la inclinación de una recta y pasa ser una función. Bajo esta perspectiva, en la etapa experimental debe medirse la succión, pues se reconoce como variable de estado, a la cual se asocia a un grado de saturación o humedad, y reconociendo que la humedad no es una variable de estado, pues para un mismo grado de saturación puede tenerse más de

una succión. En este trabajo se han desarrollado una serie de pruebas triaxiales con succión controlada hechas en una arena limosa. Las pruebas fueron hechas en trayectorias de humedecimiento y secado con la succión controlada mediante circulación de aire con humedad relativa constante. Las curvas características de retención de agua (SWCC) fueron también obtenidas para ambas trayectorias, con la técnica del papel filtro, y para la trayectoria de secado se hicieron pruebas con el cilindro extractor de membrana. Los resultados de las pruebas triaxiales se muestran en diagramas p'-q, se han calculado los valores de χ obtenidos de algunas ecuaciones existentes para este parámetro. Además se desarrolla de manera analítica una ecuación para establecer el valor del parámetro χ de Bishop a partir de los trabajos teóricos de Murray (2002). En esta ecuación se consideran que el suelo tiene tres fracciones: saturada, no saturada y seca. Se modela la ecuación utilizando un programa desarrollado por Rojas, E. y finalmente se realizará una comparación entre los resultados teóricos y experimentales para determinar la pertinencia de la ecuación propuesta que describe los esfuerzos equivalentes de los suelos arenosos con limos no saturados.

2 REVISION DE LITERATURA

En los suelos saturados el comportamiento de resistencia y cambios volumétricos están controlados por los esfuerzos efectivos, sin embargo para el caso de los suelos no saturados no ha sido posible esclarecer este argumento. No existe una ecuación de esfuerzos efectivos para los suelos no saturados que sea aplicable a todos los tipos suelos. Bishop (1959) propuso una ecuación para esfuerzos efectivos para suelos no saturados, esta ecuación contiene el parámetro χ, para determinar este parámetro existen varias ecuaciones pero ninguna comprende todos los casos. Por otra parte, en la mecánica de suelos se ha considerado que la resistencia cortante de los suelos finos se incrementa con la succión; sin embargo esto no es el caso para todos los tipos de suelos. Existen algunos suelos cuya resistencia alcanza un máximo para cierta succión y luego se reduce para valores mayores de succión (Pereira *et al.*, 2006). No obstante, tales casos aún no han sido completamente documentados y analizados.

Terzaghi, (1936) estableció el principio de los esfuerzos efectivos, y en mecánica se han definido a esos esfuerzos como aquellos que controlan la resistencia al cortante y los cambios de volumen de los suelos, estos últimos generalmente se han relacionado con el fenómeno de consolidación. Este principio considera que tanto las partículas sólidas y el agua son incompresibles además de que puede ser despreciada el área de contacto entre dos partículas. Esta última consideración la explicó Skempton, (1961) a partir de la relación de áreas definida como $a = A_s / A$, donde A_s representa el área de contacto entre dos partículas y A el área tributaria media en donde se aplica el esfuerzo total normal, σ. La relación a resulta pequeña que puede despreciarse. Bajo estas condiciones la ecuación de esfuerzos efectivos puede escribirse como:

$$\sigma' = \sigma - (1-a)u_w \qquad (1)$$

En esta ecuación generalmente a no se conoce, en la práctica se dificulta obtener su valor y se desprecia por resultar pequeña. Así, la ecuación de esfuerzos efectivos para suelos saturados se escribe de la siguiente forma:

$$\sigma' = \sigma - u_w \qquad (2)$$

En la ecuación anterior σ' representa el esfuerzo efectivo y es el resultado de la diferencia entre el esfuerzo total σ y la presión intersticial o de poro u_w.Posteriormente Skempton, (1960) propuso una ecuación para explicar el comportamiento de la resistencia de los suelos en la que introdujo un parámetro *k* que toma en cuenta el efecto de las áreas de contacto despreciado por Terzaghi. La ecuación de Skempton es la siguiente:

$$\sigma' = \sigma - k u_w \qquad (3)$$

Para Skempton σ' es el esfuerzo efectivo y σ es el esfuerzo total, en donde $k = 1 - a \tan \psi / \tan \varphi$, en esta expresión a es el área de contacto entre las partículas por unidad de área del material, ψ es el ángulo de fricción del material que constituye las partículas sólidas y φ es el ángulo de fricción interna del medio granular.

Lade y De Boer (1997) proponen para el comportamiento volumétrico de los suelos saturados $k=1-(1-n)Cs/Ce$, donde *n* es la porosidad, *Cs* es la compresibilidad del material sólido de las partículas de suelo y *Ce* es la compresibilidad de la estructura del suelo.

Para el caso de los suelos no saturados existe la controversia con respecto a la existencia de una ecuación de esfuerzos efectivos que pueda explicar ese comportamiento. Croney *et al.*, (1958) establecieron una ecuación de esfuerzos efectivos para un suelo no saturado:

$$\sigma' = \sigma - \beta' u_w \tag{4}$$

En la ecuación anterior *σ'* es el esfuerzo normal efectivo, *σ* es el esfuerzo normal total, β' es un factor que representa una medida del número de vínculos o ligaduras bajo tensión, efectivo en la contribución de la resistencia cortante del suelo, y u_w es la presión de poro.

Bishop, (1959) sugiere otra ecuación de esfuerzos efectivos para suelos no saturados, en esta ecuación incluyó un parámetro hidromecánico χ, este parámetro presenta el inconveniente de que aún no existe una metodología para establecer su valor, y aún es motivo de investigaciones. La ecuación de Bishop es la siguiente:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \tag{5}$$

En la ecuación de Bishop σ' es el esfuerzo efectivo, $\sigma - u_a$ es el esfuerzo neto, $(u_a - u_w)$ es la succión y χ es el parámetro de Bishop, se considera la unidad para suelos saturados, en este caso la ecuación de Bishop se reduce a la de Terzaghi, y se toma como cero para suelos secos. El producto $\chi(u_a - u_w)$ representa el esfuerzo cohesivo. A la ecuación de Bishop le siguieron otras de la misma forma; Aitchison, (1961) define que el esfuerzo efectivo está dado por la ecuación:

$$\sigma' = \sigma + \psi p'' \tag{6}$$

En la ecuación (5) ψ es un parámetro que varía de cero a uno y *p''* es definida como la deficiencia de la presión de agua en los poros. Jennings, (1961) también establece la siguiente ecuación:

$$\sigma' = \sigma + \beta p'' \tag{7}$$

Para Jennings *p''* es la presión de agua negativa en los poros, pero tomada como valor positivo y β es un factor estadístico del mismo tipo tal como el área de

contacto y debe ser medido experimentalmente. Burland, (1964,1965) sugirió que el comportamiento mecánico de los suelos no saturados debe ser relacionado a las variables $(\sigma' - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ siempre que sea posible. Aitchison, (1965) presentó una ecuación considerando las componentes de succión mátrica y osmótica:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m p_m'' + \chi_s p_s'' \qquad (8)$$

En la ecuación anterior p_m'' es la succión mátrica p_s'' es la succión salina, y χ_m y χ_s son los parámetros para cada una de las succiones mátrica y osmótica respectivamente y varían entre cero y uno.

Richards, (1966) propone una ecuación similar a la de Aitchinson con el uso de las dos componentes de succión para estimar el esfuerzo efectivo a través de la siguiente ecuación:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_w) + \chi_s (h_m + u_a) \qquad (9)$$

Donde:

χ_m es parámetro de esfuerzo efectivo para la succión mátrica;

h_m es la succión mátrica;

χ_s es el parámetro de esfuerzo efectivo para la succión salina; y

h_s es la succión salina.

En el estudio de los suelos parcialmente saturados resulta de interés la curva característica de retención de agua (SWCC) que expresa la relación entre el contenido de agua y la succión. El contenido de agua puede ser el contenido gravimétrico de agua, el contenido volumétrico o el grado de saturación. Para tomar en cuenta la succión se han desarrollado modelos porosos probabilistas para simular las curvas características (Rojas, 2006).

La curva característica puede definirse como la relación que existe entre el contenido de agua que es capaz de retener el suelo y la succión, es posible distinguir dos curvas características principales, una para procesos de humedecimiento y otras para procesos de secado, generalmente para un mismo suelo bajo el mismo grado de saturación la trayectoria de secado presenta succión mayor que la trayectoria de humedecimiento.

Históricamente se han propuesto fórmulas para determinar la curva característica, y de todas ellas se pueden derivar de la siguiente expresión general:

$$a_1\Theta^{b_1} + a_2 \exp(a_3\Theta^{b_1}) = a_4\Psi^{b_2} + a_5 \exp(a_6\Psi^{b_2}) + a^7 \tag{10}$$

Donde:

$a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1$ y b_2 son constantes.

$\Theta = (\theta_w - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ es el contenido volumétrico normalizado de agua.

θ_w es el contenido volumétrico de agua.

θ_r es la humedad volumétrica residual.

θ_s es la humedad volumétrica de saturación.

A partir de (9) se puede llegar a las ecuaciones:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + a\Psi^b} \tag{11}$$

En la ecuación (11) propuesta por Gardner (1958) θ_r es el contenido volumétrico residual de agua, a y b son parámetros de ajuste.

Brooks y Corey (1964) propusieron la siguiente expresión:

$$\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)\left(\frac{a}{\Psi}\right)^b \tag{12}$$

Donde:
θ_w es el contenido volumétrico de agua.

θ_s es el contenido volumétrico de agua en la saturación.

θ_r es el contenido volumétrico residual de agua.
a es la succión mátrica correspondiente a $(\theta_s + \theta_r)/2$
b es el factor de pendiente.

Farrel y Larson (1972) propusieron la ecuación:

$$\Psi = \Psi_{cr} \exp\left[\alpha(1-\Theta)\right] \tag{13}$$

Donde:
Ψ es la succión.
Ψ_{cr} es el valor de succión de entrada de aire.

Θ es el contenido volumétrico normalizado de agua.

α = es una constante.

Van Genuchten (1980) formuló la siguiente expresión para la curva característica:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{(1 + a\Psi^b)^c} \tag{14}$$

Donde:

Ψ es la succión.

θ_s es contenido volumétrico de agua en la saturación.

θ_r es el contenido volumétrico residual de agua.

a,b,c son parámetros de ajuste de forma de curva.

McKee y Bumb (1984) proponen la ecuación (15) y en 1987 la ecuación (16).

$$\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)\exp\left(\frac{a - \Psi}{b}\right) \tag{15}$$

Donde:

θ_s es el contenido volumétrico de agua

θ_r es el contenido volumétrico residual de agua

a , b son parámetros de ajuste.

$$\theta_w = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{1 + \exp\left(\frac{\Psi - a}{b}\right)} \tag{16}$$

Donde:

θ_s es el contenido volumétrico de agua en la saturación.

θ_r es el contenido volumétrico residual de agua.

a y b son valores de ajuste de la curva.

La siguiente ecuación es conocida como curva logística de Seber y Will (1989):

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^b} \tag{17}$$

Donde:

θ_w es el contenido volumétrico de agua.

θ_s es el contenido volumétrico de agua en la saturación.

θ_r es el contenido volumétrico residual de agua.

a es la succión mátrica correspondiente al contenido volumétrico de agua de $(\theta_s + \theta_r)/2$

b es el factor de pendiente.

Fredlund *et al.* (1994), define la curva característica a través de los siguientes elementos θ_s que es la humedad volumétrica de saturación en la trayectoria de la curva de secado, $\theta_s^{'}$ que es la humedad volumétrica de saturación en la trayectoria de la curva de humedecimiento, $\theta_s - \theta_s^{'}$ es el contenido de aire residual θ_r es la

humedad volumétrica residual y ψ_b es la succión correspondiente al valor de entrada del aire. Estos elementos se indican en la figura 2.1.

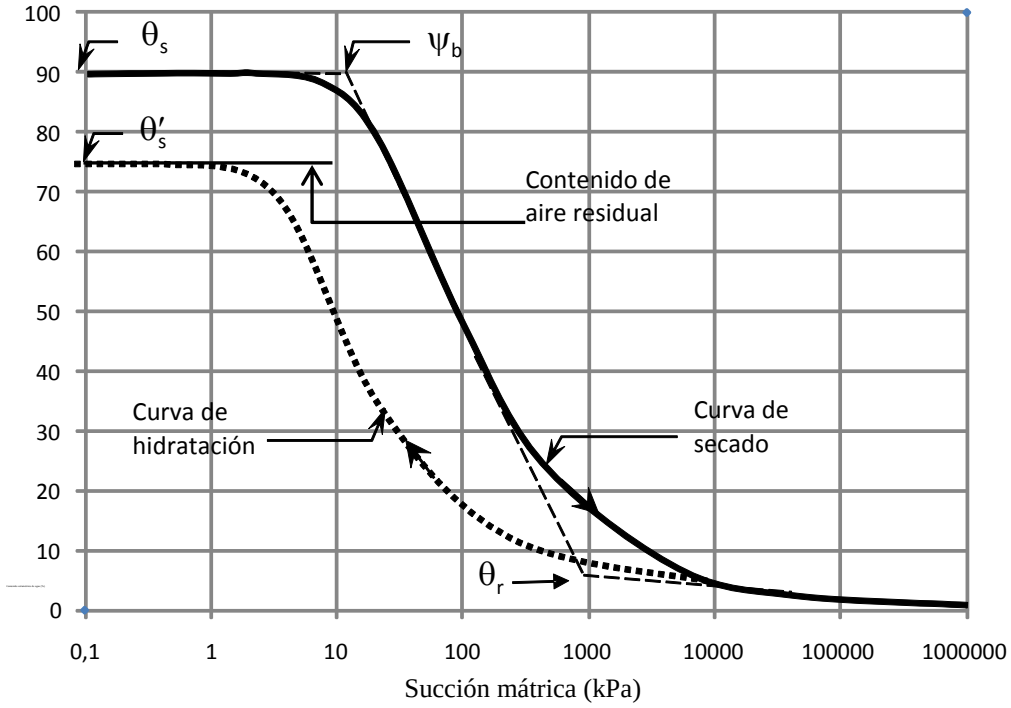


Figura 2.1 Elementos de una curva característica de retención de agua según Fredlund *et al.* (1994).

Fredlund y Xing (1994) propusieron la siguiente ecuación para obtener la curva característica.

$$\Theta = \left[\frac{1}{\ln\left[e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right]} \right]^m \tag{18}$$

Donde.
Θ es el contenido volumétrico normalizado de agua.
Ψ es la succión.
a,n,m son los parámetros de ajuste.

A partir de la ecuación (12) Fredlund y Xing (1994) propusieron otra ecuación que incluye un factor de corrección.

$$\Theta = C(\Psi)\left[\frac{1}{\ln\left[e+\left(\frac{\Psi}{a}\right)^{n}\right]}\right]^{m} \tag{19}$$

$$C(\Psi) = 1 - \frac{\ln\left(1+\frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(1+\frac{1000000}{\Psi_r}\right)} \tag{20}$$

Donde:

$C(\Psi)$ es el factor de corrección.

Ψ_r es el valor de la succión correspondiente al contenido volumétrico residual normalizado de agua.

Existen algunas fórmulas que correlacionan la distribución granulométrica con la curva característica de retención de agua. Arya et al, (1981) presentó una ecuación para obtener la curva característica a partir de la distribución granulométrica de las partículas sólidas; su propuesta consiste en asumir que la humedad característica del suelo es esencialmente una curva de distribución de tamaños de poro, bajo está idea las partículas sólidas las considera como esferas y la distribución granulométrica la divide en $n = ,1,2,3...$ fracciones de esferas de radio medio R y loss poros los resultantes son aproximados a tubos capilares cilíndricos de tamaño uniforme cuyos radios r están relacionados al radio medio de las partículas de cada una de las fracciones. Así la para la $i-ésima$ fracción de partículas sólidas los radios de los poros asociados está dada por la ecuación:

$$r_i = R_i\left[4en_i^{(1-\alpha)}/6\right]^{1/2} \tag{21}$$

Donde:

r_i es el radio medio de poro.

R_i es el radio medio de la partícula sólida de suelo considerada como esfera.

e es la relación de vacíos.

n_i es el número de partículas soídas.

α es una constante empírica que varía de 1.35 a 1.40.

Respecto a la resistencia al esfuerzo cortante, Fredlund *et al.* (1978) estableció una ecuación para los suelos no saturados tomando en cuenta la succión mátrica, esta ecuación se escribe a continuación.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \qquad (19)$$

En esta ecuación τ_{ff} es la resistencia cortante en la falla, c' es la cohesión efectiva, $(\sigma_f - u_a)_f$ es el esfuerzo normal neto en el plano de falla, $u_{a\,f}$ es la presión del aire en los poros en el plano de falla, ϕ' es el ángulo de fricción interna asociado con el esfuerzo normal neto, $(u_a - u_w)_f$ es la succión mátrica en el plano de falla y ϕ^b es el ángulo de fricción que indica la razón en que cambia la resistencia cortante con respecto a la succión mátrica. Las variables descritas de esta ecuación se pueden representar en las figuras 13 y 14 haciendo uso de los círculos de Mohr.

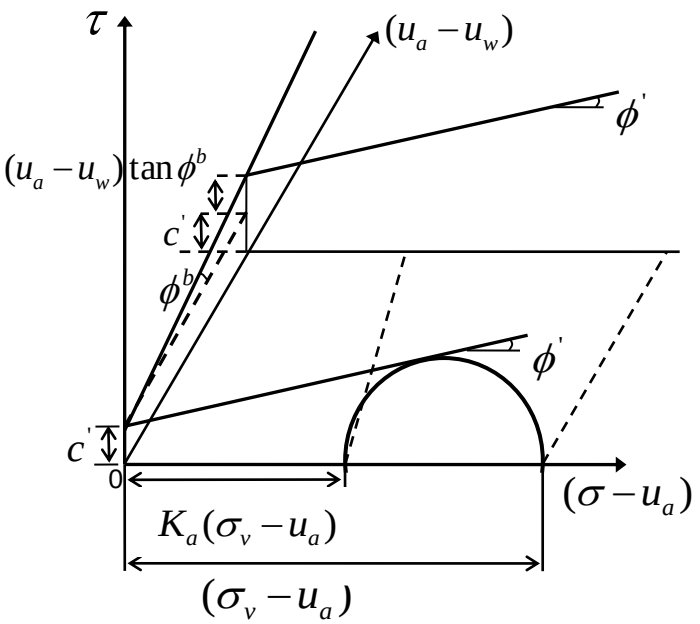


Figura 2.2 Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos no saturados, Fredlund *et al.* (1978).

La superficie plana que forma un plano envolvente de falla que se forma según lo indicado en la figura anterior no se cumple para todos los tipo de suelo, el suelo analizado en este trabajo es uno de ellos.

Más esfuerzos por comprender el comportamiento de la resistencia al cortante de los suelos no saturados se han realizado, Garven y Vanapalli (2006) reportan una evaluación de los procedimientos empíricos para predecir la resistencia cortante de los suelos no saturados, y concluyen que hasta la fecha no existe una única ecuación de capaz de predecir de forma confiable la resistencia cortante de todos los suelos.

Recientemente se ha tratado de relacionar experimentalmente la curva característica de retención de agua del suelo con su comportamiento a la resistencia cortante (Thamer *et al.*, 2006), y se han desarrollado modelos de redes porosas para predecir los cambios de volumen en materiales como las arcillas compactadas (Simms y Yanful, 2005). Sin embargo, aún prevalece la conclusión antes mencionada de Garven y Vanapalli, no hay una ecuación adecuada para todos los tipos de suelos y rangos de succión que prediga la resistencia al esfuerzo cortante de todos los

suelos, por esta razón es necesario realizar más experimentación y desarrollar la base teórica del comportamiento de suelos.

2.1 Base teórica del Modelo

Los principios de la termodinámica pueden ser aplicados para establecer un modelo que explique el comportamiento de resistencia de los suelos. Es necesario definir el concepto de entalpía, para comprender el modelo que se presentará, la entalpía es una magnitud termodinámica, simbolizada con la letra H, cuyo valor expresa una medida de la cantidad de energía absorbida o cedida por un sistema termodinámico, es decir, la cantidad de energía que un sistema puede intercambiar con su entorno. Murray, E.J.(2002), presentó una ecuación de estado para suelos no saturados, basada en la entalpía, esta ecuación se establece como sigue:

$$H_t = H_w + H_a + H_s \tag{20}$$

En donde:

H_t es la entalpía total.

H_w es la entalpía de la fase de agua.

H_a es la entalpía de la fase de aire.

H_s es la entalpía de la fase sólida.

La ecuación anterior se puede escribir como:

$$pV = u_w V_w + W + C + A + u_a V_a + D + u_s V_s + p'_c V \tag{21}$$

$$H_w = u_w V_w + W + C + A \tag{22}$$

$$H_a = u_a V_a + D \tag{23}$$

$$H_s = u_s V_s + p'_c V \tag{24}$$

En donde:

W, C, A y D son las componentes de entalpía internas asociadas con el vapor de agua, capa contráctil, agua adsorbida y aire disuelto y en general se desprecian.

p es el esfuerzo total.

V es el volumen total.

u_w es la presión de agua en los poros.

V_w es el volumen de agua en los poros.

u_a es la presión de aire en los poros.

V_a es el volumen de aire en los poros.

u_s es el esfuerzo en las partículas del suelo.

V_s es el volumen de sólidos.

p'_c es el esfuerzo acoplado (entre partículas).

El modelo de Murray conduce a establecer la resistencia de un suelo con la siguiente ecuación:

$$\frac{q}{s} = M_t\left[\frac{p'_c}{s} - 1\right] + \Lambda \qquad (25)$$

En donde:

q es el esfuerzo desviador obtenido de ensayes triaxiales.

s es la succión.

p'_c es el esfuerzo acoplado.

M_t es la pendiente unitaria de la recta que representa a los pares ordenados en un sistema coordenado $p'_c / s - q / s$.

Λ es la ordenada al origen de la recta.

El modelo de Murray no incluye la presión del aire entre paquetes de partículas saturadas y tampoco condiciones de conexiones entre los paquetes

saturados en los que se incluya presión de agua y de aire a la vez. Finalmente no incluye a los suelos saturados, ya que se indetermina cuando la succión es nula.

La propuesta de Murray constituye la base del planteamiento de la ecuación para establecer el parámetro χ de Bishop desarrollada en este trabajo conjuntamente con las observaciones experimentales que han indicado que en general los suelos reales presentan una macroestructura y una microestructura (Sridharan et al, 1971). La macroestructura esta formada por las partículas mayores que las arcillas y no muestran floculación y se separan fácilmente cuando están secas. La microestructura está compuesta principalmente de partículas arcillosas que floculan y no se separan fácilmente cuando están secas. La macroestructura es susceptible a cambiar su grado de saturación por efectos de cambios en las succión, a medida que la succión se incrementa el volumen de saturación se reduce hasta que desaparece. En tanto que en la microestructura formada por partículas y poros muy pequeños el agua permanece en las capas adsorción, una esquematización de la coexistencia de esas estructuras se presenta en la figura 2.3.

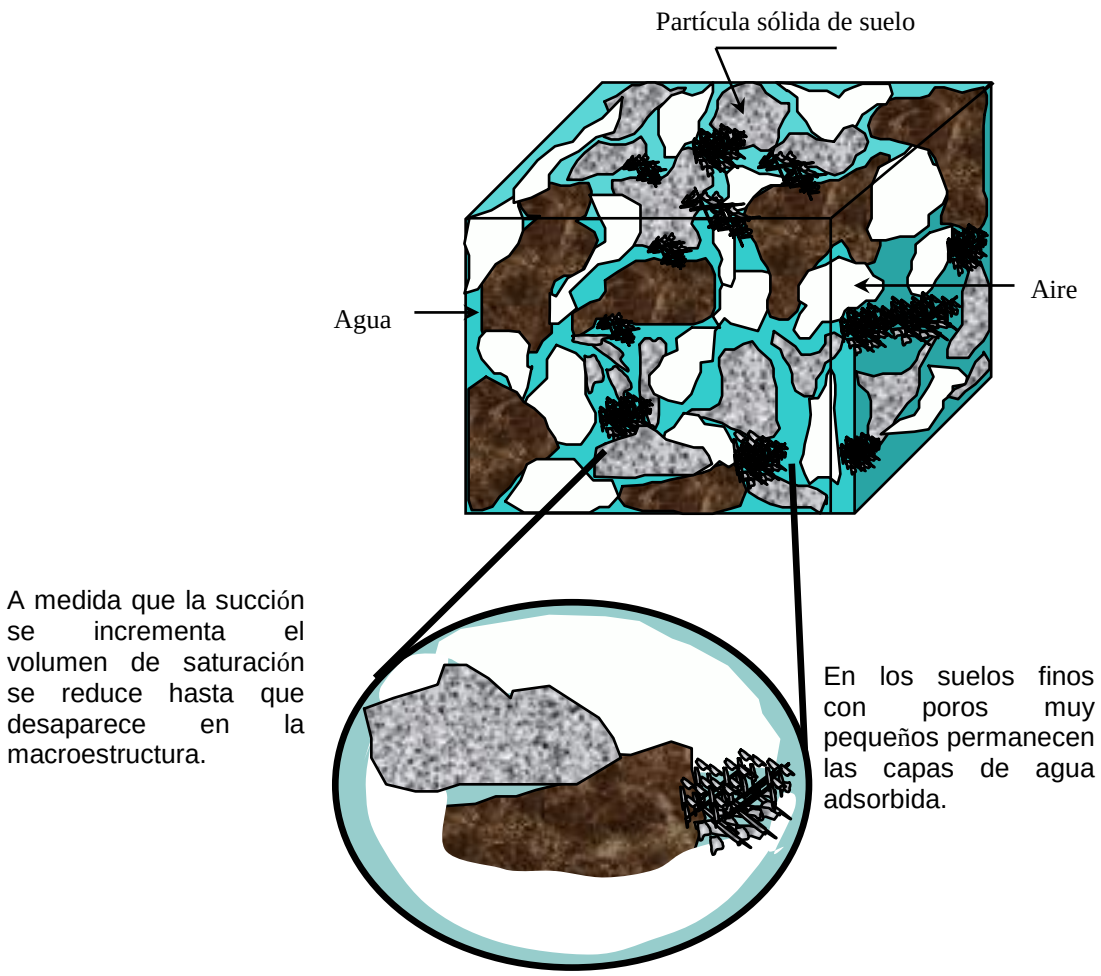


Figura 2.3. Coexistencia de macroestructura y microestructura en suelos.

2.2 Ecuación para esfuerzo equivalente de Murray

Se propone una ecuación para explicar el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados, en particular para el caso de una arena limosa. Esta ecuación representa el esfuerzo equivalente y es una extensión del modelo de Murray. Se considera que los suelos presentan una estructura dual con una microestructura y una macroestuctura que hay condiciones isotérmicas, con la succión constante.

Se considera que en los suelos se forman tanto la microestructura con partículas finas y poros muy pequeños como la macroestructura con partículas y poros de mayor tamaño. Esas estructuras coexisten, las primeras se mantienen saturadas y las segundas pueden variar su estado de saturación. Cuando la succión de un suelo cambia, en la trayectoria de secado, algunas fracciones de la masa de suelo permanecerán saturadas mientras que otras reducirán su contenido de agua, esto quiere decir que las porciones de suelo que representan la microestructura no son capaces de drenarse y sus microporos permanecen saturados, en tanto que aquellas porciones que representan la macroestructura se drenan. El suelo con estructura dual puede representarse en la siguiente figura.

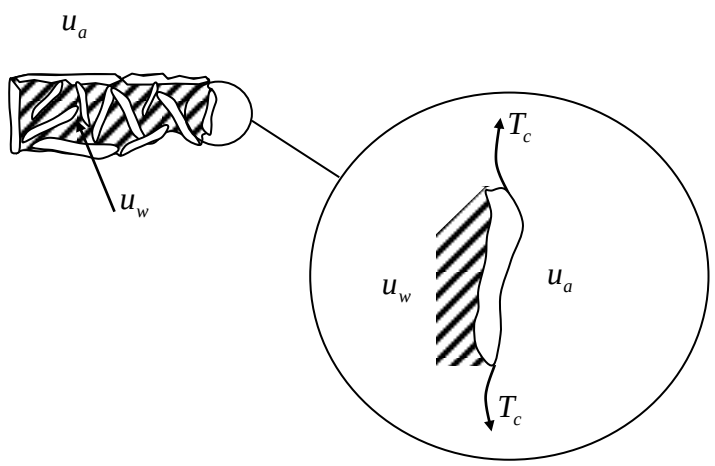


Figura 2.4 Paquetes de partículas saturadas, Murray, E.J.(2002).

A partir de lo anterior se deducirá la ecuación propuesta por Murray.

$$pV = u_w V_w + u_a V_a + u_s V_s + p'_c V \tag{26}$$

Los paquetes de Murray saturados (según Barden y Sides en 1970) están rodeados por aire, entonces considera:

$$u_s V_s = a u_w V_s \tag{27}$$

siendo $a \approx 1$

$$pV = u_w V_w + u_a V_a + u_w V_s + p'_c V \tag{28}$$

$$p'_c = p - \frac{u_w V_w + u_a V_a + u_w V_s}{V} \tag{29}$$

Tomando $V = V_a + V_w + V_s$ (30)

$$p'_c = p - u_w \frac{V_w}{V} - u_a \frac{(V - V_w - V_s)}{V} - u_w \frac{V_s}{V} \tag{31}$$

$$p'_c = p - u_w \frac{V_w}{V} - u_a + u_a \frac{V_w}{V} + u_a \frac{V_s}{V} - u_w \frac{V_s}{V} \tag{32}$$

$$p'_c = p - u_a + \frac{V_w}{V}(u_a - u_w) + \frac{V_s}{V}(u_a - u_w) \tag{33}$$

$$p'_c = p - u_a + (u_a - u_w)\left(\frac{V_w}{V} + \frac{V_s}{V}\right) = p - u_a + (u_a - u_w)\left(\frac{V_w + V_s}{V}\right) \tag{34}$$

Considerando que:

$$S_w = \frac{V_w}{V_v} \tag{35}$$

$$V_v = \frac{V_w}{S_w} \tag{36}$$

$$V = 1 + e \tag{37}$$

$$V_v = e \tag{38}$$

$$p'_c = p - u_a + s\left(\frac{V_w + V - V_v}{V}\right) = p - u_a + s\left(\frac{V_v S_w + V - V_v}{V}\right) \tag{39}$$

$$p'_c = p - u_a + s\left(\frac{eS_w + 1 + e - e}{1 + e}\right) = p - u_a + s\left(\frac{1 + eS_w}{1 + e}\right) \tag{40}$$

Finalmente se obtiene la expresión de Murray para describir el esfuerzo acoplado:

$$p'_c = p - u_a + s\left(\frac{1 + eS_w}{1 + e}\right) \tag{41}$$

3 METODOLOGÍA

3.1 Desarrollo experimental

Los procedimientos que se realizaron durante el trabajo de investigación se citan a continuación, y se tratan con mayor amplitud posteriormente.

Selección del suelo para estudio. Existen estudios experimentales en los que se ha observado que la resistencia cortante de los suelos finos se incrementa con la succión; sin embargo esto no es el caso para todos los suelos. Con el objetivo de tener un caso más amplio de estudio incluyendo esa excepción de comportamiento de suelos, en este trabajo de investigación se estudia un tipo de suelo cuya resistencia alcanza un máximo para cierta succión y luego se reduce para valores mayores de succión, ya que esos casos aún no han sido completamente documentados y analizados.

En esta parte de la investigación se realizó el muestreo, la clasificación del suelo, determinación de sus propiedades índices, se tomaron micrografías y se realizaron las descripciones petrográficas y petrofísicas del material de estudio.

En un segundo bloque del estudio, en el laboratorio se hicieron las pruebas y determinaciones que a continuación se indican con el objetivo de tener los elementos necesarios para modelar el comportamiento mecánico del suelo y observar la variación del parámetro χ de Bishop. Se determinaron las curvas características de retención de agua en trayectoria de secado y humedecimiento, se hicieron pruebas de compresión triaxial conociendo la succión inicial, pruebas de compresión triaxial con succión controlada por medio de transferencia de aire con humedad relativa constante, ensayes de consolidación unidimensional en trayectorias de humedecimiento y secado y la determinación de porosimetría por análisis de micrografías.

El tercer bloque del estudio corresponde a establecer la base teórica del modelo que se sigue en esta investigación, aquí se describe la ecuación para esfuerzo

equivalente de Murray, se desarrolla una extensión de este modelo y se aplica un modelo computacional para finalmente obtener los resultados teóricos y se establece la discusión de los mismos.

El procedimiento se puede describir en tres etapas: A) Selección de suelo, B) Desarrollo experimental y C) Desarrollo teórico, estas etapas se indican en el siguiente diagrama de la figura 3.1

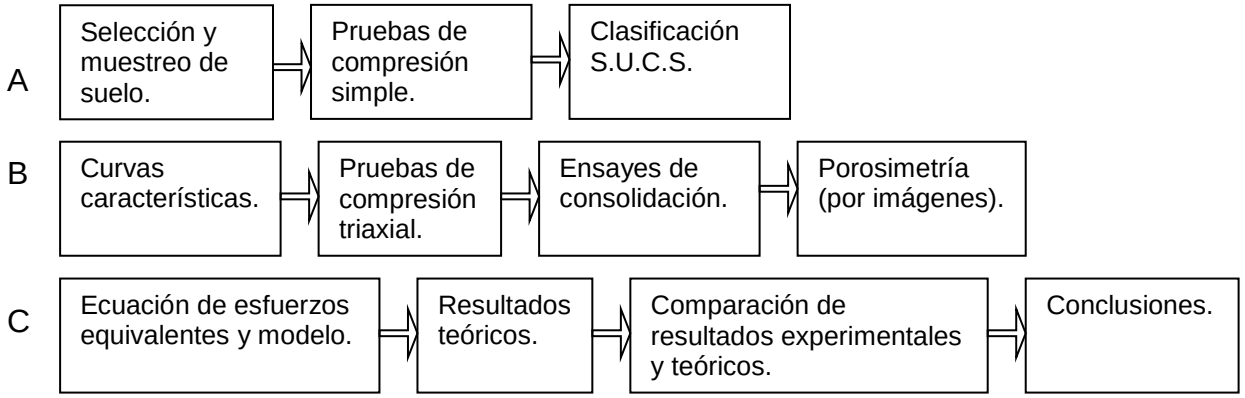


Figura 3.1 Metodología de investigación utilizada.

3.1.1 Muestreo de suelo

El suelo que se utiliza en esta investigación es de origen transportado y se localiza en la ciudad Valle de Santiago, Gto., en la salida a Huanímaro (sobre el Km 1+000) el sitio se explota como material de banco para la industria de la construcción. El muestreo de suelo realizado fue del tipo alterado, utilizando herramientas manuales y costales de plástico para su transporte a laboratorio.

Para determinar si el suelo muestreado era adecuado para la investigación y seguir trabajando con más pruebas de laboratorio se seleccionó una granulometría de tal forma que el suelo quedara con 79% de arena (sin retenido en la malla No. 10) y 21% de suelo fino limoso. El suelo con la granulometría anterior se mezcló con

agua para realizar pruebas de compresión simple en probetas remoldeadas con diferentes contenidos de humedad, se controló la reproducción de las probetas por medio del peso específico; sin embargo cabe indicar que en estos ensayes preliminares hubo cierta variación en los pesos específicos, causados por el método dinámico de compactación utilizado para la reproducción de las probetas.

Las probetas se fabricaron en un molde de media caña de diámetro 3.6 cm y la altura de 7.2 cm, la humedad inicial de remoldeo fue de 19.53%, cada probeta se hizo con 5 capas de suelo, cada capa de 35 g, se aplicó en caída libre de 49.7 cm 10 veces el pisón metálico de la prueba de valor cementante que tiene un peso de 905.4 g, de esta forma la energía específica aplicada fue de 3011.7 kJ, entre capas se realizó anclaje por medio de escarificación; y el equipo se observa en la figura 3.2.

Figura 3.2 Equipo de reproducción de probetas para ensayes de compresión simple.

Con estas pruebas se buscó que el suelo presentara un máximo de resistencia al esfuerzo cortante al variar la humedad tal como se observa en la figura 3.3.

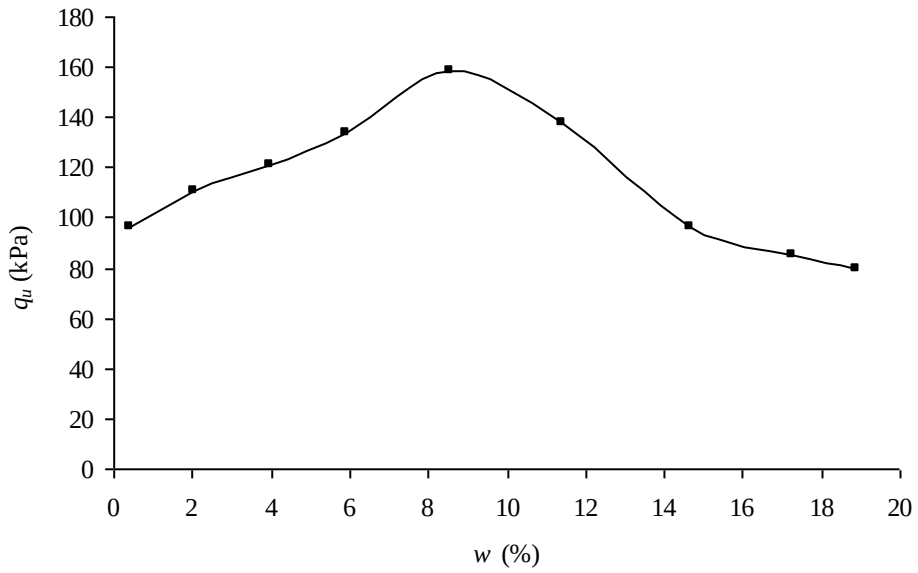


Figura 3.3 Pruebas de compresión simple en trayectoria de secado. Se observa incremento de resistencia al secar hasta cierto valor de humedad, después decrece la resistencia al continuar el secado.

3.1.2 Clasificación de suelos y determinación de propiedades índice

Para clasificar el suelo se utilizó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), para lo cual se determinó la composición granulométrica y propiedades plásticas. Se realizó análisis granulométrico por medio de tamices e hidrómetro, para las propiedades plásticas se utilizaron los procedimientos propuestos por A. Casagrande, cabe señalar que el suelo no presentó plasticidad para el tamaños menores a la malla No. 40. Los resultados se indican en la tabla 3.1 y en la figura 3.4.

Tabla 3.1 Propiedades índice del suelo.

Grava %	0
Arena %	79
Limo %	21
Arcilla %	0
Plasticidad	No presenta
Contracción	No presenta
Ss	2.43
Relación de vacíos (e)	0.543
Peso específico seco promedio (KN/m^3)	14.889
Humedad de remoldeo (ω%)	19.53
Clasificación SUCS	(SM)- arena limosa.

Como se indica en la tabla 3.1 el suelo ensayado es del grupo de arenas limosas (SM) de acuerdo al SUCS, en su porción fina no se encontraron arcillas de acuerdo al análisis hidrométrico. Cuando se seleccionó la granulometría para probetas y con objeto de reducir la posible fracción arcillosa del suelo, se realizó lo siguiente: a) se secó al ambiente de laboratorio la muestra de suelo, b) se pasó por la malla No. 10. Esto para eliminar partículas que pudieran perforar en futuras pruebas las membranas de ensayes triaxiales, c) se dividió en dos porciones la muestra y una porción se lavó utilizando la malla No. 200. Este material lavado se seco al horno por 24 h, y d) se mezcló en igual peso (50%-50%) suelo de la porción lavada y seca con suelo de la porción que únicamente se paso por la malla No. 10.

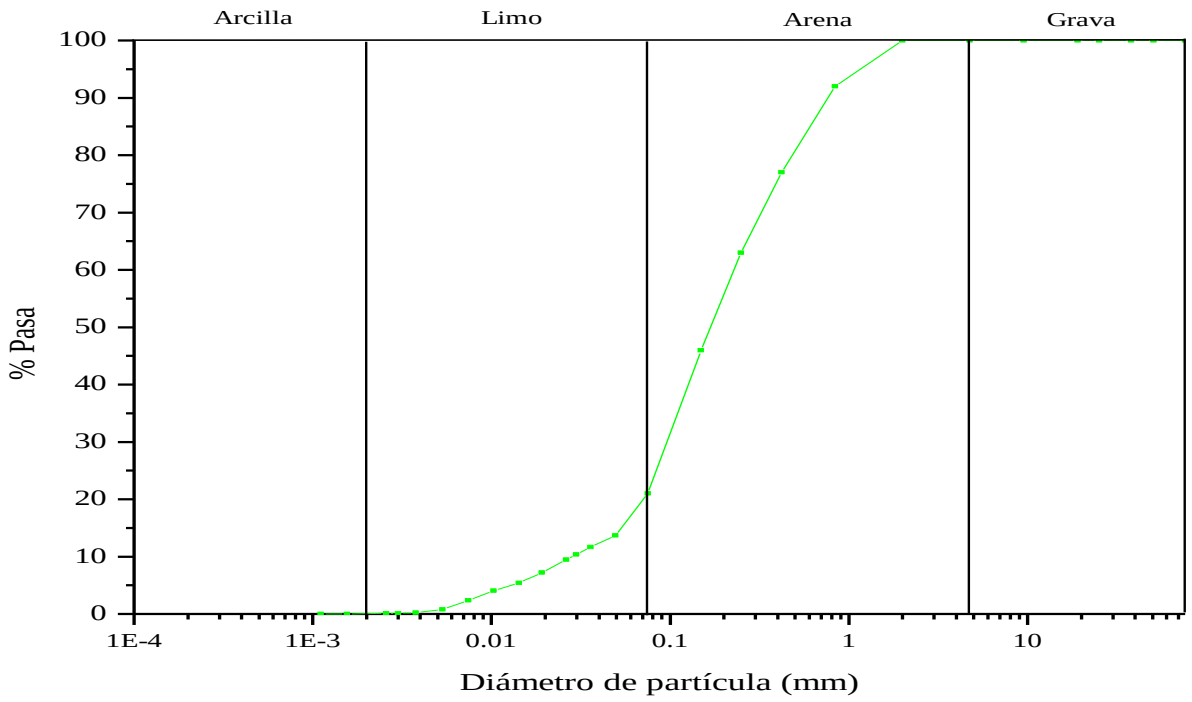


Figura 3.4. Curva granulométrica. Esta granulometría se obtuvo por medio de mallas e hidrómetro, no se encontraron cantidades apreciables de arcillas.

En esta investigación se determinaron las curvas características de retención de agua del suelo (SM) en estudio en las trayectorias de secado y de humedecimiento. Para esto se aplicó la prueba con papel filtro para determinar la succión, siguiendo el procedimiento establecido por American Society for Testing and Materials (ASTM) en la norma D 5298-94. El papel filtro utilizado fue Schleicher and Schuell No. 589 y su curva de calibración esta en la figura 3.5.

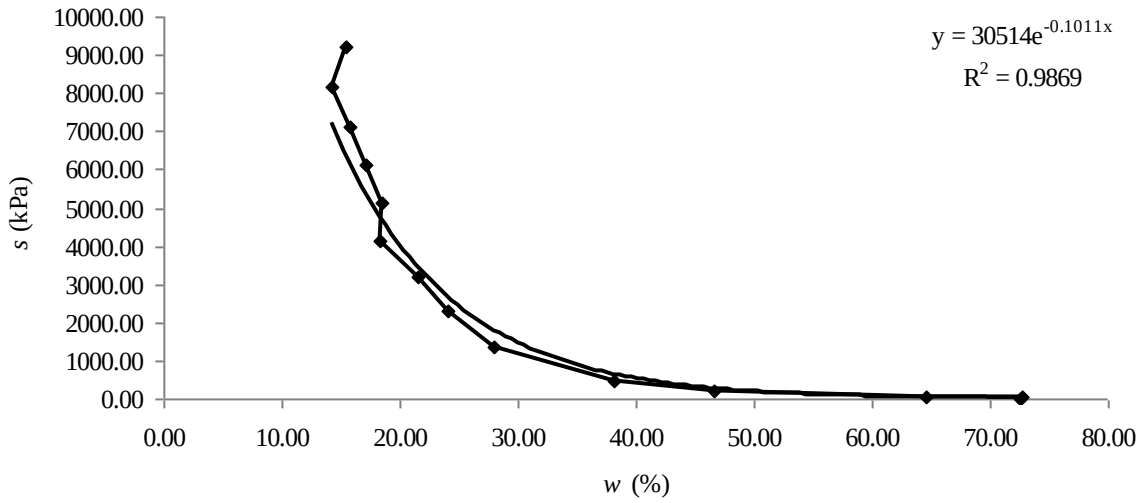


Figura 3.5 Curva de calibración del papel filtro Schleicher and Schuell No. 589.

Las curvas características se muestran en la figura 3.6 y los valores numéricos están en la tabla 3.2. Con el objetivo de tener datos comprobatorios y una mejor definición de la curva característica en trayectoria de secado, ya obtenida con la metodología del papel filtro, se utilizó un cilindro extractor con membrana. Este equipo es un contenedor en el que se colocan las muestras de suelo saturadas previamente por inmersión, posteriormente se presuriza con nitrógeno dicho contenedor con las muestras de suelo en su interior, con el objetivo de deshidratarlas. El drenando del agua de las muestras de suelo se logra a través de la membrana colocada en un plato drenante en la parte inferior del equipo. La norma de referencia para la opresión del cilindro extractor de membrana es la ASTM D3152. El rango de presiones de cilindro extractor está comprendido de 9.855e-02 MPa a 1.4783 MPa; durante la operación se espera que a bajas presiones el agua tarde en fluir a través de la membrana, y a medida que se incrementa la presión el tiempo disminuya para que el agua atraviese la membrana y lograr el equilibrio del sistema. El equilibrio se logra cuando la presión que se aplica ya no es capaz de drenar agua

de la muestra de suelo, el drenaje de las muestras se monitorea en la bureta de medición de cambios de volumen.

Se prepararon muestras de suelo en un ambiente de temperatura (20º C) y humedad relativa controlados. Las muestras corresponden a la granulometría del suelo de la figura 3.4. Estas muestras fueron hechas en el interior de anillos de aluminio de 5.72 cm (2 ¼”) de diámetro y altura de 1.0 cm y compactadas por presión estática, controlando el peso específico seco (14.889 kN/m^3) y la humedad de remoldeo (19.53%), posteriormente se saturaron y se tuvo el cuidado de obtener caras planas de las muestras estando en el interior de los anillos, se debe revisar que la cara inferior tenga contacto con la membrana celulosa. La membrana de celulosa porosa tiene la característica que solo deja pasar el agua, así de esta manera a medida que se aplican incrementos sucesivos de presión con el nitrógeno se van deshidratando las muestras de suelo colocadas sobre esa membrana, manteniendo la presión en el interior del suelo y la cámara. El agua se drena por un orificio en el fondo del cilindro extractor y se deposita en una bureta graduada (de aproximación de 0.1 ml), en esta bureta se observan los cambios de volumen por el agua que se drena de las muestras debido a una presión dada por el nitrógeno, cuando ya no hay cambios en el volumen se abre el cilindro extractor, se miden la disminución de altura de las muestras de suelo y pesan. Por diferencias en el peso, se determina la disminución en el grado de saturación y la presión aplicada por el nitrógeno se considera como la succión, de esta forma se tienen pares (succión, grado de saturación) que se grafican. Se repite este proceso hasta llegar a los límites de capacidad de la membrana, ya que con presiones ligeramente superiores a los 4000 kPa tienden a romperse. En la figura 3.7 se presenta el equipo descrito.

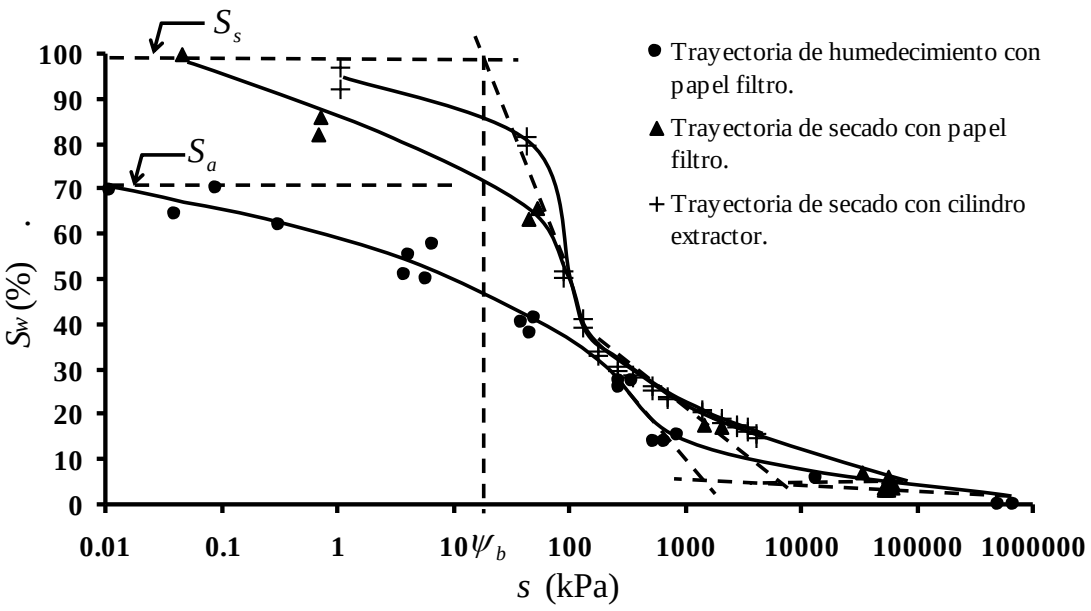


Figura 3.6 Curvas características de retención de agua obtenidas con la metodología del papel filtro y cilindro extractor.

Tabla 3.2 Valores succión y grados de saturación de las curvas características.

Trayectoria de hundimiento		Trayectoria de secado	
Succión mátrica kPa	Sw %	Succión mátrica kPa	Sw %
507933.96	0.00	0.04	100.00
669875.43	0.00	0.72	86.02
13371.35	5.89	0.67	82.27
100.03	14.90	44.41	63.56
39.40	40.33	52.34	65.67
28.42	53.77	2033.06	17.46
14.57	67.21	1465.92	18.00
7.68	80.65	34008.43	7.43
3.16	89.61	56272.82	6.31
3.06	89.61	56309.14	3.31
3.43	87.32	52465.19	3.26
852.78	15.19	60254.98	3.63
343.40	27.64	60037.22	4.84
55.08	43.14	56416.17	4.65
6.75	57.83	52305.48	3.84
0.09	70.37	52821.93	4.89
0.03	87.11	52196.62	3.25
674.11	14.00		
266.44	27.40		
49.41	41.19		
4.15	55.48		
0.32	61.78		
0.04	64.42		
542.23	13.89		
263.38	25.84		
46.88	37.94		
3.81	51.09		
5.77	49.77		
0.01	69.90		

En la forma de las curvas características obtenidas pueden distinguirse los elementos que ha definido Fredlund *et al.* (1994). Estos elementos se indican en la figura 2.1.

En estas curvas se observa la histéresis, la curva superior en el gráfico corresponde a la trayectoria de secado, en tanto que la inferior a la trayectoria de humedecimiento.

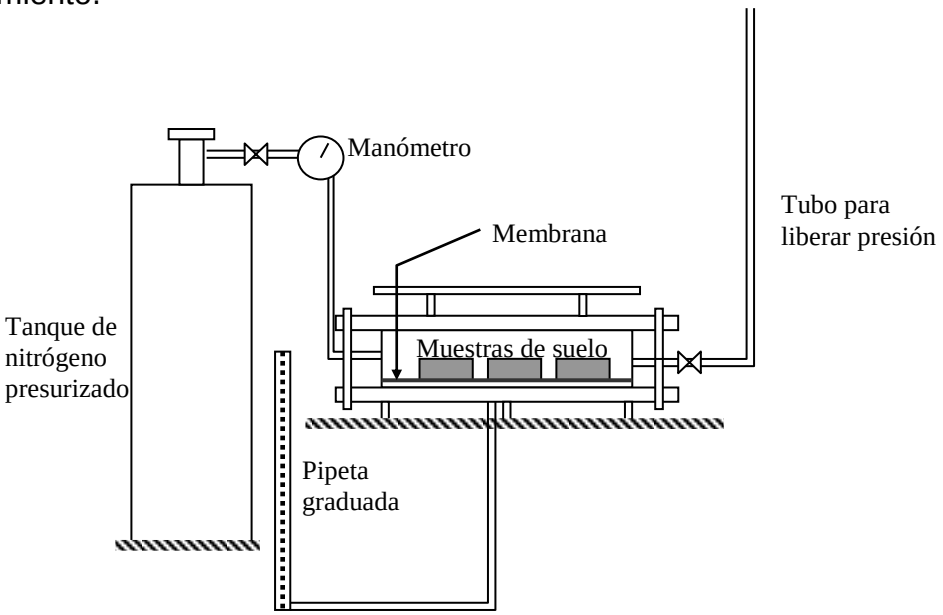


Figura 3.7 Cilindro extractor con membrana y tanque de nitrógeno presurizado.

Los resultados obtenidos con este equipo se indican en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Resultados obtenidos con el cilindro extractor.

Muestra 1		Muestra 2	
Succión mátrica (kPa)	Sw %	Succión mátrica (kPa)	Sw%
1.03	92.38	517.04	26.38
1.03	97.27	517.04	25.48
43.09	79.77	689.38	24.10
43.09	81.52	689.38	23.50
86.17	50.68	1378.76	21.14
86.17	51.76	1378.76	20.47
129.26	41.25	2068.15	19.14
129.26	39.28	2068.15	18.44
172.35	34.29	2757.53	17.95
172.35	32.93	2757.53	17.43
258.52	30.54	3446.91	17.10
258.52	29.85	3446.91	16.36
344.69	28.66	4136.29	15.72
344.69	28.19		

En la figura 3.8 se presentan los resultados de las curvas características de retención de agua de calculadas con la ecuación (12) de Fredlund y Xing (1994) como referencia comparativa de las obtenidas experimentalmente para las trayectorias de humedecimiento y secado.

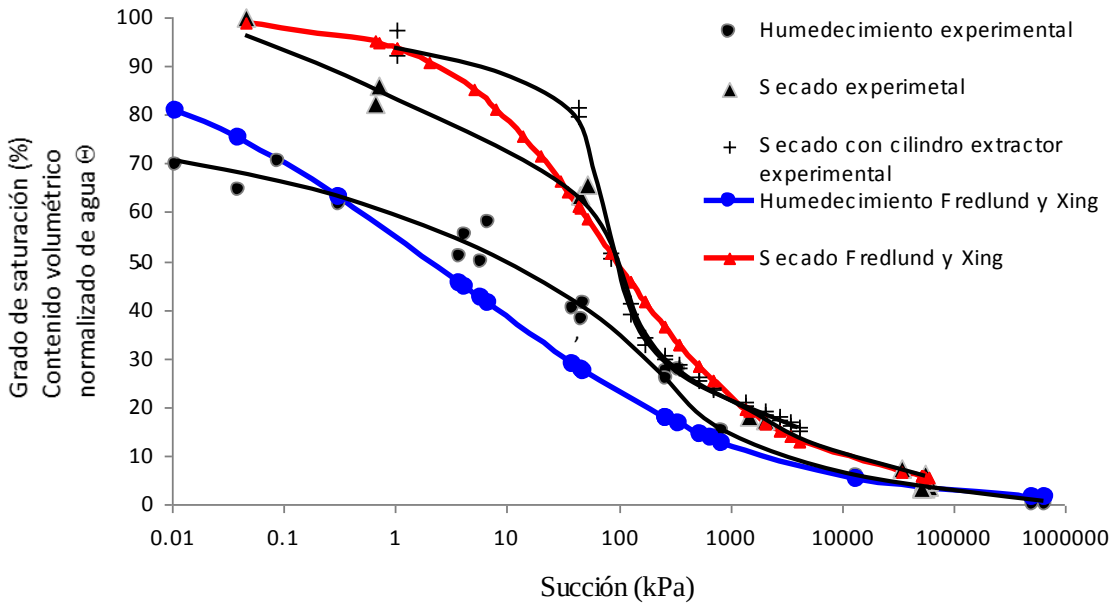


Figura 3.8 Curvas características experimentales y teóricas de la ecuación Fredlund y Xing (1994).

Como puede ser observado las diferencias entre las curvas características experimentales y las obtenidas mediante la ecuación de Fredlund son mayores entre para valores bajos de succión, después de los 1000 kPa de succión las diferencias son menores. Esto es debido en parte a la metodología utilizada para medir la succión con el papel filtro.

3.1.3 Pruebas de compresión triaxial conociendo la succión inicial.

Para determinar la resistencia cortante en compresión triaxial permitiendo la consolidación y el drenaje, se realizaron ensayes en probetas reproducidas por compactación bajo el procedimiento descrito en la sección 3.1.1, estas probetas se prepararon siguiendo las trayectorias de humedecimiento y secado. Se fabricaron

ambos grupos de probetas con la misma humedad de remoldeo (19.53%), para obtener las probetas de trayectoria de humedecimiento se aplicó un secado preliminar de 24 h, y posteriormente se incremento su contenido de agua en diferentes cantidades por medio de inyectado. Para obtener las probetas de la trayectoria de secado, después de haber realizado el remoldeo por compactación se aplicó secado por diferentes tiempos. Los esfuerzos de confinamiento para ambos grupos de probetas fueron 49.05, 98.10 y 147.15 kN/m^2 y se llevaron a la falla por deformación controlada de 1.2 mm/min. Los resultados se indican en las tablas 3.4 y 3.5 en las figuras 3.9 y 3.10.

Tabla 3.4 Resultados de pruebas triaxiales en trayectoria de humedecimiento.

Confinamiento 49.05 kPa		Confinamiento 98.1 kPa		Confinamiento 147.15 kPa	
Gw%	q	Gw%	q	Gw%	q
0.000	338.130	0.000	559.350	0.000	734.020
15.194	343.730	13.995	560.710	13.889	786.470
27.636	347.280	27.398	548.520	25.838	676.230
43.138	281.720	41.190	466.030	37.938	592.240
57.826	261.450	55.481	462.610	51.092	574.500
70.368	232.400	61.784	396.200	49.774	589.570
87.108	152.380	64.419	286.200	69.902	447.780

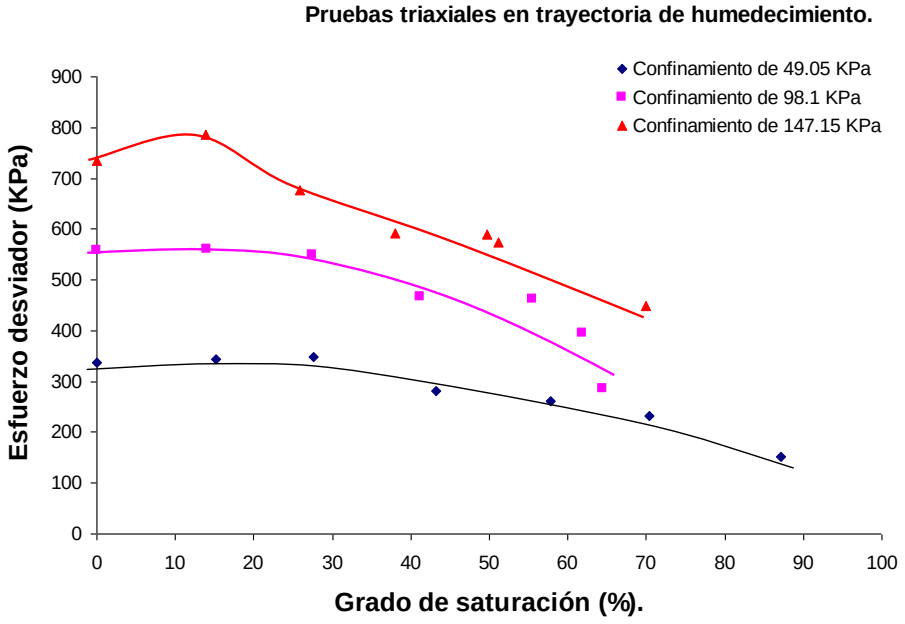


Figura 3.9 Resultados de ensayes triaxiales en trayectoria de humedecimiento, humedad – esfuerzo desviador, para confinamientos de 49.05 kPa, 98.1 kPa y 147.15 kPa.

Tabla 3.5 Resultados de pruebas triaxiales en trayectoria de secado.

Confinamiento 49.05 kPa		Confinamiento 98.1 kPa		Confinamiento 147.15 kPa	
Gw%	q	Gw%	q	Gw%	q
76.68	227.92	89.34	293.62	86.17	499.71
43.69	307.58	49.99	718.31	45.43	724.65
34.95	312.07	45.19	522.93	43.64	740.76
24.88	353.34	30.40	403.98	29.08	936.41
8.65	352.24	0.00	427.00	18.25	820.12
8.24	359.14			0.00	781.45
0.00	299.25				

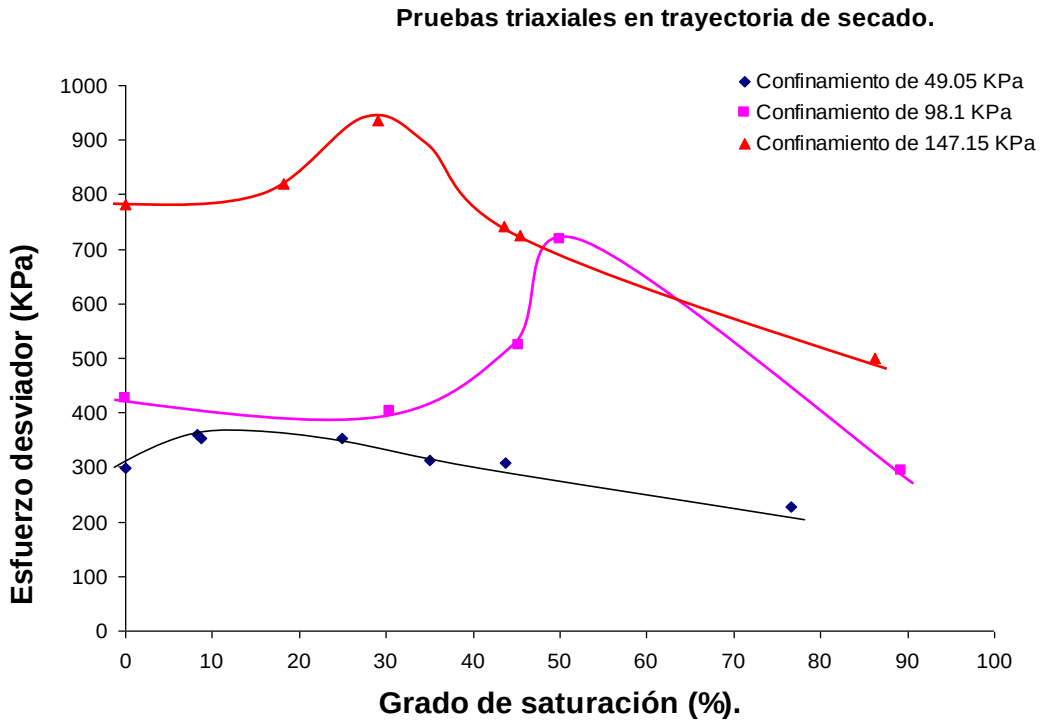


Figura 3.10 Resultados de ensayes triaxiales en trayectoria de secado, grado de saturación – esfuerzo desviador, para confinamientos de 49.05 kPa, 98.1 kPa y 147.15 kPa.

En la figuras 3.9 y 3.10 se observa que la resistencia al esfuerzo cortante de la arena limosa está influenciada por el esfuerzo neto de confinamiento (Kumara y Uchimura, 2006); la resistencia cortante se incrementa con el incremento del esfuerzo neto, este comportamiento es claro en la trayectoria de humedecimiento presentando su máximo esfuerzo desviador antes del 30% del grado de saturación, en tanto que en la de secado existe mayor dispersión en esa tendencia. Como puede ser observado en la figura 3.10 la trayectoria de secado para el confinamiento de 98.1 kPa presenta su máximo esfuerzo desviador en un grado de saturación mayor que el que corresponde a las otras dos trayectorias mostradas en la misma figura, sin embargo el máximo esfuerzo desviador se mantiene en el orden en que se incrementa el esfuerzo de confinamiento, es decir, para las tres curvas que se presentan en la trayectoria de secado el esfuerzo desviador máximo es mayor para el confinamiento mayor y el valor menor de esfuerzo desviador se presenta en la trayectoria de menor esfuerzo de confinamiento.

3.1.4 Pruebas de compresión triaxial con succión controlada por medio de transferencia de aire con humedad relativa constante.

En las pruebas triaxiales tipo CD, en las que se permite la consolidación y drenaje, la presión de los fluidos se disipa en el interior de la muestra, ya que no se acumula presión en sus poros. En la metodología de este trabajo se permite que se establezca equilibrio isotérmico lo cual significa que en principio no hay flujos de calor y la presión es constante e igual a la atmosférica; estas condiciones simplifican la experimentación. En los suelos no saturados la presión de vapor se relaciona con la succión a través de la ecuación de Richards (1965), la cual se escribe:

$$\psi = -\frac{RT}{v_{wo} w_o} \ln\left(\frac{\bar{v}_v}{\bar{v}_{vo}}\right) \tag{42}$$

Donde:

ψ es la succión del suelo (kPa)

R es la constante universal de los gases (8.31432 J/(mol K).

T es la temperatura absoluta.

v_{wo} es el inverso de la densidad del agua (1/rw en m3/kg).

w_o es la masa molecular del vapor de agua (18.016 kg/kmol).

$\bar{v}_v$ es la presión parcial de vapor de agua en los poros (kPa).

$\bar{v}_{vo}$ es la presión de saturación de vapor de agua sobre una superficie plana de agua pura a la misma temperatura (kPa).

En la ecuación de anterior el término $\bar{v}_v / \bar{v}_{vo}$ es la humedad relativa. En este trabajo se ha determinado la succión pero no se ha incluido la determinación de la presión de vapor en los poros del suelo.

El tipo de prueba triaxial que se utiliza en esta investigación es consolidada drenada (CD), se usa esta prueba debido a que se requiere conocer el ángulo de fricción interna y la cohesión sin la influencia de la presión de poro del agua o del aire, permitiendo su disipación. Una de las ecuaciones que forma parte de las premisas de este trabajo es la ecuación de Bishop, que contiene el parámetro χ, parámetro que se requiere evaluar para establecer una ecuación de esfuerzos efectivos, razón por la que se utilizan las pruebas CD. Las probetas en esta etapa de la investigación fueron remoldeadas aplicando presión con una prensa con controlando el peso específico y la humedad lo cual se describe en párrafos posteriores.

En un equipo convencional de pruebas triaxiales la succión cambia a medida que se aplican las diferentes etapas de carga. En este proyecto de investigación es necesario controlar la variable de succión. Para ello se adaptó una bomba peristáltica, que hace circular aire con humedad relativa constante, esta humedad se obtiene de la evaporación de agua generada en un recipiente con solución de cloruro de sodio; el recipiente no se llena totalmente para tener un espacio en que se aloje la evaporación del agua de la solución a una temperatura de 20°C. La concentración de sal se determina para cierta succión que se desee inducir a la probeta de suelo. El recipiente en su parte superior está provisto de una tapa con dos orificios, de uno de

ellos se succiona con la bomba peristáltica el aire húmedo con una manguera y se lleva a uno de los extremos de la probeta de suelo colocada en la cápsula triaxial, por el otro extremo de la probeta se conecta otra manguera para continuar con el flujo del aire en la misma dirección de circulación, ésta se lleva hasta la bomba peristáltica y se retorna hasta el recipiente de tal forma que se tiene un circuito cerrado, en condiciones isotérmicas e isobáricas. El flujo de bombeo fue de 8.81 ml/min que corresponde a una velocidad de 15 rpm de la bomba peristáltica (marca Dynamax modelo RP-1 peristaltic diseñada para transferencia de fluidos). Se describe el sistema en la figura 3.11.

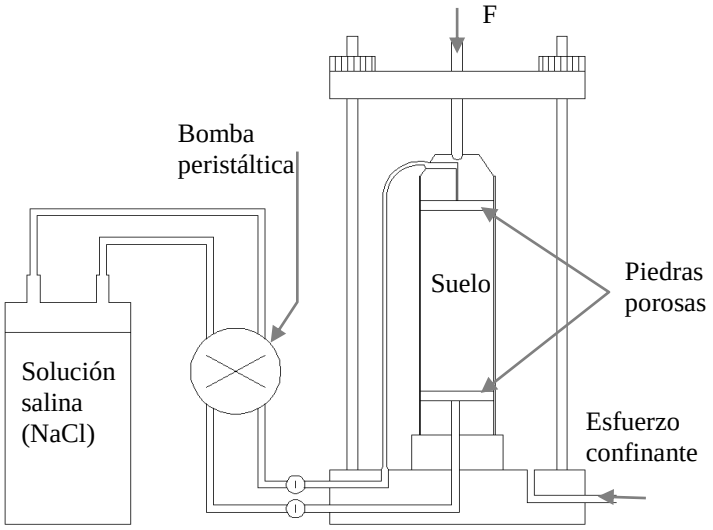


Figura 3.11 Aparato triaxial con succión controlada.

En la parte inferior y superior de las probetas de suelo se colocaron dos papeles filtro, para determinar la humedad obtenida por contacto con la muestra de suelo y con ello determinar la succión al final de la prueba triaxial (sin embargo la mayoría de los papeles se pegan y se deterioran). Con este equipo se realizaron dos series de pruebas de compresión triaxial del tipo consolidados drenados (CD), el diámetro de las probetas fue de 5.00 cm, la presión de confinamiento fue de 150 kPa, la velocidad de deformación aplicada fue de 0.001 mm/min. Las probetas fueron

preparadas por presión en forma estática en cinco capas de 0.70 N de peso cada capa con una presión de 3140 kPa, de esta forma se controló el peso específico seco de 14.889 KN/m3) y la humedad de remoldeo de 19.53%.Una serie de probetas de suelo fue realizada para trayectoria de humedecimiento y otra en trayectoria de secado. Al final de cada prueba se verificó la succión con la metodología del papel filtro de acuerdo a la norma ASTM D 5298-9403. Los resultados de las pruebas triaxiales se indican en la tabla 3.6 y la figura 3.12. De las series de resultados que aparecen en la figura 3.12, dos corresponden a la trayectoria de secado y dos a la trayectoria de humedecimiento, diferenciadas en cada caso si la succión corresponde a la inducida por la solución de cloruro de sodio o bien a la determinada con la metodología del papel filtro.

Tabla 3.6 Resultados de pruebas triaxiales CD con succión controlada y de succión obtenidas con la metodología de papel filtro.

Trayectoria de secado		Comprobación con papel filtro trayectoria de secado.	
Succión kPa	Esfuerzo Desviador kPa	Succión kPa	Esfuerzo Desviador kPa
64357.62	874.46	64357.62	874.46
10000.00	933.41	1966.96	1320.50
3099.00	1320.50	951.44	938.97
980.00	938.97		
310.00	811.06		
98.00	793.55		
Trayectoria de humedecimiento		Comprobación con papel filtro trayectoria de humedecimiento.	
Succión kPa	Esfuerzo Desviador kPa	Succión kPa	Esfuerzo Desviador kPa
64357.62	874.46	64357.62	874.46
10000.00	791.01	10440.00	791.01
980.00	979.82	1287.92	979.82
600.00	920.39	730.19	920.39
98.00	756.94	99.81	756.94
0.01	568.08	0.01	568.08

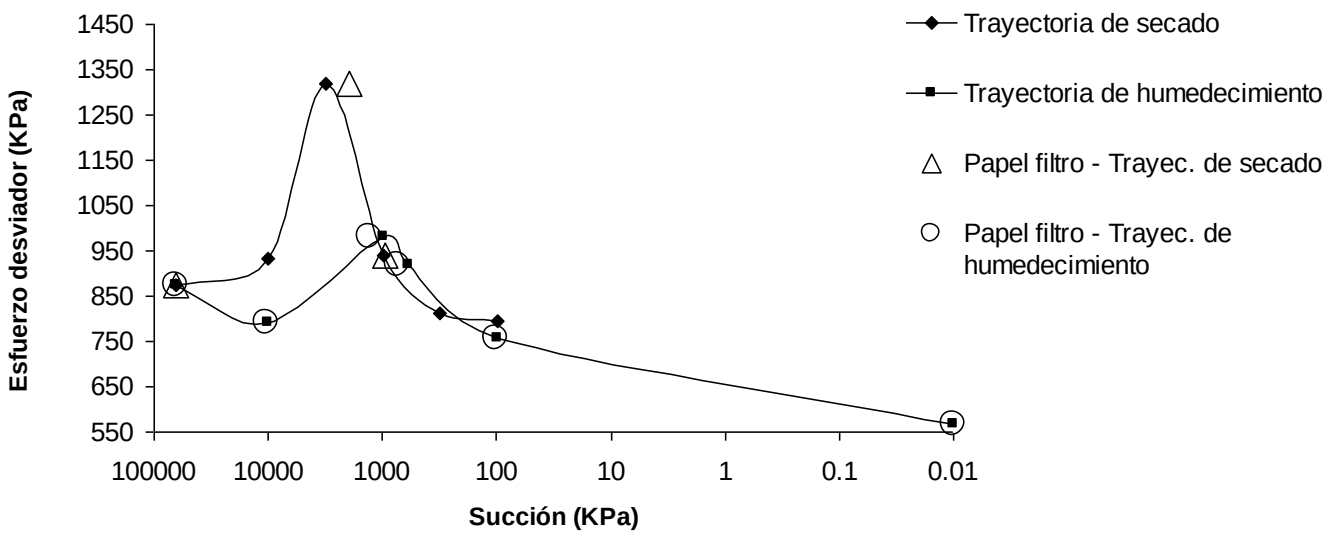


Figura 3.12 Resultados de ensayes triaxiales con succión controlada. El esfuerzo de confinamiento fue de 150 kPa.

Se procedió a determinar el ángulo de fricción interna del suelo en condiciones consolidadas y drenadas, mediante pruebas triaxiales; para este propósito se saturaron y ensayaron cinco probetas, el ángulo fue de 39.25º, obtenido gráficamente de los círculos de Mohr, que se muestran en la figura 3.13. En la figura 3.14 se representan los resultados de esos ensayes triaxiales saturados en diagramas p-q. Considerando ese ángulo de fricción interna y los resultados de las probetas no saturadas indicadas en la figura 3.15, se determinó la variación de la cohesión con la succión, para esto se busca la tangencia de la recta que se inclina 39.25º en el circulo de Mohr de cada una de las probetas ensayadas con confinamiento de 150 kPa y se proyecta se proyecta sobre el plano τ-s, así la ordenada en dicho plano representa la cohesión. Esto se indica en la figura el que se muestra en la figura 3.16.

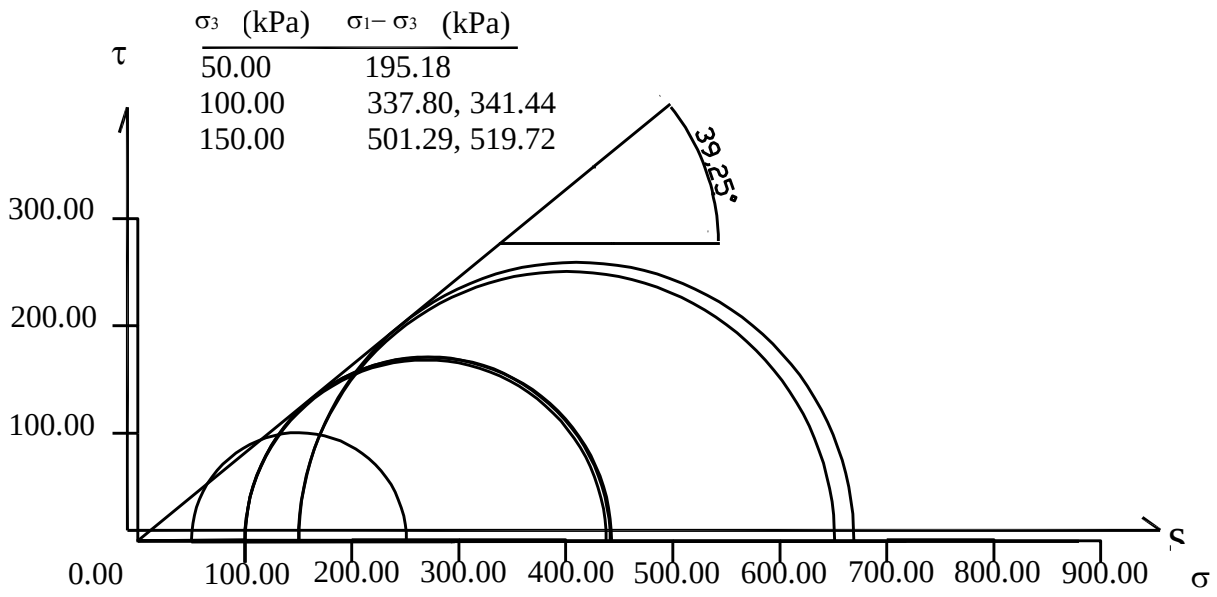


Figura 3.13 Resultados de ensayes triaxiales saturados (CD) y determinación del ángulo de fricción interna.

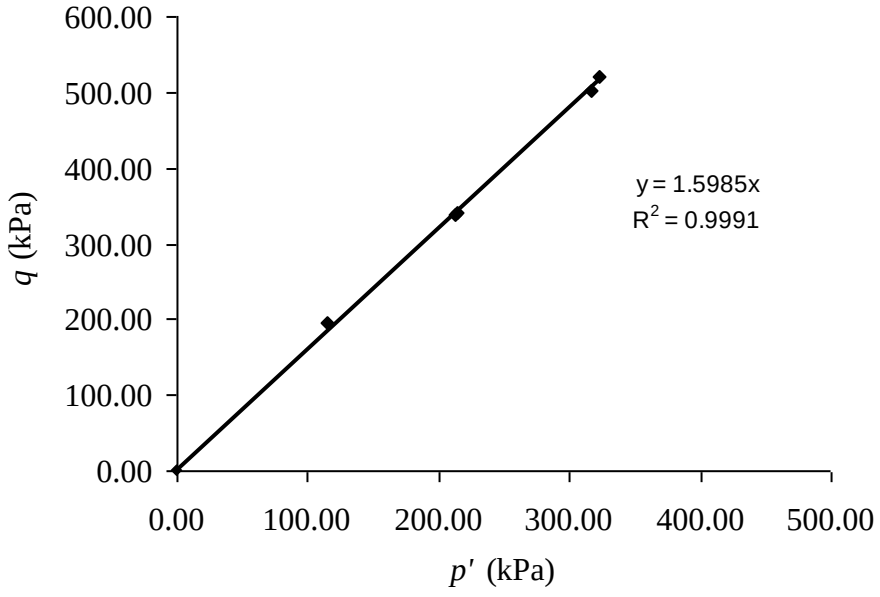


Figura 3.14 Representación de los resultados de ensayes triaxiales saturados (CD) en diagramas *p'-q*.

σ_3(kPa)	σ_1-σ_3(kPa)	C (kPa)	*S* (kPa)
150.00	513.274	0.00	0.01
150.00	617.60	23.88	99.81
150.00	637.84	28.84	1169.87
150.00	597.18	19.04	8116.28

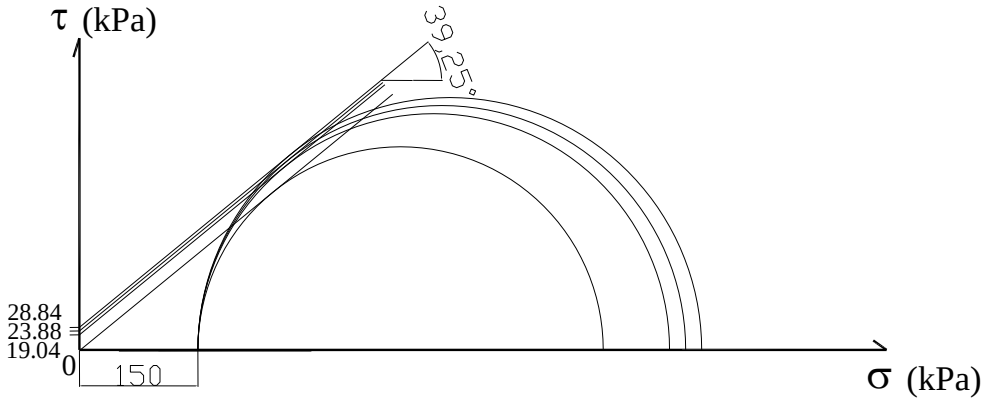


Figura 3.15 Representación de los resultados de ensayes triaxiales saturados (CD) en diagramas p-q.

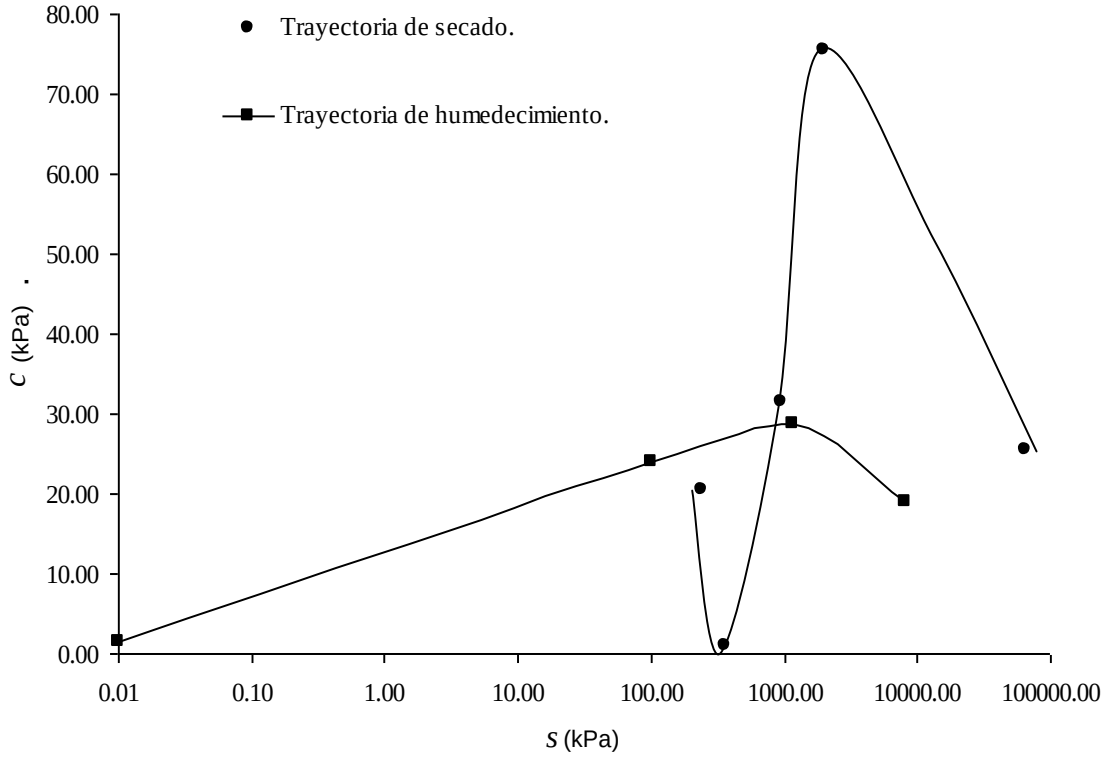


Figura 3.16 Variación de la cohesión contra la succión.

Como se puede observar en la figura 3.16 la cohesión presenta un valor mayor en la trayectoria de secado, debido en parte a que los meniscos van aumentando en número a medida que se seca el suelo y contribuyen en su resistencia. En la trayectoria de humedecimiento la succión se pierde a medida que se incrementa el contenido de agua y los meniscos dejan de ejercer su influencia en la en el valor de la cohesión. Se debe tener en cuenta que para iguales valores de succión la distribución de los meniscos en la masa porosa del suelo es diferente y que la trayectoria de humedecimiento depende fundamentalmente de la forma en que los poros se van saturando, considerando que los poros y enlaces pequeños se saturan rápidamente en tanto que la trayectoria de secado depende de la forma en que los enlaces o canalículos dan paso al agua y se van drenado los poros permitiendo la deshidratación. Resulta necesario ensayar otros tipos de suelos para tener una base experimental más amplia.

3.1.5 Ensayes de consolidación en trayectorias de humedecimiento y secado.

Se realizaron dos series de pruebas de consolidación unidimensional, una para la trayectoria de humedecimiento y otra para la trayectoria de secado. En cada una de las series se determinó el esfuerzo de preconsolidación. Se prepararon muestras de suelo en anillos de consolidación y compactadas por presión en forma estática, controlando el peso específico seco (14.889 kN/m^3) y la humedad de remoldeo (19.53%). La serie de probetas de trayectoria de humedecimiento se secó al horno por 24 h a 105°C y después se le adicionó agua en diversas cantidades por aspersión para tener diferentes grados de saturación y relacionarlos con su succión a través de la curva característica. A la serie de probetas de suelo de la trayectoria de secado se les aplicó calor en horno por diferentes lapsos de tiempo para llegar a cierto peso y con la perdida correspondiente obtener distintos grados de saturación y relacionarlos con la succión a través de su correspondiente curva característica. Los resultados se presentan en la tabla 3.7 y en la figura 3.17.

Tabla 3.7 Valores de esfuerzo de preconsolidación y succión obtenida de las curvas características.

Trayectoria de secado		Trayectoria de humedecimiento	
Succión (kPa)	Esfuerzo de preconsolidación (kPa)	Succión (kPa)	Esfuerzo de preconsolidación (kPa)
0.1	0.3	0.04	0.30
0.9	0.6	4.00	0.73
400	0.7	60.00	0.87
25000	0.7	210	0.90
100000	0.215	1000	1.05
		60000	1.10

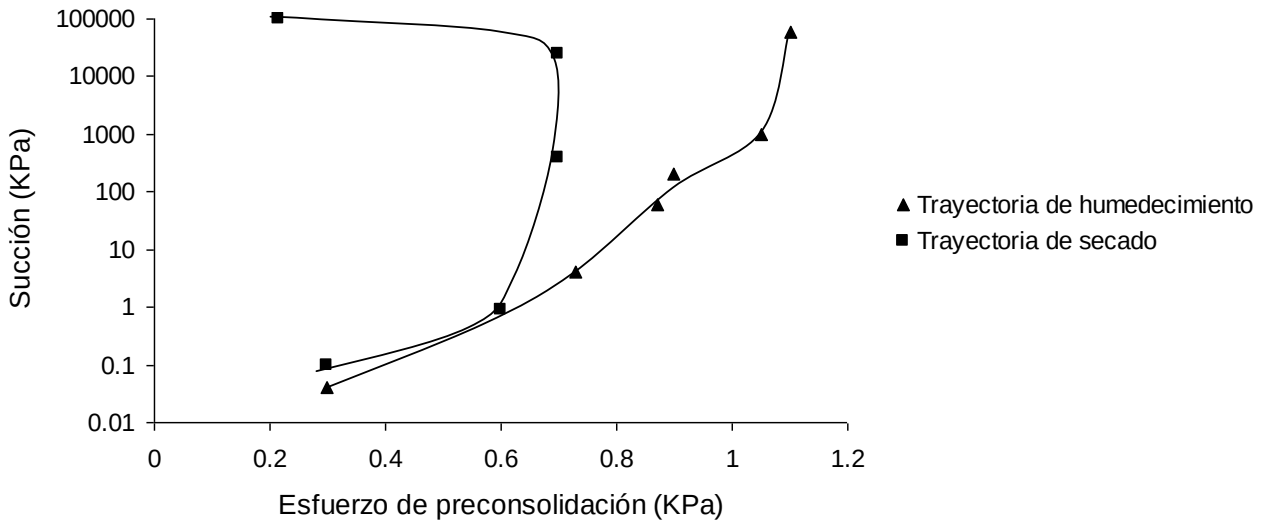


Figura 3.17 Succión - esfuerzo de preconsolidación, en trayectorias de humedecimiento y secado.

Los resultados muestran valores mayores de esfuerzo de preconsolidación para la trayectoria de humedecimiento, esto se explica de la siguiente manera: las probetas de la trayectoria de humedecimiento fueron sometidas a un proceso de secado al horno, y posteriormente se incrementó su humedad por aspersión, esto conlleva dos efectos: el primero se tiene un ciclo de secado completo que ha inducido cierto

incremento en los esfuerzos entre las partículas por efecto de que los meniscos que se desarrollan provocan contracción, y segundo al rehumedecer la distribución del agua comienza desde el exterior a hacia el interior, y este proceso depende en parte de la forma en que el agua penetra por los poros através de los canalículos que dan continuidad a los vacíos, por lo que se tiene un remanente de esfuerzo. En tanto, para la trayectoria de secado se tienen desarrollados parcialmente los meniscos y el esfuerzo inducido por esto es menor que en el caso de las probetas correspondientes a la trayectoria de humedecimiento. El esfuerzo de preconsolidadción influye en la resistencia cortante de los suelos: de un suelo preconsolidado se espera que presente una mayor resistencia con respecto a uno normalmente consolidado.

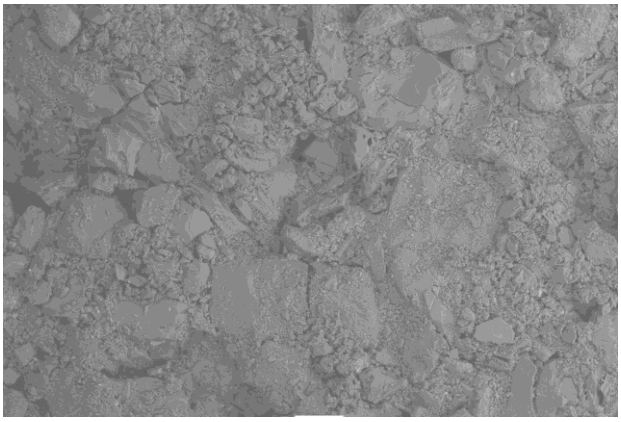
3.1.6 Micrografías

Con el objetivo de identificar las estructuras y poros que se forman en las probetas del suelo estudiado en este trabajo se acudió al CFATA de la UNAM Campus Juriquilla, Qro. para obtener micrografías con el microscopio de barrido electrónico.

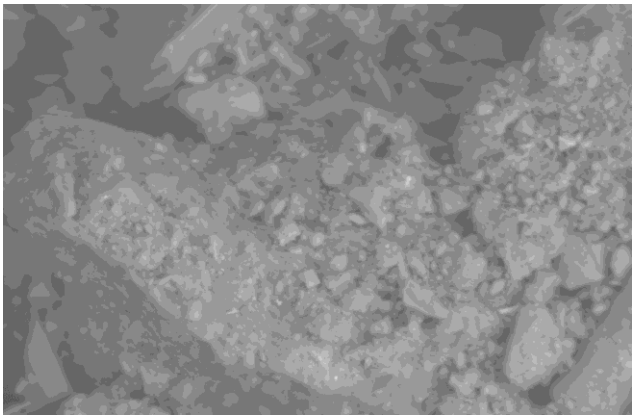
Para obtener las probetas se requieren de portamuestras de cobre o bronce. Estos portamuestras se limpian de óxidos con brazo, para terminar la limpieza se meten en acetona y se les aplica ultrasonido (vibraciones de alta frecuencia). En lo sucesivo todo el trabajo se hace con guantes y pinzas para evitar depositar grasas en los portamuestras. Preparadas de esta manera las probetas de suelo, se introducen a la cámara del microscopio de barrido electrónico, figura 3.18. Se procede a enfocar y dar los incrementos de imágenes.

Figura 3.18 Microscopio de barrido electrónico.

Ejemplos de las imágenes obtenidas en el microscopio de barrido electrónico se presentan en la figura 3.19.



a)

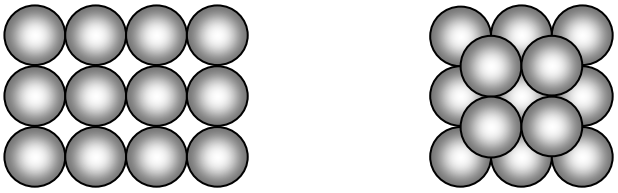


b)

Figura 3.19 Micrografías obtenidas con microscopio electrónico de CFATA UNAM, en a) se reprenda un aumento de tamaños de 100 veces y en b) de 1000 veces.

3.1.7 Determinación de porosimetría.

En un suelo las posiciones que adoptan las partículas minerales forman la estructura del mismo. Los espacios o intersticios entre esas partículas son los poros, y su distribución por tamaños constituye su porosimetría. Es posible conocer con relativa facilidad la relación de vacíos y la distribución de los poros de estructuras simples; por ejemplo, en un conjunto de esferas del mismo tamaño de manera que en el sentido vertical y horizontal sus centros estén alineados se puede inferir que todos sus poros son del mismo tamaño y que su relación de vacíos es 0.91, que corresponde a su estado más suelto. Estas mismas esferas se pueden disponer en su estado más compacto de tal forma que sus centros formen tetraedros con caras triangulares e iguales y sus poros seguirían siendo del mismo tamaño y su relación de vacíos sería 0.35. Estos estados se representan en la figura 3.20.



a) b)

Figura 3.20 a) Estado suelto y b) estado compacto de un conjunto de partículas esféricas.

Los tamaños de los poros para estados intermedios de compacidad dependerán entre los estados suelto y compacto dependerá de las direcciones de desplazamientos de las esferas. Esta simple explicación deja ver que la relación de vacíos y el tamaño de los poros varían en ciertos rangos con respecto a la forma en que se acomoden y desplacen las partículas correspondientes a cierta granulometría.

En las granulometrías de los suelos existe una amplia variedad de tamaños de partículas y por lo tanto de poros. De lo anterior puede asociarse a una misma distribución granulométrica diferentes distribuciones de poros dependiendo del acomodo de las partículas.

En este trabajo se utilizó un programa en Visual Basic para evaluar el tamaño de los poros y los sólidos. Consiste en realizar trazos con el mouse que acoten el poro o sólido que se identifiquen visualmente en una micrografía digital del suelo tomada con un microscopio electrónico, esta micrografía contiene una escala predeterminada. La imagen se maneja en mapa de bits con extensión bmp. El programa cuenta el número de píxeles que quedan dentro del trazo realizado con el mause, los transforma en área en píxeles y posteriormente con la escala que se predetermina, generalmente dada en micras transforma el área de píxeles a área en micras. A continuación se presentan algunas de las micrografías analizadas en la figura 3.21.

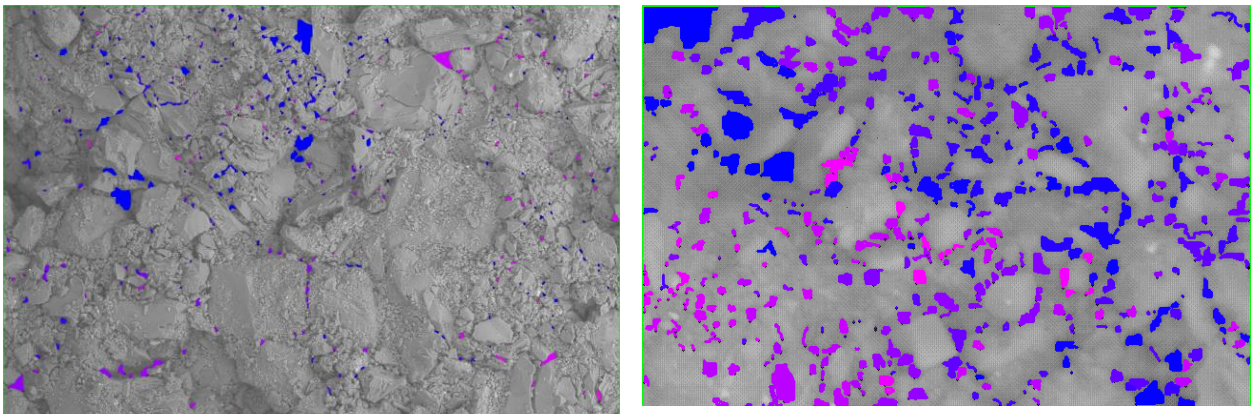


Figura 3.21 Micrografías obtenidas con microscopio electrónico de CFATA UNAM y determinación de porosimetría por medio de programa desarrollado por el Dr. Francisco Antonio Horta Rangel.

Con la metodología descrita anteriormente se obtuvieron las distribuciones normales indicadas en la figura 3.22, en ésta también se ha incluido la distribución de los sólidos. La función de densidad utilizada fue:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \tag{43}$$

En la función μ es la media, σ es la desviación estándar, σ^2 es la varianza, π es 3.1415…, e es 2.7182 y x es la abscisa.

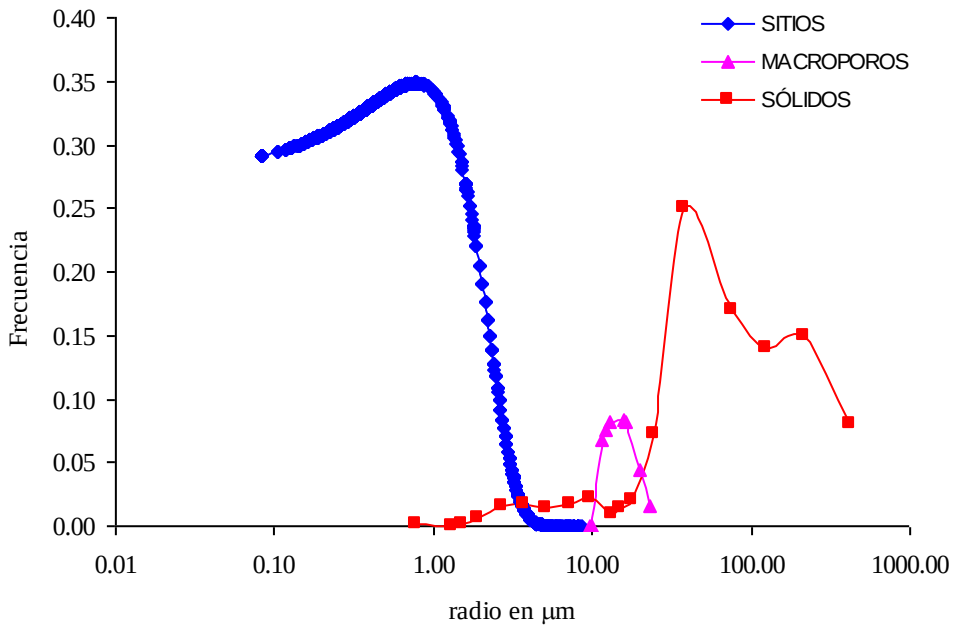


Figura 3.22 Distribuciones normales de los poros (sitios y macroporos) y sólidos de la arena limosa.

Los sitios y macroporos ambos son poros de diferente tamaño, para distinguirlos en una estructura de suelo se deben de asociar los macroporos con el acomodo de las partículas de mayor tamaño y los sitios con partículas de menor tamaño. Puede ser notado que en las curvas de porosimetría se presenta un valor mínimo de frecuencia entre dos valores máximos, a este valor le corresponde un

cierto tamaño de radio de poro; así poros con radios mayores representan los macroporos y poros con radios menores serán los sitios. Las dos máximas frecuencias representan las modas de los poros (estructura bimodal). En la figura 3.22, los sitios están referidos a tamaños de entre 0.08 a 10.0 micras, los macroporos son los corresponden a 10.0 micras en adelante, y los sólidos que se representan tienen como radios de 0.70 a 425 micras.

3.1.8 Desarrollo teórico.

3.1.8.1 Extensión del modelo de Murray y obtención de la ecuación de esfuerzo equivalente.

Consiste en replantear el término $u_s V_s$ al cual Murray lo ha considerado como $u_s V_s = a u_w V_s$ siendo $a \approx 1$, de tal forma que los paquetes de partículas están rodeados únicamente por aire. En la propuesta que se desarrolla se considera que: a) el suelo está formado por una fracción saturada y una fracción no saturada, b) los sólidos de la microestuctura están saturados, c) los sólidos de la macroestructura forman parte de la fracción no saturada y pueden tener contacto con el agua y el aire, y d) se considera incluir una fracción seca del suelo. Estas fracciones del suelo se representan en la figura 3.24.

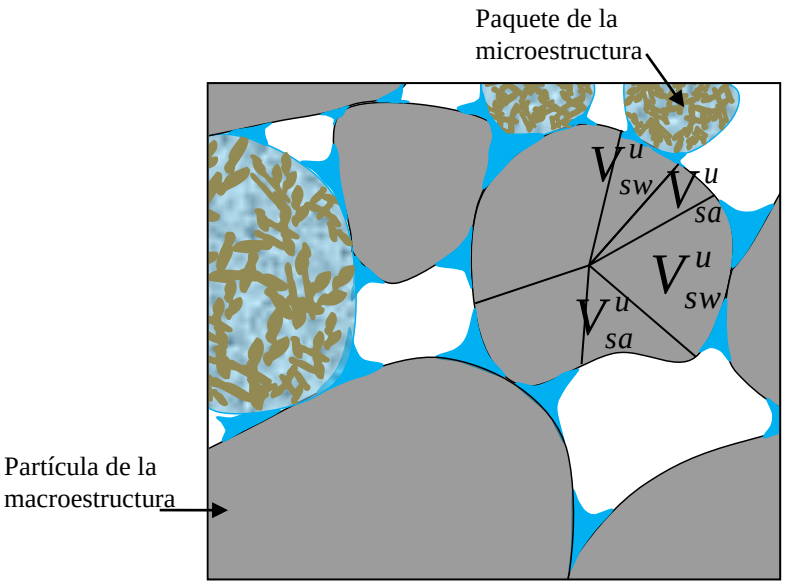


Figura 3.23 Fracciones saturadas y no saturadas del suelo.

En general para las relaciones de volumen que describen las estructura dual se utiliza una simbología con subíndices y superíndices. El primer subíndice indica si se trata de sólido (*s*), de agua (*w*), aire (a), el segundo subíndice, cuando existe, indica la fase con que hace contacto o interacciona el elemento indicado por el primer subíndice. Los superíndices describen si se trata de la fracción saturada (*s*) o no saturada (*u*). A continuación se presenta una tabla con el resumen de variables principales utilizadas.

Tabla 3.8 Simbología para las fracciones saturada y no saturada de la estructura dual del suelo.

Volumen del suelo =V $V = V^s + V^u$ $V^s =$ Volumen saturado. $V^u =$ Volumen no saturado.	Fracción saturada. $f^s = \frac{V^s}{V}$	Volúmenes de la fracción saturada. $V^s_s =$ Volumen se sólidos de la fracción saturada. $V^s_w =$ Volumen de agua de la fracción saturada. $V^s_a = 0$, Volumen de aire de la fracción saturada.

Dividiendo entre V: $1 = f^s + f^u$	Fracción no saturada. $f^u = \frac{V^u}{V}$	Volúmenes de la fracción no saturada. V_s^u = Volumen se sólidos de la fracción no saturada. V_w^u = Volumen de agua de la fracción no saturada. V_a^u = Volumen de aire de la fracción no saturada.

V_s^u	V_{sw}^u =Volumen de sólidos de la fracción no saturada en contacto con el agua.
	V_{sa}^u = Volumen de sólidos de la fracción no saturada en contacto con el aire.
V_s^s	V_{sw}^s = Volumen de sólidos de fracción saturada en contacto con el agua.

La fracción saturada f_s de un suelo se define en términos de los volúmenes como la relación del volumen saturado entre el volumen total:

$$f_s = \frac{V^s}{V} \tag{44}$$

$$V^s = V_s^s + V_w^s = V_s^s + V_v^s \tag{45}$$

V^s es el volumen de la fracción saturada.

V_s^s es el volumen de sólidos de la fracción saturada.

V_w^s es el volumen de agua de la fracción saturada.

V_v^s es el volumen de vacíos de la fracción saturada.

La fracción no saturada f_u de un suelo se define en términos de los volúmenes como la relación del volumen no saturado entre el volumen total:

$$f_u = \frac{V^u}{V} \tag{46}$$

$$1 = f_s + f_u \tag{47}$$

$$V_{sw}^{u} + V_{sa}^{u} = V_{s}^{u} \tag{48}$$

V_{s}^{u} es el volumen de sólidos no saturados

V_{sw}^{u} es el volumen de sólidos de la fracción no saturada en contacto con el agua.

V_{sa}^{u} es el volumen de sólidos de la fracción no saturada en contacto con el aire.

La expresión V_{sa}^{u} expresa el volumen de los sólidos de la fracción no saturada que está en contacto con el aire, condición que corresponde a partículas gruesas; sin embargo, en el caso de suelos finos debe tenerse en cuenta la existencia de la capa de agua adsorbida en estado sólido y que el aire hace contacto con la misma en cierta fracción de la superficie. En suelos finos el agua adsorbida, difícil de removerse, formando una capa que envuelve a las partículas finas y entonces el aire no hace contacto con la partícula sólida del suelo, y el contacto del aire ocurre de esta forma con la capa de agua adsorbida.

De lo anterior el volumen de sólidos considerando las fracciones saturadas y no saturadas es:

$$V_{s} = V_{sa}^{u} + V_{sw}^{u} + V_{s}^{s} \tag{49}$$

Por lo que es posible establecer que:

$$\therefore u_{s}V_{s} = u_{a}V_{sa}^{u} + u_{w}V_{sw}^{u} + u_{w}V_{sw}^{s} + u_{sc}V_{sc} \tag{50}$$

$$pV = u_{w}V_{w} + u_{w}V_{sw}^{s} + u_{w}^{u}V_{sw}^{u} + u_{a}V_{sa}^{u} + u_{sc}V_{sc} + u_{a}V_{a} + p'_{c}V \tag{51}$$

$$p = \frac{u_{w}V_{w}}{V} + \frac{u_{w}V_{sw}^{s}}{V} + \frac{u_{w}^{u}V_{sw}^{u}}{V} + \frac{u_{a}V_{sa}^{u}}{V} + \frac{u_{a}V_{a}}{V} + u_{sc}\frac{V_{sc}}{V} + p'_{c} \tag{52}$$

con $\frac{V_{sc}}{V} \approx 0$ y $V_{w} = V_{w}^{s} + V_{w}^{u}$ (53)

La consideración $\frac{V_{sc}}{V} \approx 0$ la explicó Skempton, (1961) a partir de la relación de áreas definida como $a = A_s / A$, donde A_s representa el área de contacto entre dos partículas y A el área tributaria media en donde se aplica el esfuerzo total normal, σ. La relación a resulta pequeña que puede despreciarse.

Es necesario tratar con la definición de la succión en la ecuación (41) así se agrupa en u_a y u_w con $u_w^s = u_w^u$

$$p_c' = p - \frac{u_w}{V}\left(V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u\right) - \frac{u_a}{V}\left(V_{sa}^u + V_a^u\right) \tag{54}$$

En la expresión (54) se observa que el V es $V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u + V_{sa}^u + V_a^u$

En la expresión anterior se observa la diferencia en la fracción no saturada de sólidos por estar en contacto con el agua y el aire. Esto no lo consideró Murray.

Para reducir variables

$$V_{sa}^u + V_a^u = V - \left(V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u\right) \tag{55}$$

$$p_c' = p - \frac{u_w}{V}\left(V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u\right) - \frac{u_a}{V}\left[V - \left(V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u\right)\right] \tag{56}$$

$$p_c' = p - \left(V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u\right)\left(\frac{u_a}{V} - \frac{u_w}{V}\right) - u_a \frac{V}{V} \tag{57}$$

$$p_c' = p - u_a + \left(u_a - u_w\right)\left(\frac{V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u}{V}\right) \tag{58}$$

$$p_c' = p - u_a + s\left(\frac{V_w^s + V_w^u + V_{sw}^s + V_{sw}^u}{V}\right) \tag{59}$$

$$V^s = V_w^s + V_{sw}^s \tag{60}$$

$$p_c' = p - u_a + s\left(f_s + \frac{V_w^u + V_{sw}^u}{V}\right) \tag{61}$$

Se reducirá el segundo término del paréntesis, la relación (36) se divide entre V_s^u y se tiene:

$$1 = \frac{V_{sw}^u}{V_s^u} + \frac{V_{sa}^s}{V_s^u} = r_{sw}^u + r_{sa}^u \tag{62}$$

$$\text{y} \quad r_{sw}^u = \frac{V_{sw}^u}{V_s^u} = \frac{V_w^u}{V_v^u} \tag{63}$$

$$\frac{V_w^u + V_{sw}^u}{V} = \frac{V_w^u + r_{sw}^u V_s^u}{V} = \frac{V_w^s + \frac{V_w^u}{V_v^u} V_s^u}{V} = \frac{S_w^u V_v^u}{V} + \frac{V_w^u V_s^w}{V_u^V V} \tag{64}$$

$$= S_w^u \frac{V_s^u}{V} + S_w^u \frac{V_s^u}{V} = S_w^u \frac{V_v^u}{V} + S_w^u \left(\frac{V^u - V_v^u}{V} \right) \tag{65}$$

$$= S_w^u \frac{V_v^u}{V} + S_w^u \left(f_u - \frac{V_v^u}{V} \right) = S_w^u f_u \tag{66}$$

Regresando a la ecuación (50) y sustituyendo la (55) resulta:

$$\therefore\ p_c{}' = p - u_a + s\left(f_s + S_w^u f_u\right) = p - u_a + s\left[f_s + S_w^u (1 - f_s)\right] \tag{67}$$

$$\therefore\ p_c{}' = p - u_a + s\left(f_s + S_w^u f_u\right) = p - u_a + s\left(f_s + S_w^u f_u\right) \tag{68}$$

Ahora se propondrá un segundo caso, en el que se incluye la fracción seca.

$$p'_c = p - u_a + s\left(f_s + \frac{V_w^u + V_{sw}^u}{V} \right) \tag{69}$$

$$V = V^s + V^u + V^d \tag{70}$$

$$1 = f_s + f_u + f_d \tag{71}$$

Se reducirá el segundo término del paréntesis:

$$\frac{V_w^u + V_{sw}^u}{V} = \frac{S_w^u V_v^u + V_{sw}^u}{V} = \frac{S_w^u V_v^u + V_{sw}^u}{V} = \frac{S_w^u V_v^u}{V} + \frac{r_{sw}^u V_v^u}{V} \tag{72}$$

$$= S_w^u \frac{V_v^u}{V} + \frac{\frac{V_w^u}{V_v^u} V_s^u}{V} = S_w^u \frac{V_v^u}{V} + S_w^u \frac{V_v^u}{V} = S_w^u \frac{V_v^u}{V} + S_w^u \frac{V_s^u}{V} = S_w^u \frac{V_v^u}{V} + S_w^u \frac{V^u - V_v^u}{V} \tag{73}$$

$$= S_w^u \frac{V_v^u}{V} + S_w^u f_u - S_w^u \frac{V_v^u}{V} = S_w^u f_u = S_w^u (1 - f_s - f_d) \tag{74}$$

Regresando a la ecuación (69) y sustituyendo la combinación de la (71) y (74) resulta:

$$p'_c = p - u_a + s\left[f_s + S_w^u (1 - f_s - f_d)\right] \tag{75}$$

En las ecuaciones (68) y (75) el esfuerzo cohesivo queda definido por $s\left(f_s + S_w^u f_u\right)$ y $s\left[f_s + S_w^u (1 - f_s - f_d)\right]$ respectivamente.

Obsérvese que la expresión (75) puede reducirse a la expresión (68) utilizando la ecuación (71). La introducción de la fracción seca tiene sentido para explicar porque las curvas características de algunos suelos bajo pequeñas succiones no llegan al 100% de grado de saturación; pueden quedar poros enclaustrados sin saturarse y entonces coexiste una fracción seca o bien ésta tiene lugar cuando el suelo esta sometido a altas succiones y el drenado ha disminuido la fracción no saturada considerablemente.

Con la expresión (68) es fácil llegar a las expresiones de los casos de un suelo saturado y seco. Haciendo $s = u_a - u_w$, con:

a) $f_s = 1$ y $f_u = 0$ ó b) $\chi = 1$, se obtiene la ecuación (76) para el acaso de un suelo saturado.

$$p'_c = p - u_w \tag{76}$$

Para el caso de un suelo seco con $\chi = 0$, se obtiene la ecuación (77).

$$p'_c = p - u_a \tag{77}$$

3.1.8 Modelo computacional.

El comportamiento de los suelos no saturados se ha tratado de explicar con el concepto de los esfuerzos efectivos y el de las variables de estado de esfuerzo independientes. Desde el punto de vista de los esfuerzos efectivos está la ecuación de Bishop, pero debido a la dificultad de evaluar el parámetro se abandona la ecuación. Burland (1964) propone que los esfuerzos neto y la succión fueran consideradas como dos variables independientemente de estado de esfuerzo. El modelo que se desarrolla consta de un arreglo reticular considerando los siguientes elementos: macroporos, sitios (o poros), ligas y sólidos.

Al respecto de los elementos anteriores, en un suelo los macroporos son los más grandes que las partículas que las rodean y contribuyen a los mayores cambios de volúmenes (Simms y Yanful 2001); los sitios son poros de menor tamaño que las partículas que los rodean e influyen menos en los cambios de volumen; las ligas son canalículos que conectan los poros y los sólidos representan la fase incompresible del suelo en el modelo. En el modelo se representan los sitios o poros en las intersecciones de la retícula y las conexiones son los canalículos o ligas entre ellos. Los elementos anteriores se pueden representar en una red de acuerdo a la figura 3.24.

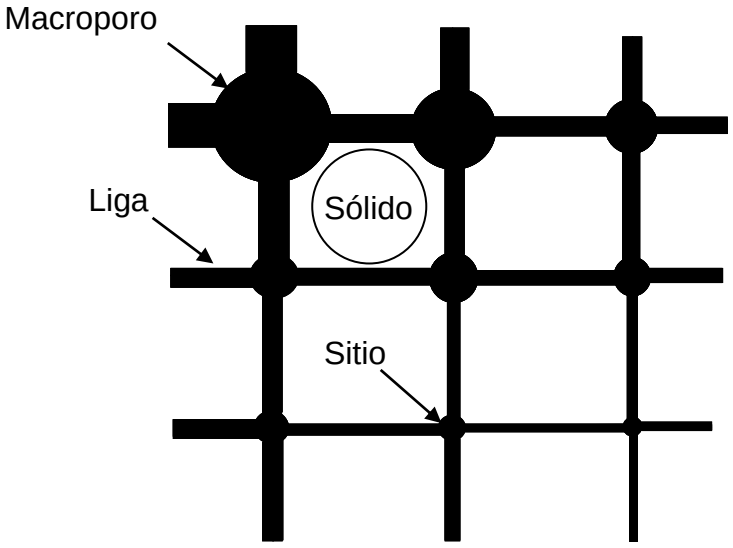


Figura 3.24 Elementos de la red: macroporos, sitios, ligas y sólidos.

En el modelo se establece el número de nodos de la red, luego el número de macroporos, sitios y ligas y los sólidos de cada tamaño es determinado. Se debe contar con la porosimetría para establecer el número de macroporos y sitios; se incluye toda la gama posible que se haya medido de tamaños de poros de la distribución bimodal. La porostimetría con pruebas de intrusión de mercurio aporta buenos resultados ya que el rango de mediciones incluye desde microporo hasta macroporo.

El rango de mediciones de las pruebas de porosimetría se divide en clases para hacer una distribución normal semilogaritmica; así se conoce el volumen, de poros de un cierto tamaño respecto al total. Todos los nodos en la red son asignados a un tamaño de poro. En general el numero de macroporos es usualmente menor que número de sitios. Sin embargo los volúmenes son similares. El caso de los sólidos el procedimiento es similar a partir del análisis granulométrico.

Una vez que el número de elementos de cada tamaño se ha definido. Los sitios y ligas son colocados en la red en forma aleatoria. Se debe cuidar la relación de radios de las ligas que conectan en 90º con respecto a los radios del poro conectado por medio de la siguiente expresión (Rojas, *et al.*, 2009):

$$\sqrt{r_{b1}^2 + r_{b2}^2} \leq r_{st} \tag{78}$$

Donde

r_{b1} es el radio de la liga 1.

r_{b2} es el radio de la liga 2.

r_{st} es el radio del sitio o poro.

Posteriormente, una vez ya colocados los sitios y ligas se producen a colocar los macroporos, como son de mayor tamaño se sigue empleando el principio de los radios.

Se procede a colocar los sólidos de tal forma que en las zonas donde hay pequeños poros, estos estarán rodeados por pequeñas partículas y viceversa.

El llenado de poros y secados es regulado por la ecuación de Laplace:

$$u_a - u_w = \frac{2T\cos\alpha}{R_c} \tag{79}$$

Donde R_c es el radio crítico, corresponde al máximo tamaño de poro que permanece saturado para una cierta succión. Esta condición es aplicada a los poros del modelo.

El drenaje de poros ocurrirá cuando el tamaño del poro es mayor que R_c y uno de sus canalículos que se conectado al mismo está drenado o seco. El proceso de secado consiste en considerar la red completamente saturada y que la succión es nula. Se modifica la succión en un pequeño incremento y esto induce drenaje o secado en los sitios y macroporos localizados en la periferia de la red y el proceso continúa sólo cuando los canalículos conectores a aquellos poros se secan. De este proceso se obtiene que la curva SWCC de secado sea regulada por los canalículos conectores.

La saturación de poros tendrá lugar si el tamaño de los poros es menor o igual a R_c y uno de los canalículos conectores está saturado. Durante a proceso de humedecimiento se considera inicialmente que los nodos o poros están secos y que la succión es alta, se modifica con un decremento la succión y los canalículos o conectores mas pequeños de la periferia de la red se llenan de agua. Posteriormente para que el proceso continué se deben llenar los sitios que están conectados a

aquellos canalículos saturados por el decremento de succión. De este proceso se obtiene que la curva SWCC de humedecimiento sea controlada por la distribución de sitios y macroporos.

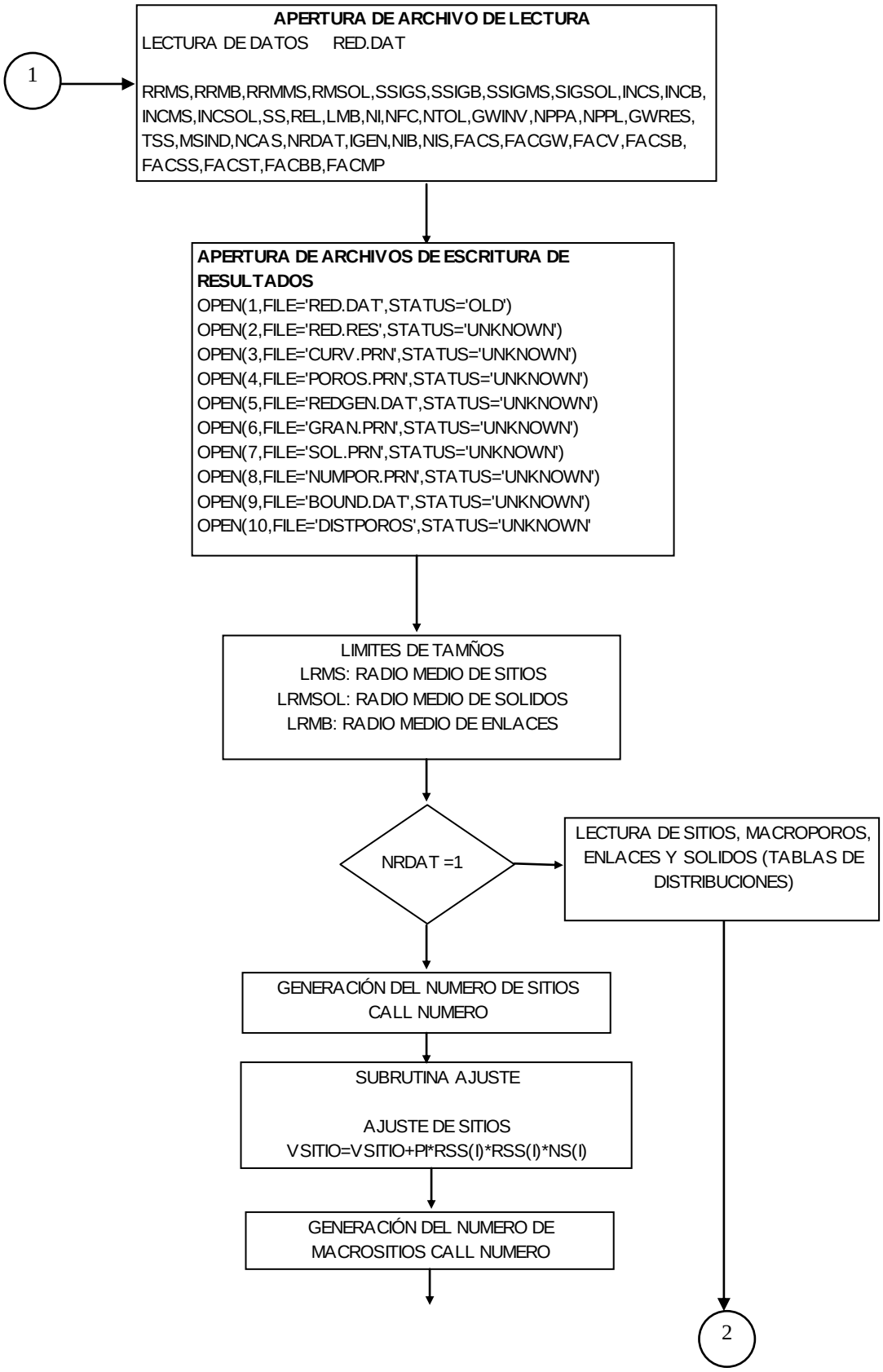
Los datos de porosimetría se introducen al programa, y pueden ser obtenidos de pruebas por ejemplo de intrusión de mercurio. La porosimetría que se obtuvo a partir de las imágenes de micrográficas resulta incompleta, por lo que en este trabajo se han propuesto valores de porosimetría para comparar con los resultados experimentales obtenidos para χ. Como ya ha quedado indicado se utilizaron distribuciones normales y estas quedan definidas por dos parámetros, su media y su desviación estándar. De esta forma se requieren como datos de entrada el radio medio y la desviación estándar de los sitios, macroporos, enlaces y de los sólidos. A continuación se presenta un diagrama de flujo que idealiza la forma en que trabaja el modelo, este diagrama es una representación simplificada del programa desarrollado por el Dr. Eduardo Rojas G.

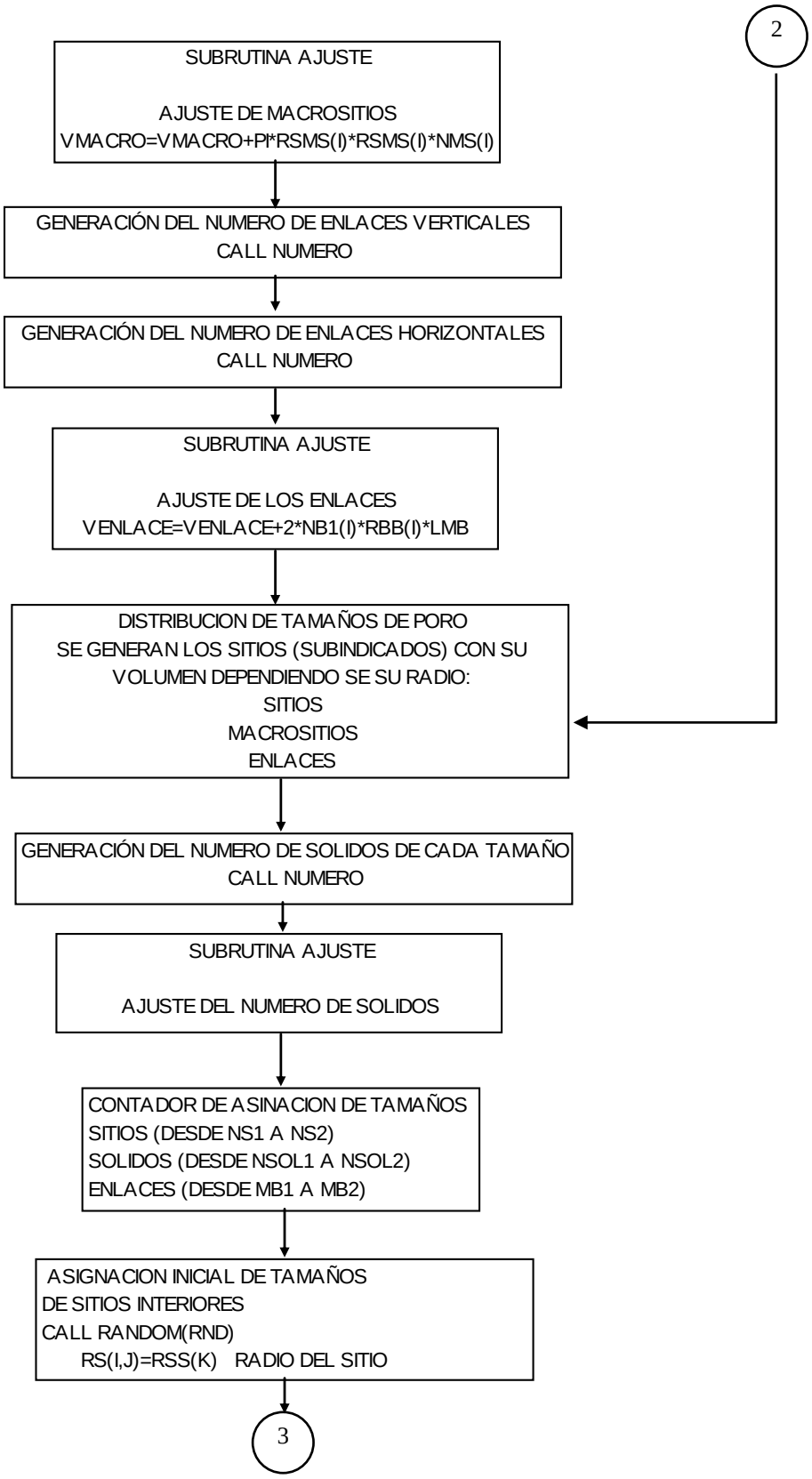
PROGRAMA MODELO SOLIDO POROSO

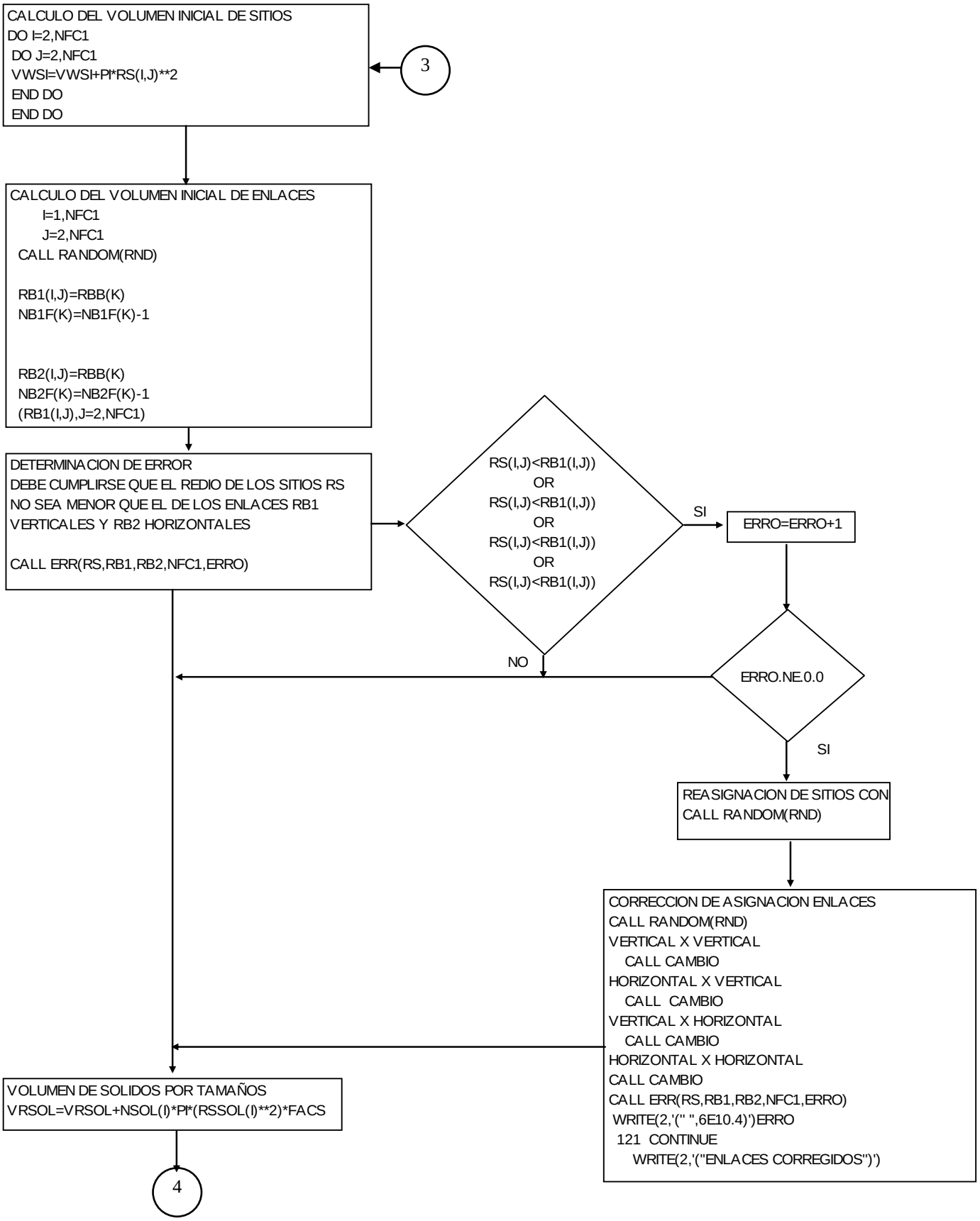
DEFINICION DE VARIABLES:

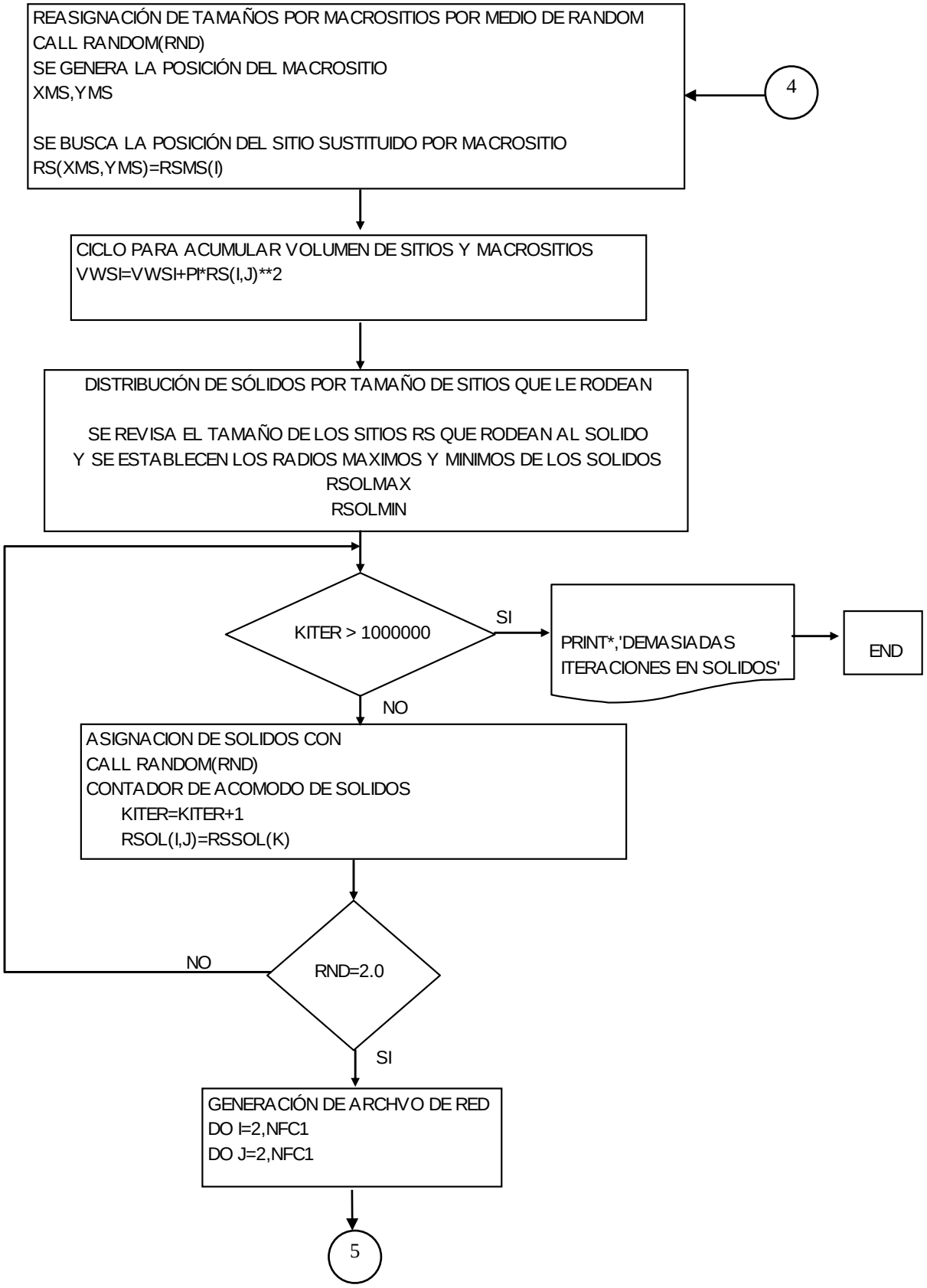
SD=SUCCION (MPA)
NS(I)=NUMERO DE SITIOS POR POSICIÓN DE TAMAÑOS
NB1=NUMERO DE ENLACES VERTICALES
NB2=NUMERO DE ENLACES HORIZONTALES
NSL=NUMERO DE SITIOS CON LIQUIDO
NBIL=NUMERO DE ENLACES BI LLENOS DE LIQUIDO
NB2L=NUMERO DE ENLACES B2 LLENOS DE LIQUIDO
S(I)=FRECUENCIA DE SITIOS POR POSICIÓN DE TAMAÑOS
RSS(I)=RADIO DE SITIOS POR POSICION DE TAMAÑOS
LS=1, SITIOS LLENOS DE LIQUIDO; =0 LLENOS DE GAS
LSS=1, SITIOS EN FRACCION SATURADA, =0 FRACCION NO SATURADA
LB1=1, ENLACES B1 LLENOS DE LIQUIDO; =0, LLENOS DE GAS
LB1S=1, ENLACES B1 EN FRACCION SATURADA, =0 EN FRACCION NO SATURAD
LB2=1, ENLACES B2 LLENOS DE LIQUIDO; =0, LLENOS DE GAS
LB2S=1, ENLACES B2 EN FRACCION SATURADA, =0 EN FRACCION NO SATURADA
RRMS= RADIO MEDIO SITIOS, RRMB= RADIO MEDIO ENLACES
RMSOL=RADIO MEDIO DE SOLIDOS, SIGSOL DESV.ESTANDAR SOLIDOS
RSO(I,J)= TAMAÑO ORIGINAL DE UN SITIO DONDE SE COLOCA UN MACROPORO
RSO(I,J)=0 NO EXISTE MACROPORO EN ESE SITIO O YA COLAPSO
SSIGS= DESV. ESTANDAR SITIOS, SSIGB= DESV. ESTANDAR ENLACES
INCS= INC. SITIOS, LINCB=LOG INC. ENLACES
NI=NUMERO DE ITERACIONES PARA GENEAR LA RED
NFC=NUMERO DE FILAS Y COLUMNAS
LMB= LONG. MEDIA ENLACES
MSIND=0 SIN COLAPSO DE MACROPOROS, =1 COLAPSO DE MACROPOROS,
E0=RELACION DE VACIOS INICIAL DEL SUELO
VWSS= VOLUMEN DE AGUA SITIOS EN FRACCION SATURADA
VWBS= VOLUMEN DE AGUA ENLACES FRACCION SATURADA
GWINV=GRD. DE SAT. PARA INVERSION
NPPA, NPPL = NUMERO DE PARTICULAS DE UN PAQUETE DE ARCILLA O LIMO
FACGW=GRADO DE SATURACION IRREVERSIBLE (CONSIDERAR QUE INCLUYE RESIDUAL, GWRES)
GWRES=GRADO DE SATURACION RESIDUAL
FACV=FACTOR DE VOLUMEN DE VACIOS EN IMBIBICION
FACS=FACTOR DE FORMA DE SOLIDOS
FACSB=FACTOR DE SATURACION DE ENLACES
FACSS=FACTOR DE SATURACION DE SITIOS
FACST=FACTOR DE TAMANO DE SITIOS
FACBB=FACTOR TAMANO DE ENLACES
FACMP=FACTOR TAMNO DE MACROPOROS
REL=RELACION MACRO/MICROSITIOS
NIS,NIB=NUMERO DE INCREMENTOS PARA SITIOS Y ENLACES
NCAS=0 CURVAS LIMITE, =1 INICIA EN DRENAJE, =2 INICIA IMBIBICION
TSS= RELACIONADO A TENSION SUPERFICIAL DE: AGUA (0.148), MERCURIO (0.695)
IGEN=1 GENERA RED Y CURVAS, =0 LEE ARCIVO DE RED Y GENERA CURVAS
NRDAT=0 NO LEE ARCHIVOS DE DATOS SITIOS Y SOLIDOS, =1 LEE ARCHIVOS

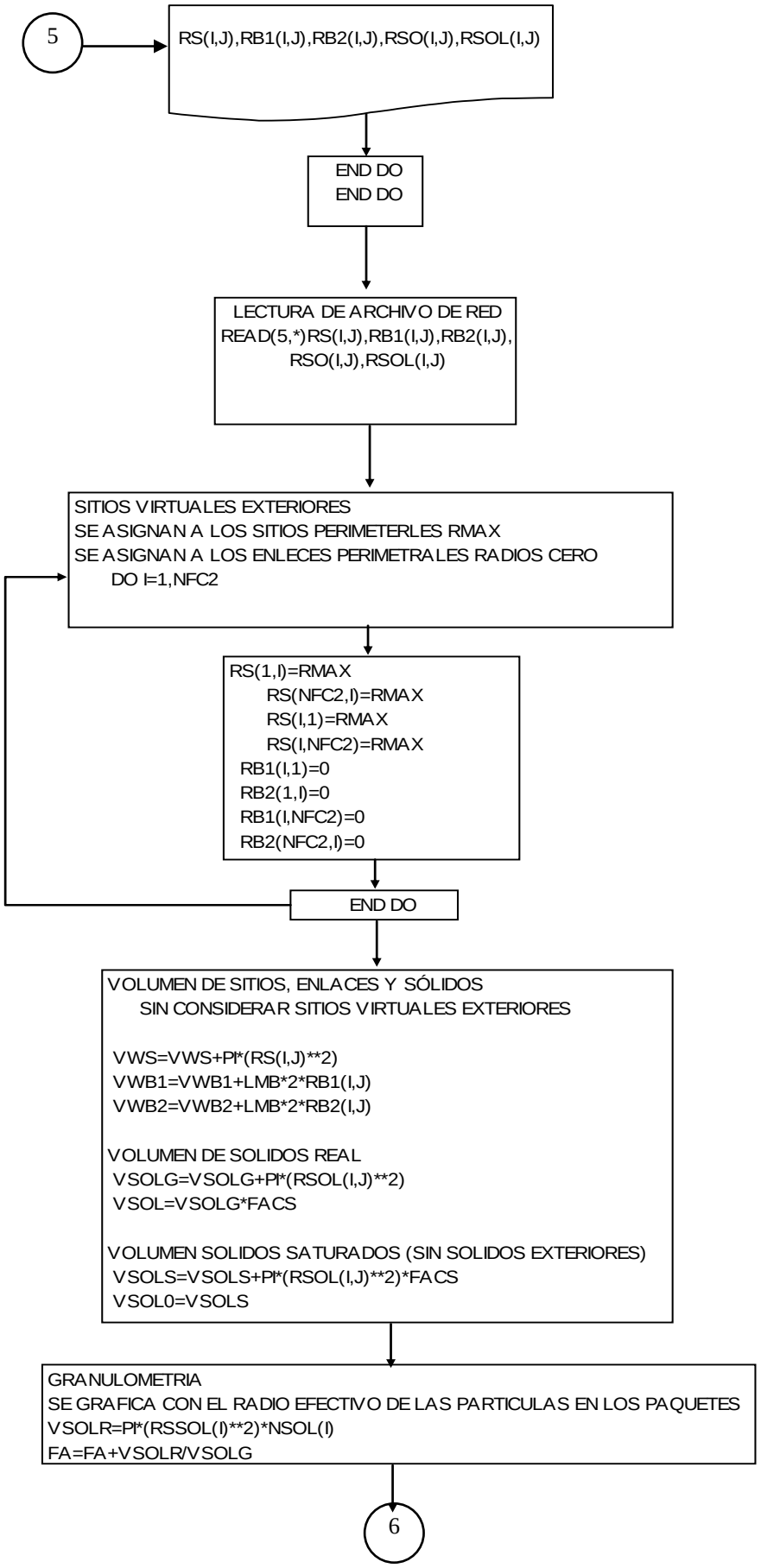
1


1
APERTURA DE ARCHIVO DE LECTURA
LECTURA DE DATOS RED.DAT
RRMS,RRMB,RRMMS,RMSOL,SSIGS,SSIGB,SSIGMS,SIGSOL,INCS,INCB,
INCMS,INCSOL,SS,REL,LMB,NI,NFC,NTOL,GWINV,NPPA,NPPL,GWRES,
TSS,MSIND,NCAS,NRDAT,IGEN,NIB,NIS,FACS,FACGW,FACV,FACSB,
FACSS,FACST,FACBB,FACMP
APERTURA DE ARCHIVOS DE ESCRITURA DE RESULTADOS
OPEN(1,FILE='RED.DAT',STATUS='OLD')
OPEN(2,FILE='RED.RES',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(3,FILE='CURV.PRN',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(4,FILE='POROS.PRN',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(5,FILE='REDGEN.DAT',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(6,FILE='GRAN.PRN',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(7,FILE='SOL.PRN',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(8,FILE='NUMPOR.PRN',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(9,FILE='BOUND.DAT',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(10,FILE='DISTPOROS',STATUS='UNKNOWN'
LIMITES DE TAMÑOS
LRMS: RADIO MEDIO DE SITIOS
LRMSOL: RADIO MEDIO DE SOLIDOS
LRMB: RADIO MEDIO DE ENLACES
NRDAT =1
LECTURA DE SITIOS, MACROPOROS, ENLACES Y SOLIDOS (TABLAS DE DISTRIBUCIONES)
GENERACIÓN DEL NUMERO DE SITIOS
CALL NUMERO
SUBRUTINA AJUSTE
AJUSTE DE SITIOS
VSITIO=VSITIO+PI*RSS(I)*RSS(I)*NS(I)
GENERACIÓN DEL NUMERO DE MACROSITIOS CALL NUMERO
2


2
SUBRUTINA AJUSTE
AJUSTE DE MACROSITIOS
VMACRO=VMACRO+PI*RSMS(I)*RSMS(I)*NMS(I)
GENERACIÓN DEL NUMERO DE ENLACES VERTICALES
CALL NUMERO
GENERACIÓN DEL NUMERO DE ENLACES HORIZONTALES
CALL NUMERO
SUBRUTINA AJUSTE
AJUSTE DE LOS ENLACES
VENLACE=VENLACE+2*NB1(I)*RBB(I)*LMB
DISTRIBUCION DE TAMAÑOS DE PORO
SE GENERAN LOS SITIOS (SUBINDICADOS) CON SU
VOLUMEN DEPENDIENDO SE SU RADIO:
SITIOS
MACROSITIOS
ENLACES
GENERACIÓN DEL NUMERO DE SOLIDOS DE CADA TAMAÑO
CALL NUMERO
SUBRUTINA AJUSTE
AJUSTE DEL NUMERO DE SOLIDOS
CONTADOR DE ASINACION DE TAMAÑOS
SITIOS (DESDE NS1 A NS2)
SOLIDOS (DESDE NSOL1 A NSOL2)
ENLACES (DESDE MB1 A MB2)
ASIGNACION INICIAL DE TAMAÑOS
DE SITIOS INTERIORES
CALL RANDOM(RND)
RS(I,J)=RSS(K) RADIO DEL SITIO
3


CALCULO DEL VOLUMEN INICIAL DE SITIOS
DO I=2,NFC1
DO J=2,NFC1
VWSI=VWSI+PI*RS(I,J)**2
END DO
END DO
3
CALCULO DEL VOLUMEN INICIAL DE ENLACES
I=1,NFC1
J=2,NFC1
CALL RANDOM(RND)
RB1(I,J)=RBB(K)
NB1F(K)=NB1F(K)-1
RB2(I,J)=RBB(K)
NB2F(K)=NB2F(K)-1
(RB1(I,J),J=2,NFC1)
DETERMINACION DE ERROR
DEBE CUMPLIRSE QUE EL REDIO DE LOS SITIOS RS
NO SEA MENOR QUE EL DE LOS ENLACES RB1
VERTICALES Y RB2 HORIZONTALES
CALL ERR(RS,RB1,RB2,NFC1,ERRO)
RS(I,J)<RB1(I,J))
OR
RS(I,J)<RB1(I,J))
OR
RS(I,J)<RB1(I,J))
OR
RS(I,J)<RB1(I,J))
SI
ERRO=ERRO+1
NO
ERRO.NE.0.0
SI
REASIGNACION DE SITIOS CON
CALL RANDOM(RND)
CORRECCION DE ASIGNACION ENLACES
CALL RANDOM(RND)
VERTICAL X VERTICAL
CALL CAMBIO
HORIZONTAL X VERTICAL
CALL CAMBIO
VERTICAL X HORIZONTAL
CALL CAMBIO
HORIZONTAL X HORIZONTAL
CALL CAMBIO
CALL ERR(RS,RB1,RB2,NFC1,ERRO)
WRITE(2,'(" ",6E10.4)')ERRO
121 CONTINUE
WRITE(2,'("ENLACES CORREGIDOS")')
VOLUMEN DE SOLIDOS POR TAMAÑOS
VRSOL=VRSOL+NSOL(I)*PI*(RSSOL(I)**2)*FACS
4


REASIGNACIÓN DE TAMAÑOS POR MACROSITIOS POR MEDIO DE RANDOM
CALL RANDOM(RND)
SE GENERA LA POSICIÓN DEL MACROSITIO
XMS,YMS
SE BUSCA LA POSICIÓN DEL SITIO SUSTITUIDO POR MACROSITIO
RS(XMS,YMS)=RSMS(I)
4
CICLO PARA ACUMULAR VOLUMEN DE SITIOS Y MACROSITIOS
VWSI=VWSI+PI*RS(I,J)**2
DISTRIBUCIÓN DE SÓLIDOS POR TAMAÑO DE SITIOS QUE LE RODEAN
SE REVISA EL TAMAÑO DE LOS SITIOS RS QUE RODEAN AL SOLIDO
Y SE ESTABLECEN LOS RADIOS MAXIMOS Y MINIMOS DE LOS SOLIDOS
RSOLMAX
RSOLMIN
KITER > 1000000
SI
PRINT*,'DEMASIADAS
ITERACIONES EN SOLIDOS'
END
NO
ASIGNACION DE SOLIDOS CON
CALL RANDOM(RND)
CONTADOR DE ACOMODO DE SOLIDOS
KITER=KITER+1
RSOL(I,J)=RSSOL(K)
NO
RND=2.0
SI
GENERACIÓN DE ARCHVO DE RED
DO I=2,NFC1
DO J=2,NFC1
5


5
RS(I,J),RB1(I,J),RB2(I,J),RSO(I,J),RSOL(I,J)
END DO
END DO
LECTURA DE ARCHIVO DE RED
READ(5,*)RS(I,J),RB1(I,J),RB2(I,J),
RSO(I,J),RSOL(I,J)
SITIOS VIRTUALES EXTERIORES
SE ASIGNAN A LOS SITIOS PERIMETERLES RMAX
SE ASIGNAN A LOS ENLECES PERIMETRALES RADIOS CERO
DO I=1,NFC2
RS(1,I)=RMAX
RS(NFC2,I)=RMAX
RS(I,1)=RMAX
RS(I,NFC2)=RMAX
RB1(I,1)=0
RB2(1,I)=0
RB1(I,NFC2)=0
RB2(NFC2,I)=0
END DO
VOLUMEN DE SITIOS, ENLACES Y SÓLIDOS
SIN CONSIDERAR SITIOS VIRTUALES EXTERIORES
VWS=VWS+PI*(RS(I,J)**2)
VWB1=VWB1+LMB*2*RB1(I,J)
VWB2=VWB2+LMB*2*RB2(I,J)
VOLUMEN DE SOLIDOS REAL
VSOLG=VSOLG+PI*(RSOL(I,J)**2)
VSOL=VSOLG*FACS
VOLUMEN SOLIDOS SATURADOS (SIN SOLIDOS EXTERIORES)
VSOLS=VSOLS+PI*(RSOL(I,J)**2)*FACS
VSOL0=VSOLS
GRANULOMETRIA
SE GRAFICA CON EL RADIO EFECTIVO DE LAS PARTICULAS EN LOS PAQUETES
VSOLR=PI*(RSSOL(I)**2)*NSOL(I)
FA=FA+VSOLR/VSOLG
6

6

RELACION DE VACIOS REAL
VWB=VWB1+VWB2
VWBS=VWB
VWVO=VWS+VWB
VV=VWVO
E0=VV/VSOL0

DRENAJE, SITIOS, ENLACES Y SÓLIDOS INICIALMENTE SATURADOS
HACIENDO LS(I)=1 PARA SITIOS LLENOS DE LIQUIDO
Y
LS(I) = 0 PARA SITIOS LLENOS DE GAS

NUMERO DE SITIOS Y ENLACES SATURADOS POR TAMAÑOS

GAS FLUYE POR LAS FRONTERAS IZQUIERDA Y DERECHA, ARRIBA
Y ABAJO HACIENDO LS(I)=0

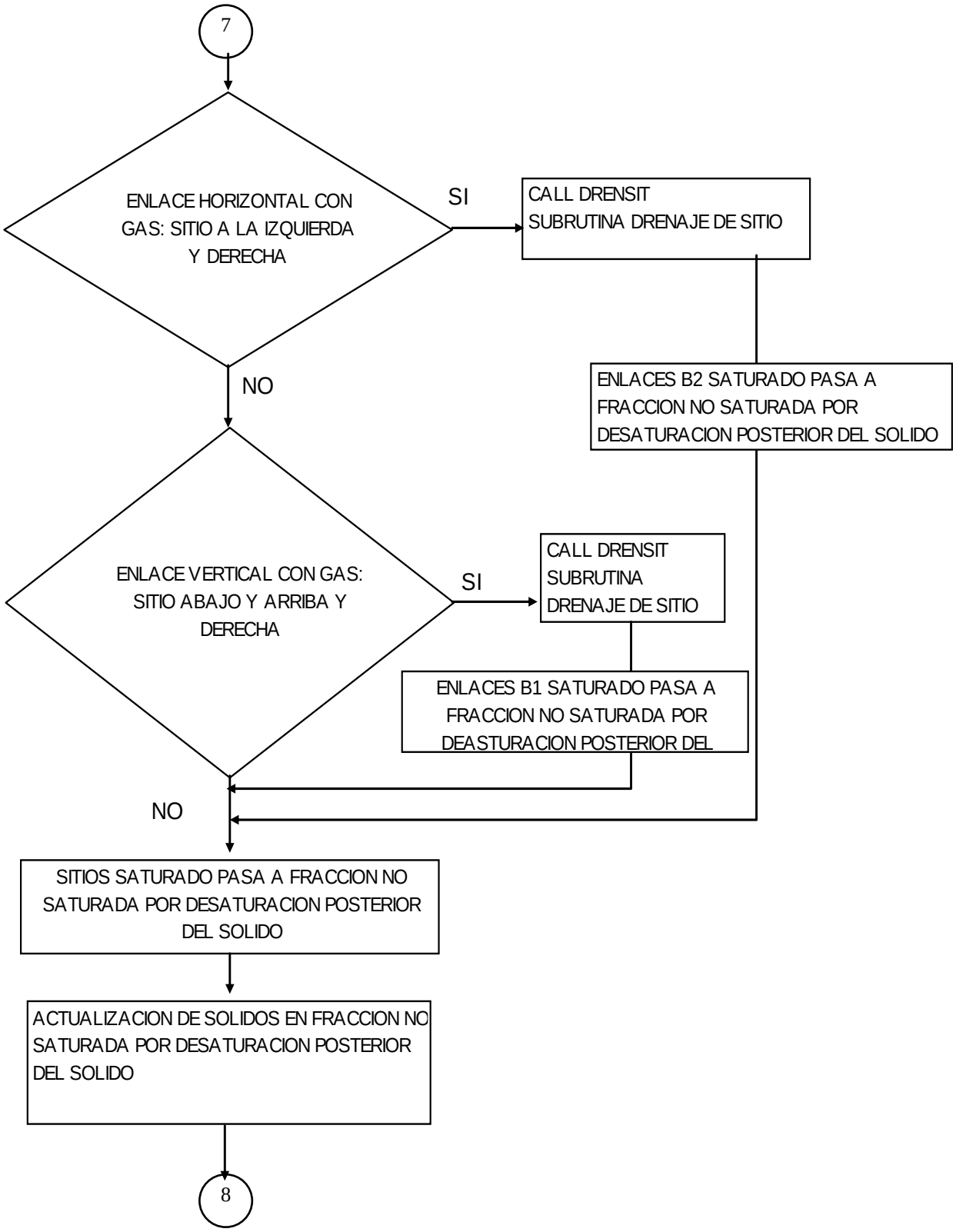
CONDICIONES INICIALES
RADIO CRITICO RC=10**LRCA
SUCCION SD=TSS/RC
GRADO DE SATURACION GWD=1.0
E=E0

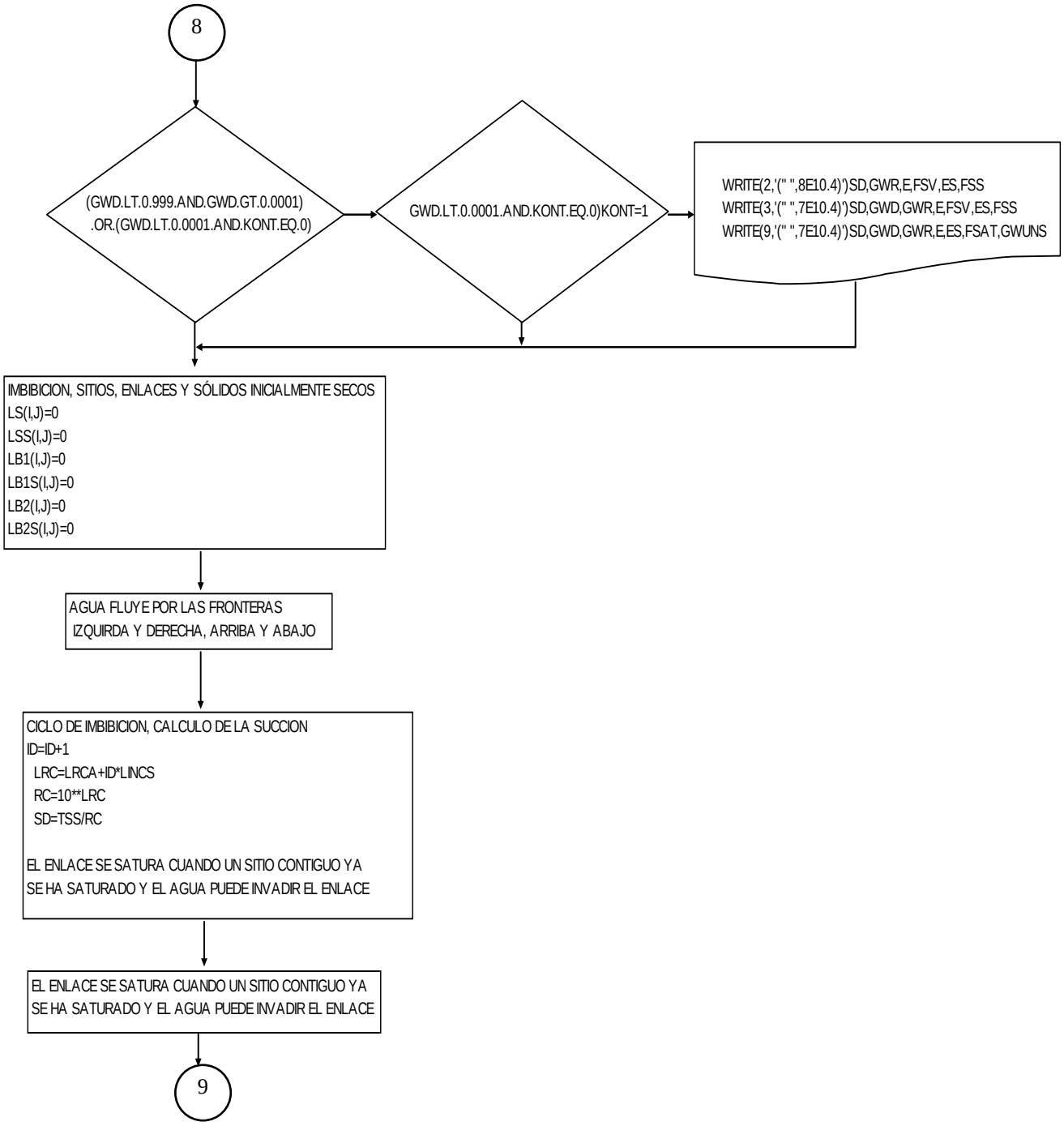
CICLO DE SECADO, CALCULO DE LA SUCCION
ID=0
ID=ID+1
LRC=LRCA-ID*LINCB
RC=10**LRC
SD=TSS/RC

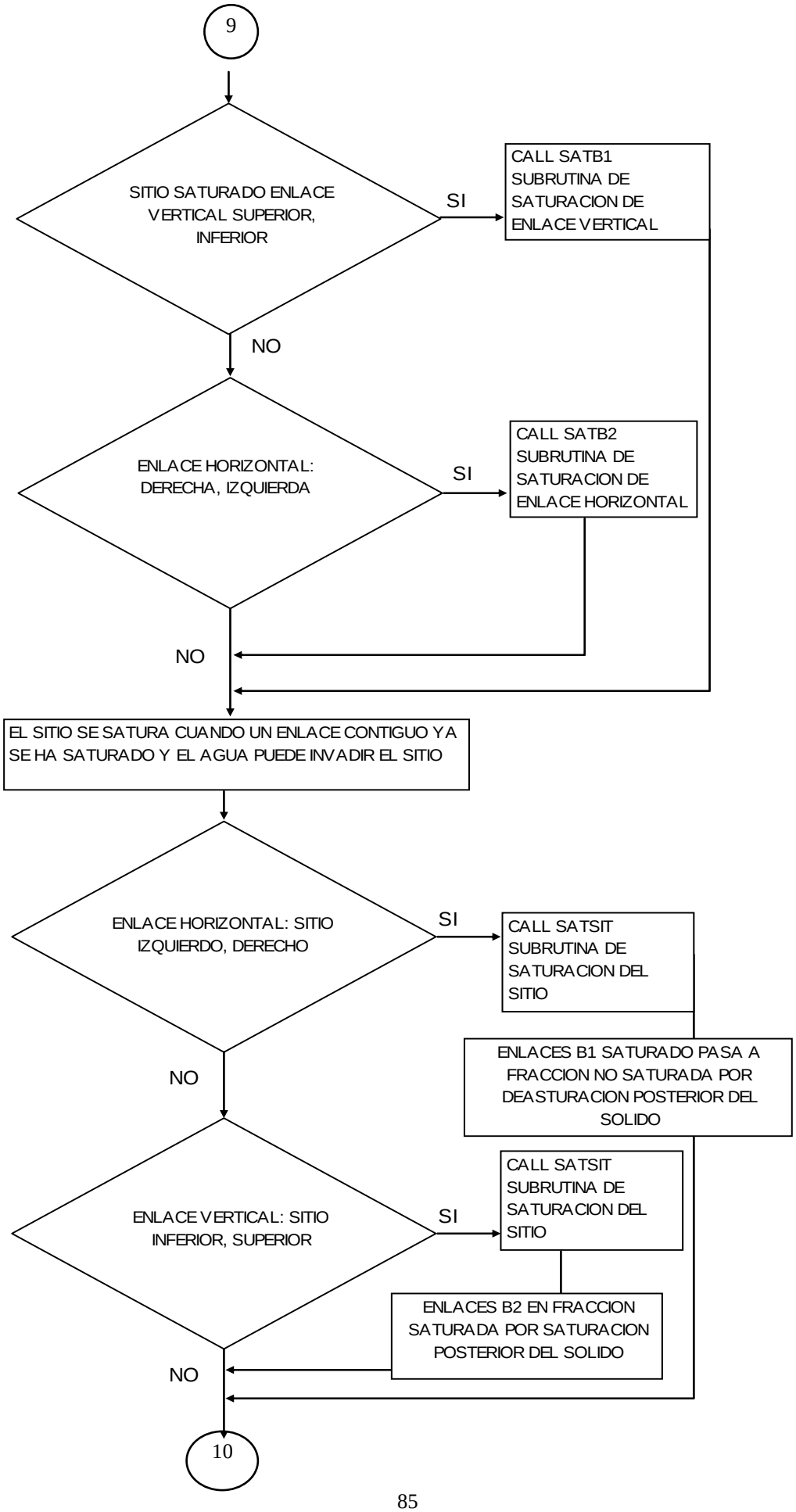
EL GAS INVADE EL ENLACE SI UNO DE LO SITIOS QUE LIGA
YA HA SIDO INVADIDO Y SU TAMAÑO ES SUPERIOR A RC

EL GAS INVADE EL SITIO SI EL ENLACE CONTIGUO YA HA SIDO
INAVADIDO Y EL GAS PUEDE INVADIR EL SITIO
EL SITIO COLAPSA HASTA MICROSITIO SOLO SI ES MACROSITIO
E INICIA EN DRENAJE

7


7
ENLACE HORIZONTAL CON GAS: SITIO A LA IZQUIERDA Y DERECHA
SI
CALL DRENSIT SUBRUTINA DRENAJE DE SITIO
NO
ENLACES B2 SATURADO PASA A FRACCION NO SATURADA POR DESATURACION POSTERIOR DEL SOLIDO
ENLACE VERTICAL CON GAS: SITIO ABAJO Y ARRIBA Y DERECHA
SI
CALL DRENSIT SUBRUTINA DRENAJE DE SITIO
ENLACES B1 SATURADO PASA A FRACCION NO SATURADA POR DEASTURACION POSTERIOR DEL
NO
SITIOS SATURADO PASA A FRACCION NO SATURADA POR DESATURACION POSTERIOR DEL SOLIDO
ACTUALIZACION DE SOLIDOS EN FRACCION NO SATURADA POR DESATURACION POSTERIOR DEL SOLIDO
8


8
(GWD.LT.0.999.AND.GWD.GT.0.0001)
.OR.(GWD.LT.0.0001.AND.KONT.EQ.0)
GWD.LT.0.0001.AND.KONT.EQ.0)KONT=1
WRITE(2,'(" ",8E10.4)')SD,GWR,E,FSV,ES,FSS
WRITE(3,'(" ",7E10.4)')SD,GWD,GWR,E,FSV,ES,FSS
WRITE(9,'(" ",7E10.4)')SD,GWD,GWR,E,ES,FSAT,GWUNS
IMBIBICION, SITIOS, ENLACES Y SÓLIDOS INICIALMENTE SECOS
LS(I,J)=0
LSS(I,J)=0
LB1(I,J)=0
LB1S(I,J)=0
LB2(I,J)=0
LB2S(I,J)=0
AGUA FLUYE POR LAS FRONTERAS
IZQUIRDA Y DERECHA, ARRIBA Y ABAJO
CICLO DE IMBIBICION, CALCULO DE LA SUCCION
ID=ID+1
LRC=LRCA+ID*LINCS
RC=10**LRC
SD=TSS/RC
EL ENLACE SE SATURA CUANDO UN SITIO CONTIGUO YA
SE HA SATURADO Y EL AGUA PUEDE INVADIR EL ENLACE
EL ENLACE SE SATURA CUANDO UN SITIO CONTIGUO YA
SE HA SATURADO Y EL AGUA PUEDE INVADIR EL ENLACE
9


9
SITIO SATURADO ENLACE VERTICAL SUPERIOR, INFERIOR
SI
CALL SATB1 SUBRUTINA DE SATURACION DE ENLACE VERTICAL
NO
ENLACE HORIZONTAL: DERECHA, IZQUIERDA
SI
CALL SATB2 SUBRUTINA DE SATURACION DE ENLACE HORIZONTAL
NO
EL SITIO SE SATURA CUANDO UN ENLACE CONTIGUO YA SE HA SATURADO Y EL AGUA PUEDE INVADIR EL SITIO
ENLACE HORIZONTAL: SITIO IZQUIERDO, DERECHO
SI
CALL SATSIT SUBRUTINA DE SATURACION DEL SITIO
ENLACES B1 SATURADO PASA A FRACCION NO SATURADA POR DEASTURACION POSTERIOR DEL SOLIDO
NO
ENLACE VERTICAL: SITIO INFERIOR, SUPERIOR
SI
CALL SATSIT SUBRUTINA DE SATURACION DEL SITIO
ENLACES B2 EN FRACCION SATURADA POR SATURACION POSTERIOR DEL SOLIDO
NO
10

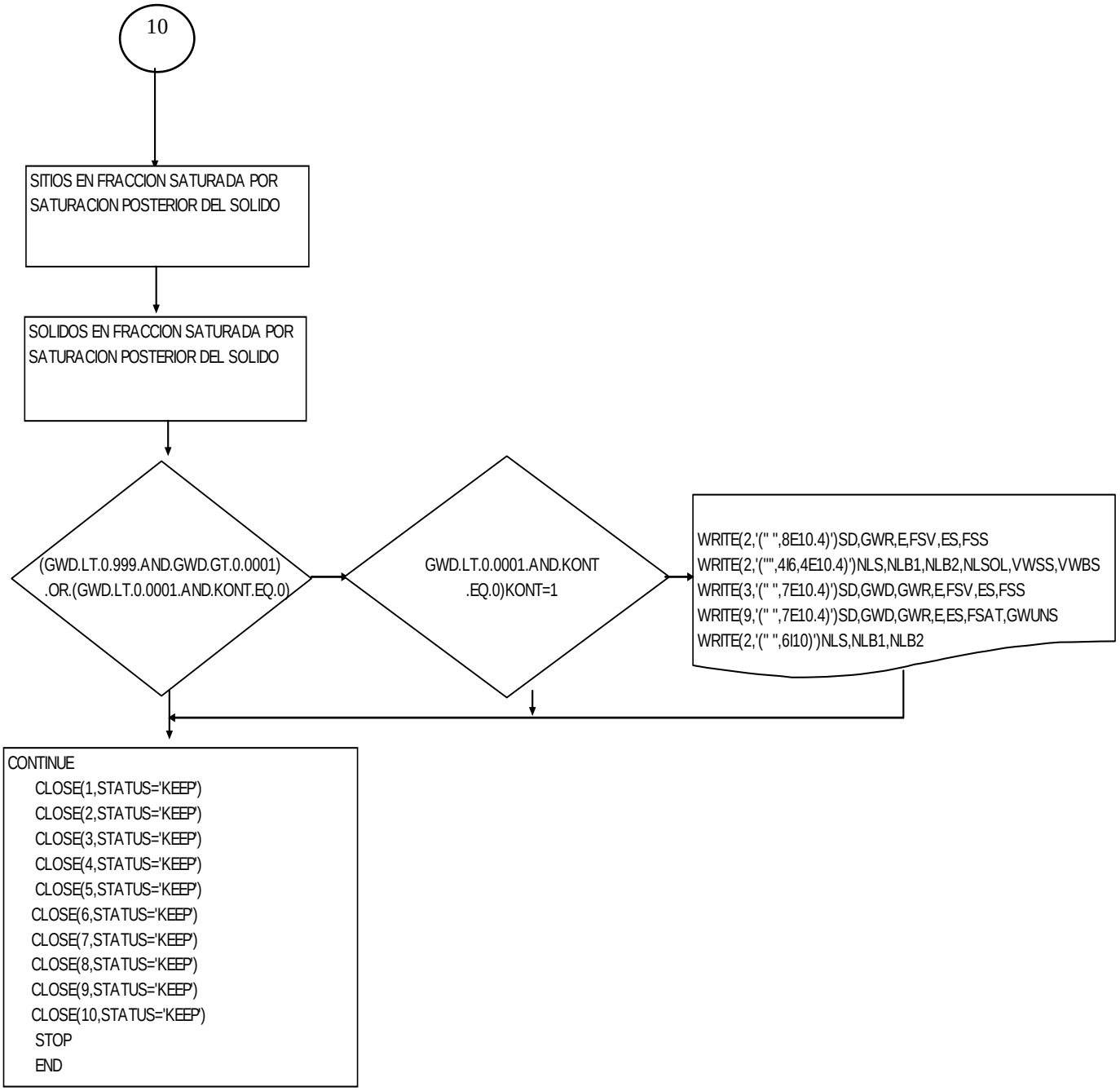


Figura 3.25 Diagrama de flujo del programa del modelo sólido poroso.

4 RESULTADOS Y DISCUSION

Como puede observarse en la figura 3.8, para cualquier grado de saturación la curva de retención de agua en proceso de secado presenta valores mayores de succión que la curva de humedecimiento. En estas curvas se ve que ocurren perdidas grandes de agua para valores de succión de 0.01 kPa hasta antes de 2100 kPa llegando a tener un grado de saturación de aproximadamente 17.5 %, esto quiere decir que los poros grandes del suelo requieren una menor cantidad de energía para movilizar su agua, en tanto que los poros pequeños requieren cantidades mayores de energía ya que para llegar a un grado de saturación cercano a cero en la trayectoria de secado se requieren aproximadamente 1 000 000 kPa de succión, en este trabajo se logró medir hasta 52, 821 kPa en esa trayectoria con el método del papel filtro.

Los resultados de los ensayes triaxiales (CD) realizados a 150 kPa de confinamiento, descritos en la sección 3.1.1.4 se representan en términos del esfuerzo desviador residual contra la succión, en la figura 4.1 y contra el grado de saturación en la figura 4.2; se han incluido las trayectorias obtenidas para procesos de humedecimiento y secado. En ambas trayectorias se obtuvo un valor máximo de resistencia en términos del esfuerzo desviador para cierto valor de succión, y luego se observa decremento de resistencia para valores mayores de succión.

De acuerdo a las curvas esfuerzo desviador-succión se puede ver que para succiones mayores del orden de 2000 kPa el esfuerzo desviador es mayor en la trayectoria de secado, y para succiones del orden de los 600 kPa se intersecan las curvas q-s, de tal forma que la resistencia es mayor en la trayectoria de humedecimiento para succiones menores a ese valor.

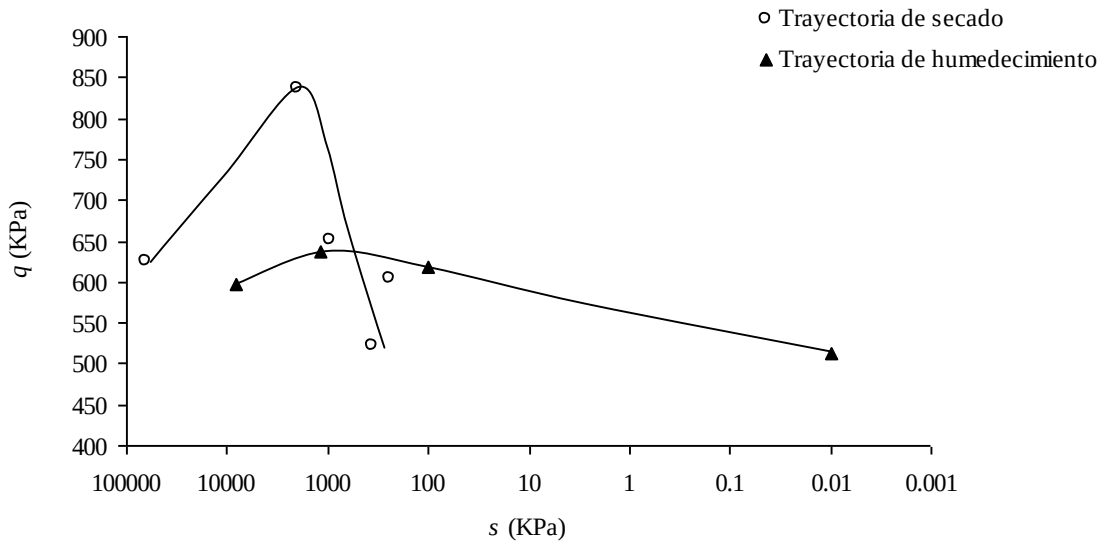


Figura 4.1 Resultados de pruebas triaxiales consolidadas y drenadas (CD), se presenta el esfuerzo desviador residual (q) contra la succión (s) para las trayectorias de secado y humedecimiento.

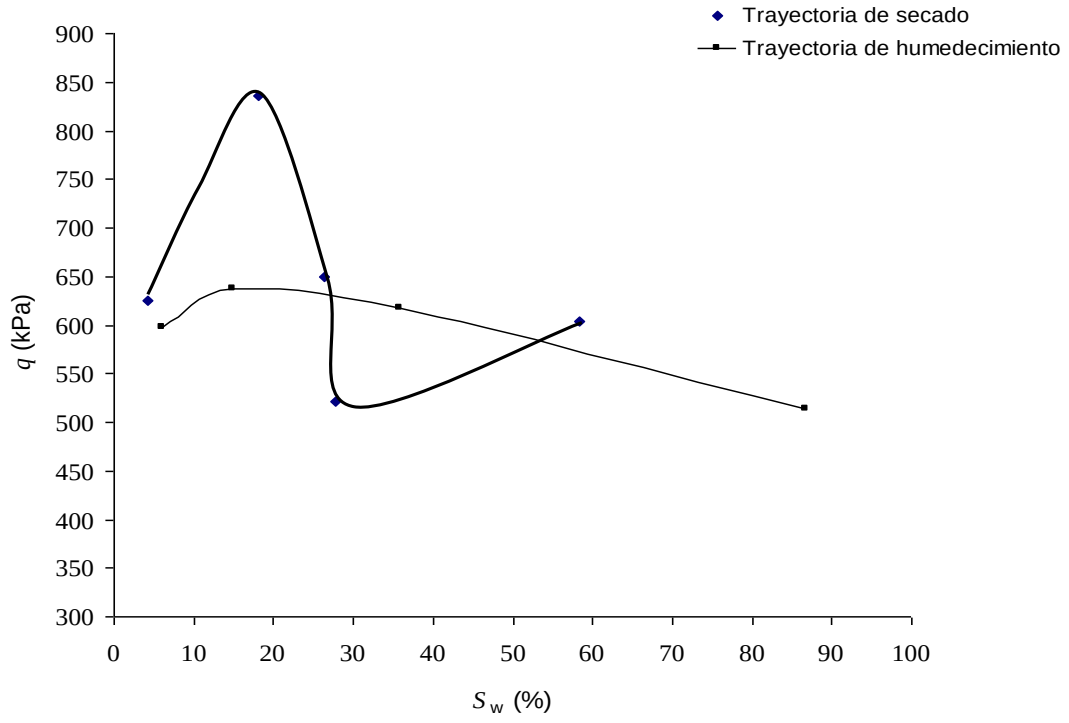


Figura 4.2 Resultados de pruebas triaxiales consolidadas y drenadas (CD), se presenta el esfuerzo desviador residual (q) contra grado de saturación (S_w) para las trayectorias de secado y humedecimiento.

4.1 Parámetro χ de Bishop y digagramas p'-q

Para determinar el parámetro χ existen varias ecuaciones, la (80) y (81) propuestas por Vanapalli *et al.* (1996), la (82) por Öberg y Sallfours (1995) y la (83) por Khalili y Khabbaz (1998). La ecuación (84) deducida anteriormente, fue propuesta por Rojas (2009) y la ecuación (85) representa una extensión de la ecuación de Rojas, propuesta en esta tesis para explicar la coexistencia de la fracción seca en los suelos no saturados.

$$\chi = (S_w)^{\kappa} \tag{80}$$

$$\chi = (S_w - S_r)/(1 - S_r) \tag{81}$$

$$\chi = S_w \tag{82}$$

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55} \tag{83}$$

$$\chi = (f_s + S_w^u f_u) \tag{84}$$

$$\chi = f_s + S_w^u (1 - f_s - f_d) \tag{85}$$

En las ecuaciones anteriores S_w es el grado de saturación, κ es un parámetro de ajuste que varía con el índice de plasticidad (Vanapalli y Fredulund, 2000), S_r es el grado de saturación residual, $(u_a - u_w)$ es la succión y $(u_a - u_w)_b$ representa el valor de la succión para el punto de entrada de aire. Para estimar los esfuerzos efectivos se han calculado los valores del parámetro χ tanto para la trayectoria de humedecimiento y secado a partir de los datos de las curvas características y de los datos de las pruebas triaxiales con las ecuaciones (80), (81), (82) y (83). La ecuación (84) es la ecuación que se ha deducido en este trabajo de investigación a partir de la ecuación (68), donde f_s es la fracción saturada, S_w^u es el grado de saturación de la fracción no saturada, y f_u es la fracción no saturada. La ecuación (85) es la ecuación que se ha propuesto en este trabajo de investigación a partir de la ecuación (75), donde f_s y S_w^u tienen el mismo significado que en la ecuación (84), y f_d es

la fracción no saturada. La figura 4.3 contiene los estos resultados de χ para las ecuaciones anteriores y resultados experimentales.

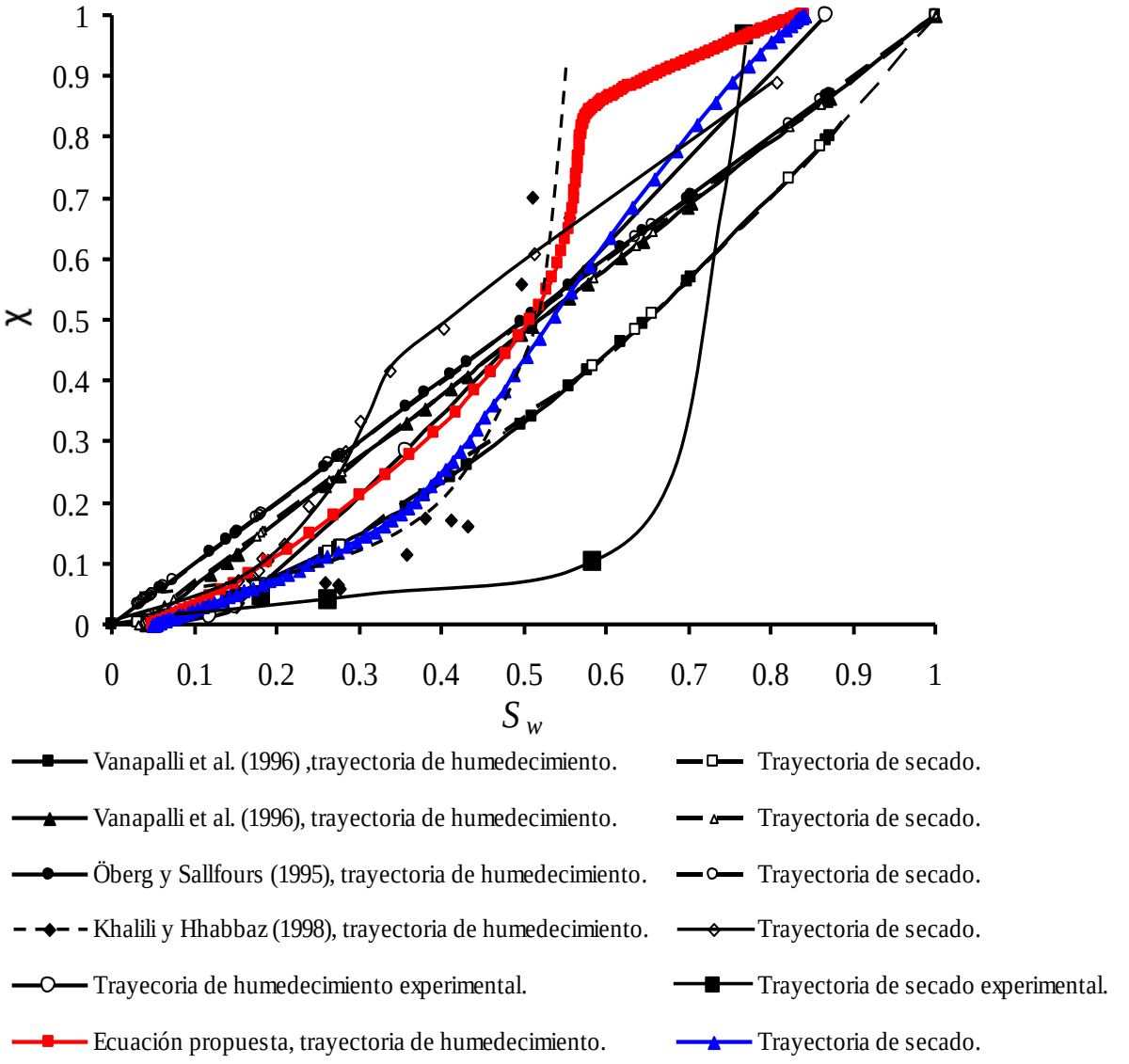


Figura 4.3 Valores de χ para las ecuaciones de Vanapalli, Öberg y Sällfours y Khalili y Khabbaz para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM).

En la elaboración de la figura 4.3 se utilizó el valor de ajuste de κ=1.6 para tener la tendencia al origen p'-q de la figura 8, y los grados de saturación residuales fueron obtenidos de las curvas características de la figura 6, siendo $S_r = 0.04$ para la trayectoria de humedecimiento y $S_r = 0.0325$ para la trayectoria de secado.

Se puede ver en la figura 4.3 que los valores de χ varían de una ecuación a otra, esto indica que las ecuaciones no son aplicables para todos los casos. Para conocer los valores de los esfuerzos efectivos a partir del valor χ se puede hacer aplicando las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q \tag{86}$$

$$\sigma_{i\ neto} = \sigma_i - u_a \tag{87}$$

$$\sigma_i^{'} = \sigma_{i\ neto} + \chi s \tag{88}$$

En estas ecuaciones σ_1 es el esfuerzo vertical total, σ_3 es el esfuerzo de confinamiento, u_a es la presión de aire en los poros, q es el esfuerzo desviador de los ensayes triaxilaes y s es la succión. Con los esfuerzos efectivos es posible construir los gráficos $p'-q$; el objetivo de representar los esfuerzos en estos diagramas es para observar su tendencia a alinearse en una recta que pase por el origen, tal como lo indica el estado critico. Para el cálculo de p' se utilizara la siguiente relación:

$$p' = (\sigma_1^{'} + \sigma_2^{'} + \sigma_3^{'})/3 \tag{89}$$

Con resultados de las pruebas triaxiales se han obtenido las figuras 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8 que corresponden a cada una de las ecuaciones del parámetro χ antes citadas.

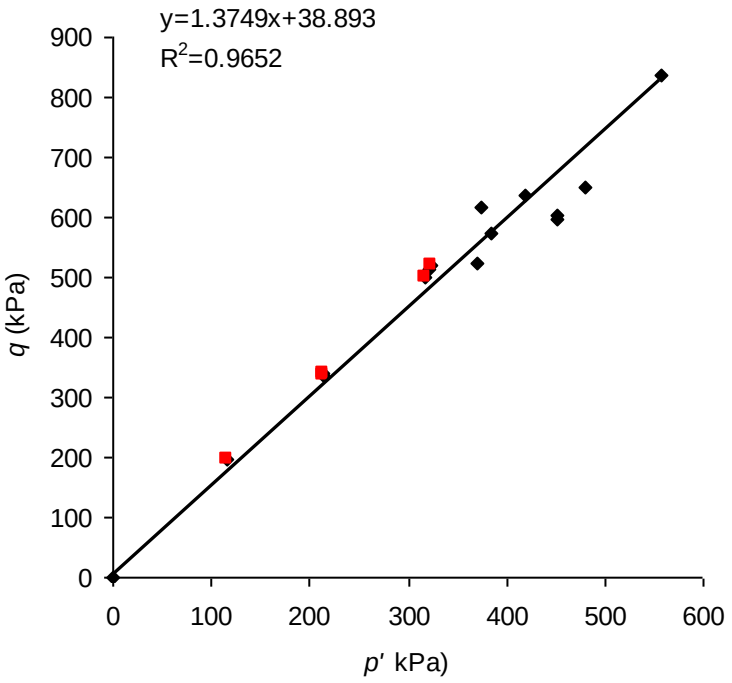


Figura 4.4 Diagrama *p'-q* obtenido con los valores de χ para las ecuación (80) de Vanapalli *et al.* (1996) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM). Los puntos rojos son los experimentales.

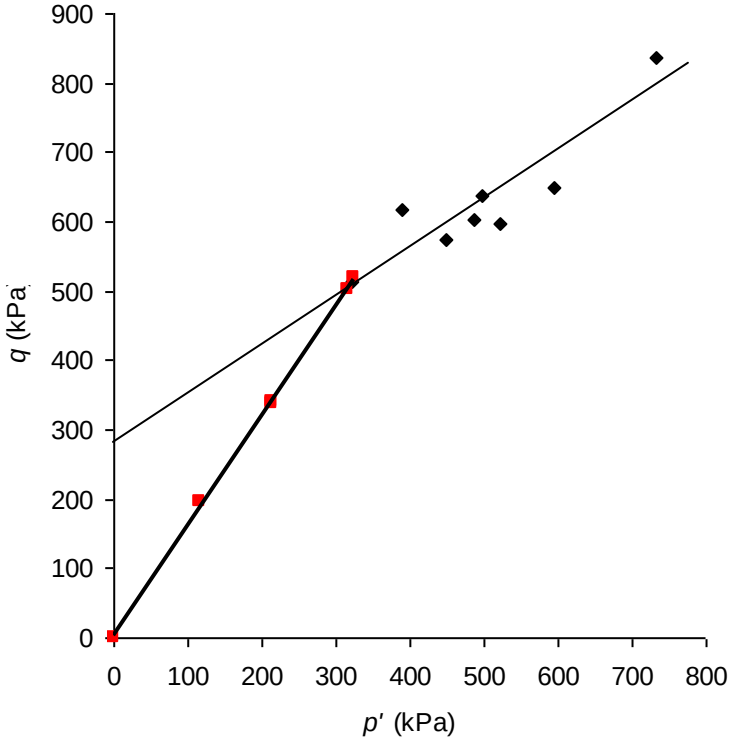


Figura 4.5 Diagrama *p'-q* obtenido con los valores de χ para las ecuación (81) de Vanapalli *et al.* (1996) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM). Los puntos rojos son los experimentales.

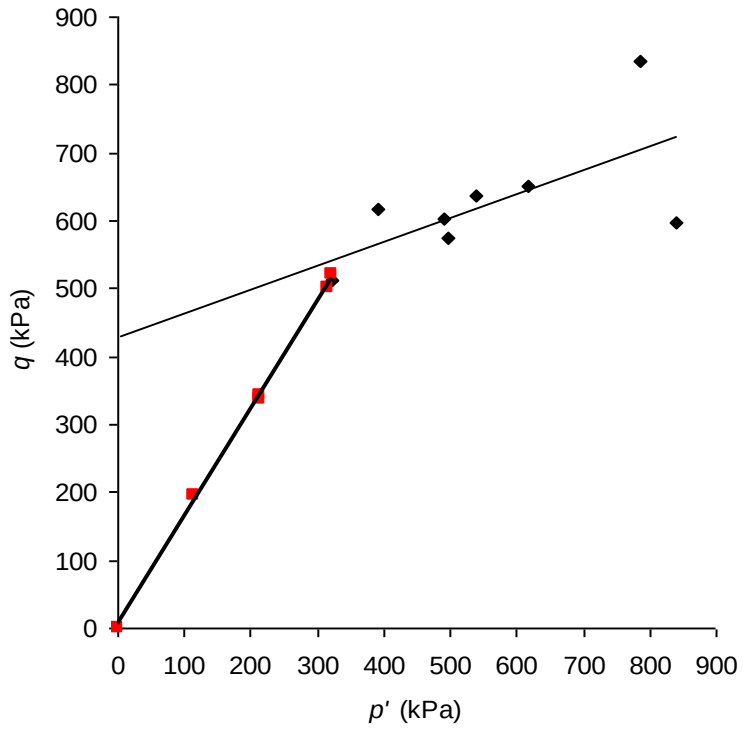


Figura 4.6 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (82) de Öberg y Sällfours (1995) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM). Los puntos rojos son los experimentales.

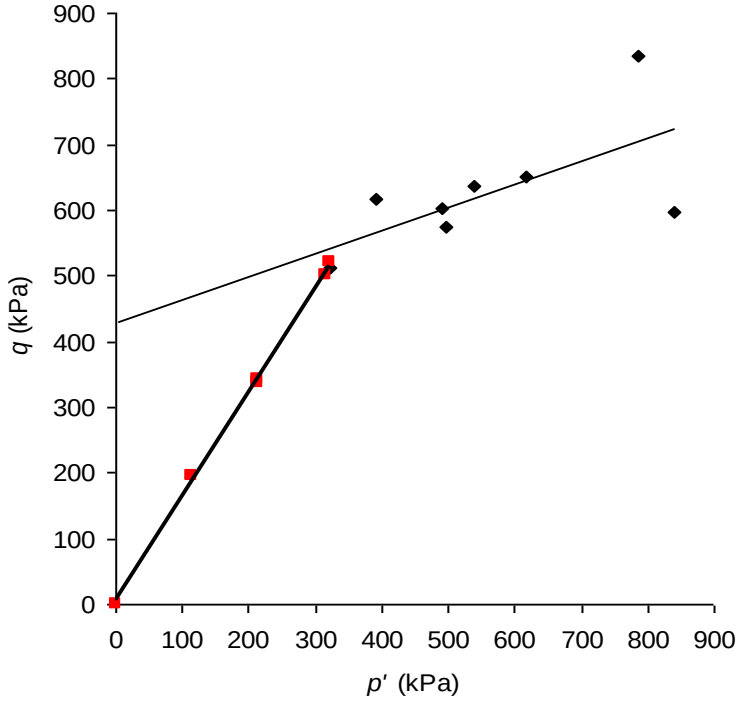


Figura 4.7 Diagrama p'-q obtenido con los valores de χ para las ecuación (83) de Khalili y Khabbaz (1998) para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM). Los puntos rojos son los experimentales.

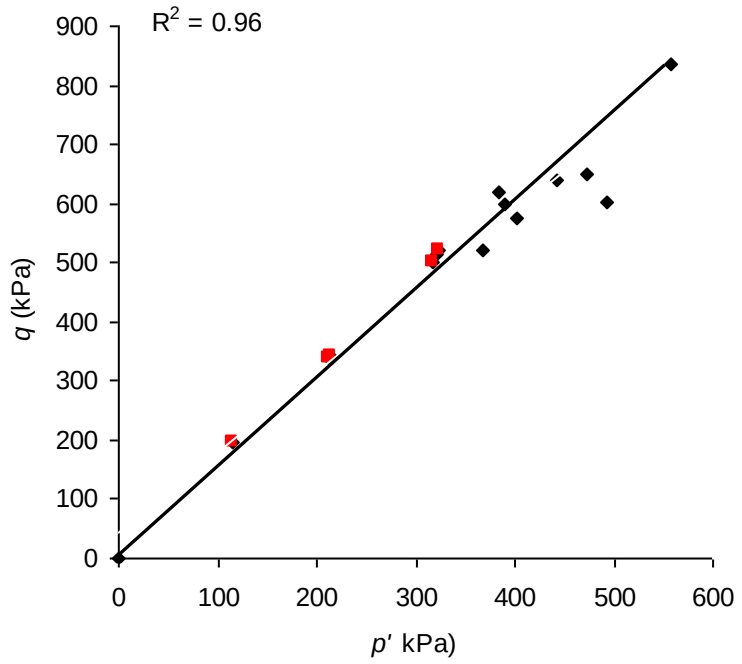


Figura 4.8 Diagrama *p'-q* obtenido con los valores de χ para las ecuación (85) de este trabajo de investigación para las trayectorias de secado y humedecimiento de una arena limosa (SM). Los puntos rojos son los experimentales.

Una ecuación que realmente represente los esfuerzos efectivos alinearía los puntos experimentales en una recta que pase por el origen en un diagrama *p'-q,* según la teoría del estado critico, la dispersión con respecto a esa recta es mayor con las ecuaciones menos adecuadas. Se puede observar que el esfuerzo efectivo depende en parte del parámetro χ, y que de las ecuaciones aquí utilizadas para el suelo analizado las de menor dispersión son las ecuaciones (80) de Vanapalli *et al.* (1996), y la ecuación (85) propuesta en esta investigación; en la ecuación (80) el valor de ajuste κ utilizado fue de 1.6. En estas dos ecuaciones el coeficiente de correlación es R^2 es de 96%, en tanto que para las otras ecuaciones hay una mayor dispersión, presentando una ordenada al origen en los diagramas *p'-q.*

Los resultados experimentales son comparados con los teóricos del modelo; en la figuras 4.9 se presentan las curvas características para las trayectorias de

secado y humedecimiento, en las figuras 4.10, 4.11 y 4.12 se indican la variación de los parámetros teóricos del modelo para evaluar el parámetro χ, y en la figura 4.13 se muestran los valores de χ contra el grado de saturación.

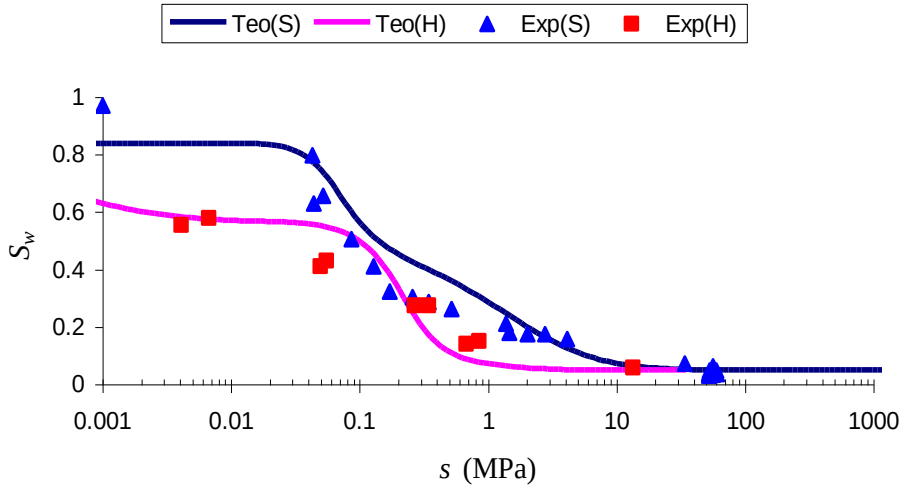


Figura 4.9 Curvas características teóricas y puntos experimentales para las trayectorias de sacado y humedecimiento para una arena limosa.

En el proceso de modelación ha sido observado que las curvas características de humedecimiento tienden a inclinarse cuando la desviación estándar de los sitios se incrementa, y que la curva característica de secado cambia su inclinación con el cambio de la desviación estándar de los enlaces. Si los radios medios de los poros se disminuyen las curvas características tienden a desplazarse hacia la derecha de los ejes, en el sentido en que la succión crece, por lo contrario si se aumenta el radio medio de los poros las curvas se desplazaran en la otra dirección. Se obtienen mejores redes a medida que su tamaño crece, con redes de 1,000,000 es decir de 1000x1000 los resultados son los que se muestran en este apartado. Como puede observarse las curvas características no llegan al 100% de saturación, esto significa que los sólidos pueden encerrar poros, sin que estos se saturen.

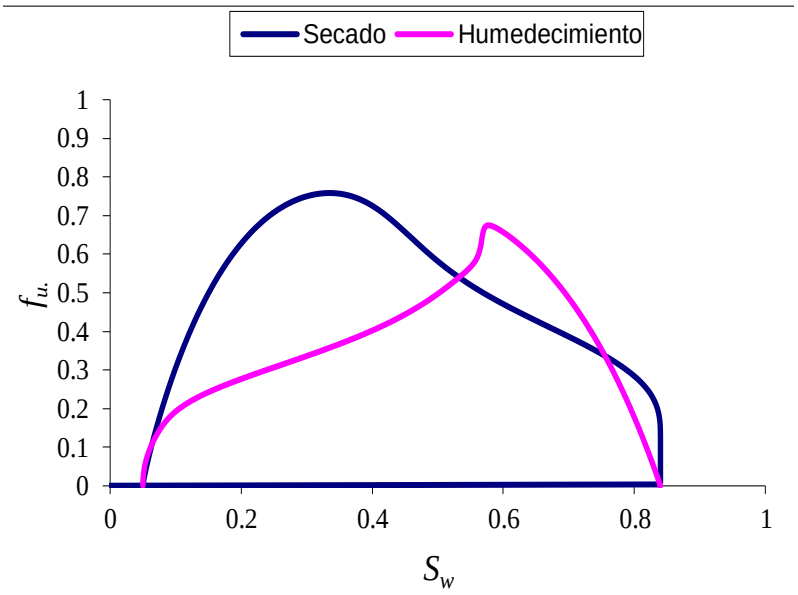


Figura 4.10 Fracciones no saturada contra el grado de saturación obtenidas teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento.

La forma de estas curvas depende principalmente de la relación $f^s + f^u + f^d = 1$; en la trayectoria de secado cuando f^u es cero indica que f^d ha crecido de manera importante, y cuando f^u vale cero en la trayectoria de humedecimiento indica f^d tiene algún valor por los poros que no se pueden saturar y el resto se ha saturado, de manera que $f^s + f^d = 1$.

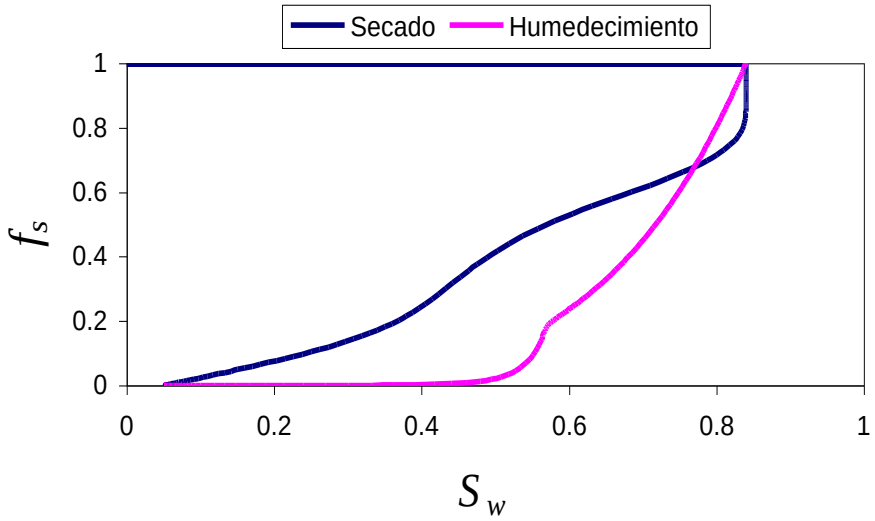


Figura 4.11 Fracciones saturada contra el grado de saturación obtenidas teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento.

En estas curvas pude ser interpretado que en la trayectoria de humedecimiento se saturan rápidamente los poros y enlaces pequeños, lo cual significa en términos de volumen para la fracción saturada incrementos pequeños a su volumen ($f^s = V^s / V$), cuando la succión a disminuido lo suficiente y se comienzan a llenar los poros y enlaces mayores el incremento de la fracción saturada es más notable. En cuanto a la trayectoria de secado se tiene un rápido decremento de la fracción saturada ya que se deshidratan rápidamente los poros y enlaces mayores que significan una disminución importante de su volumen. Después de esto la disminución de la fracción saturada es más lenta a medida que disminuye el grado de saturación.

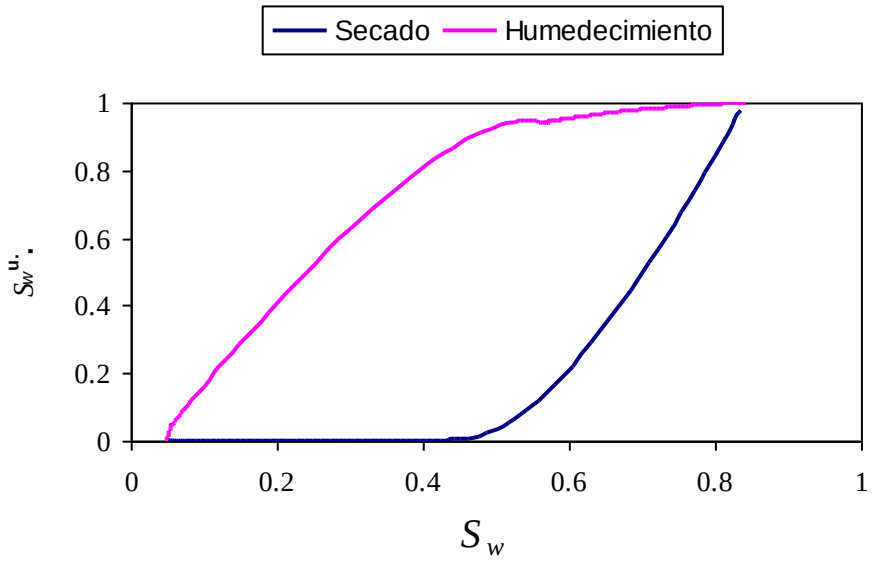


Figura 4.12 Grados de saturación de la fracción no saturada contra el grado de saturación obtenidas teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento.

En la trayectoria de secado puede observarse, según el modelo, que para un valor cercano al 50% de grado de saturación, se encuentra la fracción no saturada del suelo cerca de un secado total, ya que S_w^u se aproxima a cero. Respecto a la trayectoria de humedecimiento el 100% de saturación de la fracción no saturada (S_w^u) se alcanza cerca del 84% del grado de saturación, teniendo en cuenta la presencia de la fracción seca.

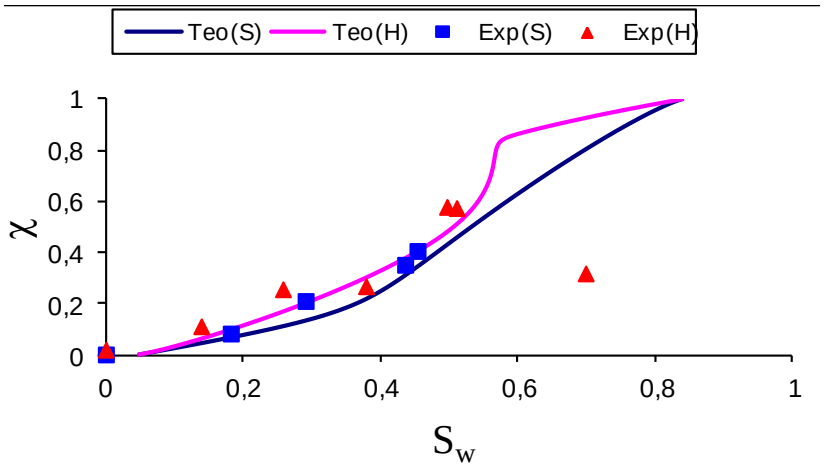


Figura 4.13 Valores del parámetro χ contra el grado de saturación obtenidos teóricamente para las trayectorias de secado y humedecimiento y puntos experimentales como referencia para comparar.

La tendencia experimental y teórica de los valores del parámetro χ para ambas trayectorias es que resulta mayor en la trayectoria de humedecimiento, para lo cual debe tenerse presente la forma en que se fabricaron las muestras de suelo ensayadas según se describió en capítulos anteriores.

Finalmente se presenta en la figura 4.14 las distribuciones granulométricas de experimental y teórica. Puede ser observado que la forma teórica es similar a la forma granulométrica experimental, la curva teórica incluye tamaños menores que los obtenidos en laboratorio, esto es debido al rango de los radios de los sólidos más pequeños que se tomaron en el programa.

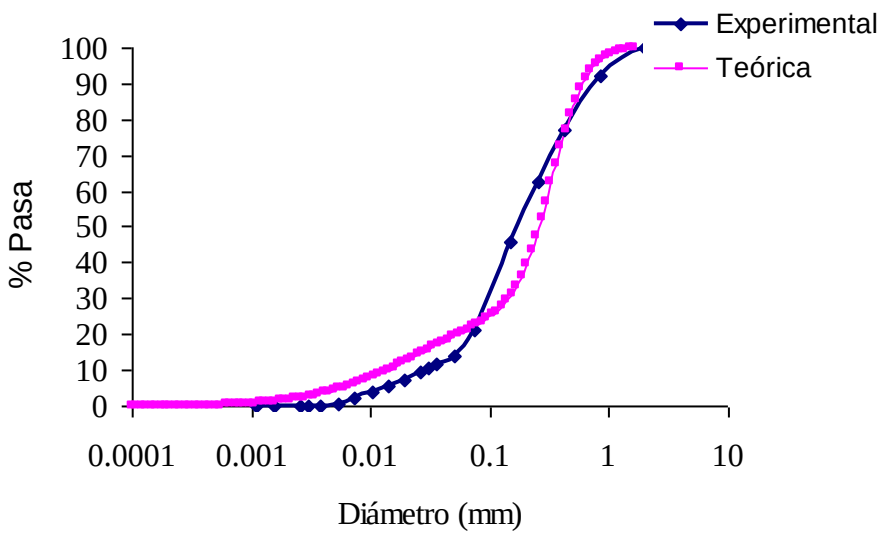


Figura 4.14 Distribución granulométrica experimental y teórica del suelo.

La forma en que es retenida el agua en el suelo, representada con las curvas de retención, es el resultado de la distribución de sus poros y de su sensibilidad a sufrir cambios de volumen bajo esfuerzos. La diferencia en las trayectorias de las curvas características de retención de agua se atribuye a que la trayectoria de humedecimiento depende fundamentalmente de la forma en que los poros se van saturando, considerando que los poros y enlaces pequeños se saturan rápidamente en tanto que la trayectoria de secado depende de la forma en que los enlaces se han drenado permitiendo la deshidratación.

En este trabajo se ha encontrado que el cálculo del esfuerzo efectivo con las ecuaciones no se mantiene porque los valores de χ varían de una ecuación a otra. El ángulo ϕ^b no es constante, es variable y depende de la trayectoria de humedecimiento o secado, en tanto que el ángulo ϕ fue de 39.25°. El confinamiento influye en la resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia cortante se incrementa con el incremento del esfuerzo neto, este comportamiento es claro en la trayectoria de humedecimiento, en tanto que en la de secado existe mayor dispersión en esa tendencia.

Para el suelo estudiado (SM), el criterio de Vanapalli para la determinación del parámetro χ fue el más adecuado debido a que los puntos determinados en los diagramas p'-q presentan menor dispersión con respecto a la recta que pasa por el origen. En el cálculo de χ el valor de κ fue de 1.6, siendo éste un parámetro de ajuste.

La comparación entre los resultados teóricos y experimentales indican que el modelo puede ser utilizando para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de suelos no saturados. No es posible por ahora determinar de manera confiable en laboratorio los parámetros que requiere el modelo para evaluar χ.

Se requieren desarrollar más experimentos para determinar si existe una ecuación que permita evaluar los esfuerzos efectivos para todos los suelos.

5 CONCLUSIONES

En el presente capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas de este trabajo de investigación.

Se cumplieron los objetivos y las hipótesis planteadas en esta investigación, se analizó teórica y experimentalmente el comportamiento del esfuerzo equivalente en suelos arenosos con limos (SM).

Se hizo una propuesta teórica basada en los trabajos de Murray (2002) de las relaciones que describan al parámetro χ de Bishop que interviene en la determinación del esfuerzo equivalente en suelos SM no saturados y se realizaron mediciones en laboratorio para observar la correspondencia teórico-experimental. Se determinó de manera experimental el comportamiento de resistencia al cortante de un suelo areno limoso y en se pudo observar el fenómeno de reducción de resistencia al cortante a altas succiones. Este fenómeno se observa en las curvas que representan el esfuerzo desviador residual contra la succión (figura 4.1) y contra el grado de saturación (figura 4.2), para las trayectorias de humedecimiento y secado.

Respecto a la extensión del análisis de Murray basado en la entalpía para un suelo en condiciones de equilibrio fue posible establecer una ecuación de esfuerzos equivalentes considerando una estructura dual en el suelo estudiado. En esta estructura coexisten la microestructura y la macroestructura. A la primera se asocian partículas pequeñas con microporos y a la segunda se asocian partículas grandes con macroporos. En la ecuación se han incluidos tres fracciones: saturada, no satura y seca.

Para el describir los resultados con la ecuación establecida se utilizó un modelo computacional que utiliza una red porosa. En esta red se puedo observar que los poros grandes del suelo requieren una menor cantidad de energía para movilizar su agua, en tanto que los poros pequeños requieren cantidades mayores

de energía. Este comportamiento puede ser observado experimentalmente en las pendientes de las curvas características de retención de agua; un pequeño decremento en el grado de saturación cuando se deshidrata el suelo en el extremo final de la curva de retención implica un incremento de succión de varios órdenes de magnitud, de igual manera, cuando se hidrata el suelo puede ser visto que en el extremo inicial de la curva de humedecimiento para que ocurra un pequeño incremento en el grado de saturación se requiere un considerable decremento en la succión.

La diferencia en las trayectorias de las curvas características de retención de agua se atribuye a que la trayectoria de humedecimiento depende fundamentalmente de la forma en que los poros se van saturando, considerando que los poros y enlaces pequeños se saturan rápidamente en tanto que la trayectoria de secado depende de la forma en que los enlaces se han drenado permitiendo la deshidratación.

El confinamiento influye en la resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia cortante se incrementa con el incremento del esfuerzo neto, este comportamiento es claro en la trayectoria de humedecimiento, en tanto que en la de secado existe mayor dispersión en esa tendencia.

El parámetro χ fue determinado experimentalmente, con las ecuaciones existentes y con la ecuación establecida en este trabajo. Se observa una amplia dispersión de resultados en la evaluación del esfuerzo efectivo utilizando el parámetro χ de las ecuaciones existentes. Las ecuaciones que se aproximan de mejor forma a los resultados experimentales son la de Vanapalli *et al.* (1996) y la propuesta en esta investigación de acuerdo a la respuesta del modelo; los resultados de χ experimentales y teóricos son aceptables para las trayectorias de humedecimiento y secado.

Con la posibilidad de determinar el parámetro χ, la ecuación de Bishop recientemente ha cobrado importancia, pues hace algunos años no era posible determinar el parámetro hidromecánico.

Los resultados experimentales obtenidos de los ensayes triaxiales lentos y la forma en que varía el parámetro χ implican que la traza en el plano de succión-esfuerzo cortante no es una variación lineal, es una curva distinta para cada una de las trayectorias de humedecimiento y secado. Lo anterior significa que la cohesión es variable pero no mantiene un ángulo constante ϕ^b, como en la propuesta de Fredlund *et al.* (1978).

Recomendaciones:

Este estudio se limita al caso del esfuerzo equivalente para suelos no saturados del grupo SM; en este grupo de suelos las fuerzas entre las partículas dependen fundamentalmente de las fuerzas gravitacionales y del efecto producido por los meniscos, se considera que las fuerzas de superficie electroquímicas tienen un efecto despreciable. La parte experimental solo contempla la resistencia cortante y no los cambios de volumen.

En desarrollos posteriores se recomienda considerar el análisis de los cambios de volumen y el efecto de la succión osmótica, componente de la succión que no fue considerada en este trabajo, solo se tomó en cuenta la succión mátrica. Para obtener la porosimetría es recomendable utilizar la intrusión de mercurio, la técnica utilizada en este trabajo por imágenes es limitada, ya que depende en gran parte de la identificación visual o predeterminada en el programa utilizado.

La influencia de la capa contráctil en el comportamiento de los suelos no saturados, no interviene de forma directa en los cálculos de los esfuerzos efectivos; en este trabajo, la manera en que interviene la capa contráctil en la determinación de los esfuerzos efectivos o equivalentes es cuando se toma en cuenta la succión, por ejemplo de la curva característica de retención de agua, dada por la succión y el grado de saturación del suelo. En la succión se distinguen principalmente dos componentes la succión osmótica y la succión mátrica. La primera componente se refiere a los efectos que tienen las sales en tanto que la succión mátrica es la

componente de la succión total que depende la estructura del suelo y los efectos capilares, es en estos efectos en donde participa la capa contráctil. Fredlund y Morgenstern (1977) consideran a la interfase aire-agua o membrana contráctil como una cuarta fase; al respecto esta membrana tiene propiedades físicas particulares, y debe en tenderse como una región de transición cuyo espesor es de varias moléculas, pese a que tradicionalmente se considera como una superficie, asumiendo que no representa un estado de agregación de la materia, con esta simplificación la capa contráctil representa un contacto entre dos estados de materia como una interfaz (superficie de Gibbs) superficie y al no contener volumen de materia no aparece directamente entre las variables que llevan a la propuesta del esfuerzo equivalente que a su vez depende de χ.

Los problemas de esfuerzos equivalentes o de esfuerzos efectivos puede ser tratado desde el punto de vista de las mezclas, pues con los conceptos de termodinámica el suelo puede considerarse un sistema compuesto de varías partes distinguibles en un estado de agregación. Bajo esta concepción el suelo puede ser un sistema o mezcla heterogénea ya que se distinguen tres fases: sólida, líquida y gaseosa, que interaccionan entre sí, en general al conjunto se le puede denominar medio poroso.

El desarrollo de las ecuaciones constitutivas para los suelos saturados requiere principalmente el concepto de esfuerzos efectivos. Se han desarrollado modelos elásticos y elastoplásticos que describen el comportamiento de drenaje bajo condiciones de carga y la teoría de mezclas para un esqueleto sólido y un fluido. Este es el caso de la teoría de consolidación para suelos saturados; en este tipo de suelos considerados de dos fases (sólida y líquida) el esfuerzo efectivo es relativamente fácil de evaluar, según Terzaghi (1936) como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión del agua en los poros, sin embargo en el caso de suelos no saturados la ecuación de Terzaghi no aplica, motivo de la investigación del parámetro χ de Bishop de esta tesis.

Si la teoría de mezclas se toma como referencia, para un suelo no saturado se puede considerar que cada una de sus fases están sujetas a sus propios esfuerzos y deformaciones. En trabajos como el de Loret *et al.* (2000) las ecuaciones necesarias para simular de problemas de valor inicial y de contorno se han obtenido por la teoría de mezclas y han podido ser expresadas en términos de cantidades de interés físico. Las ecuaciones pueden tratar problemas asociados a comportamientos elásticos o elasto-plásticos del suelo. En el trabajo aquí presentado pueden distinguirse las siguientes partes de la mezcla V^s, V^w y V^a, que son el volumen de los sólidos, el volumen del agua y el volumen del aire respectivamente; su suma es V. Estos volúmenes se pueden asociar a sus respectivas masas M^s, M^w y M^a, su suma es M. Para cada fase del medio poroso se asocia una densidad $\rho^i = M^i / V^i$, donde $i = s.w,a$ (solido, agua y aire). De esta forma se tiene:

$$V = V^s + V^w + V^a \tag{87}$$

$$M = M^s + M^w + M^a \tag{88}$$

$$\rho = \rho^s + \rho^w + \rho^a \tag{89}$$

La ecuación (87) tiene la forma de la (69) obtenida anteriormente, con la diferencia de que la ecuación (69) es la suma de términos referidos a la presencia o ausencia del agua, esos términos son V^s, V^u y V^d, volumen de la fracción saturada, de la fracción no saturada y de la fracción seca respectivamente, no es una suma de volúmenes correspondientes a cada una de las fases independientes, como lo es la ecuación (87). Hasta aquí se han identificado claramente las tres partes de la mezcla.

Para replantear la determinación del esfuerzo equivalente, por lo menos se debería considerar lo siguiente con respecto a las fases: a) en la fase sólida para conocer los esfuerzos y deformaciones infinitesimales del suelo, es necesario establecer los tensores de deformaciones; y b) en las fases de fluidos, agua y aire,

los cambios de volumen pueden establecerse a partir de las divergencias de los campos de velocidades, debiendo revisar el balance de masas y el balance de los momentums incluyendo la ley de Darcy. Bajo el este marco de referencia de las mezclas, el tensor de esfuerzos totales se puede escribir como:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^{s} + \boldsymbol{\sigma}^{w} + \boldsymbol{\sigma}^{a} \tag{90}$$

Donde $\boldsymbol{\sigma}$ es el tensor de esfuerzos de la mezcla, $\boldsymbol{\sigma}^{s}$ es el tensor de esfuerzos de la fase sólida, $\boldsymbol{\sigma}^{w}$ es el tensor de esfuerzos de la fase líquida y $\boldsymbol{\sigma}^{a}$ es el tensor de esfuerzos de la fase gaseosa. Considerando la ecuación (5) de Bishop esta se puede rescribir como sigue:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} + \sigma_a \mathbf{I} - \chi(\sigma_a - \sigma_w)\mathbf{I} \tag{91}$$

Con la forma de esta ecuación se requiere determinar χ, y el marco de referencia de mezclas solo provee la forma de manejar las fases con sus propiedades individuales. El parámetro de acoplamiento hidromecánico liga la fase sólida y los fluidos, pero no posee propiedades tensoriales es una magnitud escalar, necesaria para determinar el esfuerzo equivalente o en su caso el esfuerzo efectivo. Loret *et al.* (2000) establece la siguiente ecuación a partir del marco de referencia de las mezclas:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\sigma} + \chi_w p_w \mathbf{I} + \chi_a p_a \mathbf{I} \tag{100}$$

Donde $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ es el esfuerzo efectivo, en esta ecuación se reconoce a χ_w y χ_a como dos escalares que ligan las deformaciones del esqueleto sólido a través del módulo del solido drenado (EDS). Entonces resulta ventajoso el planteamiento con la entalpía ya que se pueden distribuir los esfuerzos compartiendo los volúmenes de fases distintas como lo ha planteado Murray y la extensión de su modelo en esta tesis.

Referencias utilizadas

Annual book of ASTM STANDARDS, 2004. International Standard World wide. Section four Construction Volume 04.08 Soil and Rock (I): D420-D-5611.

Aitchinson, G. D. 1961. Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. In: Pore pressure and suction in soil Conf., organized by British Nat. Soc. of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. at Inst. Civil Eng. London, England. Butterworths 47-52.

Aitchinson, G. D. 1965. Soil properties, shear strength, and consolidation. In: Proc. 6th Int. Conference Soil Mech. Found. Eng. Montreal Canada 3: 318-321.

Arya, L.M. and Paris, J. F. 1981. A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristics from particle size distribution and bulk density data. Soil Sci. Soc. Am. J. 45: 1023-1030.

Bishop, A.W.1959. The principle of effective stress. Teknisk Ukebald106:859-863.

Broks, R.H. and Corey A.T. 1964. Hydraulic properties of porous medium. Hydrology paper No. 3, Civ. Engrg, Colorado State Croney, D. Collins, Colo.

Burland, J. 1964. Effective stresses in partly saturated soils. In: discussion of Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils, by G. E. BlightIn, Moist and A. W. Bishop, Geotechnique 14:65-68.

Burland, J. 1965. Some aspects of the mechanical behavior of partly saturated soils. In: Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. Butterworths, Sidney Australia 270-278.

Croney, D., Coleman, J. D., and Black, W. P. M. 1958. Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Water and its conduction in soils, highway res. Board, special report. Washington, DC. 40: 226-252.

Farrel D. A. and Larson W. E. 1972. Modelling the pore structure of porous media. Water resour. Res. 3. 699-706.

Fredlund D. and Morgenstern N. R. .1977. Stress state variables for unsaturat4ed soils. J. Geotech. Engrg. Div. ASCE, 5, 103, 447- 466.

Fredlund D., Morgenstern N. R., and Widger R.A. 1978. The Shear Strength of Unsaturated Soil. Canadian Geotechnical Journal 15 (3), 313-321.

Fredlund, D. and Rahardjo, H. 1993. Soil Mechanical for Unsaturated Soils (1st edition), A Wiley-Intescience Publications, Inc., New York.

Fredlund, D. and Xing, A. 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal 31(3), 521-532.

Graden W.R. 1958. Some stendy state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil. Sci.84, 228-232.

Garven, E. A., and Vanapilli S. K. 2006. Evaluation of Empirical Procedures for Predicting the Shear Strength of Unsaturated Soils. In: Proceeding of IV International Congress of Unsaturated Soils in Arizona 2570-2581.

Jennings, J. E. 1961. A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. Pore pressure and suction in soils Conf., organized by British Nat. Soc. of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. at Inst. Civil Eng. London, England. Butterworths 26-30.

Khalili, N., and Khabbaz, M.H. 1998. Unique relationship for χ, for the determination of the shear strength of unsaturated soils. Geotechnique 48(5), 681-687.

Kumara G. Ch. P. y Uchimura T. 2006. Effects of Wetting and Drying on the Unsaturated Shear Strength of a Silty Sand Under Low Suction. In: Proceeding of IV International Congress of Unsaturated Soils in Arizona, 1247-1258.

Lade, P.V., and De Boer, R. 1997. The concept of effective stress for soil, concrete and rock. Geotechnique 47: 61-78.

Leong C. and Rahardjo H. 1997. Review of Soil-Water Characteristic Curve Equations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123: 1106-1117.

Loret B. and Khalili N. 2000. A three-phase model for unsaturated soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 24:893-927

McKee C. R. and Bumb A. C. 1984. The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for haszardous wastes and environmental emergencies. Proc. Haz. Mat. Control Res. Inst. Nat. Conf. 50-58.

Mitchell J. K., 1993. Fundamentals of Soil Behavior (2nd Edition), John Wiley & Sons, Inc., USA.

Murray E. J. 2002. An equation of State for Unsaturated Soils. Canadian Geotechnical Journal 39:125-140.

Oberg, A., and Sallfours, G. 1997. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. Geotechnical Testing Journal 20:40-48.

Pereira, A., Feuerharmel, C., Gehgling, W. Y. Y., and Bica, A.V.D. 2006. A Study on the Shear Envelope of an Unsaturated Colluvium Soil. In: Proceeding of IV International Congress of Unsaturated Soils in Arizona 1191-1199.

Rojas, E. 2006. Equivalent Stress for Unsaturated soils. Proceeding of IV International Congress of Unsaturated Soils in Arizona 2371-2379.

Rojas, E. 2006. A probabilistic model for the soil-water characteristic curve. In: Proceeding of IV International Congress of Unsaturated Soils in Arizona 2371-2379.

Rojas, E., Zepeda, A., Perez., M.L., Leal, J., and Gallegos, G. 2009. A four elements porous model to estimate the strength of unsaturated soils. Geotech. Geol. Eng. Published on line (October).

Richards, B. G. 1965. Measurements of energy free of soil moisture by psychrometric technique using thermistors. In: Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath covered areas. Symp. in Imprint Australia Butterworths, 39-46.

Richards, B. G. 1966. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soil in relation to design of engineering structures built shallow foundations in Australia. In: Symp. on permeability and capillary, Amer. Soc. Testing. Materials. Atlantic City, NJ.

Seber, G. A. F., and Will, C. J. 1989. Nonlinear regression. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Simms, P.H., and Yanful E.K. 2001. Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. Canadian Geotechnical Journal. 38:741-754.

Simms, P.H., and Yanful E.K. 2005. A pore-network model for hidromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils. Canadian Geotechnical Journal 42:499-514.

Skempton, A. W. 1960. Terzaghi's discovery of effective stress. In: From theory to practice in soil mechanics. John Wiley, New York.

Skempton, A. W. 1961. Effective stress in soils, concrete and rocks-Pore pressure and suction in solis. Conference of the British National Society. Butterworths London.

Sridharan, A., Altschaeffl, A.G., and Daimond, S. 1971. Pore size distributions studies. J. Soil Mech. Fond. Div., ASCE 97(5)771-787.

Terzaghi, K. 1936. The shear resistance of saturated soils. In: Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found Eng. Cambridge, M.A., 1:54-56.

Thamer, A. M.,Faisal, Hj. A., S. Hashim, and Bujang, B.K.H. 2006. Relationship Between Shear Strength and Soil Water Characteristic Curve of a Unsaturated Granitic Residual Soil. American Journal of Environmental Science © Science Publications.

Van Genuchten M. T. 1980. A closed form equation for predicing the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soils Sci Soc. Am.J. 44:892-898.

Vanapalli, S.K., and Fredlund, D.G. 2000. Comparison of empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soil uses the soil-water characteristic curve. Geo Denver 2000 American Society of Civil Engineers, special publication 99:195-209.

Vanapalli, S.K., and Fredlund, D.G. 2000. Shear strength of two unsaturated silty soils over the suction range from 0 to 1,000,000 kPa. In: Proc. Of the 53rd Canadian Geotechnical Conference, Montreal 1161-1168.