



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

COMPORTAMIENTO DE UN LIMO ARCILLO – ARENOSO CON PRECONSOLIDACIÓN
INDUCIDA INTERPRETADO CON UN MODELO DE DUCTILIDAD

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

PRESENTA:
ING. ALVAREZ CAZARES EDUARDO

TUTOR PRINCIPAL
M.I. ZEA CONSTANTINO CARMELINO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
CO – TUTOR
DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. MAYO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: M.I. Deméneghi Colina Agustín

Vocal: M.I. Zea Constantino Carmelino

1^{er.} Suplente: Dr. Flores Castrellón Osvaldo

2^{do.} Suplente: M.I. López Rincón Germán

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: UNAM, Ciudad Universitaria, posgrado de ingeniería

TUTOR DE TESIS

M.I. Zea Constantino Carmelino

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Al M.I. Carmelino Zea Constantino

Por su dedicación y orientación como tutor y profesionalista, por los conocimientos brindados, por la confianza y sobre todo por su gran calidad de ser humano, le agradezco todos sus consejos.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Por el trato amable, por las enseñanzas como profesor, por la oportunidad y el apoyo brindado al fungir como co-director de esta tesis.

Al M.I. Agustín Deméneghi Colina

Por todos sus conocimientos compartidos en clase, por la confianza y el apoyo.

Al M.I. German López Rincón

Por el conocimiento compartido en las observaciones y comentarios de esta tesis, por las enseñanzas como profesor.

Al Dr. Osvaldo Flores Castrellón

Por los comentarios y observaciones realizados en este trabajo, por las enseñanzas como profesor.

Al Ing. Gonzalo Roque Patiño.

Por la experiencia y el apoyo técnico brindados durante el proceso práctico de la elaboración de esta tesis, por su amabilidad y asesoría.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología

Por el programa de beca, fue parte fundamental y de gran motivación para realizarme como profesionalista.

A los sinodales quienes estudiaron mi tesis y la aprobaron.

A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

DEDICATORIA

Con todo mi cariño y mi amor, a mis padres, que hicieron todo en la vida para que pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba. A quienes la ilusión de su vida ha sido convertirme en persona de provecho, nunca podré pagar todos sus desvelos, ni aun con las riquezas más grandes del mundo, porque gracias a su apoyo, cariño y consejo he llegado a realizar mis metas, lo cual constituye la herencia más valiosa que pudiera recibir, deseo de todo corazón que mi triunfo profesional lo sientan como suyo. A ustedes por siempre mi amor y mi agradecimiento... PAPÁ y MAMÁ.

A mi padre Margarito Álvarez Isidro

Por conducirme por el camino correcto, por todo su apoyo, consejos y experiencia, por ser mi mayor ejemplo, por tus enseñanzas, por dejar que aprenda los mejores valores para desempeñarme en la vida. Gracias por dejar que sea la persona que soy gracias a ti padre.

A mi madre Ofelia Cazares Domínguez

Mamá. Para mí lo eres todo, amor, confianza, ternura y fe. Gracias por hacer de mí lo que soy, por prepararme para la vida, por convencerme de que lo que yo me proponga lo podré lograr. Te amo infinitamente.

A mis hermanos Evelyn A. C. y Fernando A. C.

Ustedes que han sido testigos de todo lo que he vivido. Tanto de mis tristezas, pero más de mis alegrías. Compartimos un lazo inquebrantable de hermandad. Les agradezco todo, y los llevo siempre en mi corazón.

A mi novia Verónica Lizbeth García Balderas

A tu paciencia y comprensión, preferiste sacrificar tu tiempo para que yo pudiera cumplir con el mío. Por tu bondad y sacrificio me inspiraste a ser mejor para tí, ahora puedo decir que esta tesis lleva mucho de tí.

A familiares y amigos

Por alentarme siempre a continuar, por su apoyo, por recibir de ustedes buenos consejos.

A todos ustedes con respeto y admiración.

CAPÍTULO	PÁGINA
INTRODUCCIÓN.....	1
PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
OBJETIVOS Y ALCANCES.....	3
1. MODELOS DE FALLA.....	4
1.1. MODELOS DE TRESCA Y VON MISES.....	5
1.2. MODELO MOHR-COULOMB.....	7
1.3. MODELO DE MROZ PRÉVOST.....	9
1.4. MODELO ELASTO – PLÁSTICO PERFECTO.....	14
2. MODELOS DE COMPORTAMIENTO ESFUERZO – DEFORMACIÓN.....	18
2.1. TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO.....	19
2.2. MODELO DE ESTADO CRÍTICO (CAM-CLAY).....	22
2.3. MODELO DE PENDER.....	29
2.4. MODELO DE SANDLER.....	33
2.5. MODELO KONDNER-DUNCAN.....	36
2.6. ECUACIÓN GENERAL DE DUCTILIDAD (EGD).....	40
3. ENSAYES DE LABORATORIO.....	42
3.1. CLASIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO.....	44
3.2. DENSIDAD DE SÓLIDOS.....	45
3.3. GRANULOMETRÍA MÉTODO DE LAVADO.....	45
3.4. LIMITES DE CONSISTENCIA.....	46
3.3. PREPARACIÓN DEL MATERIAL.....	48
3.4. PRUEBA TRIAXIAL.....	51
3.4.1. FUNDAMENTO TEÓRICO.....	51
3.4.1.1. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU).....	53
3.4.1.2. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (CU).....	54
3.4.1.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (CD).....	55
3.4.1.4. ESFUERZOS EFECTIVOS E HISTORIA DE ESFUERZOS.....	56
3.4.2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO.....	60
3.4.3. PRUEBAS CD.....	65
4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	67
4.1.1. CD SERIE 1 ($\sigma'_{cb} = 1.31$; $\sigma'_c = 1.29$; $OCR=1$).....	68
4.1.2. CD SERIE 1 ($\sigma'_{cb} = 1.29$; $\sigma'_c = 0.27$; $OCR=4.8$).....	69

4.1.3.	CD SERIE 1 ($\sigma'c_b = 1.5$; $\sigma'c = 0.29$; $OCR=5.3$).....	70
4.1.4.	CD SERIE 1 ($\sigma'c_b = 1.4$; $\sigma'c = 0.22$; $OCR=6.2$).....	72
4.1.5.	CD SERIE 1 ($\sigma'c_b = 1.4$; $\sigma'c = 0.18$; $OCR=7.7$).....	73
4.1.6.	RESUMEN DE RESULTADOS SERIE CD1	75
4.2.1.	CD SERIE 2 ($\sigma'c_b = 3.1$; $\sigma'c = 2.35$; $OCR=1.3$).....	76
4.2.2.	CD SERIE 2 ($\sigma'c_b = 2.86$; $\sigma'c = 0.76$; $OCR=3.8$).....	77
4.2.3.	CD SERIE 2 ($\sigma'c_b = 2.97$; $\sigma'c = 0.54$; $OCR=5.5$).....	78
4.2.4.	CD SERIE 2 ($\sigma'c_b = 3.09$; $\sigma'c = 0.51$; $OCR=6.1$).....	80
4.2.5.	RESUMEN DE RESULTADOS SERIE CD2	82
4.3.1.	CD SERIE 3 ($\sigma'c_b = 4.36$; $\sigma'c = 3.08$; $OCR=1.4$).....	83
4.3.2.	CD SERIE 3 ($\sigma'c_b = 4.3$; $\sigma'c = 1.41$; $OCR=3.1$).....	84
4.3.3.	CD SERIE 3 ($\sigma'c_b = 4.27$; $\sigma'c = 0.7$; $OCR=6.1$).....	85
4.3.4.	CD SERIE 3 ($\sigma'c_b = 4.31$; $\sigma'c = 0.4$; $OCR=10.6$).....	87
4.3.5.	RESUMEN DE RESULTADOS SERIE CD 3	89
5.	AJUSTE, NORMALIZACIÓN Y PREDICCIÓN DE PARAMETROS.....	90
5.1.	AJUSTE TEÓRICO ECUACIÓN GENERAL DE DUCTILIDAD (EGD)	91
5.1.1.	AJUSTE TRIAXIAL CD SERIE 1.....	91
5.1.2.	AJUSTE TRIAXIAL CD SERIE 2.....	96
5.1.3.	AJUSTE TRIAXIAL CD SERIE 3.....	100
5.2.	NORMALIZACIÓN DE PARAMETROS	104
5.2.1.	CD SERIE 1	104
5.2.2.	CD SERIE 2.....	106
5.2.3.	CD SERIE 3.....	107
5.2.4.	RESUMEN DE PARAMETROS CD SERIE 1,2 Y 3.....	108
5.3.	NIVEL DE PREDICCIÓN	109
5.3.1.	PREDICCIÓN CD SERIE 1	109
5.3.2.	PREDICCIÓN CD SERIE 2	114
5.3.3.	PREDICCIÓN CD SERIE 3	118
6.	CONCLUSIONES	122
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	126

ÍNDICE DE FIGURAS

PÁGINA

Figura 1.- Criterio Plástico de Tresca (Viniegra Heberlein, 2011).....	5
Figura 2.- Criterio Plástico de von Mises (Viniegra Heberlein, 2011).....	6
Figura 3.- Círculo de falla con los esfuerzos y direcciones principales en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.....	7
Figura 4.- Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb.....	8
Figura 5.- Modelo Plástico de superficies múltiples de Mroz-Prévost (Prévost, J M, 1987).....	10
Figura 6.- Ensayes cíclicos de corte con: (a) deformación controlada, (b) esfuerzos controlados y cíclicos triaxiales con (c) deformación controlada y (d) esfuerzos controlados, para la arcilla de Drammen (OCR = 4) (Prévost, J H, 1975).....	12
Figura 7.- Ensaye de corte cíclico a deformación controlada (Prévost, J H, 1979).....	13
Figura 8.- Curva Esfuerzo – deformación del modelo Elasto – plástico perfecto.....	14
Figura 9.- superficie Mohr – Coulomb en el espacio tridimensional de esfuerzos.....	15
Figura 10.- Potencial Plástico, g.....	15
Figura 11.- Potencial Plástico, g y ángulo de dilatación ψ	16
Figura 12.- Modelos dientes de sierra para explicar el ángulo de dilatación.....	16
Figura 13.- Determinación de ψ a partir de un ensaye de corte directo drenado.....	17
Figura 14.- Determinación de ψ a partir de una prueba triaxial drenada.....	17
Figura 15.- Comportamiento Característicos de las arcillas (Schofield y Wroth, 1960).....	20
Figura 16.- Superficie límite en la teoría del estado crítico (Schofield y Wroth, 1960).....	21
Figura 17.- Obtención de los parámetros $\zeta\lambda$, ζK y Γ del modelo (Schofield y Wroth, 1960).....	21
Figura 18.- Etapas de consolidación: $0 \rightarrow C_1$, $0 \rightarrow C_2$, $0 \rightarrow C_3$	23
Figura 19.- Proyección tridimensional de la línea de estado crítico.....	24
Figura 20.- Línea de estado Crítico y trayectorias de esfuerzos para carga de una arcilla consolidada normalmente sin drenado.....	25
Figura 21.- líneas de consolidación y expansión en el plano $v/\ln p'$	26
Figura 22.- Línea normalmente consolidada (NCL), línea de carga-descarga (URL), línea del estado crítico (CSL).....	27
Figura 23.- Superficie de fluencia Cam-Clay en un plano triaxial.....	27
Figura 24.- Comparación teórico experimental para un ensaye triaxial no drenado efectuado sobre caolín (Houslby, 1982).....	31
Figura 25.- Comparación teórico experimental para una serie de ensayos triaxiales Cíclicos no drenados efectuados sobre la arcilla de Drammen (Pender, M J, 1982).....	32
Figura 26.- Comparaciones teórico experimentales para una serie de ensayos cíclicos triaxiales no drenados con diversos grados de preconsolidación (Pender, M J, 1982).....	32
Figura 27.- Envoltente de falla y cubierta según el modelo de Sandler (Sandler et All 1976).....	34
Figura 28.- Mecanismo de comportamiento del modelo de Sandler (Sandler et All 1976).....	35
Figura 29.- Límite de la dilatación (Sandler et Al 1976).....	35
Figura 30.- a) curva Hiperbólica esfuerzo-deformación; b) transformada de la curva hiperbólica esfuerzo-deformación.....	36
Figura 31.- variaciones del módulo tangente inicial con presión de confinamiento en condiciones de prueba triaxiales drenados.....	37
Figura 32.- Técnicas para la aproximación del comportamiento esfuerzo-deformacional no lineal.....	39
Figura 33.- Definición de algunos términos involucrados en las ecuaciones 58 a 61.....	41
Figura 34.- ubicación Proyecto Espacio Condasa (tomado de google maps).....	43
Figura 35.- Muestra en estado seco (presencia de materia orgánica).....	44
Figura 36.- Especificaciones de la elaboración.....	48
Figura 37.- Consolidómetro ya fabricado.....	49
Figura 38.- Filtro de arena y grava.....	49
Figura 39.- llenado del molde.....	50
Figura 40.- Arreglo del marco de carga.....	50
Figura 41.- Relación entre los círculos de esfuerzo total y efectivo si: (a) la presión de poro es positiva; (b) la presión de los poros es negativa. (Parry, 2004).....	51
Figura 42.- Elementos básicos de un equipo de ensayo triaxial. (Parry, 2004).....	52
Figura 43.- Presión de poros y esfuerzo efectivo en una muestra de arcilla saturada.....	53
Figura 44.- Envoltente de falla UU en arena totalmente saturada, bajo diferentes esfuerzos de confinamiento en una celda triaxial. (Parry, 2004).....	54
Figura 45.- Prueba triaxial con consolidación y sin drenaje CU. (Lambe, 1969).....	54
Figura 46.- Prueba triaxial con consolidación y drenaje CD. (Lambe, 1969).....	55
Figura 47.- Fuerza de contacto entre partículas y presión de poro del agua dentro de la masa de suelo (Parry, 2005).....	56
Figura 48.- Consolidación norma o virgen (AB) e hinchamiento (BC) (Parry, 2005).....	57
Figura 49.- Trayectoria de esfuerzos Cambridge (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958).....	58
Figura 50.- Trayectoria de esfuerzos. (Díaz, 2014).....	59
Figura 51.- Desairador y suministro de agua.....	60

Figura 52.- Panel general de control de presiones.....	61
Figura 53.- Interfase agua – aire (bladders).....	61
Figura 54.- Cámara triaxial y plato base.....	61
Figura 55.- Descripción del equipo triaxial.....	62
Figura 56.- llaves de paso.....	62
Figura 57.- Sensores.....	62
Figura 58.- Transductor de cambio volumétrico.....	63
Figura 59.- Marco digital de carga TRITEST 50.....	63
Figura 60.- Diagrama de flujo. Equipo triaxial automatizado ELE. Tomado de (López Carbajal 2005).....	64
Figura 61.- trayectorias de esfuerzo de acuerdo al plan de trabajo.....	66

ÍNDICE DE TABLAS

PÁGINA

Tabla 1 Identificación visual y al tacto; clasificación	44
Tabla 2 Determinación de densidad de solidos	45
Tabla 3 Composición granulométrica	45
Tabla 4 Limites de consistencia	46
Tabla 5 Limites de consistencia	47
Tabla 6.- Valores de OCR (Parry, 2005)	57
Tabla 7 Programa para series triaxiales CD	65
Tabla 8 Resultados S1 OCR=1	68
Tabla 9 Resultados S1 OCR=4.8	69
Tabla 10 Resultados S1 OCR=5.3	70
Tabla 11 Resultados S1 OCR=6.2	72
Tabla 12 Resultados S1 OCR=7.7	73
Tabla 13 Resultados S2 OCR=1.3	76
Tabla 14 Resultados S2 OCR=3.8	77
Tabla 15 Resultados S2 OCR=5.5	78
Tabla 16 Resultados S2 OCR=6.1	80
Tabla 17 Resultados S3 OCR=1.4	83
Tabla 18 Resultados S3 OCR=3.1	84
Tabla 19 Resultados S3 OCR=6.1	85
Tabla 20 Resultados S3 OCR=10.6	87
Tabla 21.- Serie 1CD OCR1	91
Tabla 22.- Serie 1CD OCR4.8	92
Tabla 23.- Serie 1CD OCR5.3	93
Tabla 24.- Serie 1CD OCR6.2	94
Tabla 25.- Serie 1CD OCR 7.7	95
Tabla 26.- Serie 2CD OCR 1.3	96
Tabla 27.- Serie 2CD OCR 3.8	97
Tabla 28.- Serie 2CD OCR 5.5	98
Tabla 29.- Serie 2CD OCR 6.1	99
Tabla 30.- Serie 3CD OCR 1.4	100
Tabla 31.- Serie 3CD OCR 3.1	101
Tabla 32.- Serie 3CD OCR 6.1	102
Tabla 33.- Serie 3CD OCR 10.6	103
Tabla 34.- CD serie 1 deformación axial	104
Tabla 35.- CD serie 1 deformación radial	105
Tabla 36.- CD serie 2 deformación axial	106
Tabla 37.- CD serie 2 deformación radial	106
Tabla 38.- CD serie 3 deformación axial	107
Tabla 39.- CD serie 3 deformación radial	107
Tabla 40.- Serie 1CD OCR1	109
Tabla 41.- Serie 1CD OCR4.8	110
Tabla 42.- Serie 1CD OCR5.3	111
Tabla 43.- Serie 1CD OCR6.2	112
Tabla 44.- Serie 1CD OCR 7.7	113
Tabla 45.- Serie 2CD OCR 1.3	114
Tabla 46.- Serie 2CD OCR 3.8	115
Tabla 47.- Serie 2CD OCR 5.5	116
Tabla 48.- Serie 2CD OCR 6.1	117
Tabla 49.- Serie 3CD OCR 1.4	118
Tabla 50.- Serie 3CD OCR 3.1	119
Tabla 51.- Serie 3CD OCR 6.1	120
Tabla 52.- Serie 3CD OCR 10.6	121
Tabla 53.- descripción del material (Ópalo consultor en ingeniería)	123

ÍNDICE DE GRÁFICAS

PÁGINA

Gráfica 1.- Serie 1CD OCR=1	68
Gráfica 2.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=1	68
Gráfica 3.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=1	69
Gráfica 4.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=1	69
Gráfica 5.- Serie 1CD OCR=4.8	69
Gráfica 6.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=4.8	70
Gráfica 7.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=1	70
Gráfica 8.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=1	70
Gráfica 9.- Serie 1CD OCR=5.3	71
Gráfica 10.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=5.3	71
Gráfica 11.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=5.3	71
Gráfica 12.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=5.3	71
Gráfica 13.- Serie 1CD OCR=6.2	72
Gráfica 14.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=6.2	72
Gráfica 15.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=6.2	73
Gráfica 16.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=6.2	73
Gráfica 17.- Serie 1CD OCR=7.7	73
Gráfica 18.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=7.7	74
Gráfica 19.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=7.7	74
Gráfica 20.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=7.7	74
Gráfica 21.- Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria serie 1 CD a distintos OCR	75
Gráfica 22.- Círculos de Mohr serie 1 CD a distintos OCR, $c=0.16$; $\phi=27.3$	75
Gráfica 23.- Trayectoria de esfuerzos p vs q ; $\alpha=50$, $m=1.1918$ $\therefore \phi=27.3$; $c=0.16$	75
Gráfica 24.- Serie 2CD OCR=1.3	76
Gráfica 25.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=1.3	76
Gráfica 26.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=1.3	77
Gráfica 27.- Δv vs ϵ Serie 2CD OCR=1.3	77
Gráfica 28.- Serie 2CD OCR=3.8	77
Gráfica 29.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=3.8	78
Gráfica 30.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=3.8	78
Gráfica 31.- Δv vs ϵ Serie 2CD OCR=3.8	78
Gráfica 32.- Serie 2CD OCR=5.5	79
Gráfica 33.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=5.5	79
Gráfica 34.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=5.5	79
Gráfica 35.- Δv vs ϵ Serie 2CD OCR=5.5	79
Gráfica 36.- Serie 2CD OCR=6.1	80
Gráfica 37.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=6.1	80
Gráfica 38.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=6.1	81
Gráfica 39.- Δv vs ϵ Serie 2CD OCR=6.1	81
Gráfica 40.- Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria serie 2 CD a distintos OCR	82
Gráfica 41.- Círculos de Mohr serie 2 CD a distintos OCR, $c=0$; $\phi=35$	82
Gráfica 42.- Trayectoria de esfuerzos p vs q ; $\alpha=55$, $m=1.4281$ $\therefore \phi=35.22$; $c=0$	82
Gráfica 43.- Serie 3CD OCR=1.4	83
Gráfica 44.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=1.4	83
Gráfica 45.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=1.4	84
Gráfica 46.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=1.4	84
Gráfica 47.- Serie 3CD OCR=3.1	84
Gráfica 48.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=3.1	85
Gráfica 49.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=3.1	85
Gráfica 50.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=3.1	85
Gráfica 51.- Serie 3CD OCR=6.1	86
Gráfica 52.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=6.1	86
Gráfica 53.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=6.1	86
Gráfica 54.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=6.1	86
Gráfica 55.- Serie 3CD OCR=10.6	87
Gráfica 56.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=10.6	87
Gráfica 57.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=10.6	88
Gráfica 58.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=10.6	88
Gráfica 59.- Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria serie 3 CD a distintos OCR	89
Gráfica 60.- Círculos de Mohr serie 3 CD a distintos OCR, $c=0.2$; $\phi=32.91$	89
Gráfica 61.- Trayectoria de esfuerzos p vs q ; $\alpha=53$, $m=1.327$ $\therefore \phi=32.91$; $c=0$	89
Gráfica 62.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 1	91
Gráfica 63.- ajuste serie 1CD OCR=1	91
Gráfica 64.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 4.8	92
Gráfica 65.- ajuste serie 1CD OCR=4.8	92
Gráfica 66.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 5.3	93
Gráfica 67.- ajuste serie 1CD OCR=5.3	93
Gráfica 68.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 6.2	94
Gráfica 69.- ajuste serie 1CD OCR=6.2	94
Gráfica 70.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 7.7	95
Gráfica 71.- ajuste serie 1CD OCR=7.7	95

Gráfica 72.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 1.3	96
Gráfica 73.- ajuste serie 2CD OCR=1.3	96
Gráfica 74.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 3.8	97
Gráfica 75.- ajuste serie 2CD OCR=3.8	97
Gráfica 76.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 5.5	98
Gráfica 77.- ajuste serie 2CD OCR=5.5	98
Gráfica 78.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 6.1	99
Gráfica 79.- ajuste serie 2CD OCR=6.1	99
Gráfica 80.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 1.4	100
Gráfica 81.- ajuste serie 3CD OCR=1.4	100
Gráfica 82.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 3.1	101
Gráfica 83.- ajuste serie 3CD OCR=3.1	101
Gráfica 84.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 6.1	102
Gráfica 85.- ajuste serie 3CD OCR=6.1	102
Gráfica 86.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 10.6	103
Gráfica 87.- ajuste serie 3CD OCR=10.6	103
Gráfica 88.- Parametros CD serie 1: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación axial	104
Gráfica 89.- Parametros CD serie 1: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación radial	105
Gráfica 90.- Parametros CD serie 2: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación axial	106
Gráfica 91.- Parametros CD serie 2: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación radial	106
Gráfica 92.- Parámetros CD serie 3: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación axial	107
Gráfica 93.- Parámetros CD serie 3: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación radial	107
Gráfica 94.- Parametros CD serie 1,2 y 3: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación axial	108
Gráfica 95.- Parametros CD serie 1,2 y 3: Epr, q_u, q_r y Eps normalizados vs OCR deformación radial	108
Gráfica 96.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 1	109
Gráfica 97.- predicción serie 1CD OCR=1	109
Gráfica 98.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 4.8	110
Gráfica 99.- predicción serie 1CD OCR=4.8	110
Gráfica 100.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 5.3	111
Gráfica 101.- predicción serie 1CD OCR=5.3	111
Gráfica 102.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 6.2	112
Gráfica 103.- predicción serie 1CD OCR=6.2	112
Gráfica 104.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 7.7	113
Gráfica 105.- predicción serie 1CD OCR=7.7	113
Gráfica 106.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 1.3	114
Gráfica 107.- predicción serie 2CD OCR=1.3	114
Gráfica 108.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 3.8	115
Gráfica 109.- predicción serie 2CD OCR=3.8	115
Gráfica 110.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 5.5	116
Gráfica 111.- predicción serie 2CD OCR=5.5	116
Gráfica 112.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 6.1	117
Gráfica 113.- predicción serie 2CD OCR=6.1	117
Gráfica 114.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 1.4	118
Gráfica 115.- predicción serie 3CD OCR=1.4	118
Gráfica 116.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 3.1	119
Gráfica 117.- predicción serie 3CD OCR=3.1	119
Gráfica 118.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 6.1	120
Gráfica 119.- predicción serie 3CD OCR=6.1	120
Gráfica 120.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 10.6	121
Gráfica 121.- predicción serie 3CD OCR=10.6	121
Gráfica 122.- Envolvente de falla de la información recabada del material presentado en 2016	123

INTRODUCCIÓN

Con el propósito de tener una visión más amplia respecto a las propiedades del suelo del valle de México, el presente trabajo analiza el comportamiento de un limo arcillo-arenoso, induciendo la preconsolidación del mismo mediante ensayos de laboratorio y representando su comportamiento con un modelo de ductilidad (modelo constitutivo de la mecánica de suelos), y así tener la posibilidad de caracterizar el comportamiento mecánico del suelo ensayado y asociarlo con el de otros suelos con características similares, a las que describe el presente trabajo.

El desarrollo urbano progresivo, que se ha visto a lo largo de la historia, ha dado origen al desarrollo de modelos constitutivos que representen el comportamiento teórico de los materiales.

Estos modelos se derivan de la efusión de los estudios matemáticos y físicos: Del gran logro de Isaac Newton (1642-1727) al declarar las leyes del movimiento, la necesidad de comprender y controlar la fractura de sólidos parece haber sido una motivación. Leonardo da Vinci (1452-1519) esbozó en sus cuadernos una posible prueba de la Resistencia a la tracción de un alambre. El científico experimental italiano Galileo Galilei (1564-1642), que murió en el año del nacimiento de Newton, había investigado las cargas de rotura de barras en tensión y concluyó que la carga era independiente de la longitud y proporcional al área de la sección transversal, siendo un primer paso hacia un concepto de esfuerzo, también investigó cómo la rotura de columnas de piedra, colocadas horizontalmente como vigas, dependían del número y sus soportes.

El científico inglés Robert Hooke expresó en 1660 y publicado en 1678, su modelo para explicar el comportamiento elástico de los materiales, en su observación que para muchos

materiales el desplazamiento bajo una carga era proporcional a la fuerza, estableciendo así la noción de elasticidad (lineal) pero no de una manera que fuera expresable en términos de esfuerzo y tensión. El ingeniero y físico francés Charles-Augustine Coulomb (1776) sentó las bases para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, se han creado a la fecha un sinnúmero de modelos que tratan de explicar el comportamiento del suelo en pruebas de resistencia y deformabilidad. Terzaghi (1925) incluye el concepto de esfuerzo efectivo en las envolventes de falla del modelo de Mohr-Coulomb. A este desarrollo le siguió la Teoría del estado crítico que involucra no sólo la resistencia sino también la deformabilidad del material (Roscoe et al, 1958-1968), el modelo hiperbólico de Kondner (1963), el modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970), el modelo Hardening soil, el modelo soft soil, el Principio de Proporcionalidad Natural (PPN) de Juárez Badillo, etc.

Por lo anterior, en los capítulos 1 y 2 se explican algunos de los modelos mencionados, describiendo de manera puntual sus fundamentos, ecuaciones y parámetros principales, indicándose cuales son modelos de falla y cuales son modelos de comportamiento.

En el capítulo 3, se integra la información de las pruebas de laboratorio que se hicieron al material para su descripción e identificación, (propiedades índice), se describe el lugar de obtención de la muestra y el proceso de preparación de la misma. Se presenta el programa de series triaxiales planteado, se hace una breve descripción del equipo utilizado, así como el fundamento teórico de la prueba.

Posteriormente en el capítulo 4, se presentan los resultados obtenidos del programa de series triaxiales mediante gráficas esfuerzo – deformación, diagrama de círculos de Mohr, Diagramas p vs q , y tablas de datos generales.

En el capítulo 5, se retoman los datos obtenidos del capítulo 4, para hacer un ajuste teórico de los datos experimentales mediante un modelo de ductilidad descrito en el capítulo 2.6. obteniendo así los parámetros del modelo, se analizan los valores numéricos de los distintos parámetros, y con objeto de encontrar tendencias se normalizan los parámetros respecto al esfuerzo de confinamiento de cada prueba en su etapa de falla, de las tendencias y linealización presentada se obtienen las ecuaciones que describen el comportamiento del material (leyes fenomenológicas), se analiza el nivel de predicción modificando los parámetros normalizados con las ecuaciones obtenidas, siendo estos los parámetros finales.

Por ultimo en el capítulo 6 se concluye el trabajo, presentando las ecuaciones que pueden predecir el comportamiento de materiales con características similares a las descritas en este trabajo.

PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

A esta investigación le antecede la tesis “Caracterización De Suelos Finos Saturados Preconsolidados Usando Dos Modelos De Comportamiento”, presentada en 2016 y elaborada por Alvarez. C. E y Mercado. M. G. A, teniendo como objetivo utilizar dos modelos de ductilidad (propuestos por Zea C. C. y Rivera C. R. en 2008) en resultados de series de pruebas triaxiales ya existentes de muestras de suelo a distinta profundidad, obteniendo una caracterización razonablemente bien con el modelo de la Ecuación General de Ductilidad (EGD).

No obstante, hubo un mínimo de parámetros que no se lograron normalizar de la mejor manera debido a que no se contaba con suficiente información experimental, siendo ésta la principal razón que dio pie a este trabajo y dar continuidad al anterior, se llevara a cabo una investigación más exhaustiva de este fenómeno, obteniendo muestras de suelo a una misma profundidad, induciendo la preconsolidación mediante pruebas triaxiales teniendo especial énfasis en los parámetros del modelo para obtener una mejor precisión.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Utilizar y analizar el modelo constitutivo “Ecuación General de Ductilidad (EGD)” para representar el comportamiento de un limo arcillo-arenoso, induciendo la preconsolidación del mismo mediante ensayos de laboratorio, específicamente mediante pruebas triaxiales, con base en los resultados de cada prueba, se analizarán los valores numéricos de los distintos parámetros con objeto de encontrar tendencias y así poder normalizarlos, para determinar las leyes fenomenológicas que caracterizan al suelo, y tener la posibilidad de predecir el comportamiento mecánico de suelos con características similares, a las que describe el presente trabajo.

I. MODELOS DE FALLA

1.1. MODELOS DE TRESCA Y VON MISES

Estos modelos son utilizados para poder establecer el estado de esfuerzos que produce el flujo plástico en los metales, y es a partir de esta teoría que se han desarrollado los modelos plásticos para los suelos. Empezando por Tresca, él dice que dicho flujo se obtiene cuando el esfuerzo cortante máximo aplicado sobre el material alcanza el valor crítico k , es decir:

$$k = \text{máximo de} \begin{cases} \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2| \\ \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3| \\ \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1| \end{cases} \quad (1)$$

Ésta misma relación se puede expresar en el plano de esfuerzos desviadores como:

$$2\sqrt{\frac{2}{3}}k = \text{máximo de} \begin{cases} |S_1 - S_2| \\ |S_1 - S_3| \\ |S_2 - S_3| \end{cases} \quad (2)$$

De tal manera que su representación en el plano desviador es la de un hexágono, tal como lo muestra la figura 1 (b).

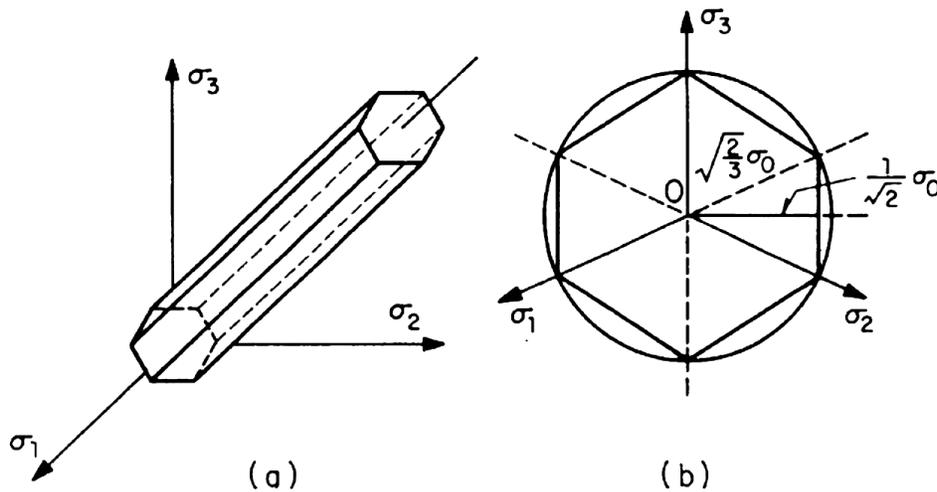


Figura 1.- Criterio Plástico de Tresca (Vinięgra Heberlein, 2011).

Su representación en el espacio de los esfuerzos principales es de un prisma hexagonal que tiene como eje la trisectriz tal como se señala en la figura 1 (a). En términos de los invariantes del tensor desviador I_{2s} e I_{3s} esta superficie plástica puede expresarse como:

$$4I_{2s}^3 - 27I_{3s}^2 - 36k^2I_{2s}^2 + 96k^4I_{2s} - 64k^6 = 0 \quad (3)$$

El criterio Plástico de Von mises considera que la superficie es circular cuando se representa en el plano de los esfuerzos desviadores, y por tanto este criterio puede expresarse por medio de la ecuación.

$$I_{2s}=k^2 \quad (4)$$

En el espacio de esfuerzos principales se representa por medio de un cilindro de radio k (figura 2(b))

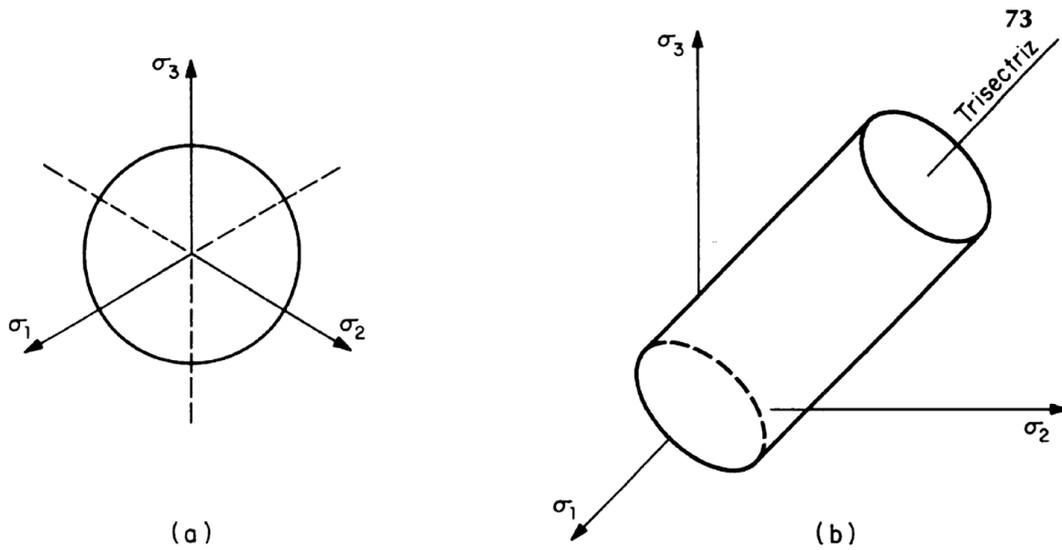


Figura 2.- Criterio Plástico de von Mises (Viniestra Heberlein, 2011)

1.2. MODELO MOHR-COULOMB

Resistencia al corte

Christian Otto Mohr (1835-1918) científico alemán, desarrolló el plano de Mohr, el cual es una representación gráfica del estado de esfuerzos en un punto dentro de un medio continuo, en donde en el eje de las abscisas se ubican los valores de los esfuerzos normales y en el eje de las ordenadas los valores de los esfuerzos cortantes en los diferentes planos; en dos dimensiones esta representación es a través de un círculo denominado círculo de Mohr; σ_1 y σ_3 son los extremos del círculo, a la diferencia de estos esfuerzos se le conoce como “esfuerzo desviador” y representa el valor numérico del diámetro del círculo.

Si se dibujan diferentes círculos de Mohr correspondientes a un estado de falla la envolvente a dichos círculos es una línea recta tangente al círculo, la cual se le conoce como línea de falla, cuya ecuación (ley de coulomb) es:

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (5)$$

Dónde:

- τ = Esfuerzo cortante en un plano de falla
- σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla
- ϕ = Ángulo de fricción interna

Esta línea recta pasa por el origen y forma un ángulo ϕ con el eje horizontal en sentido contrario a las manecillas del reloj, (Figura 3)

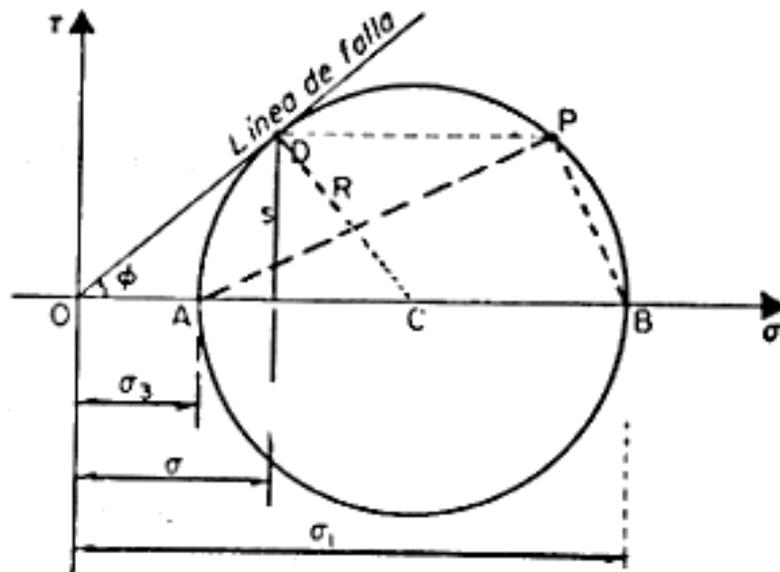


Figura 3.- Círculo de falla con los esfuerzos y direcciones principales en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Coulomb, observó que al tener un fragmento de arcilla en una mano entreabierta no se deslizaba entre los dedos, de modo que exhibía resistencia al esfuerzo cortante aun sin aplicarle un esfuerzo normal, a lo cual llamó cohesión y lo considero un valor constante del material (suelo cohesivo).

Así mismo también observó que hay suelos que presentan tanto cohesión como fricción, llamándolos suelos cohesivo – friccionantes, de esta manera se tiene que a la ecuación (5) se le adiciona la cohesión quedando la ecuación (6) y la línea de falla no pasa por el origen, (ver figura 4)

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (6)$$

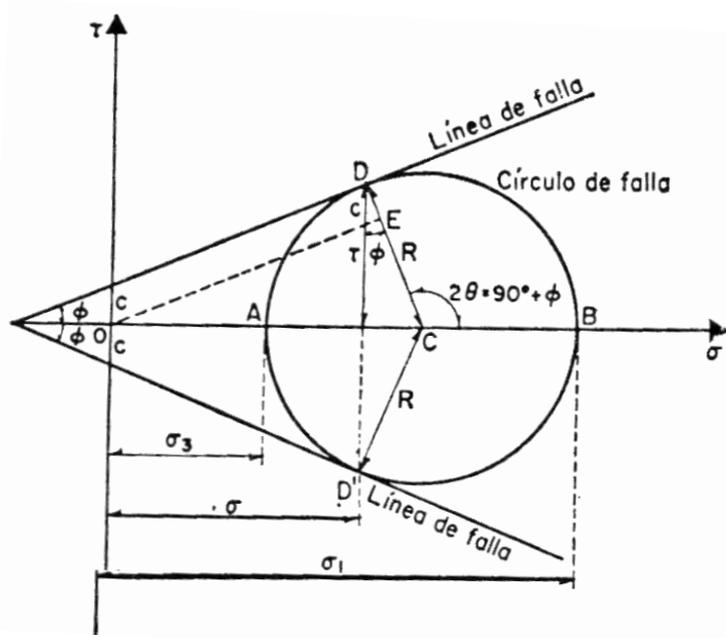


Figura 4.- Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb.

Terzaghi (1883-1963), ingeniero mecánico estadounidense de origen austriaco considerado el padre de la mecánica de suelos, propone que el esfuerzo normal, σ , en la ecuación (6) debería sustituirse por el esfuerzo efectivo, σ' , que es la diferencia entre el esfuerzo total y la presión neutral, u_n , que se desarrolla en el momento en que ocurre la falla; la nueva ecuación según Terzaghi fue:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi \quad (7)$$

O sea:

$$s = c + \sigma' \tan \phi \quad (8)$$

1.3. MODELO DE MROZ PRÉVOST

Este modelo utiliza el modelo de superficies de fluencia múltiples las cuales son de forma circular y circunscritas entre sí en el plano desviador. Estas superficies pueden aumentar de tamaño (endurecimiento isotrópico) y desplazarse de su centro (endurecimiento cinemático). Además, se emplea la regla de flujo asociada, con lo cual se completa el modelo.

Las superficies de fluencia pueden representarse por medio de la ecuación:

$$(3/2)(S_{ij}S_{ij})-k^2=0 \quad (9)$$

Siendo k el radio de la superficie de fluencia. Sin embargo, dado que las superficies de fluencia pueden desplazarse, la ecuación (9) debe expresarse como:

$$(3/2)(S_{ij}-a_{ij})(S_{ij}-a_{ij})-k^2=0 \quad (10)$$

Donde a_{ij} representa las coordenadas del centro de la superficie. Cada superficie de fluencia lleva asociada un módulo plástico H_i de valor constante.

En un material isotrópico, las superficies de fluencia se encuentran inicialmente concéntricas. Cuando se aplican los primeros incrementos de carga, el punto que representa el estado de esfuerzos del material comienza a desplazarse hacia el perímetro de la primera superficie y durante este proceso se utiliza el módulo plástico asociado a esa primera superficie. En el momento que el estado de esfuerzos rebasa la primera superficie, el módulo plástico pasa a ser de la segunda superficie y así sucesivamente. Cuando el estado de esfuerzos hace contacto con la superficie, ésta es arrastrada según la dirección del incremento de esfuerzo, de tal manera que las superficies de fluencia van quedando tangentes entre sí en un punto único de contacto, lo cual garantiza la unicidad en la respuesta del modelo.

La última superficie representa la ruptura del material, y, por lo tanto, tiene un módulo plástico asociado de valor nulo. Si antes de alcanzar la ruptura se invierte la dirección de la carga, entonces se toma el módulo plástico de la primera superficie hasta que el estado de esfuerzos rebasa su perímetro, tomándose el módulo plástico de la segunda superficie y así sucesivamente. La figura 5 (a) muestra la posición inicial de las superficies de fluencia. En la figura 5 (b) se observa como las superficies de fluencia se han desplazado al efectuarse el primer semiciclo de carga en un ensaye de carga alterna. De acuerdo a la ecuación 10, cada superficie puede representarse por medio de una ecuación del tipo:

$$\{3/2(S_{ij}-a_{ij}^m)(S_{ij}-a_{ij}^m)\}^{1/2}-k^m=0 \quad (11)$$

Donde m representa el número de la superficie de fluencia. Por medio de las coordenadas del centro de cada superficie, es posible considerar la anisotropía de los materiales, puesto que

al existir un comportamiento esfuerzo-deformación diferente en carga y descarga, las superficies de fluencia se encuentran inicialmente desplazadas como se muestra en la figura 5 (a). Por otro lado, se considera que la posición y tamaño inicial de las superficies de fluencia también toman en cuenta la historia de cargas que ha sufrido el material desde su formación.

Todas las superficies plásticas pueden trasladarse en el espacio de esfuerzos sin cambiar de forma y consecuentemente tocan y empujan a otras superficies, pero sin interceptarse. Cuando el estado de esfuerzos alcanza la superficie plástica f_m , todas las superficies interiores a ella (f_0, f_1, \dots, f_{m-1}), son tangentes entre sí en el punto de contacto M y en tal caso debe cumplirse la siguiente condición:

$$(S_{ij}-a_{ij}^m)/K^m=(S_{ij}-a_{ij}^{m-1})/K^{m-1}=(S_{ij}-a_{ij}^0)/K^0 \quad (12)$$

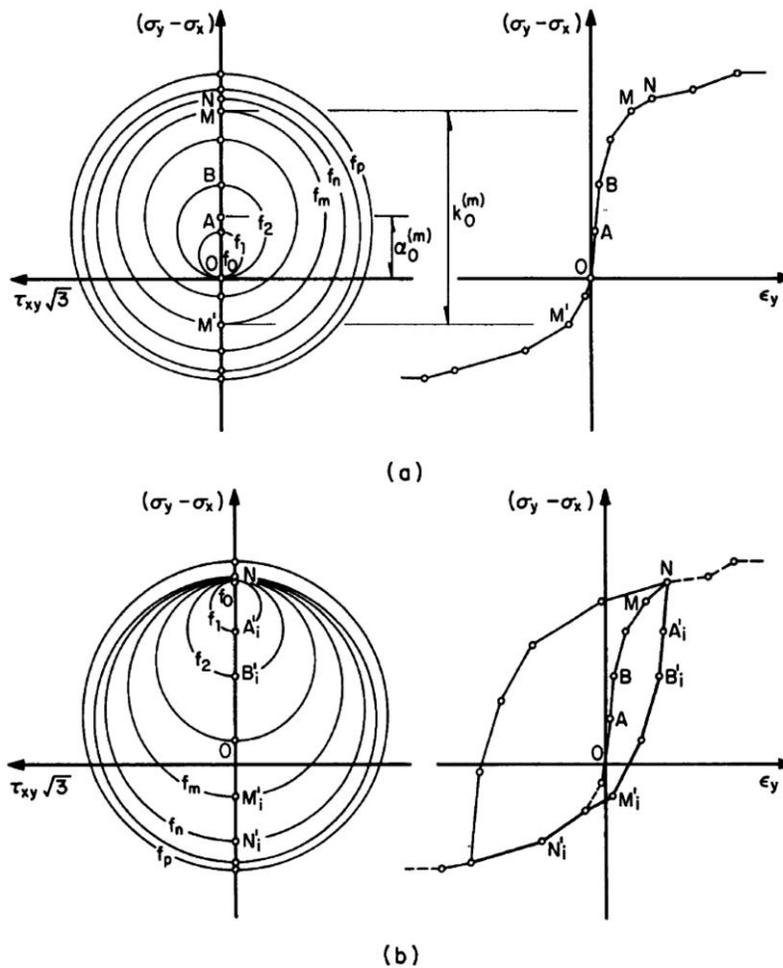


Figura 5.- Modelo Plástico de superficies múltiples de Mroz-Prévost (Prévost, J M, 1987)

Para completar el modelo, puede considerarse que las superficies de fluencia cambian de tamaño y que su módulo plástico asociado también puede variar por medio del valor λ , que es un escalar relacionado con la deformación plástica desviadora.

$$\lambda = \int (2/3 de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (13)$$

Donde

$$de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - 1/3\delta_{ij}(d\varepsilon_{kk}) \quad (14)$$

Las variaciones del módulo cortante asociado y del tamaño de la superficie plástica se presentan únicamente después de la primera inversión de carga y tienen por objeto considerar el efecto de la historia de cargas sobre el comportamiento del suelo.

Los parámetros del modelo se pueden determinar a partir de los resultados de dos ensayos triaxiales no drenados, uno en compresión y otro en extensión. Dichos parámetros son:

- 1) Posición y tamaño inicial de las superficies plásticas, así como de sus módulos cortantes asociados.
- 2) parámetros que determinan la magnitud del cambio en el tamaño de las superficies y en los valores de sus módulos asociados.

Este modelo puede emplearse para simular el comportamiento de suelos bajo condiciones no drenadas y de carga alterna, aunque también se han usado en ensayos de corte simple. La sencillez de sus ecuaciones permite instrumentarlo con facilidad en programas de elementos finitos.

También puede usarse para el caso de suelos preconsolidados y anisotrópicos puesto que se considera que tanto la preconsolidación como la anisotropía inicial del material quedan representadas por las posiciones iniciales de las superficies de fluencia.

En la figura 6 se presenta una serie de comparaciones teórico experimentales para el caso de ensayos cíclicos de corte simple (a y b) y ciclos triaxiales (c y d), tanto bajo deformación controlada (a y c) como bajo esfuerzo controlado (b y d), efectuados sobre la arcilla de Drammen con un grado de preconsolidación de 4.

En la figura 7 se muestran en forma más detallada, los resultados de uno de los ensayos de corte cíclico bajo deformación controlada.

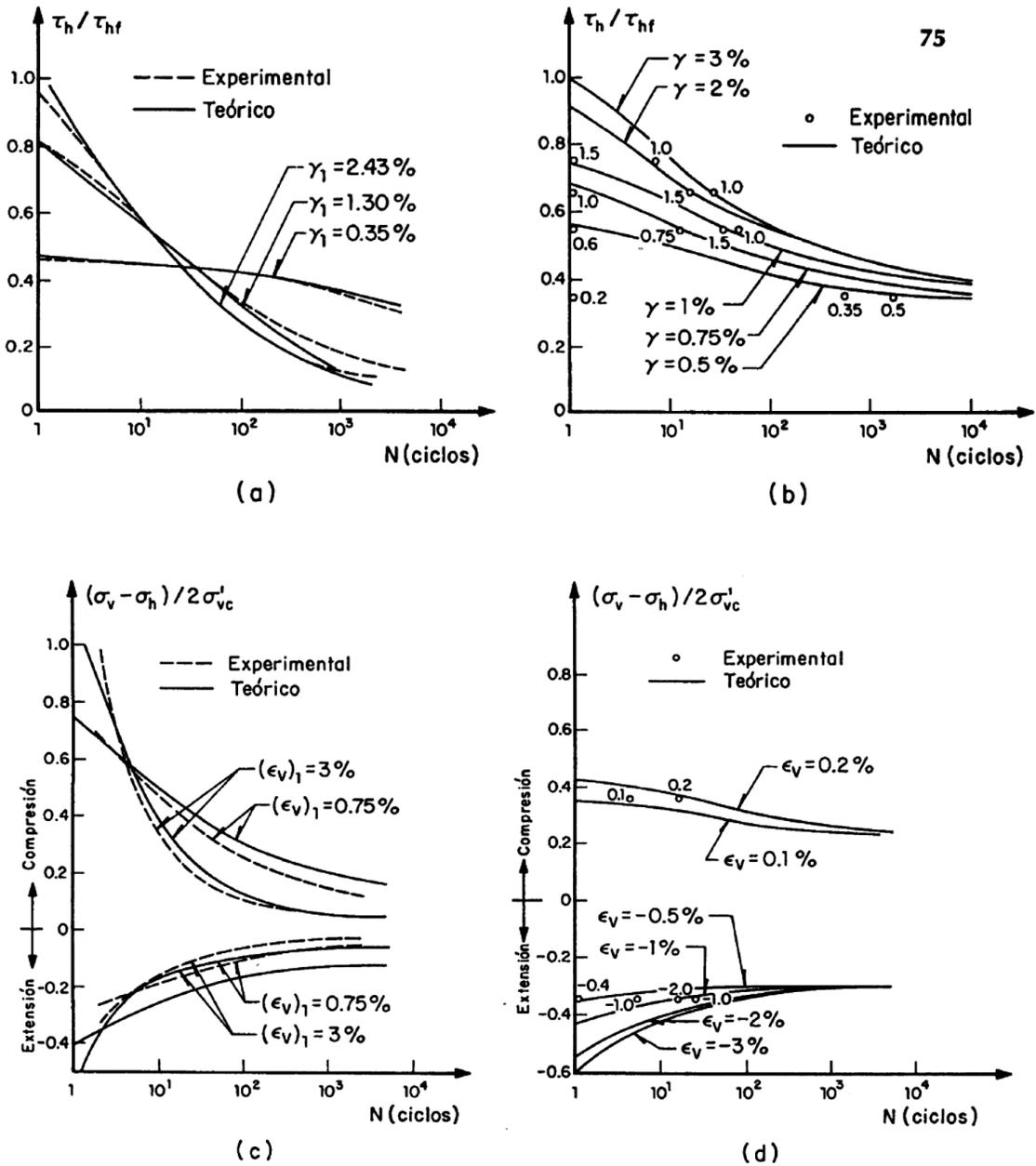


Figura 6.- Ensayes cíclicos de corte con: (a) deformación controlada, (b) esfuerzos controlados y cíclicos triaxiales con (c) deformación controlada y (d) esfuerzos controlados, para la arcilla de Drammen ($OCR = 4$) (Prévost, J H, 1975)

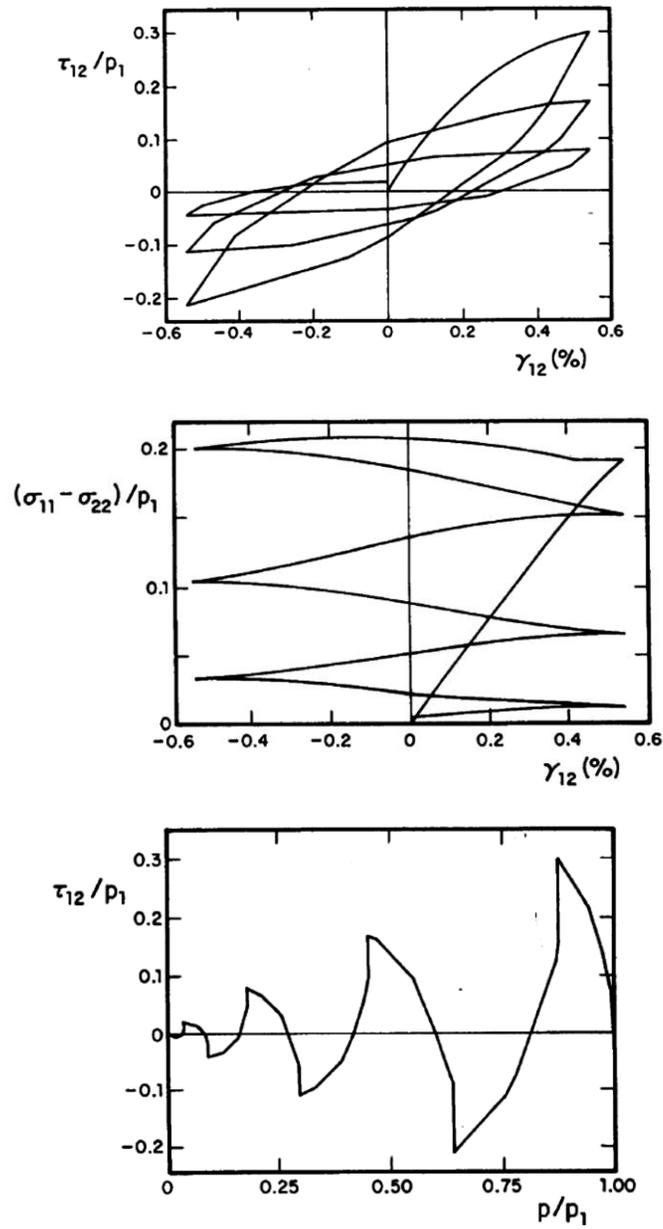


Figura 7.- Ensaye de corte cíclico a deformación controlada (Prévost, J H, 1979)

1.4. MODELO ELASTO – PLÁSTICO PERFECTO

Este modelo es una extensión del modelo Mohr-Coulomb; Su formulación involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles (Figura 8); Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados.

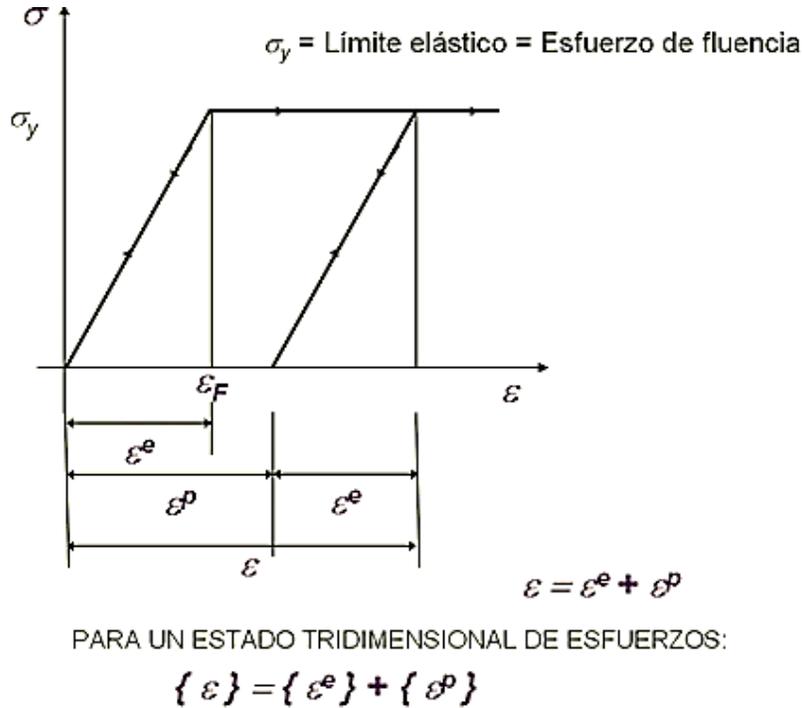


Figura 8.- Curva Esfuerzo – deformación del modelo Elasto – plástico perfecto.

Cuando se hace el análisis de una obra, en el interior de la masa de suelo interesa saber si las deformaciones de alguno o algunos de sus elementos son elásticas o plásticas, para lo cual el modelo introduce una variable llamada función de fluencia, f , la cual se establece de la siguiente manera:

$$f = \sigma - \sigma_y \quad (15)$$

De tal manera que si $f < 0$ las deformaciones son elásticas, pero si $f = 0$, las deformaciones son plásticas.

En el espacio tridimensional de esfuerzos (Figura 9) la función de fluencia se define:

$$f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen}\phi - c \text{cos}\phi \quad (16)$$

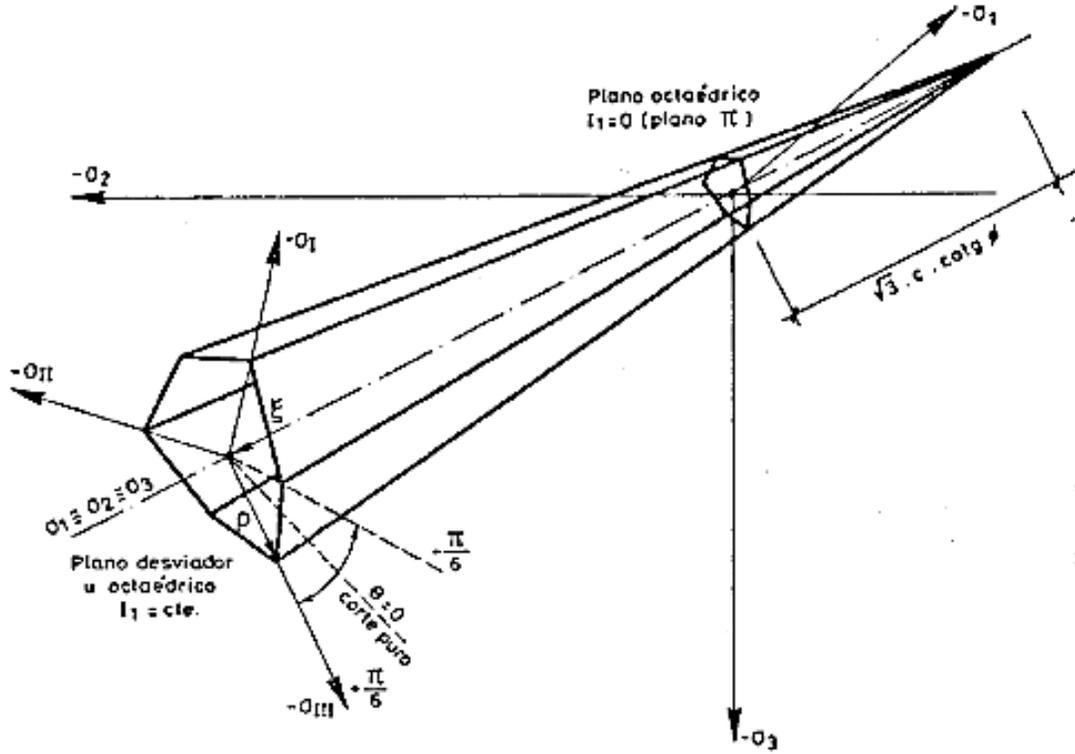


Figura 9.- superficie Mohr – Coulomb en el espacio tridimensional de esfuerzos

La función f da idea si la deformación es plástica, pero no la magnitud y dirección de dicha deformación, para lo cual el modelo introduce otra función, g , llamada potencial plástico (Figura 10), que se define a partir de las velocidades de deformación como:

$$\frac{\partial \varepsilon^P}{\partial t} = \lambda \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (17)$$

Siendo λ un cofactor en unidades de velocidad de deformación.

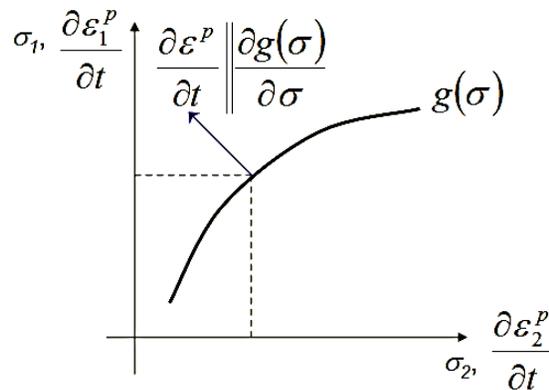


Figura 10.- Potencial Plástico, g .

En el espacio tridimensional de esfuerzos el potencial plástico queda como:

$$g = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen } \psi + \text{const.} \quad (18)$$

Siendo ψ un parámetro conocido como ángulo de dilatación (Figura 11)

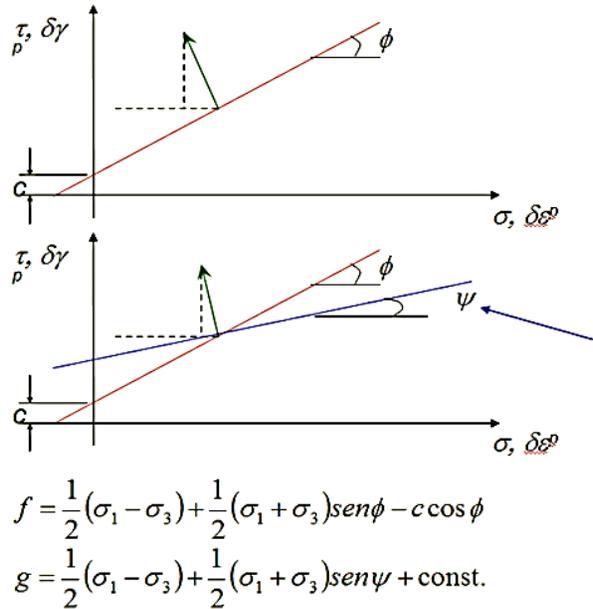
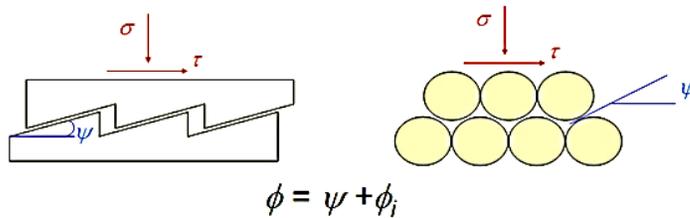


Figura 11.- Potencial Plástico, g y ángulo de dilatación ψ

La existencia del ángulo de dilatación se explica a partir del modelo de dientes de sierra (Figura 12)



El ángulo de fricción aparente externamente movilizado en planos horizontales (ϕ) es más grande que el ángulo de fricción resistente de deslizamiento sobre planos inclinados (ϕ_i)

Resistencia= fricción + dilatación

Figura 12.- Modelos dientes de sierra para explicar el ángulo de dilatación.

A partir de una prueba de corte directo drenada el ángulo de dilatación y los parámetros elásticos se pueden determinar como se muestra en la (Figura 13).

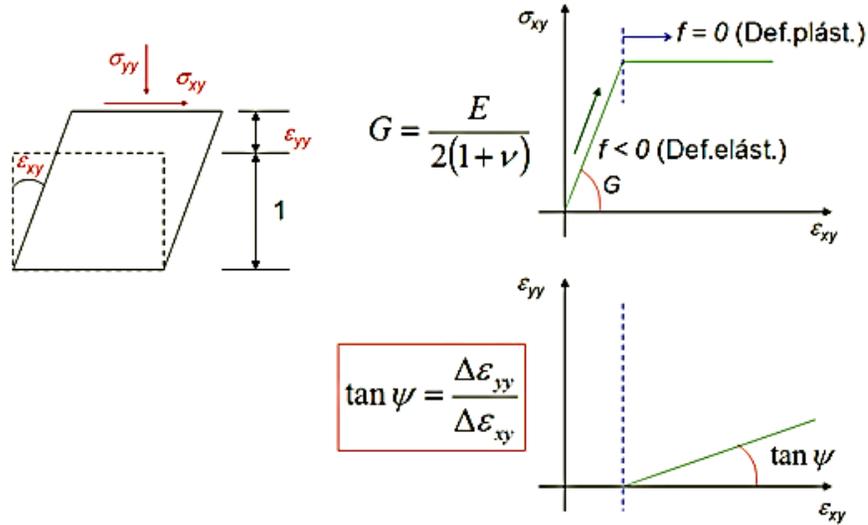


Figura 13.- Determinación de ψ a partir de un ensaye de corte directo drenado.

El ángulo de dilatación y los parámetros elásticos se pueden determinar también por medio de un ensaye triaxial drenado como se muestra en la (Figura 14)

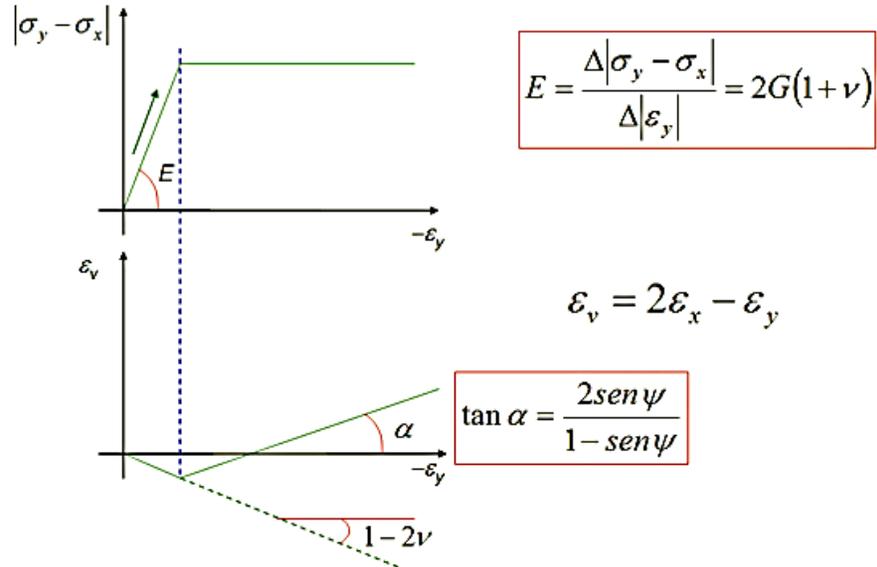


Figura 14.- Determinación de ψ a partir de una prueba triaxial drenada.

2. MODELOS DE COMPORTAMIENTO ESFUERZO – DEFORMACION

2.1. TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO

Esta teoría se basa en los estudios del mecanismo de la disipación de la energía dentro del esqueleto del suelo, así como de la observación del comportamiento macroscópico de los materiales.

Así, por ejemplo, cuando un suelo normalmente consolidado es ensayado bajo diversas condiciones de carga, es posible obtener dos tipos de curvas características de ese material. La primera en el plano (p, q) , representa la llamada línea de falla (figura 15 (a)) y la segunda en el plano $(v, \ln p)$, la línea de consolidación virgen isotrópica, paralela a la cual corre la línea de ruptura del material (figura 15 (b)), que se produce cuando la deformación crece indefinidamente y la relación de vacíos se mantiene aproximadamente constante, con tendencia hacia un valor asintótico.

Al agrupar las curvas 15 (a) y (b) es posible establecer una línea en el espacio (p, q, v) , denominada línea del estado crítico, la cual se muestra con la línea gruesa en la figura 16. También es posible trazar una envolvente de todas las trayectorias de respuesta del material, cuya parte superior tendrá la forma mostrada en la misma figura y que se le denomina superficie límite. De acuerdo con Schofield y Wroth, un material se encuentra en el estado crítico cuando al mantener su estado de esfuerzo constante, su deformación crece indefinidamente sin variación apreciable de su volumen. En concordancia con las figuras 15 (a) y (b) es posible establecer las expresiones:

$$q = Mp \quad (19)$$

$$V\lambda = V_c + \lambda \ln p \quad (20)$$

$$V_k = V + K \ln p \quad (21)$$

Donde M representa la pendiente de la línea de falla (figura 15 (a)). V_c el volumen del material en el estado crítico, cuando se aplica una presión media unitaria. $V\lambda$ y V_k el valor del volumen para una presión media unitaria y λ y k las pendientes de la línea de consolidación en carga y descarga, respectivamente. (figura 17).

A partir de las ecuaciones 19 hasta 21, es posible establecer la ecuación que representa la superficie de fluencia, cuando el material es ensayado a volumen constante.

$$\frac{q}{Mp} + \ln\left(\frac{P}{P_u}\right) = 1 \quad (22)$$

Donde P_u , significa la intersección entre la línea del estado crítico con la superficie de fluencia. Por medio de las expresiones 20 y 21, es posible establecer la ecuación de la superficie límite, la cual está compuesta por una familia de superficies de fluencia, tal como se observa en la figura 16 La ecuación es:

$$|q| = \frac{Mp}{\lambda - k} (V_c + \lambda + V - \lambda \ln p) \quad (23)$$

A partir de estas expresiones es factible implantar los modelos del estado crítico. Este tipo de modelos han podido simular con sencillez el comportamiento de las arcillas normalmente consolidadas; sin embargo, han requerido continuas modificaciones para simular adecuadamente el comportamiento del material bajo carga alterna y los fenómenos de expansión.

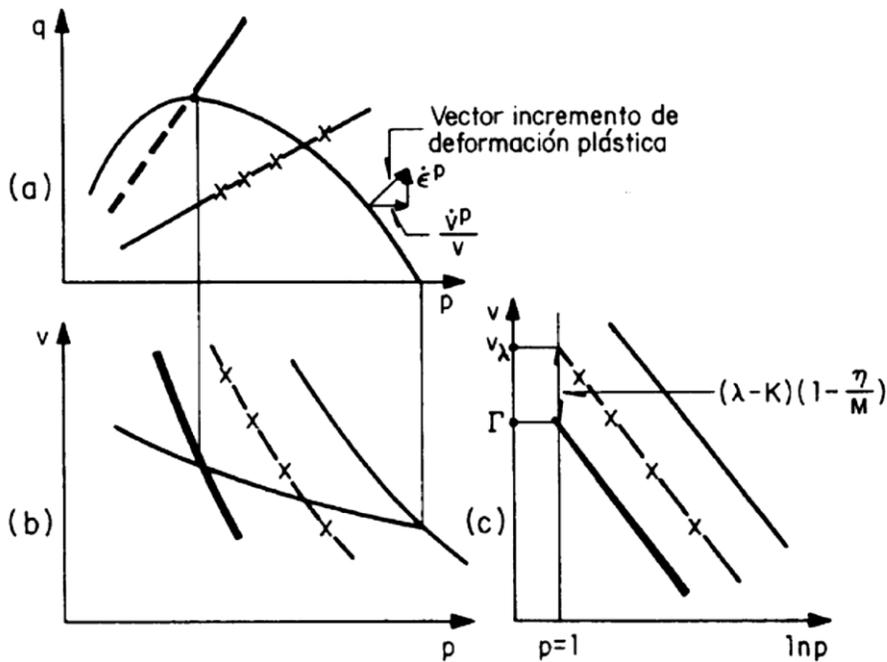


Figura 15.- Comportamiento Característicos de las arcillas (Schofield y Wroth, 1960)

2.2. MODELO DE ESTADO CRÍTICO (CAM-CLAY)

En 1958, un grupo de la universidad de Cambridge dirigidos por el Dr. Kenneth Harry Roscoe, desarrollaron la teoría del estado crítico de los suelos, llamado Cam-Clay. Roscoe y Burland (1968) introducen un modelo modificado por fluencia local por distorsión de corte.

El modelo constitutivo Cam-Clay, es un modelo elasto – plástico, esto quiere decir que, si una masa de suelo está sometido a una carga, al producirse la descarga parte del suelo podrá recuperarse, pero otra parte tendrá deformaciones permanentes. De esta manera podemos observar que los estados de esfuerzo y los de volumen se interrelacionan. Los suelos presentan características específicas (la porosidad y la permeabilidad) al aplicar una carga, esos valores cambian y el suelo presenta deformaciones a corto y largo plazo.

Los esfuerzos (σ) y las deformaciones (ε) son proporcionales en los cuerpos linealmente elásticos. Cuando existe una variación en dicha proporcionalidad tienen un cambio gradual o inmediato, que produce grandes deformaciones con poca variación de esfuerzos, se considera que el material pasa a un comportamiento plástico (generando deformaciones plásticas, ε_p), este cambio es representado por un punto de deflexión (punto de fluencia).

Para este modelo se utilizan los parámetros q' (esfuerzo desviador) y p' (esfuerzo normal medio) expresados de la siguiente manera:

$$q' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (24)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (25)$$

Sabemos que $\sigma_2 = \sigma_3$ por lo tanto:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (26)$$

En este modelo se induce al suelo a pasar de un comportamiento elástico a uno elastoplástico, a un volumen específico crítico, definido como la unidad más la relación de vacíos crítica.

$$v_c = 1 + e_c \quad (27)$$

“Browles (1996) interpreta a la relación de vacíos crítica, cuando no existe un cambio volumétrico en el suelo al llegar a exceder su resistencia al corte, también llamado densidad crítica (concepto introducido por Casagrande en 1936)”. (M. López Aguirre, “MODELO CAM-CLAY: TEORÍA E INTERPRETACIÓN”).

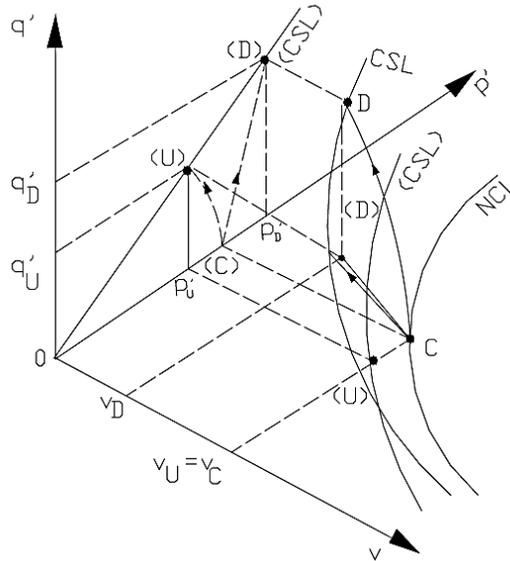


Figura 19.- Proyección tridimensional de la línea de estado crítico.

Para los modelos de estado crítico se utiliza una ecuación de superficie límite en donde se describe una familia de superficie de fluencia.

$$|q| = \frac{Mp}{\lambda-k} (V_c + \lambda - V - \lambda \ln p) \quad (28)$$

El grado de preconsolidación OCR (Overconsolidation relation) en suelos cohesivos influye de manera significativa en su estado físico y de falla.

“Para suelos normalmente consolidados ($OCR=1$) la trayectoria corresponderá con la superficie de Roscoe, mientras que para suelos ligeramente consolidado ($1 < OCR < 2.5$) sus trayectorias estarán por debajo de esta superficie hasta la perpendicular a $OCR=2.5$, los suelos muy consolidados ($OCR > 2.5$) tendrán sus trayectorias por debajo de la llamada superficie de Hvorslev, todas estas trayectorias no-lineales llegarán a punto en el límite de las superficies de Hvorslev y Roscoe”. (M. López Aguirre, “MODELO CAM-CLAY: TEORÍA E INTERPRETACIÓN”).

Superficie de Hvorslev

$$q' = Hp' + (M - H) \exp \frac{\Gamma - v}{\lambda} \quad (29)$$

Superficie de Roscoe

$$q' = Mp' \left[1 + \frac{\Gamma - v - \ln p'}{\lambda - k} \right] \quad (30)$$

Ecuaciones de definición de la CSL (Figura 20)

$$q' = Mp' \quad (31)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (32)$$

Para suelos preconsolidados la ecuación (32) cambia a

$$v = N_{oc} - k \ln p' \quad p' \leq p_c' \quad (33)$$

Donde:

Γ = valor del volumen específico (v) cuando $p' = 1.0 \text{ kN/m}^2$

λ = pendiente de la línea CSL en el plano $v'/\ln p'$

N_{oc} = Volumen específico a la presión de referencia de la curva de carga – descarga.

p_c' = presión de preconsolidación.

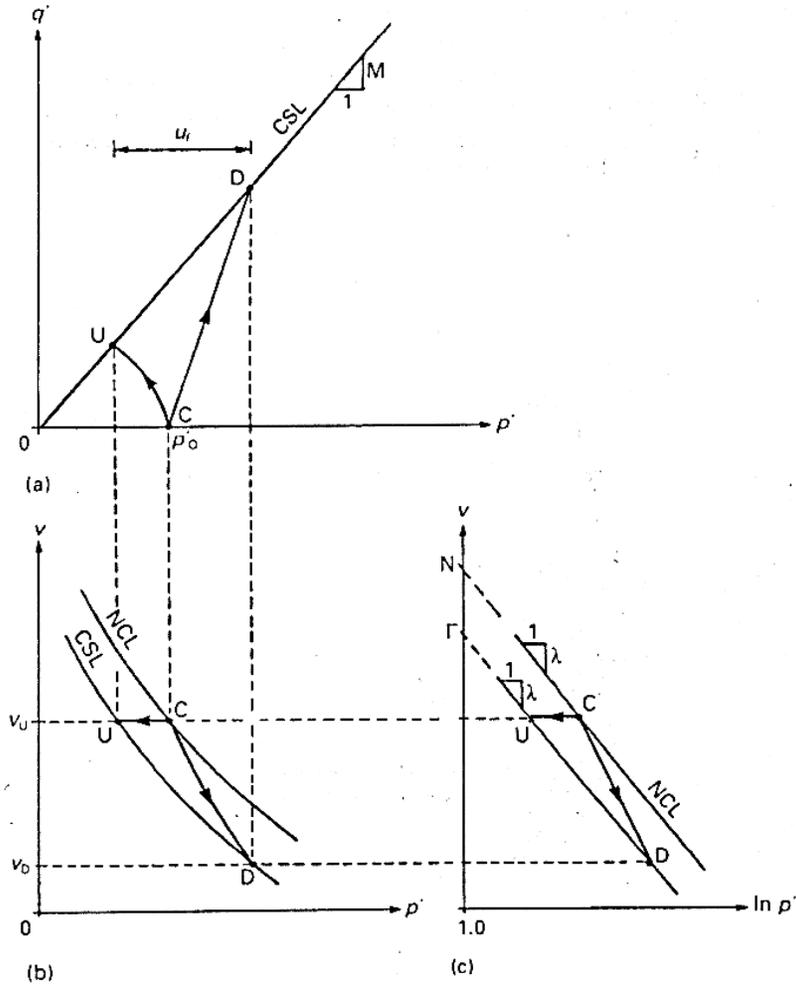


Figura 20.- Línea de estado Crítica y trayectorias de esfuerzos para carga de una arcilla consolidada normalmente sin drenado.

La ecuación que define a la NCL en el espacio $v/\ln p'$ (Figura 21)

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (34)$$

Donde

$N =$ valor del volumen específico (v_0) cuando $p' = 1.0 \text{ kN/m}^2$

$\lambda =$ pendiente de la línea NCL en el plano $v/\ln p'$, que se supone igual a la pendiente de la línea CSL.

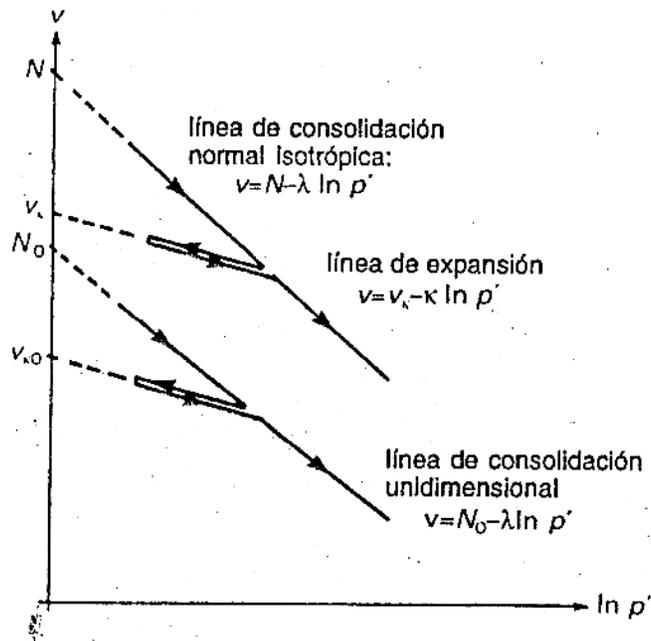


Figura 21.- líneas de consolidación y expansión en el plano $v/\ln p'$

La ecuación de la línea URL (unload-reload line) en el espacio $v/\ln p'$ (Figura 22) es:

$$v = v_k - k \ln p' \quad (35)$$

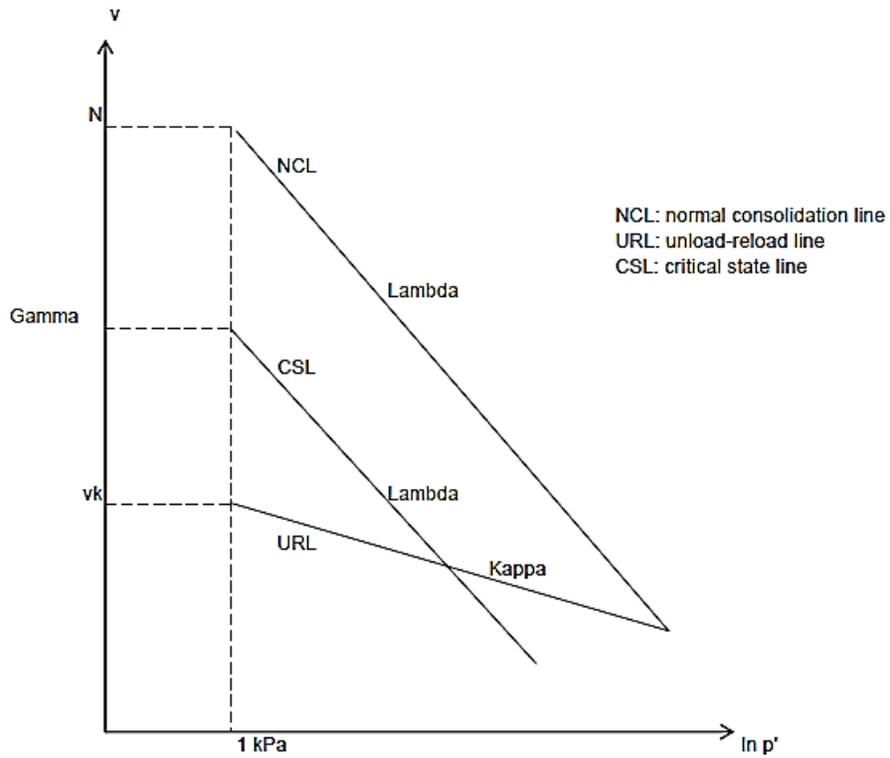


Figura 22.- Línea normalmente consolidada (NCL), línea de carga-descarga (URL), línea del estado crítico (CSL)

En la (Figura 23) se muestra una vista generalizada tridimensional de la superficie de límite de estado.

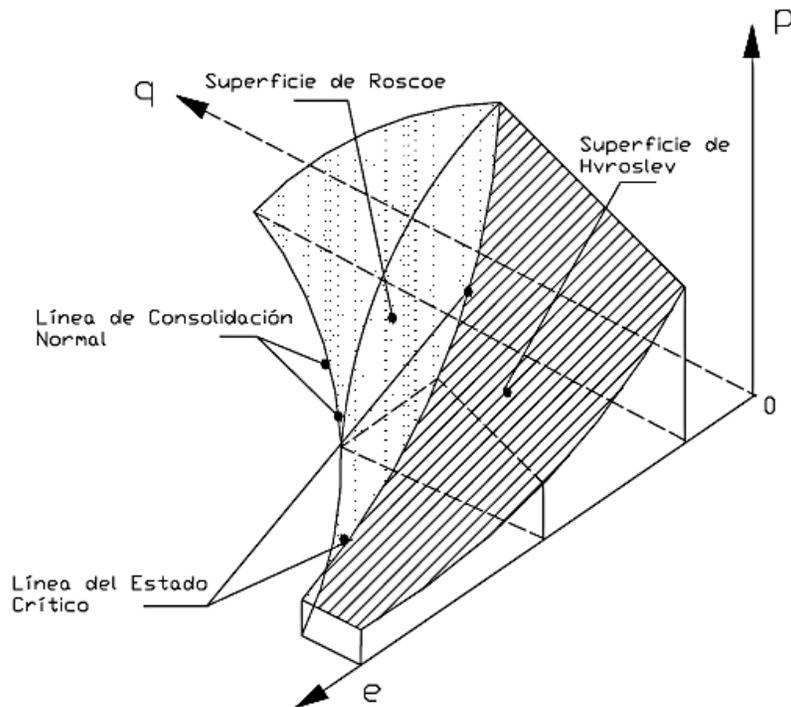


Figura 23.- Superficie de fluencia Cam-Clay en un plano triaxial.

Las modificaciones que presentaron Roscoe y Burland (1968) al modelo Cam-Clay ecuación (28) siendo la base la disipación plástica de la energía dentro del suelo, quedando la ecuación (36), esta representa el comportamiento de un suelo arcilloso en compresión no drenada nombrándose Modelo Cam-Clay Modificado.

$$\frac{q}{Mp} = 1 - \left(-\frac{Mv_0}{K(\lambda-k)} \varepsilon \right) \quad (36)$$

Para la determinación de los parámetros del modelo Cam-Clay, se deben obtener los datos gráficos de pruebas triaxiales convencionales.

Parámetro M

$$M = \frac{6\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \quad (37)$$

Parámetros λ y k

$$k = 0.166\lambda \quad (38)$$

$$\lambda = 0.92(LP - 0.09) \quad (39)$$

$$\lambda = 0.36(LL - 0.09) \quad (40)$$

2.3. MODELO DE PENDER

A partir de los conceptos e ideas generales del estado crítico, Pender elaboró un modelo que es capaz de simular adecuadamente el comportamiento de los suelos preconsolidados y normalmente consolidados bajo carga cíclica.

Este modelo no parte del estudio de los mecanismos de la disipación de la energía dentro del esqueleto del suelo, como lo hace el de Cambrige, sino que se basa en las funciones matemáticas que definen los siguientes tres aspectos: la superficie de fluencia, la trayectoria (en esfuerzos efectivos) de un ensaye no drenado y la relación entre los incrementos de deformación plástica desviadora y volumétrica. Además, considera que la superficie de fluencia viaja junto con el estado de esfuerzos y que el material se vuelve más resistente en cada semiciclo de carga.

Así para la superficie de fluencia establece la ecuación:

$$df = p\eta \quad (41)$$

Que considera que la trayectoria de respuesta en esfuerzos efectivos durante un ensaye triaxial no drenado, es de forma parabólica, dirigida hacia el punto que representa el estado crítico (considerando la relación de vacíos que en ese momento posee el material), para el cual ha establecido la relación:

$$\left(\frac{\eta - \eta_o}{AM - \eta_o} \right)^2 = \frac{P_{cs}}{P} \left(\frac{1 - \frac{P_o}{P}}{1 - \frac{P_o}{P_{cs}}} \right) \quad (42)$$

Donde:

$$\eta = q/p$$

$$M = q/p \text{ en el estado crítico}$$

P_{cs} = esfuerzo medio en el estado crítico para la relación de vacíos que posee el material

P_o y η_o = representan los valores de p y η al inicio del ensaye

A = es un parámetro de carga – descarga

De la misma manera, se considera que la relación entre los incrementos de la deformación desviadora y volumétrica plástica, está dada por las ecuaciones:

$$\frac{de^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{(AM - \eta_o)^2}{(AM)^2 \left(\frac{P_0}{P_\alpha} - 1\right) (AM / \eta_o) - (\eta - \eta_o) P / P_\alpha} \quad (43)$$

A partir de éstas relaciones y del concepto de flujo plástico, es posible complementar el modelo, obteniéndose la relación:

$$de^p = \frac{2k(P / P_\alpha)(\eta - \eta_o)^{1+\xi\eta}}{(AM)(1+e)(2P_0 / P - 1)(AM - \eta_o)^\xi - (\eta - \eta_o)P / P_\alpha} \quad (44)$$

Donde ξ representa el índice de endurecimiento cíclico definido por:

$$\xi = \left(|q_p| / P_\alpha \right)^\alpha (H^\beta - 1) \quad (45)$$

Donde:

- q_p = representa el cambio en el valor de q durante el semiciclo anterior
- H = es el número de semiciclos
- α y β = representan parámetros de endurecimiento

Al utilizar la ecuación 43, es posible obtener el valor de $d\varepsilon_v^p$.

Cuando el modelo se introduce en un programa de elementos infinitos, es necesario invertir la expresión 44, para lo cual se obtiene una solución única.

Sin embargo, se ha observado que, en algunos casos, un incremento o decremento de esfuerzos no produce ninguna deformación, lo cual no es razonable.

Por tal motivo, aunque originalmente Pender no considera la existencia de una parte elástica en el comportamiento del material, se ha visto la necesidad de considerarla a fin de mejorar los resultados del modelo.

Los parámetros que requiere el modelo (φ , λ , k , A , v_c , α y β) pueden obtenerse a partir de los resultados de ensayos triaxiales no drenados, cíclicos y monotónicos, y de ensayos de consolidación.

De la comparación de los resultados teóricos y experimentales puede concluirse que a pesar de las consideraciones y ecuaciones de las que parte el modelo son prácticamente arbitrarias, éste es capaz de simular adecuadamente algunos aspectos del comportamiento de cargas, así como de la historia de la consolidación y el comportamiento bajo carga cíclica.

Éste modelo ha sido ampliamente utilizado para simular el comportamiento cíclico no drenado de las arcillas tanto normalmente consolidadas como preconsolidadas (hasta un grado de preconsolidación de 10)

En la figura 24 se muestra la comparación teórico experimental de un ensaye triaxial no drenado, sujeto a carga alterna, efectuado a una probeta de caolín normalmente consolidada.

En la figura 25 se comparan los resultados para una serie de cargas triaxiales cíclicos sin inversión de la carga, efectuados sobre la arcilla de Drammen, finalmente en la figura 26 se presentan el mismo tipo de comparaciones.

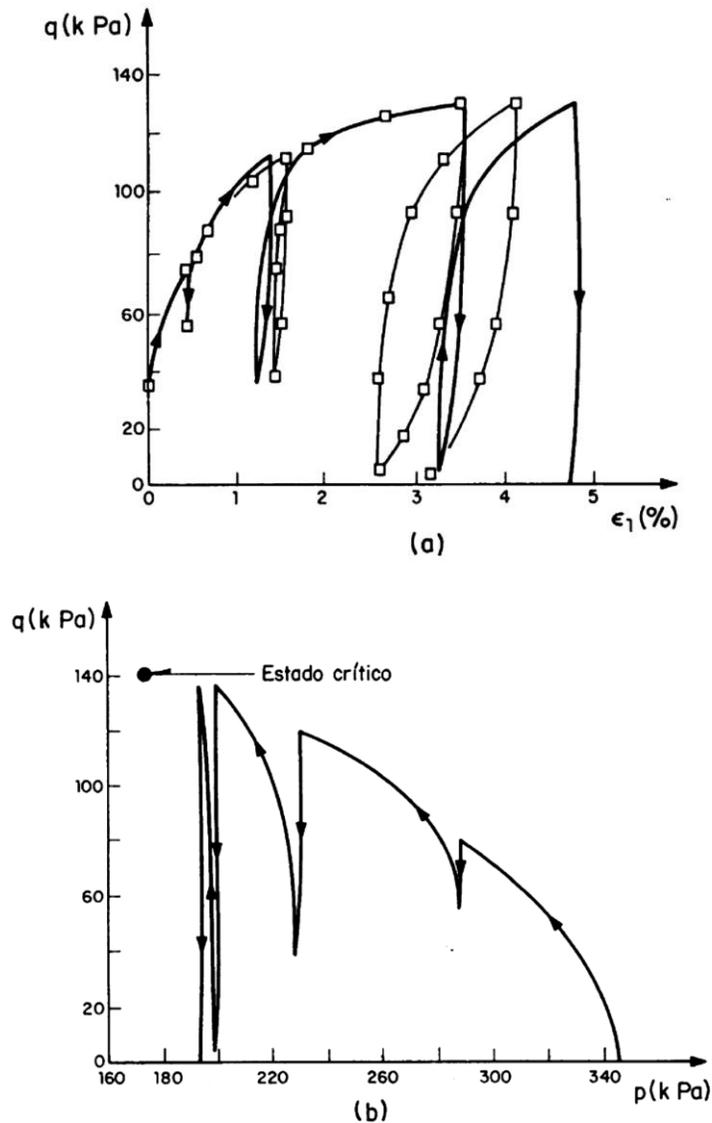


Figura 24.- Comparación teórico experimental para un ensaye triaxial no drenado efectuado sobre caolín (Houslby, 1982)

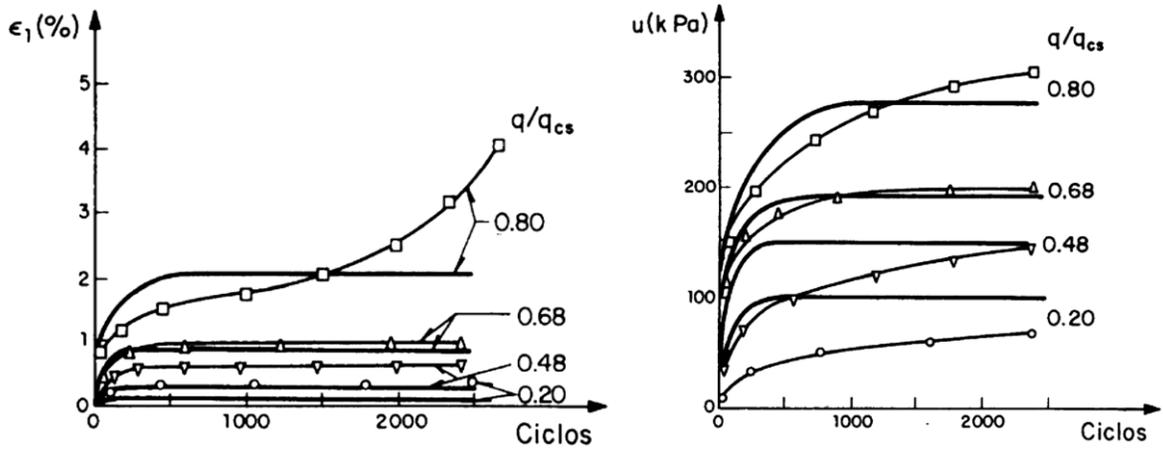


Figura 25.- Comparación teórico experimental para una serie de ensayos triaxiales Cíclicos no drenados efectuados sobre la arcilla de Drammen (Pender, M J, 1982).

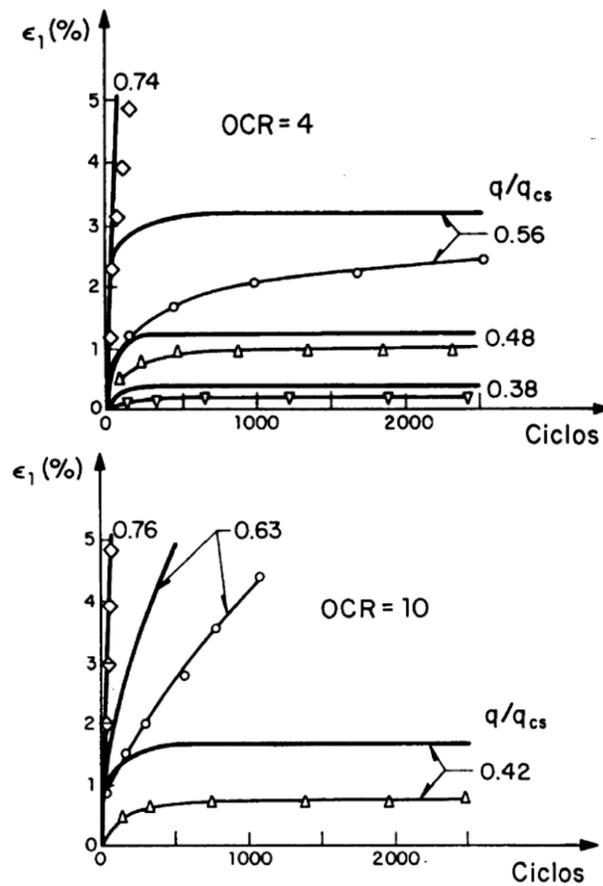


Figura 26.- Comparaciones teórico experimentales para una serie de ensayos cíclicos triaxiales no drenados con diversos grados de preconsolidación (Pender, M J, 1982).

2.4. MODELO DE SANDLER

Con objetivo de evitar los problemas de unicidad y continuidad propios de los modelos del estado crítico, se desarrollaron los modelos denominados de cubierta o “cap”, los cuales pueden simular el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga.

La superficie de fluencia de estos modelos consiste en una envolvente de falla y una cubierta cuya posición es función de la historia de deformación volumétrica del material. Se utiliza la regla de flujo asociado con lo cual se satisfacen las condiciones de continuidad y unicidad. Por medio de las reglas de endurecimiento, el modelo es capaz de simular el comportamiento cíclico de los materiales, además de los fenómenos viscosos y aquellos ligados a la anisotropía de los materiales, Las formulaciones matemáticas de la envolvente de falla y de su cubierta dependen del tipo de material que se desea modelar.

El modelo de Sandler considera que la envolvente de falla está definida por la ecuación:

$$\sqrt{J_2} = A - \frac{C}{1+3Bp} \quad (46)$$

Donde J_2 representa el segundo invariante de los esfuerzos desviadores, definido como:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (47)$$

A y C son parámetros del modelo cuyo significado se muestra en la figura 27 El parámetro A representa el límite plástico de Von Mises y la diferencia A-C la cohesión del material. El parámetro B está relacionado con la pendiente de la envolvente de falla y, por tanto, está relacionado con el ángulo de fricción interna del material.

La cubierta mostrada en la figura 27 se considera de forma elíptica. De tal manera que su ecuación puede escribirse como:

$$(P - P_A)^2 + \frac{1}{9} R^2 J^2 = (P_B - P_A)^2 \quad (48)$$

Donde P_A y P_B representan los valores de p indicados en la figura 27 y R es un parámetro de forma.

La mecánica del modelo puede explicarse de la siguiente manera: cuando del estado de esfuerzos ha alcanzado a la cubierta, el incremento de la deformación plástica se manifiesta tanto en la deformación volumétrica como en la distorsión (figura 27).

La deformación volumétrica representa una reducción en el volumen del cuerpo, lo cual provoca que la cubierta sea empujada hacia afuera aumentando así el área de la zona elástica.

Cuando el estado de esfuerzos alcanza a la envolvente de falla, el material se comporta como dilatante, es decir, que la deformación volumétrica cambia de signo, lo cual provoca que la cubierta se acerque al origen hasta el punto en el cual la deformación volumétrica se anula (figura 28) y en ese momento, la cubierta no se desplaza más. Este mecanismo ha permitido evitar el comportamiento dilatante excesivo que generalmente se observa cuando se utiliza la regla de flujo asociada.

Al efectuar un ensaye triaxial no drenado, el incremento de la deformación plástica se obtiene aplicando la regla de normalidad en el punto donde se intersectan; por un lado, la trayectoria de esfuerzos, y por el otro, la cubierta, la cual va siendo empujada hacia afuera después de cada incremento de carga, tal como se observa en la figura 29

Los parámetros que requiere el modelo son los siguientes: K y G , módulos volumétricos y de cortante, respectivamente; P_c esfuerzo de preconsolidación; R parámetros de forma de la cubierta, así como A , B y C definidos anteriormente.

Estos parámetros pueden obtenerse a partir de los resultados de ensayos triaxiales. Este modelo fue concebido para simular el comportamiento de un gran número de materiales geológicos. Se ha utilizado con éxito en la simulación del comportamiento de arenas y con menos éxito en arcillas, cuando están sujetas a acciones axisimétricas monotónicas o de carga alterna. Con la introducción de algunas modificaciones, el modelo puede simular el comportamiento de materiales rocosos.

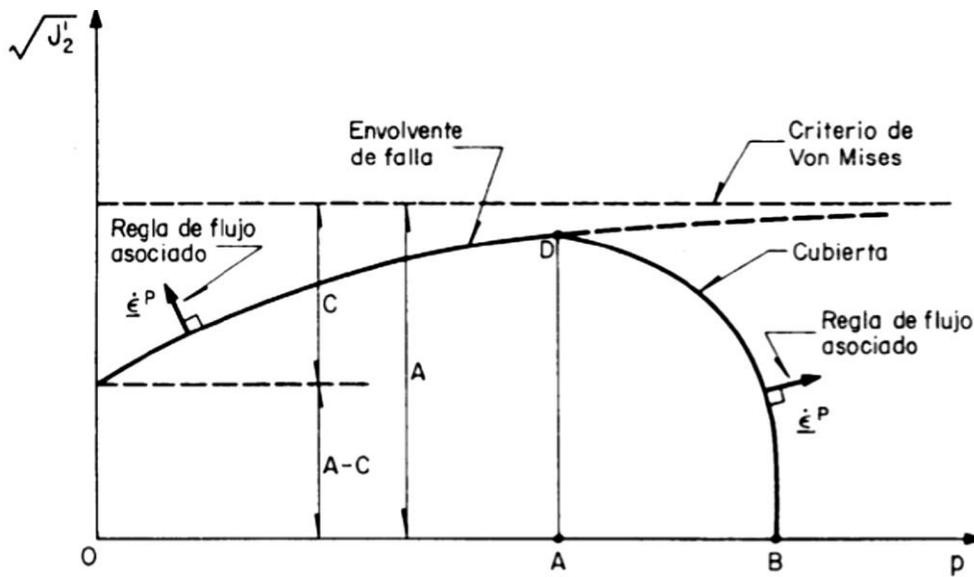


Figura 27.- Envolvente de falla y cubierta según el modelo de Sandler (Sandler et All 1976)

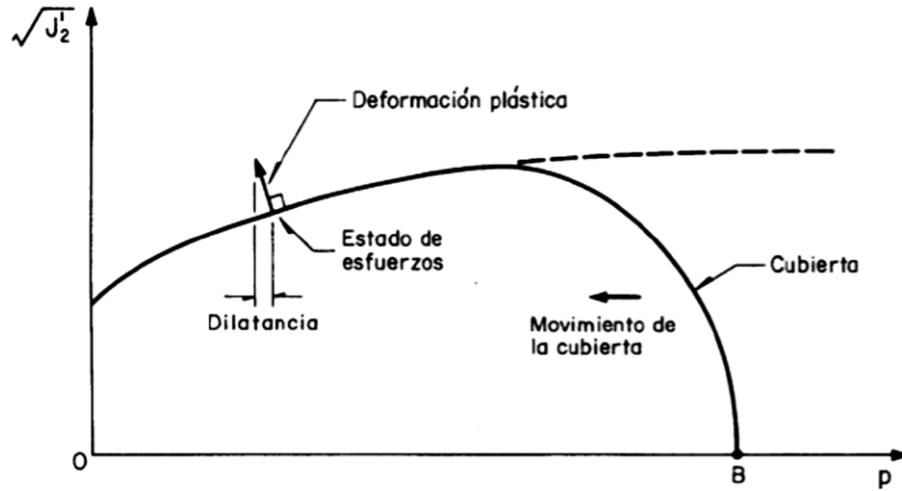


Figura 28.- Mecanismo de comportamiento del modelo de Sandler (Sandler et Al 1976)

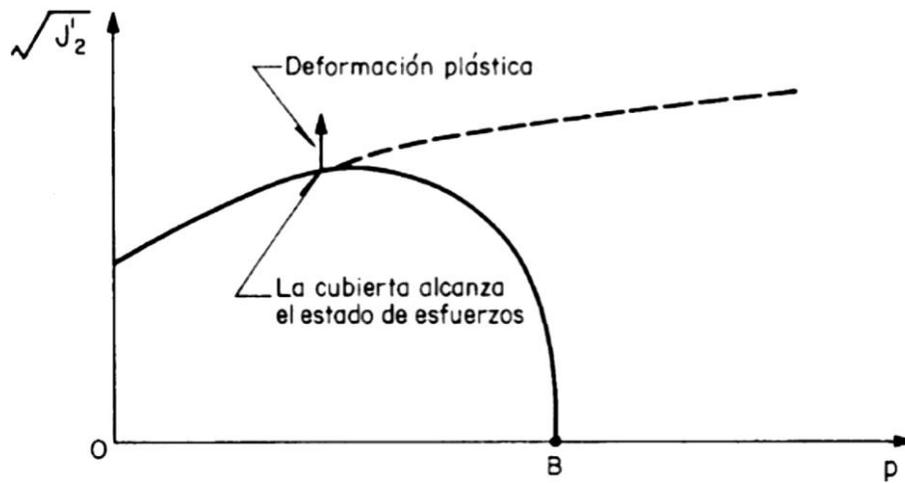


Figura 29.- Límite de la dilatancia (Sandler et Al 1976)

2.5. MODELO KONDNER-DUNCAN

Este modelo inicialmente fue propuesto por Kondner y Zelasko (1963) y presentado posteriormente con algunas modificaciones por Duncan y Chang.

La relación esfuerzo-deformación es no-lineal, por lo que los autores aproximan la curva obtenida a una hipérbola cuya ecuación es:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (49)$$

Donde

$\sigma_1 - \sigma_3 = \text{esfuerzo desviador}$

$\varepsilon = \text{deformación axial}$

a y $b = \text{parametros determinados experimentalmente}$

Kondner reescribe la ecuación (49) para poder obtener los parámetros “ a ” y “ b ” de manera directa, obteniendo una recta de la siguiente ecuación:

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon \quad (50)$$

Las gráficas correspondientes a las ecuaciones (49) y (50) se muestran en la (Figura 30), de las cuales podemos obtener los parámetros “ a ” y “ b ”.

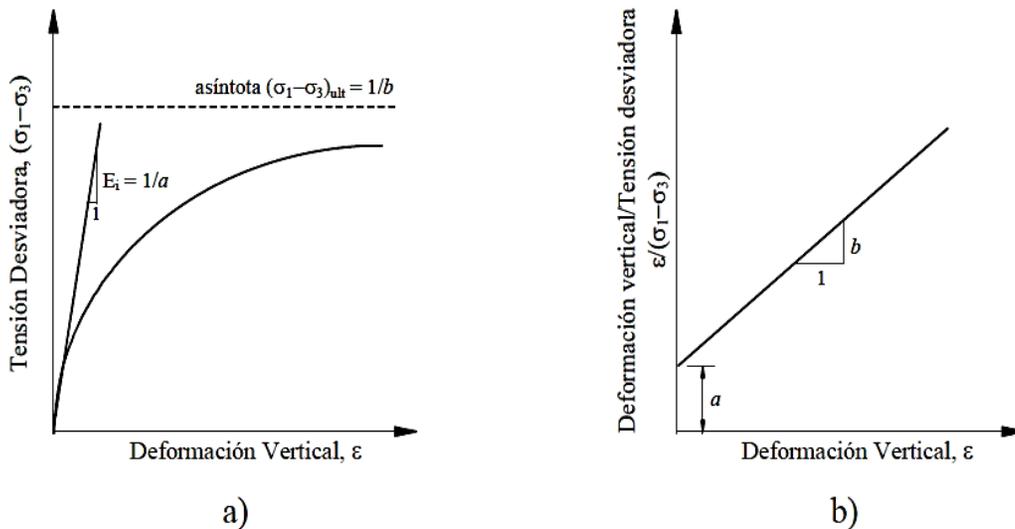


Figura 30.- a) curva Hiperbólica esfuerzo-deformación; b) transformada de la curva hiperbólica esfuerzo-deformación.

En la ecuación (49) se sustituyen los parámetros “a” y “b” por sus equivalentes, provenientes de la gráfica (Figura 30 (a)). Quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (51)$$

Donde

$R_f = \text{relación de falla igual a } (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$

$E_i = \text{módulo tangente inicial}$

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (52)$$

Donde

$p_a = \text{presión atmosférica}$

$\sigma_3 = \text{presión de confinamiento}$

$K = \text{constante que depende del módulo}$

$n = \text{exponente que relaciona la tasa de variación de } E_i \text{ con } \sigma_3$

Los parámetros "K" y "n" se obtienen de una serie de ensayos, ajustándose a una recta en el gráfico $E_i - \sigma_3$ en escala doble log ver (Figura 31).

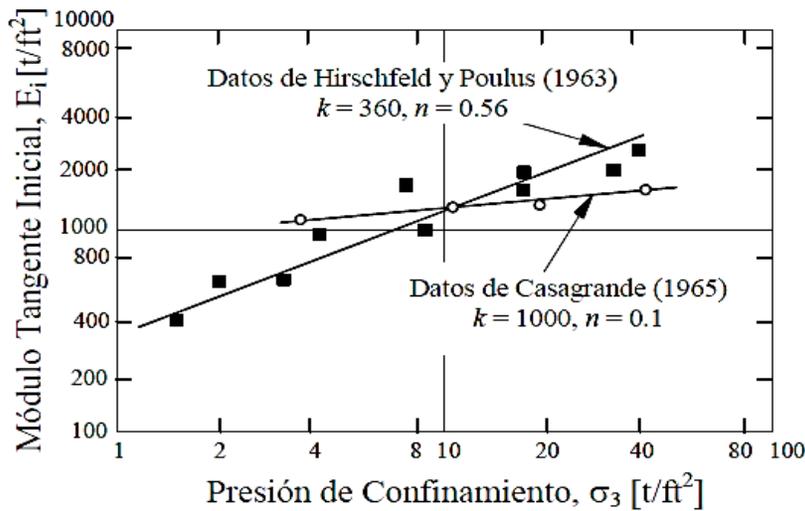


Figura 31.- variaciones del módulo tangente inicial con presión de confinamiento en condiciones de prueba triaxiales drenados.

Para determinar el módulo tangente correspondiente a cada incremento de deformación se utiliza la ecuación:

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} \quad (53)$$

Si de acuerdo a la ecuación (53), diferenciamos la ecuación (51), se obtiene la expresión del módulo tangente:

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2} \quad (54)$$

Duncan y Chang obtuvieron una expresión para el módulo tangente, en función de las diferencias de tensiones y algunos parámetros de la resistencia del suelo:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \text{sen}\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos\phi + 2\sigma_3 \text{sen}\phi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (55)$$

Para la formulación del modelo, otro parámetro necesario es el coeficiente de Poisson “ ν ”. Los valores de este coeficiente dependen del estado de carga (primera carga o recarga) y se calculan en cada incremento de esfuerzo como sigue:

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_1 - \Delta \varepsilon_v}{2\Delta \varepsilon_1} \quad (56)$$

Donde

$\Delta \varepsilon_1 =$ deformación axial

$\Delta \varepsilon_v =$ deformación volumétrica

Se utilizan dos métodos para el análisis de la relación esfuerzo-deformación no-lineal del suelo. El primero es un método iterativo, porque el modulo depende del estado de esfuerzo-deformación y a su vez los esfuerzos y deformaciones dependen del módulo, consiste en dividir a la masa de suelo en elementos (método de elementos finitos), y a cada uno de estos asignarle un determinado valor del módulo ver (Figura 32 (a)). El segundo indica que, para cada incremento de carga aplicado, estima el valor del módulo y aproxima la curva esfuerzo-deformación, reemplazando la curva original por una sucesión de tramos rectos ver (Figura 32 (b)).

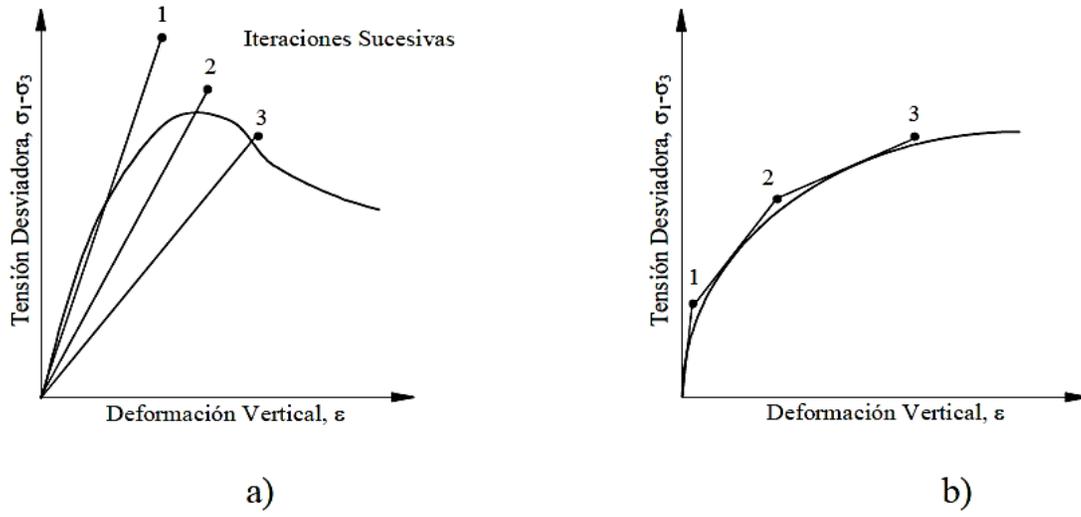


Figura 32.- Técnicas para la aproximación del comportamiento esfuerzo-deformacional no lineal.

2.6. ECUACIÓN GENERAL DE DUCTILIDAD (EGD)

Esta ecuación fue desarrollada por Zea y Rivera (2008) y se basa en la idea de unificar las curvas prepico y pospico de Juárez- Badillo (1985) en una sola curva. La unificación se logra suponiendo que existe una "pérdida de resistencia" representada por una función que se debe restar a la resistencia del suelo desarrollada en el tramo prepico, mediante la siguiente ecuación:

$$q = \frac{1}{\frac{a}{\varepsilon} + b} - \frac{1}{\frac{c}{\varepsilon^\zeta} + d} \quad (57)$$

Dónde:

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ = Esfuerzo desviador aplicado a la probeta de suelo.

ε = Deformación axial de Ludwick-Hencky, definida como: $\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_C)$; $\varepsilon_C = \Delta H / H_o$; H_o = Altura inicial de la probeta de suelo y ΔH = Deformación total de la probeta.

Es posible demostrar que:

$$a = \frac{\varepsilon_{pr}^*}{q_u} \quad (58)$$

$$b = \frac{1}{q_u} \quad (59)$$

$$c = \frac{(\varepsilon_{po}^*)^\zeta}{q_u - q_r} \quad (60)$$

$$d = \frac{1}{q_u - q_r} \quad (61)$$

Siendo:

q_u = Resistencia máxima a la que tiende el suelo cuando la deformación tiende al infinito.

ε_{pr}^* = Deformación característica al 50% de q_u .

q_r = Resistencia residual a la que tiende el suelo cuando la deformación tiende al infinito.

ε_{po}^* = Deformación característica al 50% de $(q_u - q_r)$.

ζ = Exponente de curvatura de la rama del pospico de la curva esfuerzo-deformación.

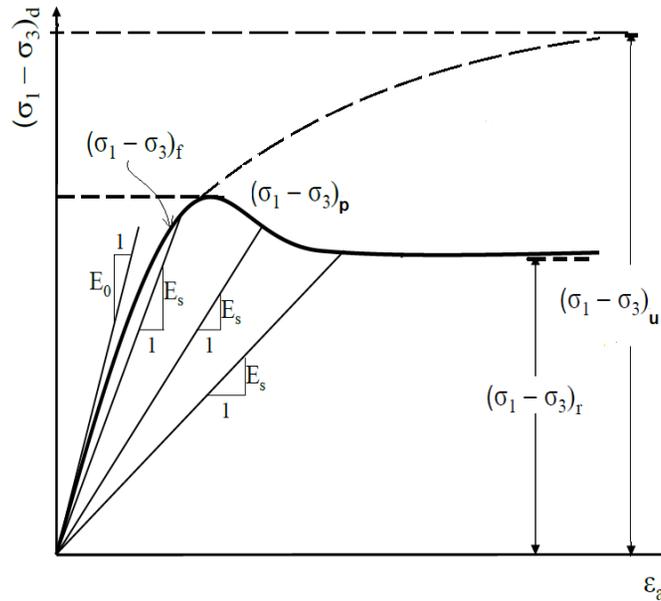


Figura 33.- Definición de algunos términos involucrados en las ecuaciones 58 a 61

Equivalencias de los parámetros con la ecuación hiperbólica de Kondner.

Los parámetros a , b , c y d se pueden hacer equivalentes con el modelo de Kondner (1963) si las deformaciones son pequeñas (menores a 20%): b y d ya no necesitan reescribirse, quedando los otros dos parámetros como:

$$a = \frac{\epsilon_{pr}^*}{q_u} \approx \frac{1}{E_o} \tag{62}$$

Donde E_o = Módulo de deformación tangente a la curva esfuerzo-deformación en el origen.

$$c = \frac{(\epsilon_{po}^*)^\zeta}{q_u - q_r} = \frac{1}{E'} \tag{63}$$

Siendo E' un módulo relacionado con el fenómeno del pospico.

Los parámetros a , b , c y d son de mucha utilidad para ajustar las curvas esfuerzo-deformación, pero los parámetros finales que interesan son E_o , q_u , E' , q_r y ζ (cinco parámetros que describen la curva completa esfuerzo-deformación). Se resalta el hecho que en la curva esfuerzo-deformación descrita por la ecuación (57) no se requiere conocer el esfuerzo máximo o pico (q_p) ni el esfuerzo de fluencia (q_f), ya que pueden ser estimados en función de la misma ecuación (57) una vez determinados los parámetros del modelo.

Si $q_r = q_u$ entonces $(q_u - q_r) = 0$, la ecuación (57) deviene en la ecuación hiperbólica de Kondner.

3. ENSAYES DE LABORATORIO

Se facilitó la obtención de las muestras otorgándonos acceso a la obra “Proyecto espacio condesa” por parte del M. I. Juan Paulín Aguirre de Grupo CIMESA ubicado en las calles de Benjamín Franklin, Revolución y Juan B Zetina en la colonia Condesa. Ver figura 34.



Figura 34.- ubicación Proyecto Espacio Condesa (tomado de google maps)

Localizada en la denominada “zona II” Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

La muestra fue obtenida de una excavación a 12m de profundidad mediante procesos manuales con palas, posteriormente fue transportada al laboratorio de mecánica de suelos de la unidad de posgrado de ingeniería civil, resguardándola en el cuarto húmedo, mediante pruebas de laboratorio se obtendrán las propiedades índices del material, clasificación SUCS, límites de consistencia, densidad de sólidos y granulometría. Consecutivamente el material será remoldeado y se colocará en el equipo descrito en el capítulo 3.3

3.1. CLASIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO

Datos de la muestra: Muestra obtenida de la colonia hipódromo condesa zona de transición, a 12m de profundidad con un contenido natural de agua de 76%, visualmente es de un color café oscuro, tiene presencia de arena, conchas (ver figura 35), betas y materia orgánica (raíces).

Tabla 1

INFORME DE ENSAYO IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO; CLASIFICACIÓN SUCS

Reacción al agitado (RA): R=rápida, L=lenta, ML=muy lenta y N=nula
 Resistencia en seco (RS): 1=nula, 2=ligera, 3=media, 4=alta y 5=muy alta
 Prueba de Tenacidad (PT): I=nula, II=ligera, III=media y IV=alta

Muestra No.	COLOR ESTADO SECO	COLOR ESTADO HÚMEDO	TEXTURA ESTADO SECO	TEXTURA ESTADO HÚMEDO	PLASTICIDAD	MATERIA ORGÁNICA	CEMENTANTE	RA	RS	PT	SUCS
1	Café grisáceo	café oscuro	rugosa harinosa	rugosa poco jabonosa	baja	si	fuerte	R	4	II	CL

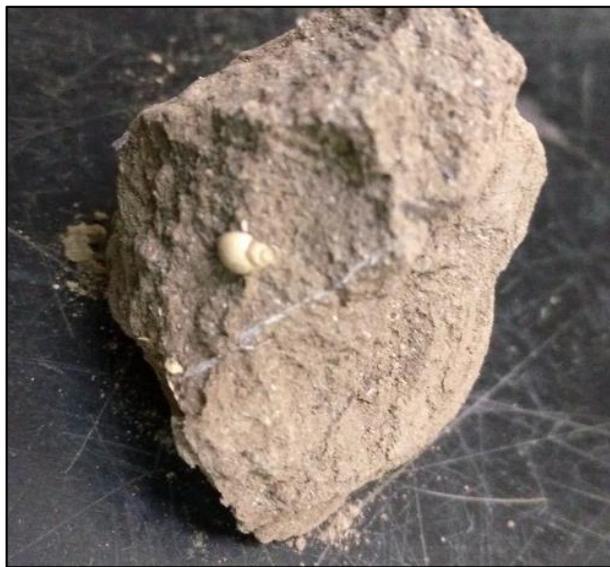


Figura 35.- Muestra en estado seco (presencia de materia orgánica)

3.2. DENSIDAD DE SÓLIDOS

Tabla 2

INFORME DE ENSAYO DETERMINACIÓN DE DENSIDAD DE SÓLIDOS

Matraz No.		T1	T2
Temperatura (°C)		27	27
PESO EN (g)	W_{mw}	688.06	683.81
	W_m	190.29	186.04
	W_s	55.33	51.20
	W_{mws}	721.07	714.41
Volumen desalojado por el suelo $V_d = W_s + W_{mw} - W_{mws}$		22.32	20.6
Densidad de Sólidos S_s		2.48	2.49
		2.48	

Observaciones: se tomó la muestra integral para el ensayo.

3.3. GRANULOMETRÍA MÉTODO DE LAVADO

Tabla 3

INFORME DE ENSAYO COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA

$W_m =$	W_t	$W_s + t$	%RETENIDO	%RETENIDO ACUMULADO	%QUE PASA EN PESO	506.00
	g	g				PESO RETENIDO EN g
MALLA	0	0	0	0	100	
10	480.48	482.47	0.39	0.39	99.61	1.99
20	454.35	459.92	1.10	1.49	98.51	5.57
40	383.63	405.26	4.27	5.77	94.23	21.63
60	428.13	450.35	4.39	10.16	89.84	22.22
100	331.38	402.64	14.08	24.24	75.76	71.26
200	324.35	421.78	19.25	43.50	56.50	97.43
pasa 200	342.76	363.49	56.38	99.87		285.26
peso total						505.36
Pérdida por operación						0.64
Gravas	0.00					
Arenas	43.50					
Finos	56.50					
% Total	100.00					

3.4. LÍMITES DE CONSISTENCIA

Tabla 4

INFORME DE ENSAYO DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLÁSTICO Y DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD.

LIMITE LIQUIDO

Ensaye No.	Tara No.	No. De Golpes N	Peso de tara+ suelo húmedo G	Peso de tara + suelo seco g	Peso del agua g	Peso de la tara g	Peso del suelo seco g	Contenido de agua %
1	E4LL4	30	19.95	14.96	4.99	8.01	6.95	71.80
2	E4DE	27	14.03	10.89	3.14	6.53	4.36	72.02
3	E4-3	24	18.02	12.96	5.06	6.48	6.48	78.09
4	G2-4	20	15.87	12.24	3.63	8.17	4.07	89.19

$\omega_L = 77.72 \%$

$\omega_P = 36.45 \%$

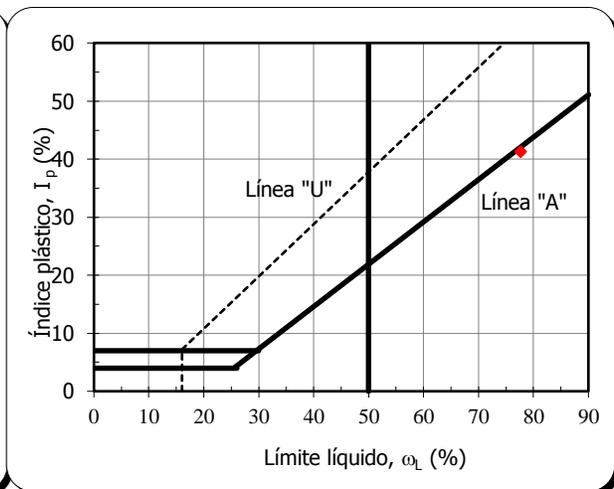
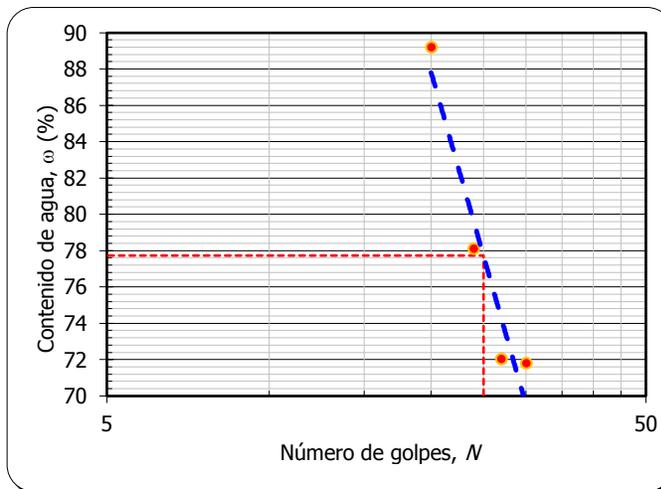
$I_P = 41.27 \%$

**CLASIFICACIÓN
SUCS:**

MH

LÍMITE PLÁSTICO

Ensaye No.	Tara No.	Peso de tara+ suelo húmedo g	Peso de tara + suelo seco g	Peso del agua g	Peso de la tara g	Peso del suelo seco g	Contenido de agua %
1	1	7.72	7.33	0.39	6.27	1.06	36.79
2	7	9.48	9.09	0.39	8.01	1.08	36.11



Observaciones: este material no fue cribado.

Tabla 5

**INFORME DE ENSAYO
DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLÁSTICO Y DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD.**

LIMITE LIQUIDO

Ensaye No.	Tara No.	No. De Golpes N	Peso de tara+ suelo húmedo g	Peso de tara + suelo seco g	Peso del agua g	Peso de la tara g	Peso del suelo seco g	Contenido de agua %
1	E4LL4	35	18.40	16.21	2.19	11.42	4.79	45.72
2	E4DE	29	18.04	15.92	2.12	11.29	4.63	45.79
3	E4-3	26	18.95	16.75	2.20	11.96	4.79	45.93
4	G2-4	15	18.43	15.03	3.40	8.01	7.02	48.43

$\omega_L = \underline{46.48} \%$

$\omega_P = \underline{30.53} \%$

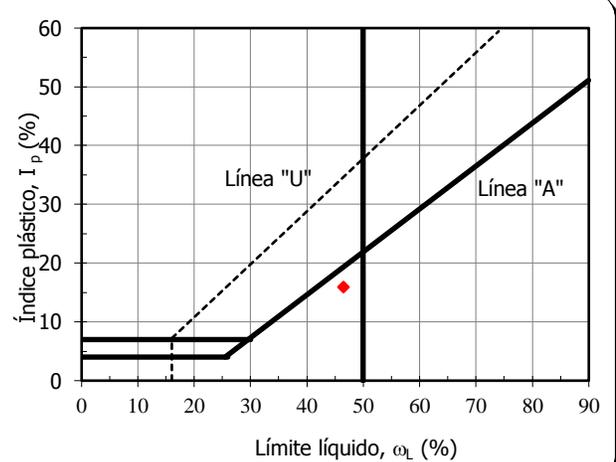
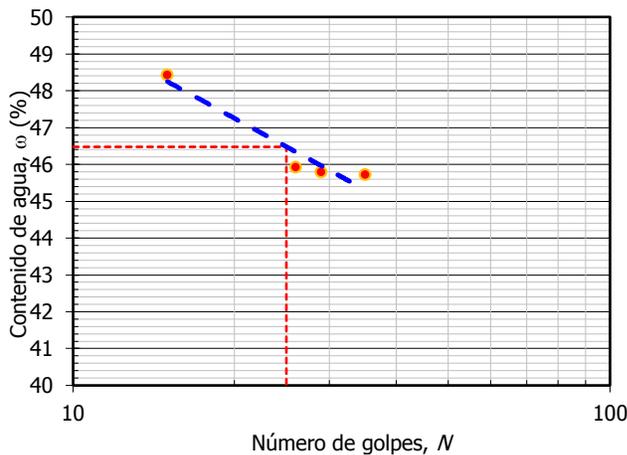
$I_P = \underline{15.95} \%$

**CLASIFICACIÓN
SUCS:**

ML

LÍMITE PLÁSTICO

Ensaye No.	Tara No.	Peso de tara+ suelo húmedo g	Peso de tara + suelo seco g	Peso del agua g	Peso de la tara g	Peso del suelo seco g	Contenido de agua %
1	1	9.66	9.28	0.38	8.01	1.27	29.92
2	7	7.66	7.33	0.33	6.27	1.06	31.13



observaciones: este material se cribó por la malla 40

3.3. PREPARACIÓN DEL MATERIAL

Con la finalidad de inducirle al material una preconsolidación éste fue remoldeado para borrar su historial de cargas, posteriormente para reestructurarlo el suelo fue vertido en un equipo de tipo consolidómetro, el cual se fabricó en un taller de torno para fines de esta investigación con las características mostradas en las siguientes figuras (36 y 37).

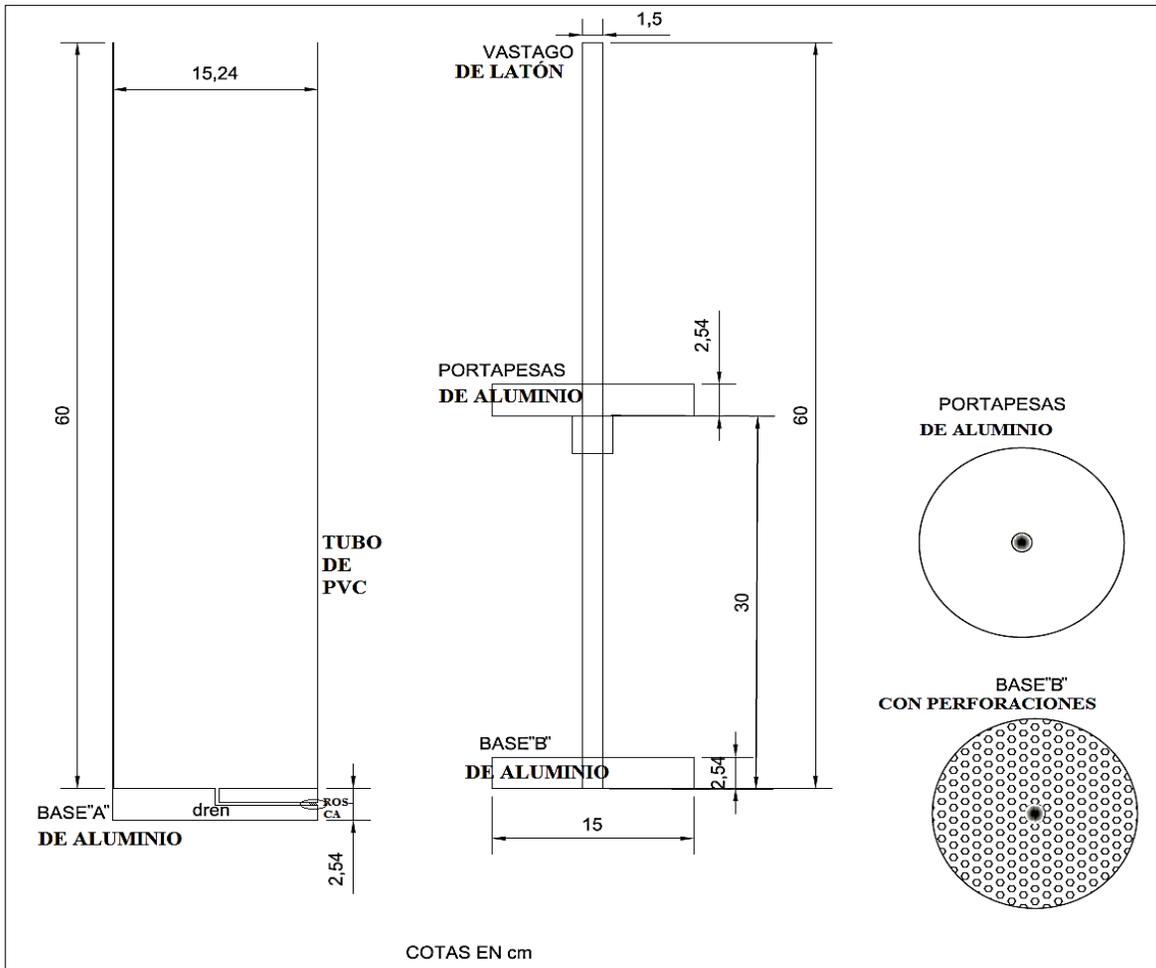


Figura 36.- Especificaciones de la elaboración

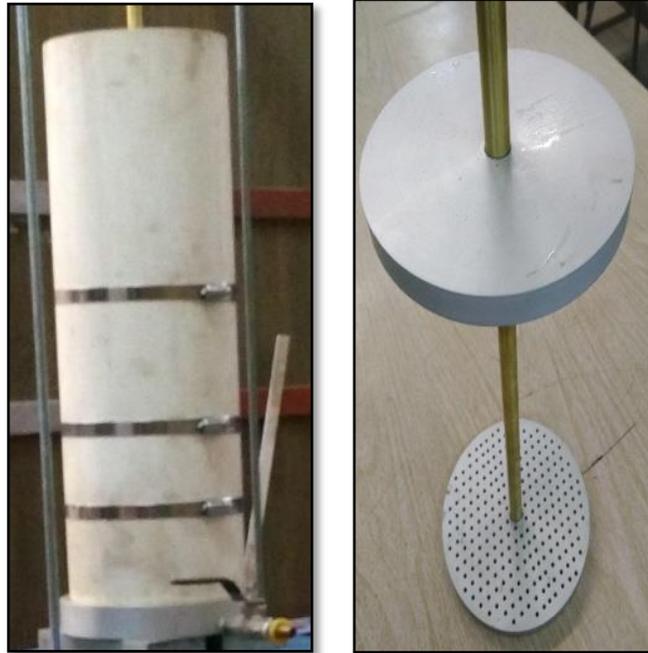


Figura 37.- Consolidómetro ya fabricado

El procedimiento para el llenado del molde fue el siguiente: En la base se coloca papel filtro y una malla plástica cubriendo todo el diámetro interior, de manera adicional se acomoda un filtro de arena y grava. (figura 38)



Figura 38.- Filtro de arena y grava

Se vierte el suelo remoldeado en el molde por capas, entre cada capa se debe ir golpeando la base del molde con ayuda de una tabla para inducir que el posible aire atrapado durante el llenado sea expulsado. En la última capa se deja espacio suficiente para la colocación del porta pesas y entre estos se coloca papel filtro y una malla plástica. (figura 39).



Figura 39.- llenado del molde

Para la aplicación de la carga se colocó el molde sobre un marco de carga, para asegurar la verticalidad de la aplicación, se cargó con un peso de 34 kg a carga constante. Este arreglo se mantendrá durante cinco meses y medio para su consolidación. (Figura 40)



Figura 40.- Arreglo del marco de carga

3.4. PRUEBA TRIAXIAL

3.4.1. FUNDAMENTO TEÓRICO

El criterio de Mohr-Coulomb suele ajustarse muy bien a estados de falla determinados experimentalmente para suelos. Sin embargo, los parámetros c y ϕ , están fuertemente influenciados por las condiciones de prueba y de carga. Es conveniente considerar la influencia de algunos de estos factores en los estados de falla medidos en la prueba triaxial en el laboratorio. La ventaja de este ensayo, para este propósito, reside en el hecho de que todos los esfuerzos en el espécimen son conocidos y el esfuerzo principal intermedio σ_2 debe ser igual al esfuerzo principal menor σ_3 o la principal mayor σ_1 ; y, por tanto, las condiciones de esfuerzo en la muestra pueden ser representadas completamente por el círculo de Mohr de dos dimensiones.

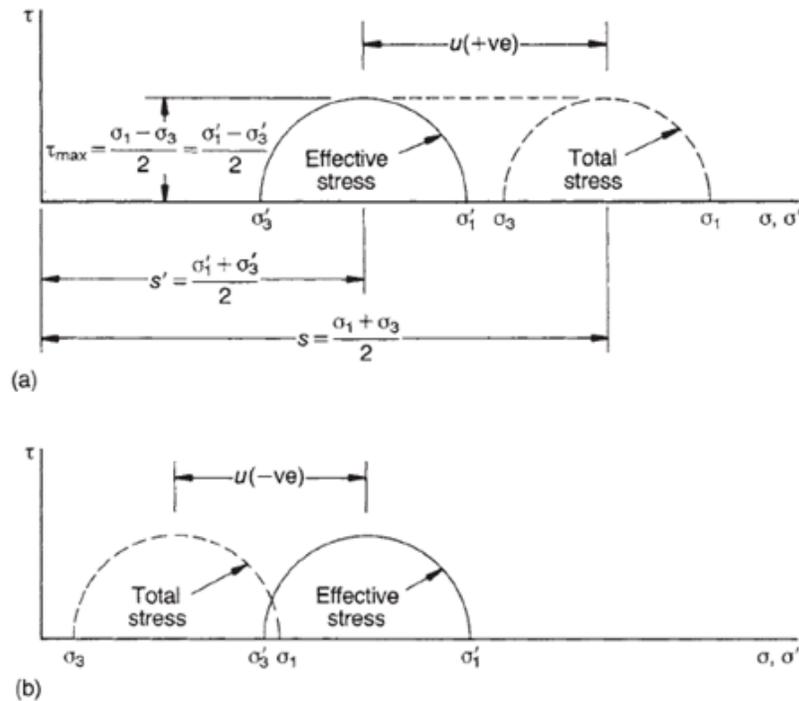


Figura 41.- Relación entre los círculos de esfuerzo total y efectivo si: (a) la presión de poro es positiva; (b) la presión de los poros es negativa. (Parry, 2004).

Los elementos básicos de la prueba triaxial se muestran en la Figura 42. La probeta cilíndrica se coloca sobre un pedestal dentro de una celda de lucita que se llena de agua. Una membrana de látex rodea la muestra de ensayo y está sellada contra el pedestal de base y la tapa superior, a través de la cual la muestra se carga axialmente, por medio de un pistón que pasa a través de un casquillo en la parte superior de la celda. Un conducto que pasa a través del pedestal de base permite que el agua se drene de los huecos de la muestra, cuyo volumen puede medirse; o, para que la presión de poro sea medida sin drenaje permitido.

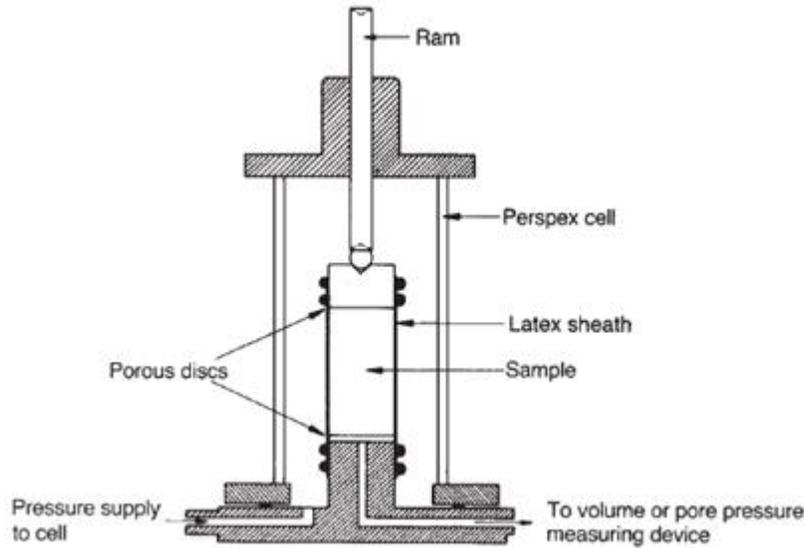


Figura 42.- Elementos básicos de un equipo de ensayo triaxial. (Parry, 2004).

Inicialmente, entonces:

$$u = u_c \text{ (negativo)} \quad (64)$$

$$\sigma_a = \sigma_r = 0 \quad (65)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_r = -u_c \quad (66)$$

donde:

σ_a : Esfuerzo axial.

σ_r : Esfuerzo radial.

Si la válvula de drenaje se mantiene cerrada y la presión de la celda aumenta a σ_{cp} , esta presión isotrópica aplicada es tomada enteramente por el agua de poro, que es relativamente incompresible en comparación con el suelo. Por tanto, la presión de poros aumenta de u_e a u_i , pero no hay cambio en esfuerzo efectivo. Entonces:

$$u_i = u_{cp} + u_e \quad (67)$$

$$\sigma_a = \sigma_r = \sigma_{cp} \quad (68)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_r = -u_e \quad (69)$$

La prueba triaxial proporciona una gran flexibilidad con respecto a posibles cambios de esfuerzo, y condiciones de drenaje. Generalmente se adopta uno de los tres procedimientos siguientes:

- Etapa de saturación

Las probetas utilizadas en los ensayos triaxial CU y CD deben estar 100 % saturadas. Durante las actividades de muestreo, transporte, almacenamiento y labrado de los especímenes, el suelo tiende a perder saturación. El procedimiento se realiza aplicando una presión confinante $\Delta\sigma_3$ a la cámara y también una contrapresión a la probeta por etapas hasta saturar completamente la probeta. El grado de saturación es verificado con la medición del parámetro “B” de Skempton (1954), siendo:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_c \quad (70)$$

Dónde:

Δu : Incremento de presión de poros generado por el incremento de presión confinante $\Delta \sigma_c$.

Si el parámetro “B” de Skempton es igual o mayor de 0.96, se considera al suelo saturado, caso contrario se requiere saturar el suelo mediante contrapresión.

3.4.1.1. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Con este ensayo no consolidado –drenado se mide la resistencia no drenada de una muestra de un suelo saturado, sin permitir el drenaje en ninguna de las etapas de prueba. El ensayo consiste en colocar la muestra en una cámara de confinamiento, luego se aplica el esfuerzo confinante σ_c , no se permite el drenaje (no hay cambio de volumen), y luego se lleva a la falla. La envolvente de falla se grafica en función de los esfuerzos totales. Al realizar más ensayos UU, se pueden obtener más gráficos desplazados de manera horizontal por la diferencia de la presión confinante en cada etapa.

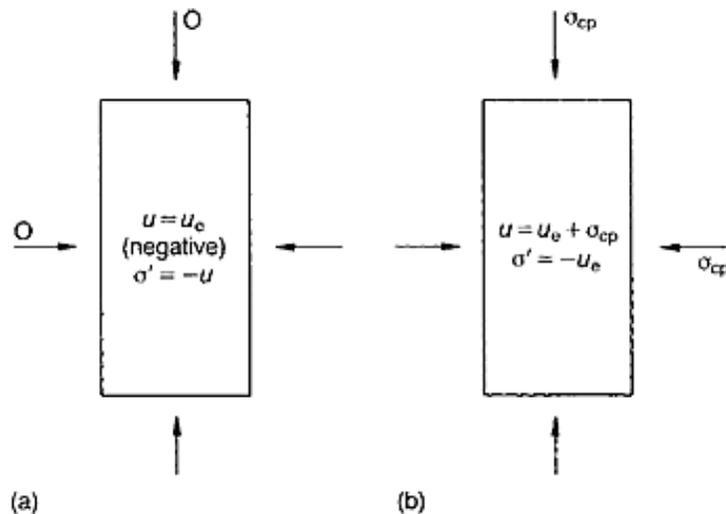


Figura 43.- Presión de poros y esfuerzo efectivo en una muestra de arcilla saturada.
 a) Inmediatamente después de la extracción con tubo muestreador. b) Después de la paliación la presión de confinamiento. (Parry, 2004).

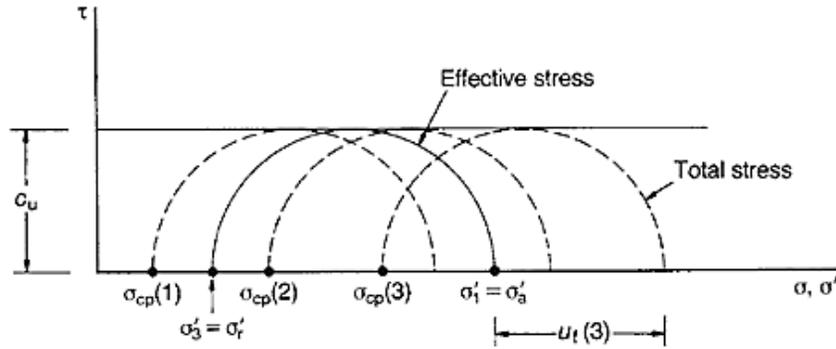


Figura 44.- Envoltura de falla UU en arena totalmente saturada, bajo diferentes esfuerzos de confinamiento en una celda triaxial. (Parry, 2004).

Al realizar una serie de pruebas UU sobre muestras de arena fina de compactación media a suelta se encontrará que es aplicable el principio $\phi=0$, excepto con presiones de confinamiento muy bajas (Lambe, 1969).

3.4.1.2. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (CU)

En la primera etapa, consolidada la muestra con σ_c , se abre la válvula de drenaje para llevar a cabo la consolidación de la muestra bajo el esfuerzo σ'_c , se realiza medición de volumen respecto al tiempo, luego de transcurridos 24 horas, se cierra la válvula de drenaje y se permite la homogenización en el interior de la muestra.

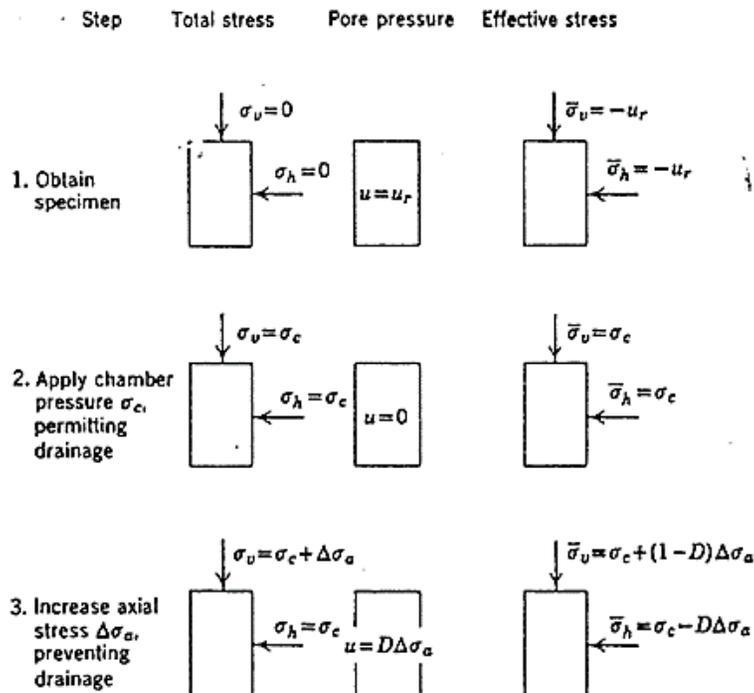


Figura 45.- Prueba triaxial con consolidación y sin drenaje CU. (Lambe, 1969).

En la segunda etapa, se lleva a la falla mediante el incremento de esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d = \Delta(\sigma_1 = \sigma_3)$, con los datos obtenidos se grafican las curvas esfuerzo-deformación y deformación - presión de poro. En la falla se obtienen los valores σ_{1f} y σ_{3f} , estos permiten graficar la envolvente de falla según el criterio de falla de Mohr-Coulomb. El ángulo de fricción interna ϕ que se encuentra en función de los esfuerzos totales.

Teniendo esta información es posible determinar los esfuerzos y poder graficar la envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos, con esto se obtiene el ángulo de fricción interna ϕ' en función de los esfuerzos efectivos.

3.4.1.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (CD)

En este ensayo en la primera etapa, se aplica el esfuerzo confinante σ_c , luego se abre la válvula de drenaje con el objetivo de que se realice la consolidación de la muestra bajo el esfuerzo σ_c' , en este procedimiento se mide la variación de volumen de la muestra con respecto al tiempo, después de 24 horas se cierra la válvula de drenaje y se deja que se homogenice las condiciones en el interior de la muestra.

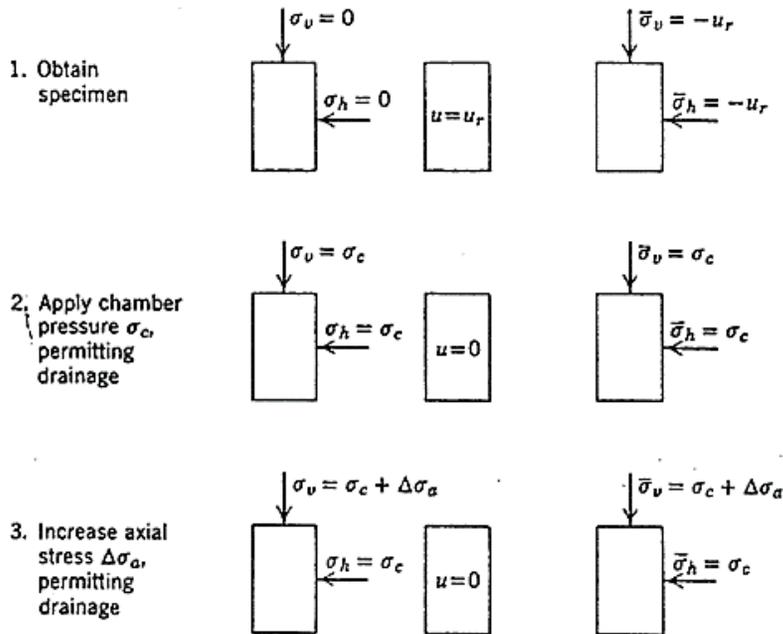


Figura 46.- Prueba triaxial con consolidación y drenaje CD. (Lambe, 1969).

En la segunda etapa, se realiza la aplicación del esfuerzo desviador, $\Delta\sigma_d = \Delta(\sigma_1 = \sigma_3)$, y con esta información se obtienen las curvas esfuerzos-deformación y deformación-cambio de volumen. Esta grafica permite diferenciar los suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados. Al ocurrir la falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ se obtienen los valores σ_{1f} y σ_{3f} , con los cuales se puede desarrollar la envolvente de falla de la prueba CD, según el criterio de Mohr-Coulomb. El ángulo que forma la envolvente de falla con la horizontal se denomina ángulo de fricción interna ϕ' , en función de los esfuerzos efectivos.

3.4.1.4. ESFUERZOS EFECTIVOS E HISTORIA DE ESFUERZOS

Fue el establecimiento del principio del esfuerzo efectivo de Terzaghi (1936), el que colocó la mecánica de suelos con una base científica firme. Las características de resistencia y de deformación de un suelo se determinan principalmente por la magnitud del esfuerzo efectivo y la historia de esfuerzos que el suelo ha experimentado. Los esfuerzos efectivos en un suelo son esos esfuerzos realizados por el esqueleto del suelo, a través de las fuerzas de contacto entre partículas.

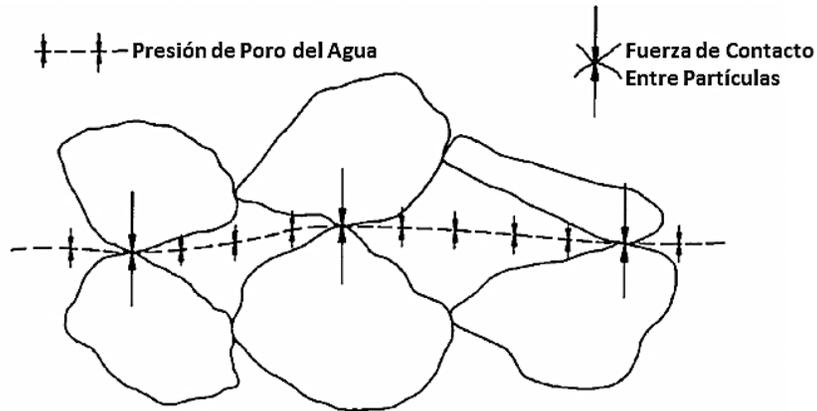


Figura 47.- Fuerza de contacto entre partículas y presión de poro del agua dentro de la masa de suelo (Parry, 2005).

Haciendo referencia a la Figura 47, si los huecos del suelo se llenan con agua, el esfuerzo normal total σ a través de cualquier interfaz dentro de la masa del suelo es la suma de la presión u en el agua de los poros y el esfuerzo efectivo σ' llevada por los contactos de partículas, es decir:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (71)$$

Esta expresión representa la suposición de contactos puntuales entre las partículas (y por lo tanto “cero” área de contacto), por lo que la presión de agua de poro actúa sobre toda la superficie de cualquier interfaz pasando por los puntos de contacto de las partículas, como se muestra en la Figura 47.

Durante la deposición de un suelo bajo el agua en el campo, el esfuerzo vertical efectivo en cualquier punto de la masa de suelo incrementa a medida que la profundidad del recubrimiento del suelo aumenta. Esto hace que el suelo se consolide en forma más cerrada, siguiendo una curva de relación de vacíos e contra presión de consolidación σ' tal como AB en la Figura 48. La relación de vacíos es la relación de volumen de vacíos del suelo con respecto al volumen de las partículas de suelo. Es una práctica común trazar e contra $\log \sigma'$, en cuyo caso AB a menudo se aproxima a una línea recta.

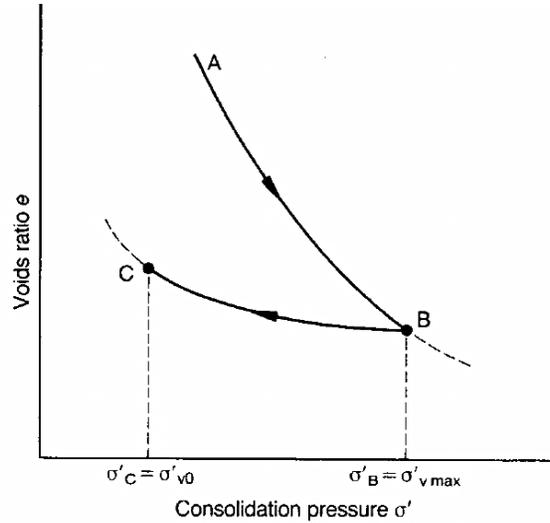


Figura 48.- Consolidación normal o virgen (AB) e hinchamiento (BC) (Parry, 2005).

Si después de alcanzar el punto B en la Figura 48 algo de la sobrecarga es removida, por ejemplo, por la erosión, el suelo sigue una curva de hinchamiento tal como BC en la Figura 48. En el punto B el suelo está normalmente consolidado y en el punto C éste está preconsolidado. La relación de preconsolidación (OCR) viene dada por la expresión.

$$OCR = \frac{\sigma'_B}{\sigma'_C} \quad (72)$$

Es decir, OCR es la relación del máximo esfuerzo vertical efectivo que el suelo ha experimentado en su historia pasada σ'_{vmax} al esfuerzo vertical efectivo existente σ'_{v0} y por lo tanto se puede expresar como:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{v0}} \quad (73)$$

Nos referimos a los suelos a menudo como “ligeramente preconsolidados” o “altamente preconsolidados”. Los valores aproximados de OCR correspondiente a tales descripciones cualitativas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 6.- Valores de OCR (Parry, 2005)

Descripción	OCR
Normalmente consolidado	1
Ligeramente preconsolidado	1 - 3
Moderadamente preconsolidado	3 - 9
Altamente preconsolidado	>9

Para fines de investigación un OCR predeterminado se logra a menudo en el laboratorio mediante la reconstitución del suelo con un alto contenido de agua y luego sometándolo a un ciclo de consolidación-hinchamiento adecuado.

3.4.1.5. TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS

Al efectuar una prueba CD o CU, la curva esfuerzo-deformación obtenida contiene mucha información sobre el comportamiento del espécimen en estudio. El criterio de Mohr-Coulomb toma en cuenta únicamente la información del punto de falla (σ_{1f}, σ_{3f}), por lo que es necesario incorporar más información al diagrama de Mohr.

Para satisfacer la necesidad de incorporar la diversidad de cambios de esfuerzos que se pueden observar en un espécimen de suelo en una situación real, surgió el concepto de trayectoria de esfuerzos, definido como el lugar geométrico de los esfuerzos ($\sigma_\alpha, \tau_\alpha$) en un plano determinado, durante la etapa de aplicación del esfuerzo desviador hasta la falla. Se tienen tres trayectorias de esfuerzos: curva vector, trayectoria de esfuerzos MIT y trayectoria de esfuerzos Cambridge.

Trayectoria de esfuerzos de Cambridge

La trayectoria de esfuerzos Cambridge (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958) se conoce como trayectoria p-q (figura 49), donde p y q se definen a continuación:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 - 2\sigma_3) \tag{74}$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \tag{75}$$

En función de los esfuerzos efectivos:

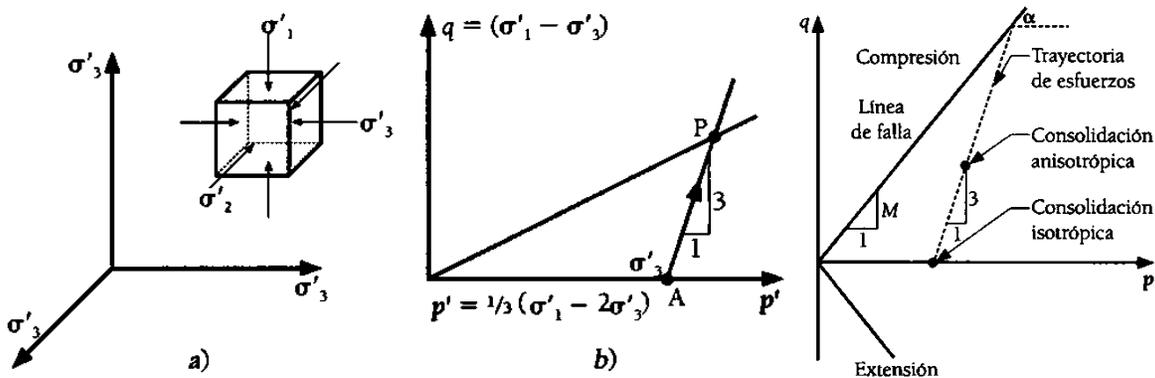


Figura 49.- Trayectoria de esfuerzos Cambridge (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958)

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 - 2\sigma'_3) \quad (76)$$

$$q = q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (77)$$

La línea que une los puntos de falla tiene una pendiente M . Las relaciones entre M y ϕ son:

$$M = \frac{6 \sin \phi}{(3 - \sin \phi)} \quad (78)$$

$$\sin \phi = \frac{3M}{(6+M)} \quad (79)$$

Durante la ejecución de ensayos triaxiales, se obtiene un conjunto de coordenadas que se denomina trayectoria de esfuerzos p',q (Figura 50). La línea $A_1 - B_1$ es una trayectoria de esfuerzos efectivos con una pendiente 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_1 de un ensayo triaxial CD en compresión. La línea $A_1 - C_1$ es una trayectoria de esfuerzos efectivos con una pendiente 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_1 , de un ensayo triaxial CD en extensión. La curva $A_2 - B_2$ es una trayectoria de esfuerzos efectivos a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_2 , de un ensayo triaxial CU en compresión. La línea $A_2 - B_3$ es una trayectoria de esfuerzos totales con una pendiente 1:3 a partir del valor inicial del esfuerzo confinante A_2 , de un ensayo triaxial CU en compresión. Nótese que la distancia horizontal entre las trayectorias $A_2 - B_2$ y $A_2 - B_3$ es la presión de poro generada durante el ensayo.

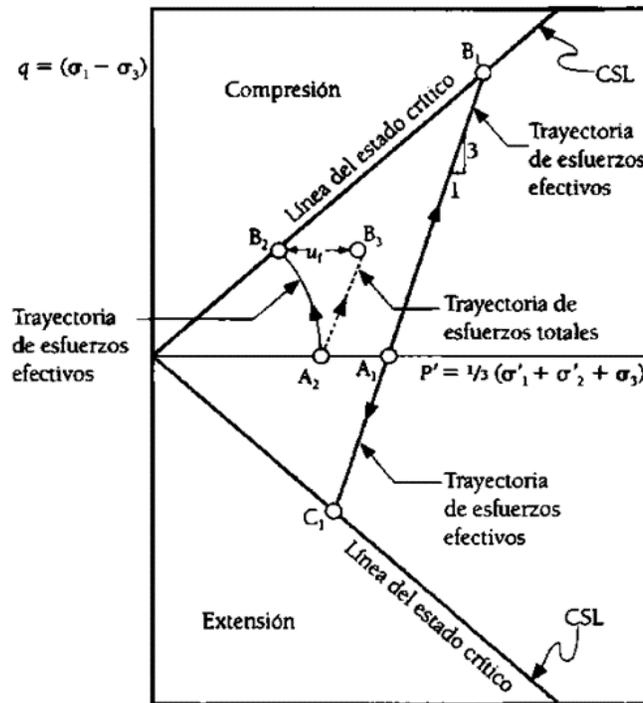


Figura 50.- Trayectoria de esfuerzos. (Díaz, 2014)

3.4.2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

La cámara triaxial automatizada a utilizar esta instrumentada con transductores capaces de convertir una excitación física en una señal eléctrica. A grandes rasgos el equipo consta de un dispositivo desaireador y de suministro de agua, una bomba universal y un mecanismo de presión, un panel general de control de presiones, interfases agua-aire (bladders), celda triaxial y plato base, transductores de: carga, cambio volumétrico, desplazamiento, presión de poro, presión de confinamiento, contrapresión y un marco digital de carga TRITEST 50. Por lo que a continuación se da una breve descripción de cada componente.

Equipo Desaireador y suministro de agua:



Figura 51.- Desairador y suministro de agua.

Remueve el aire disuelto en el agua aplicando un vacío continuo en el depósito, este se llena con agua limpia que pasa antes por un juego de dos filtros, con el fin de tener mejor calidad de agua y disminuir el tiempo de desaireado. El depósito tiene capacidad para 15 litros, la parte superior, mecánica, contiene todo el mecanismo eléctrico cuenta con una perilla de cuatro posiciones (apagado; llenado; desaireado; y suministro de agua). El tiempo recomendado para obtener un buen desaireado es de 30 minutos (Nava & Rivera 2002). Este equipo debe estar conectado a una fuente abastecedora de agua y a la corriente eléctrica. Una vez saturado el sistema se debe apagar.

Panel general de control de presiones:

En este tablero se regulan las presiones durante la prueba, tiene capacidad para tres equipos manejados en forma independiente. Cuenta con una entrada principal de agua, regulada con una válvula (a) y una entrada de aire (b) tiene un filtro de poli carbonato que evita la entrada de agua que se condensa o alguna partícula sólida. Para cada cámara se tiene lo siguiente: dos entradas de agua con sus respectivas válvulas (c y d). Con éstas se puede llenar la cámara de agua sin pasar por las interfases. Bajo éstas existen dos perillas (e y f) que regulan el paso del aire tanto a la membrana en la interfase de celda (e) como a la interfase de poro (f). Bajo cada perilla, dos válvulas permiten el paso de aire (g, i) hacia las interfases. Mientras que las válvulas (h, j) permiten el paso de agua hacia las interfases durante su llenado y una vez iniciada la prueba el agua presurizada pasa por estos conductos tanto a la celda como a la muestra. (figura 52) (López Carbajal 2005)

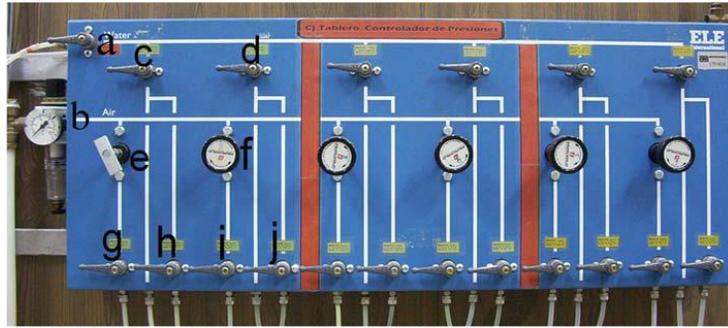


Figura 52.- Panel general de control de presiones.

Interface agua- aire (Bladders):



Figura 53.- Interfase agua – aire (bladders)

Este succionador de presión agua-aire (bolsa de hule) se localiza en el interior de un cilindro de lucita diseñado para trabajar a presiones hasta de 1000 kPa. El material con el que está hecho la membrana de hule negro es de alta resistencia el cual tiene propiedades elásticas adecuadas para la transmisión directa de la presión hacia el agua que está contenida en la cámara.

Cámara triaxial:

La cámara es de lucita de alta resistencia con capacidad máxima de 1700 kPa. El ensamblado final incluye un lubricante especial que reduce la fricción al mínimo y previene la fuga de agua. Cuenta con tres barras que se ajustan con la base para fijar la cámara. Se localizan también cuatro ductos ubicados en distintos puntos a lo largo del perímetro de la base, estos a su vez se comunican directamente con la presión de cámara, presión en la cabeza del espécimen, contrapresión, presión de poro y el drenaje hacia el desagüe. Así mismo cuenta con dos válvulas que permiten el suministro de agua a través de cada ducto pasando por un transductor de presión.



Figura 54.- Cámara triaxial y plato base.

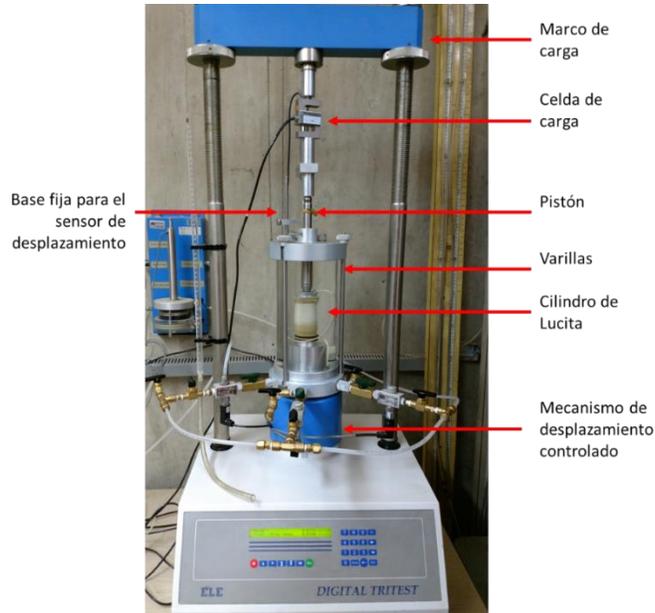


Figura 55.- Descripción del equipo triaxial

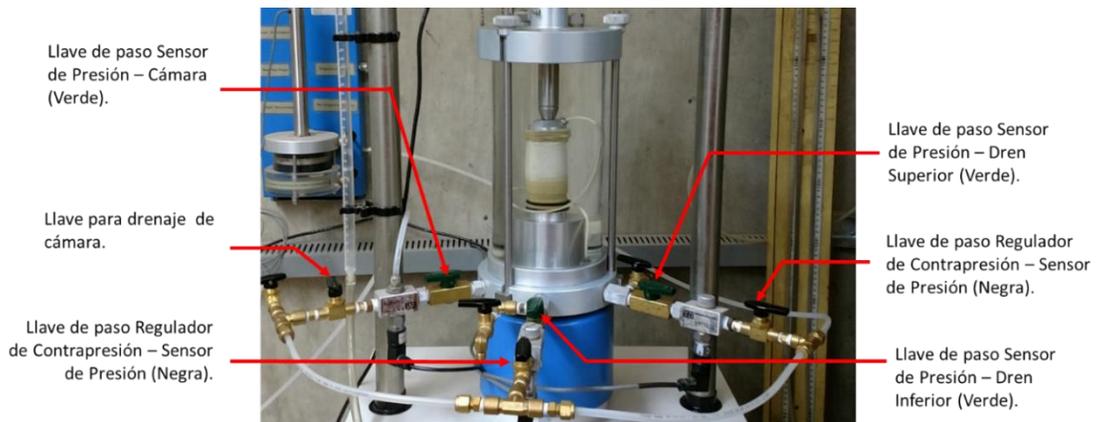


Figura 56.- llaves de paso

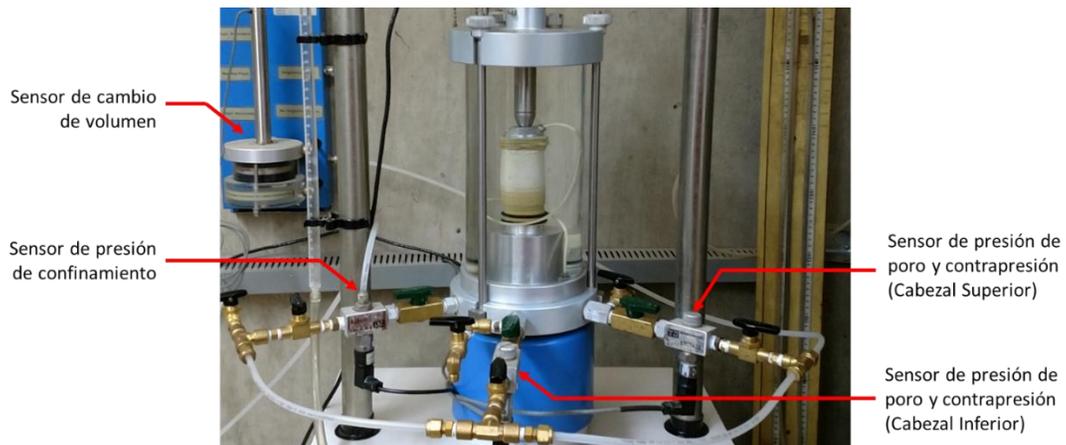


Figura 57.- Sensores

Transductor de Cambio volumétrico



*Figura 58.-
Transductor de cambio
volumétrico.*

Este tipo de transductor tiene una capacidad de lectura de 80 por 0.1 cm³ con una máxima presión de trabajo de 1700 kPa; el montaje incluye válvulas al reverso por las cuales fluye agua en la unidad, el cambio de dirección en el vástago se hace cuando se sobrepase la capacidad de trabajo. Si se está a punto de llegar al final de la carrera es factible cambiar el sentido, ya que cuenta con dos cámaras, el agua entra en la otra cámara y el émbolo se mueve en la dirección opuesta. En el cálculo se debe tomar en cuenta el cambio de signo en las lecturas.

Marco Digital de carga TRITEST 50



*Figura 59.- Marco digital
de carga TRITEST 50*

Este marco es una máquina diseñada específicamente para llevar a cabo una prueba triaxial con especímenes de suelo tanto en compresión como en extensión, tiene una capacidad máxima de carga de 50 kN. Las fuerzas aplicadas son generadas por una rotula de tornillo manejada por un motor eléctrico, que tiene la posibilidad de variar las velocidades en un rango de 0.00001 – 9.99999 mm/min., el mando o manejo de esta máquina está controlado por un pequeño tablero con teclado digital.

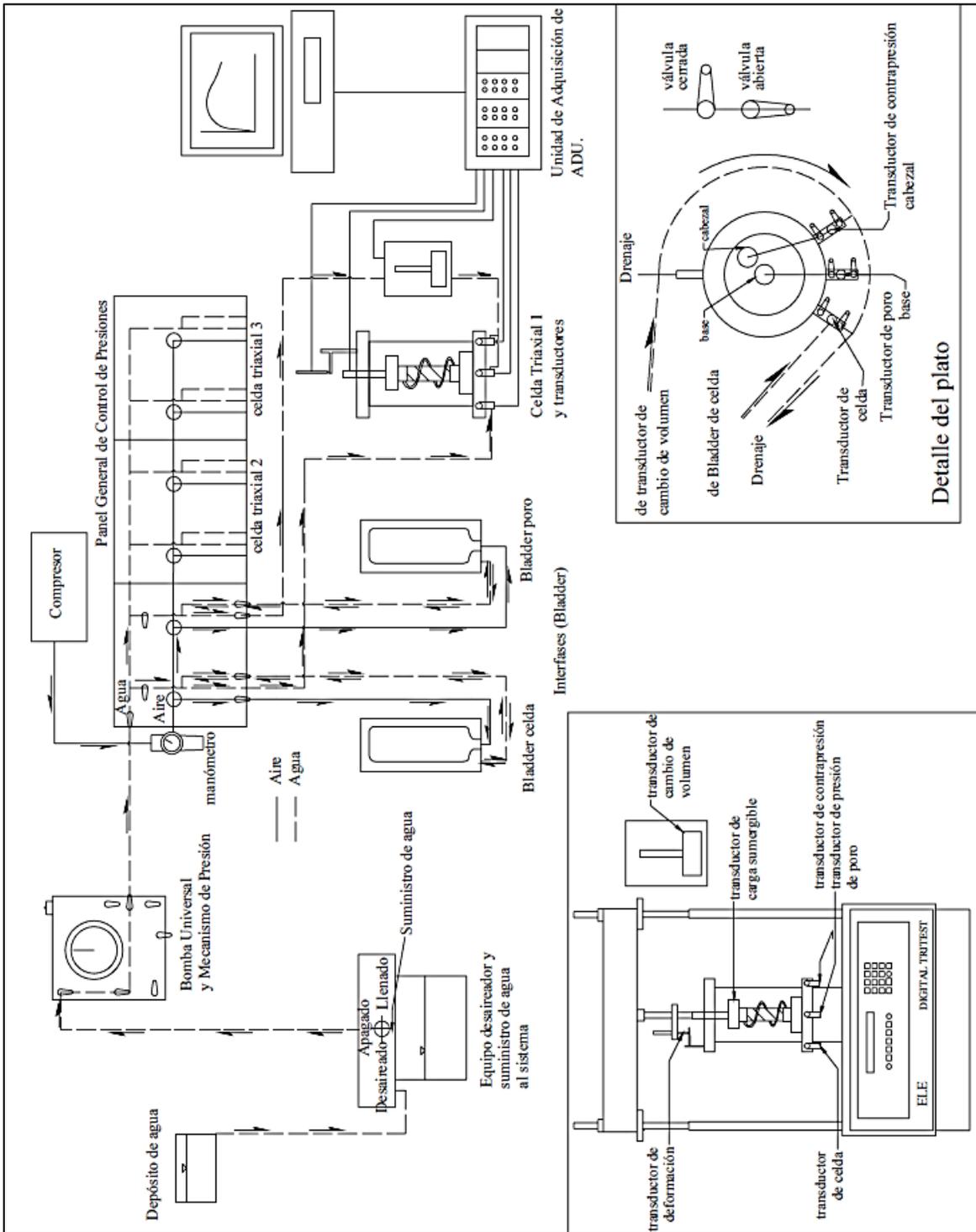


Figura 60.- Diagrama de flujo. Equipo triaxial automatizado ELE. Tomado de (López Carbajal 2005)

3.4.3. PRUEBAS CD

Una vez terminada la etapa de consolidación se labrarán 12 muestras (ver figura 61 y 62) para ensayos en la cámara triaxial de tipo CD, para inducir el grado de preconsolidación de acuerdo al arreglo mostrado en la siguiente tabla.

Tabla 7 Programa para series triaxiales CD

σ'_{c_b}	OCR	σ'_c
1.5	1	1.5
	3	0.50
	6	0.25
	10	0.15

σ'_{c_b}	OCR	σ'_c
3	1	3
	3	1.0
	6	0.50
	10	0.30

σ'_{c_b}	OCR	σ'_c
4.5	1	4.5
	3	1.50
	6	0.75
	10	0.45



Figura 61.- Extracción de la muestra

Los especímenes a ensayar se someterán a presiones isotrópicas que nunca habían soportado en su historia geológica durante la etapa de confinamiento (presión máxima, σ'_{cb}), después dicha presión se reducirá (presión de prueba, σ'_c) para inducir el grado de preconsolidación, (OCR) antes de iniciar la etapa de falla de acuerdo al plan de trabajo en la tabla 7 y figura 61.

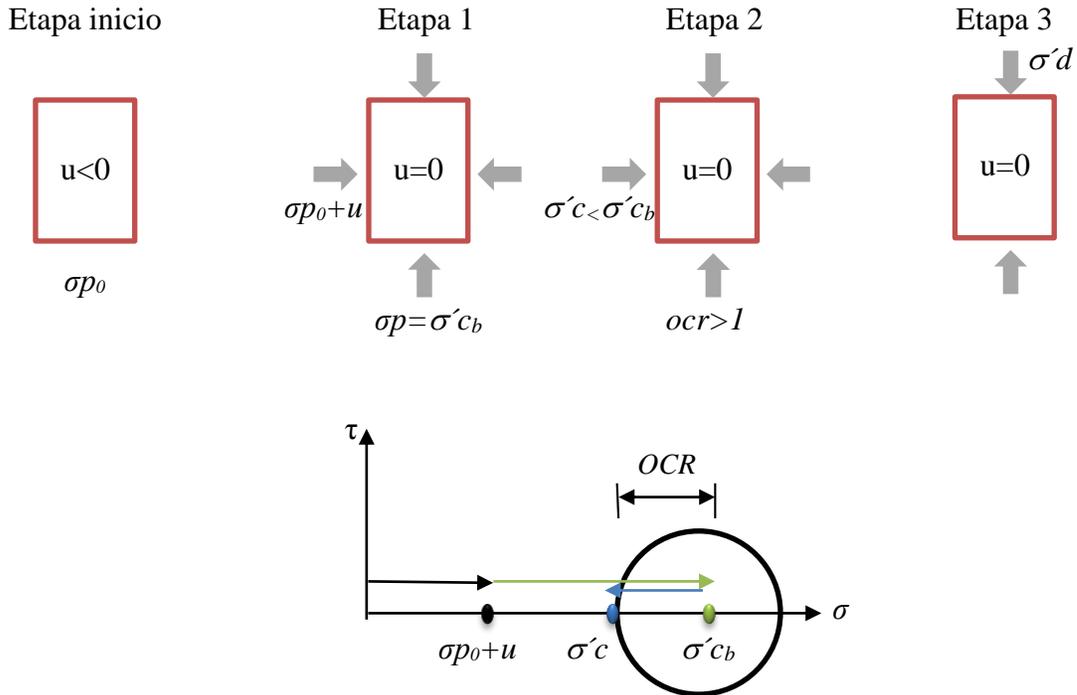


Figura 62.- trayectorias de esfuerzo de acuerdo al plan de trabajo

4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.1. CD SERIE 1 ($\sigma'_{cb} = 1.31$; $\sigma'_{c} = 1.29$; $OCR=1$)

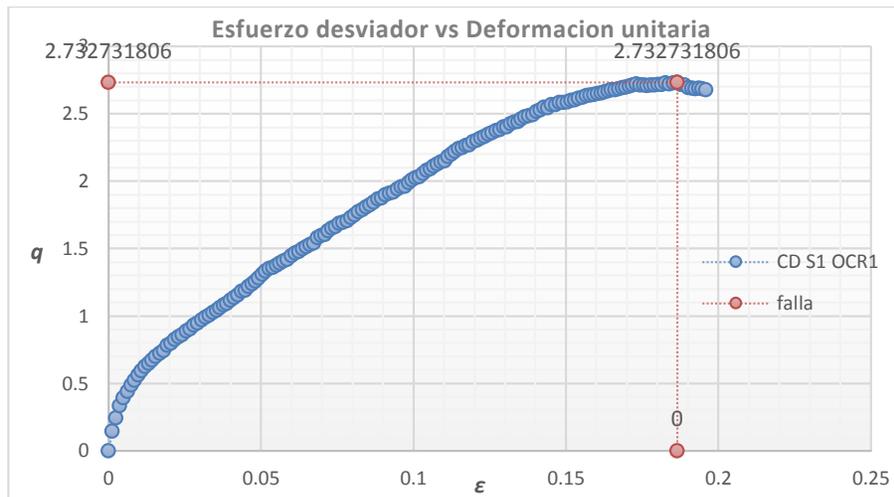
Tabla 8 Resultados S1 OCR=1

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	18/04/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

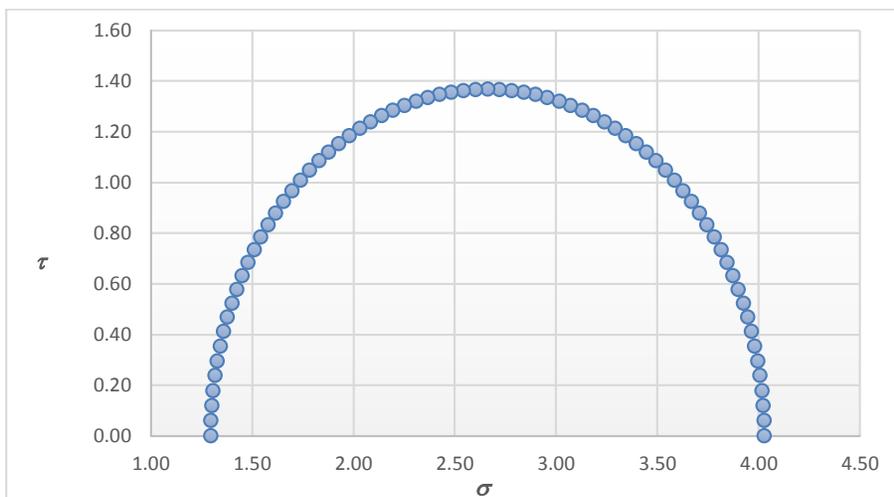
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.51 cm	Volumen V_0	79.7975 cm^3
Diámetro M	3.51 cm	Peso M_h	120.23 g
Diámetro I	3.55 cm	Peso M_s	70.27 g
D_0	3.52 cm	H_0/D_0	2.3
Altura H_0	82 mm	Área A_0	9.73 cm^2

ESFUERZOS	
σ_3	1.2963 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	4.0290 kg/cm^2

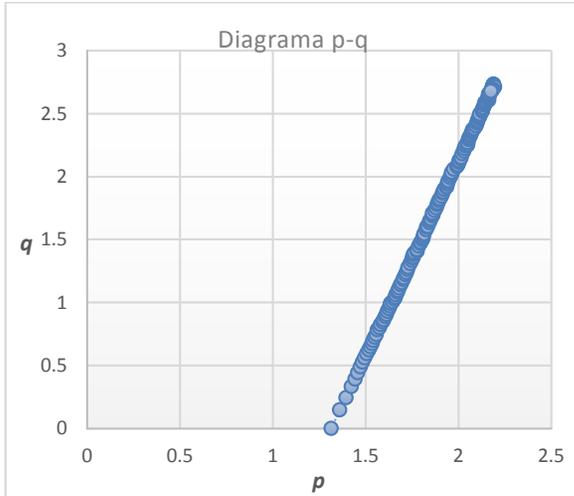
FALLA	
q_{max} (kg/cm^2)	2.7327
ϵ_{falla} mm/mm	0.1865



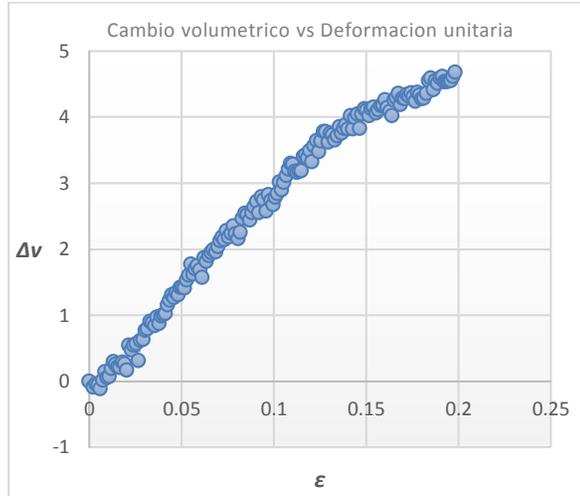
Gráfica 1.- Serie 1CD OCR=1



Gráfica 2.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=1



Gráfica 3.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=1



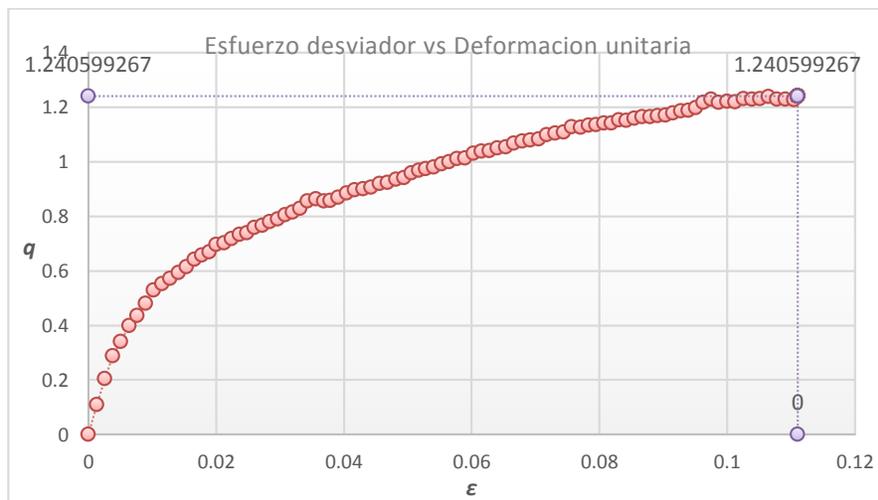
Gráfica 4.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=1

4.1.2. CD SERIE 1 ($\sigma'c_b = 1.29$; $\sigma'c = 0.27$; **OCR=4.8**)

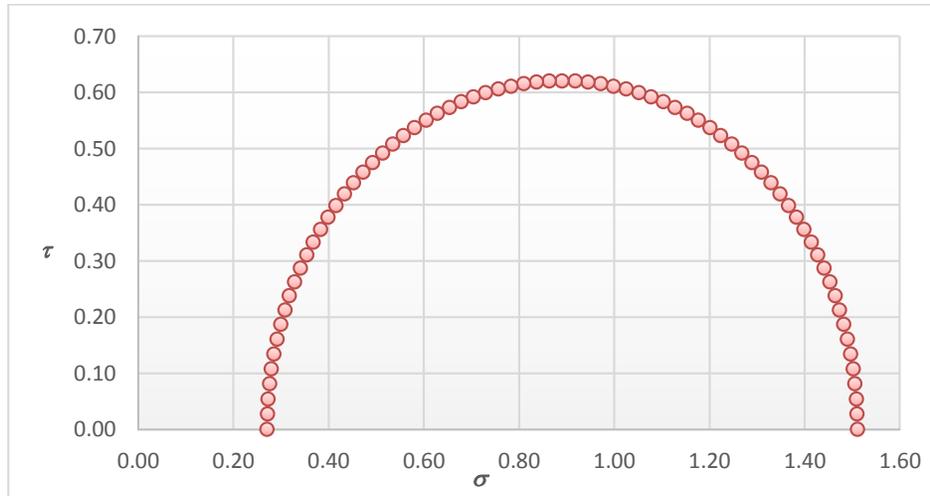
Tabla 9 Resultados S1 OCR=4.8

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA		DATOS GENERALES PROBETA			
Etapa	Falla	Diámetro S	3.56 cm	Volumen V_0	79.1093 cm^3
Fecha	18/04/2018	Diámetro M	3.56 cm	Peso Mh	117.54 g
Prueba	Consolidada Drenada (CD)	Diámetro I	3.54 cm	Peso Ms	68.7 g
Sondeo	Hipódromo condesa	D_0	3.55 cm	H_0/D_0	2.2
Prof.	12m	Altura H_0	79.7 mm	Área A_0	9.9259 cm^2

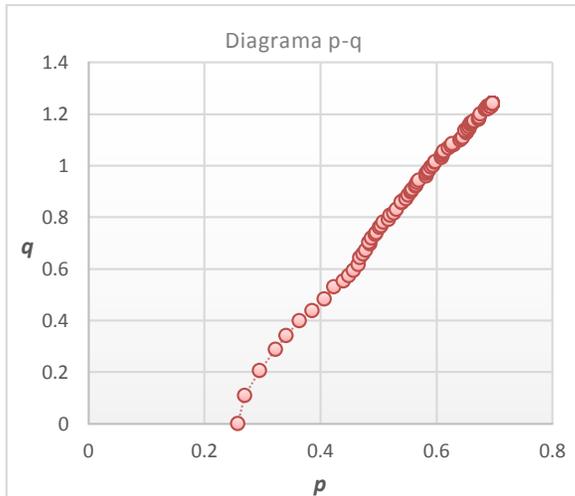
ESFUERZOS		FALLA	
σ_3	0.2709 kg/cm^2	q_{max} (kg/cm2)	1.2406
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	1.5115 kg/cm^2	ϵ_{falla} mm/mm	0.1110



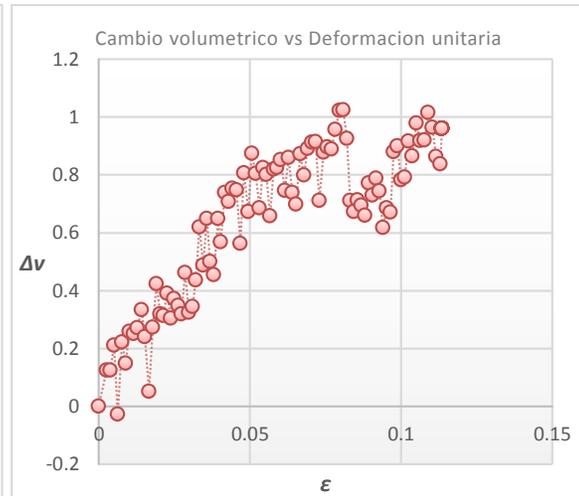
Gráfica 5.- Serie 1CD OCR=4.8



Gráfica 6.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=4.8



Gráfica 7.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=1



Gráfica 8.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=1

4.1.3. CD SERIE 1 ($\sigma'_{cb} = 1.5$; $\sigma'_c = 0.29$; $OCR=5.3$)

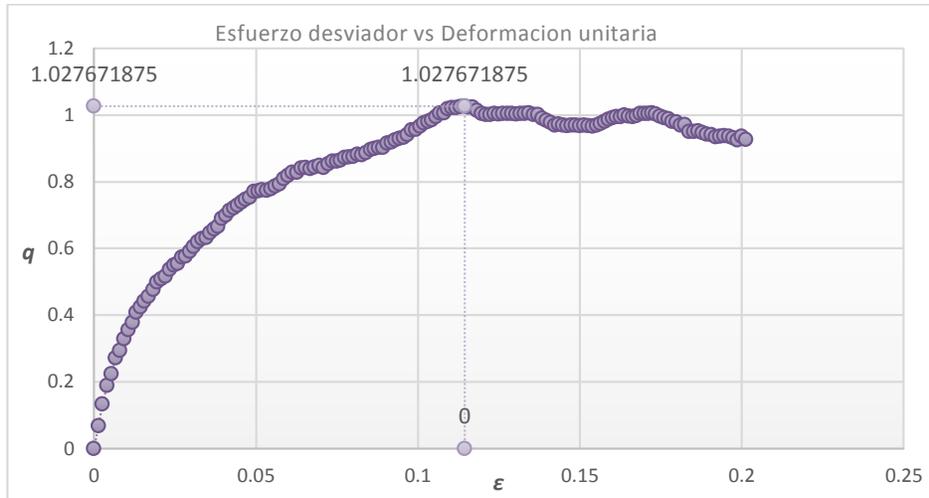
Tabla 10 Resultados S1 OCR=5.3

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	22/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

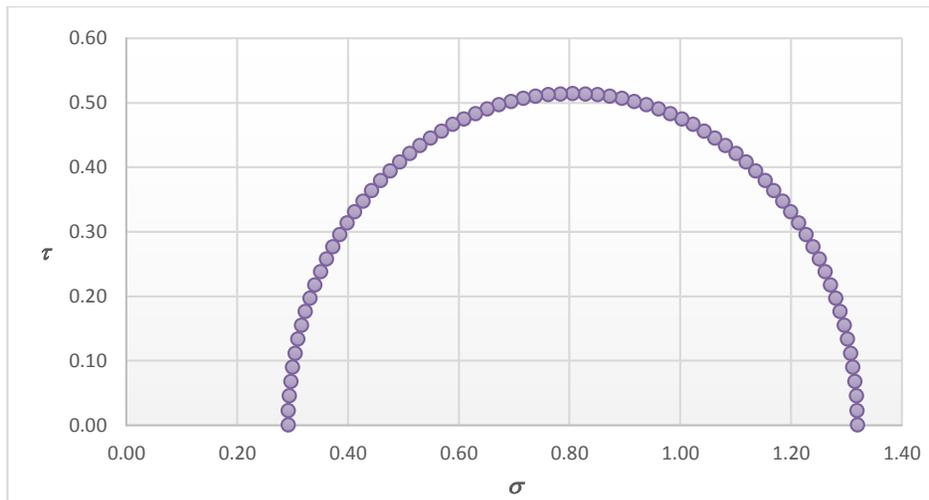
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.49 cm	Volumen V_0	75.8471 cm^3
Diámetro M	3.49 cm	Peso Mh	111.5 g
Diámetro I	3.48 cm	Peso Ms	62.07 g
D_0	3.49 cm	H_0/D_0	2.3
Altura H_0	79.4 mm	Área A_0	9.5525 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.2928 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	1.3205 kg/cm^2

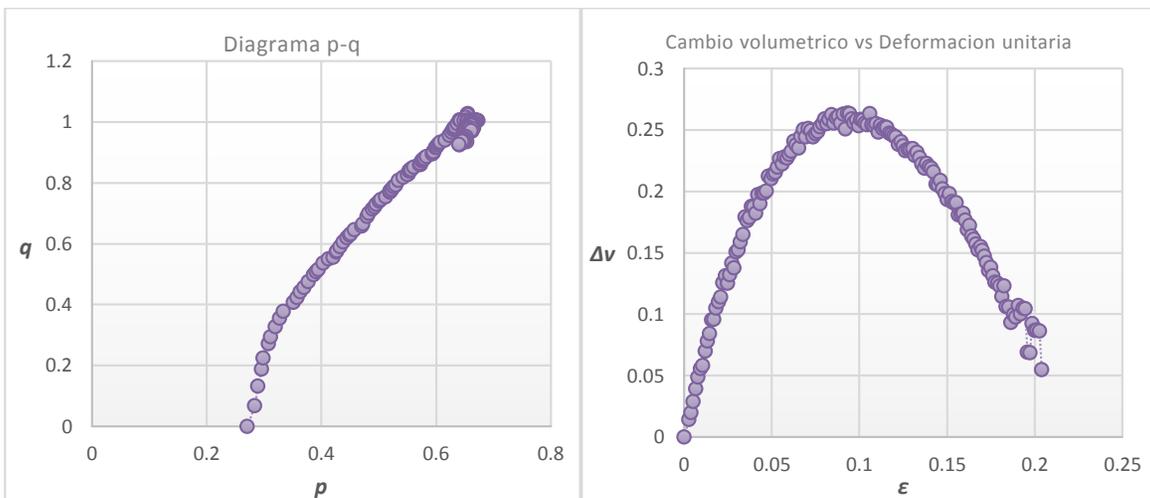
FALLA	
q_{max} (kg/cm^2)	1.0277
ϵ_{falla} mm/mm	0.1144



Gráfica 9.- Serie 1CD OCR=5.3



Gráfica 10.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=5.3



Gráfica 11.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=5.3

Gráfica 12.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=5.3

4.1.4. CD SERIE 1 ($\sigma'_{cb} = 1.4$; $\sigma'_c = 0.22$; $OCR=6.2$)

Tabla 11 Resultados S1 OCR=6.2

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	27/04/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

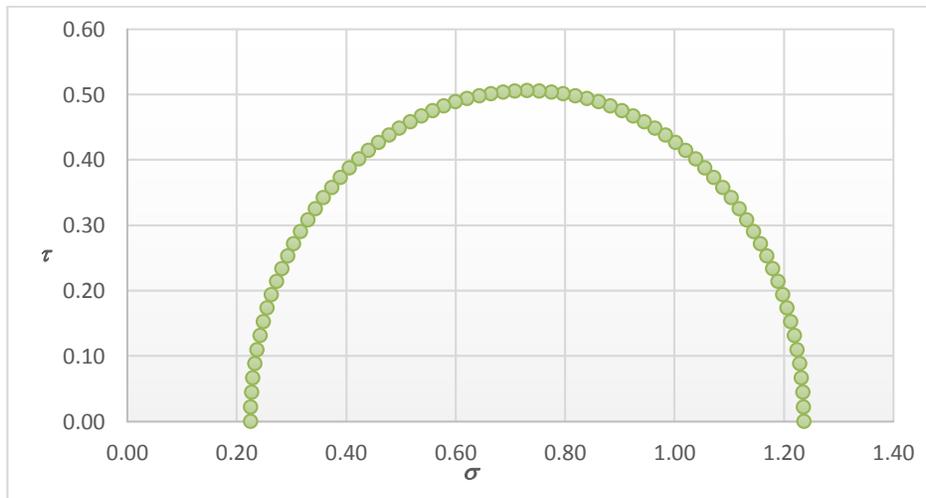
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.61 cm	Volumen V_0	75.1277 cm^3
Diámetro M	3.61 cm	Peso Mh	108.24 g
Diámetro I	3.61 cm	Peso Ms	62.07 g
D_0	3.61 cm	H_0/D_0	2
Altura H_0	73.4 mm	Área A_0	10.2354 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.2257 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	1.237 kg/cm^2

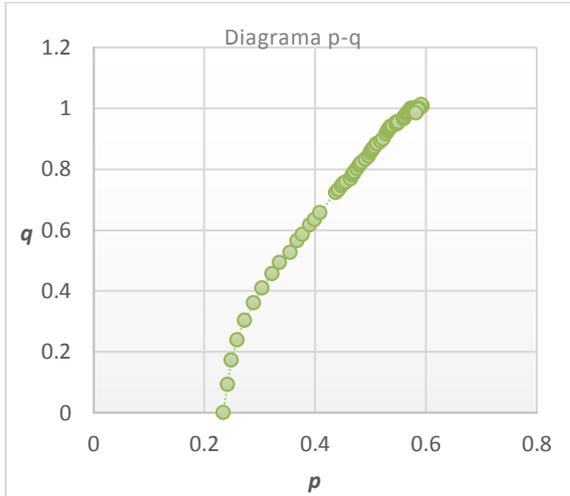
FALLA	
q_{max} (kg/cm^2)	1.0112
ϵ_{falla} mm/mm	0.128



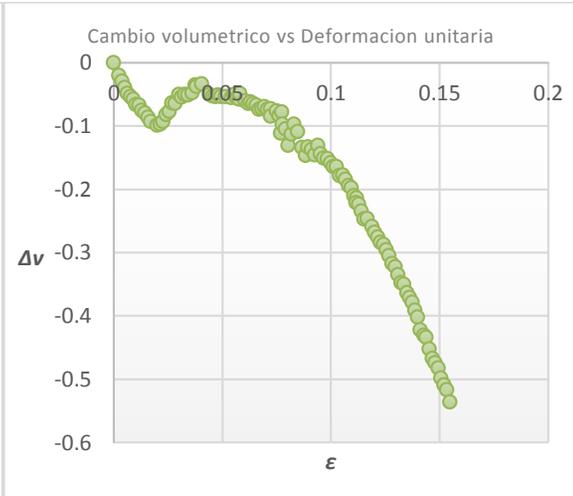
Gráfica 13.- Serie 1CD OCR=6.2



Gráfica 14.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=6.2



Gráfica 15.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=6.2



Gráfica 16.- Δv vs ε Serie 1CD OCR=6.2

4.1.5. CD SERIE 1 ($\sigma'c_b = 1.4$; $\sigma'c = 0.18$; $OCR=7.7$)

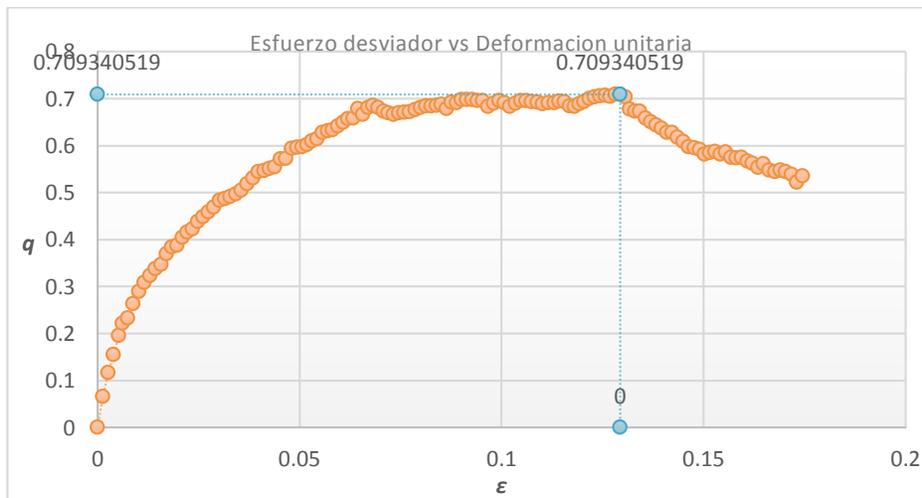
Tabla 12 Resultados S1 OCR=7.7

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	05/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

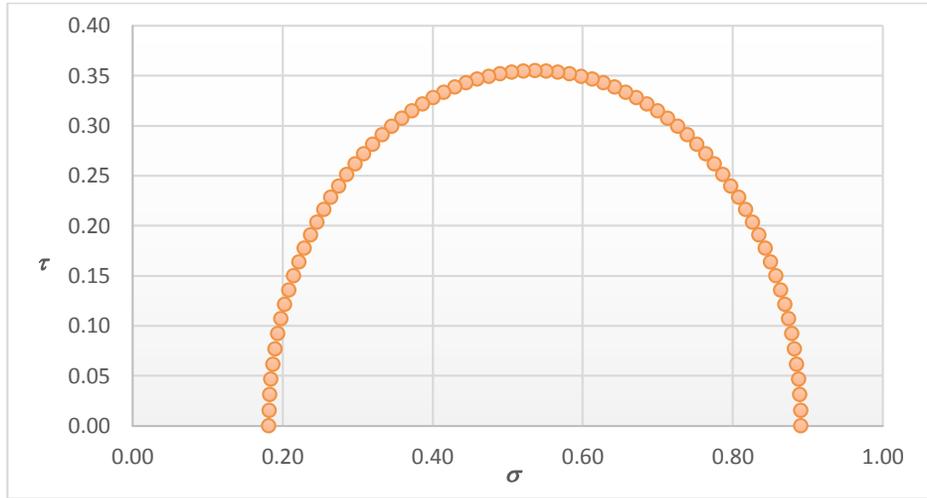
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.56 cm	Volumen V_0	75.5428 cm^3
Diámetro M	3.56 cm	Peso Mh	115.64 g
Diámetro I	3.55 cm	Peso Ms	71.28 g
D_0	3.56 cm	H_0/D_0	2.1
Altura H_0	76 mm	Área A_0	9.9398 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.1819 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	0.8912 kg/cm^2

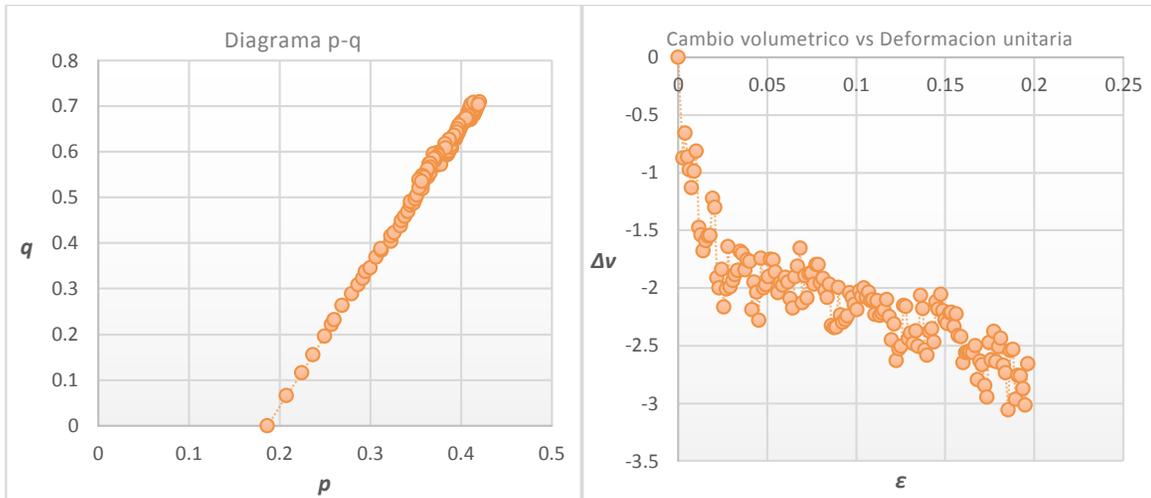
FALLA	
q_{max} (kg/cm^2)	0.7093
ϵ_{falla} mm/mm	0.1294



Gráfica 17.- Serie 1CD OCR=7.7



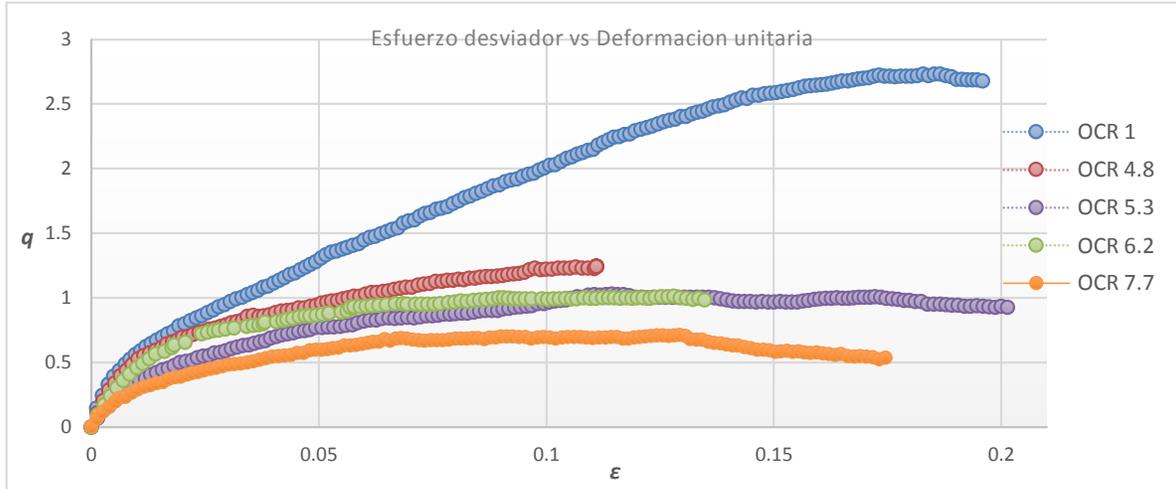
Gráfica 18.- Circulo de Mohr Serie 1CD OCR=7.7



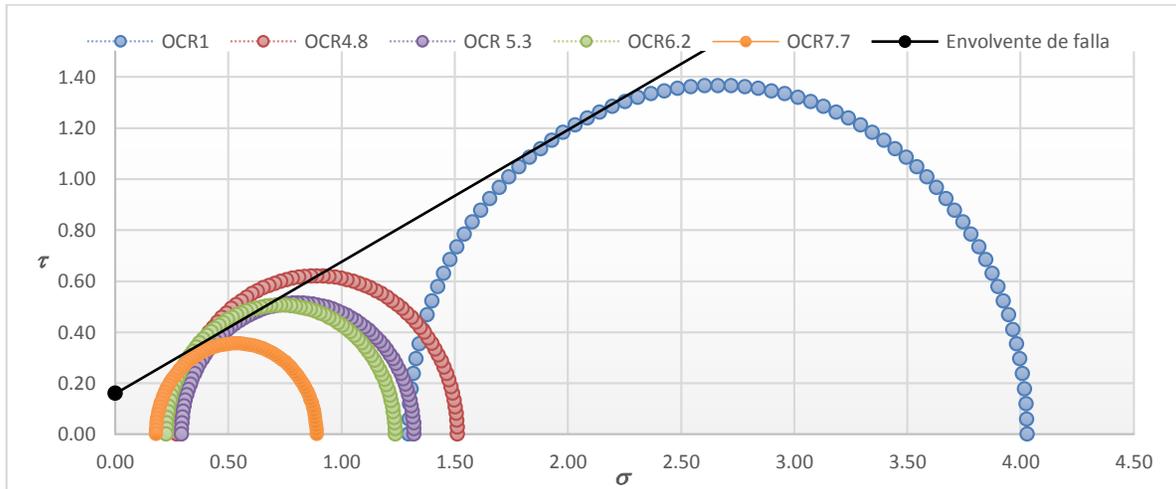
Gráfica 19.- Diagrama p-q Serie 1CD OCR=7.7

Gráfica 20.- Δv vs ϵ Serie 1CD OCR=7.7

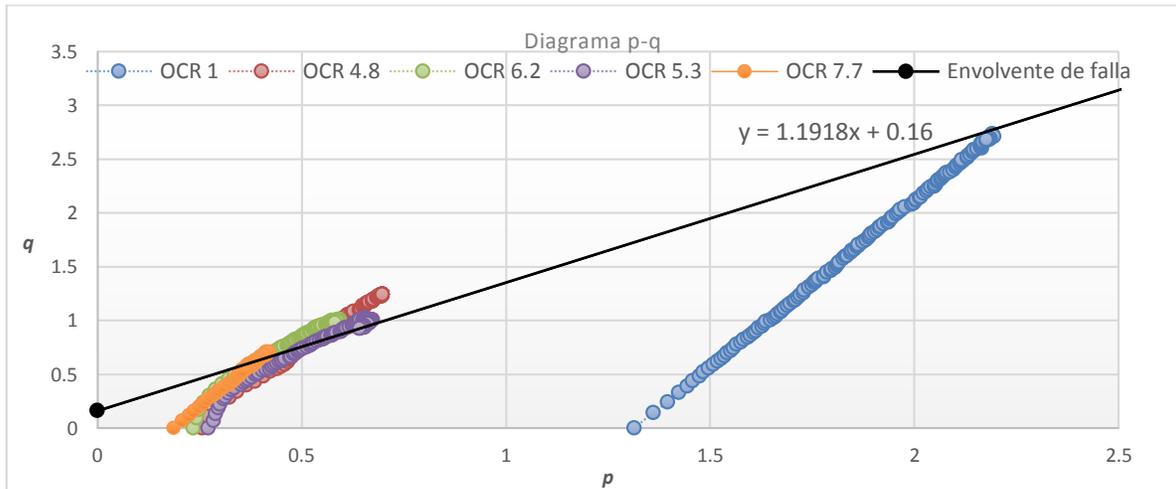
4.1.6. RESUMEN DE RESULTADOS SERIE CD1



Gráfica 21.- Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria serie 1 CD a distintos OCR



Gráfica 22.- Círculos de Mohr serie 1 CD a distintos OCR, $c=0.16$; $\phi=27.3$



Gráfica 23.- Trayectoria de esfuerzos p vs q ; $\alpha=50$, $m=1.1918$ $\therefore \phi=27.3$; $c=0.16$

4.2.1 CD SERIE 2 ($\sigma'_{cb} = 3.1$; $\sigma'_c = 2.35$; $OCR=1.3$)

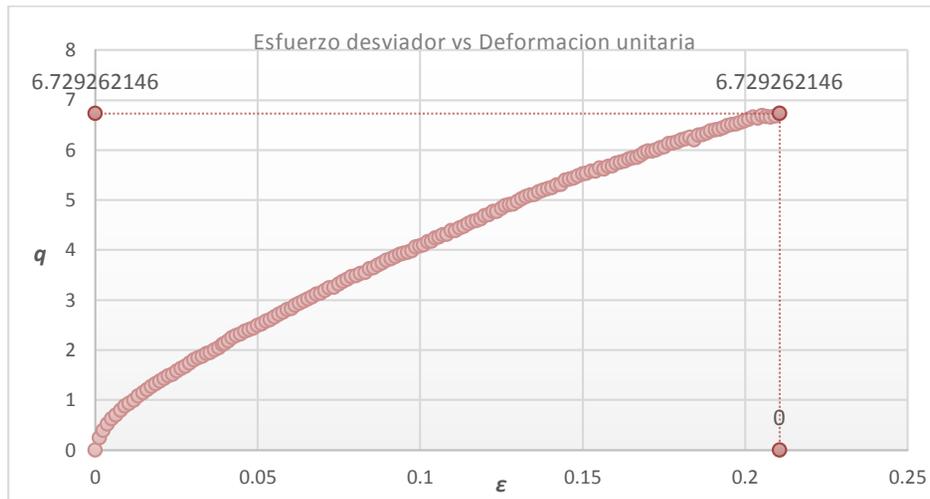
Tabla 13 Resultados S2 OCR=1.3

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	21/09/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

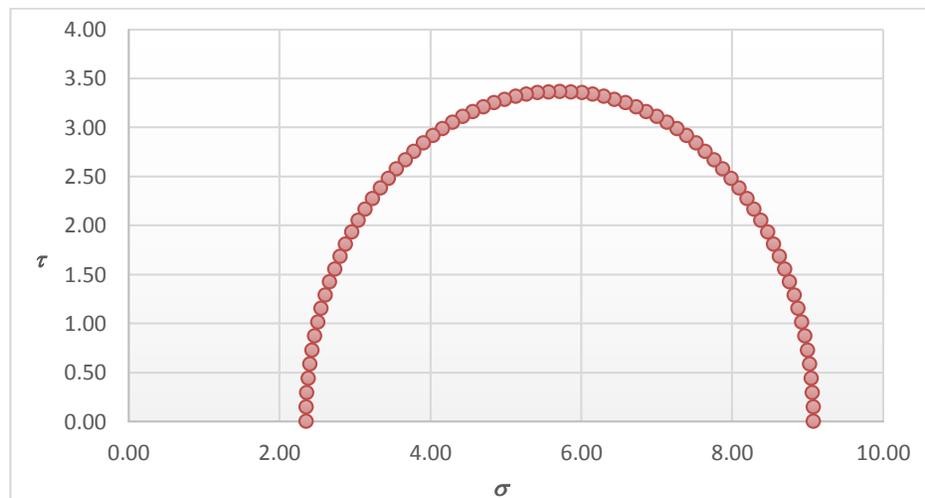
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.54 cm	Volumen V_0	75.4904 cm^3
Diámetro M	3.54 cm	Peso Mh	113.99 g
Diámetro I	3.54 cm	Peso Ms	70.28 g
D_0	3.54 Cm	H_0/D_0	2.2
Altura H_0	76.7 mm	Área A_0	9.8423 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	2.3526 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	9.0819 kg/cm^2

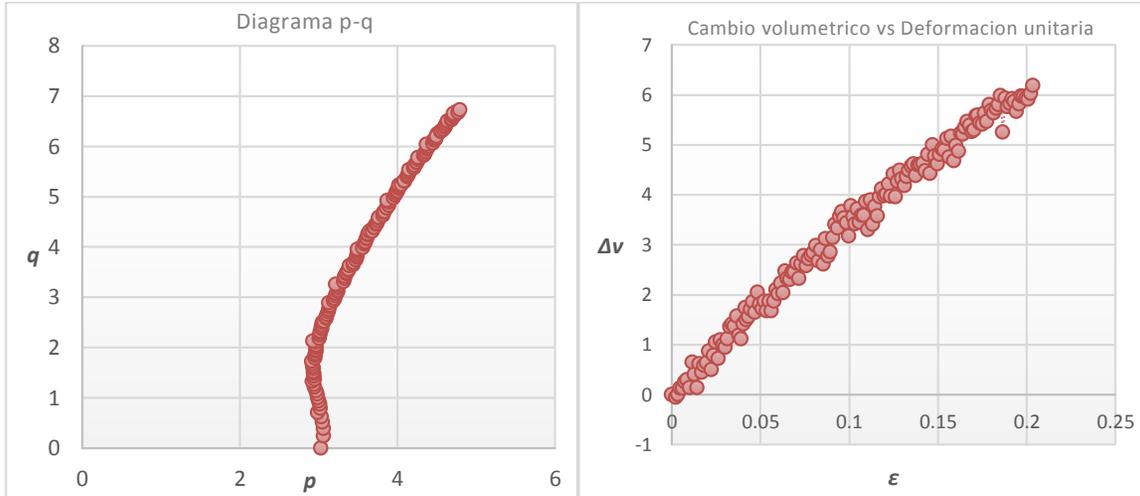
FALLA	
$q_{max} (kg/cm^2)$	6.7293
$\epsilon_{falla} mm/mm$	0.2106



Gráfica 24.- Serie 2CD OCR=1.3



Gráfica 25.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=1.3



Gráfica 26.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=1.3

Gráfica 27.- Δv vs ε Serie 2CD OCR=1.3

4.2.2. CD SERIE 2 ($\sigma'_{cb} = 2.86$; $\sigma'_c = 0.76$; OCR=3.8)

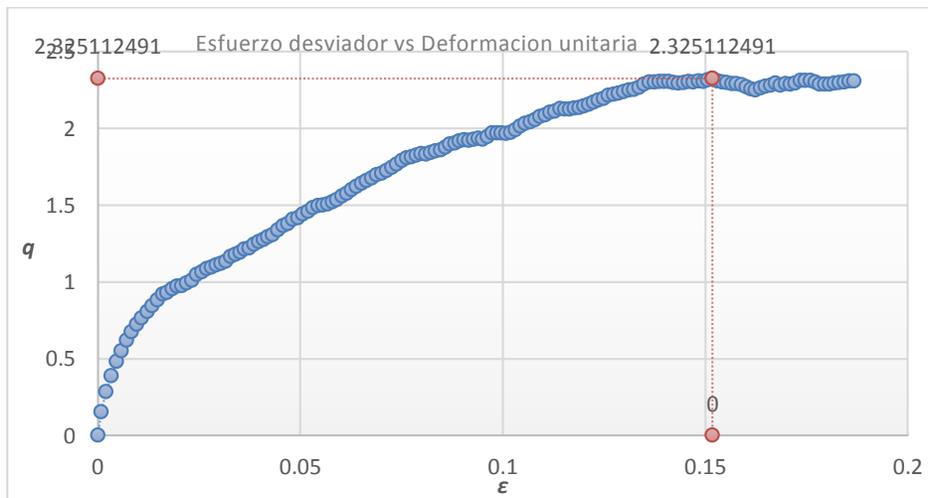
Tabla 14 Resultados S2 OCR=3.8

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	08/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

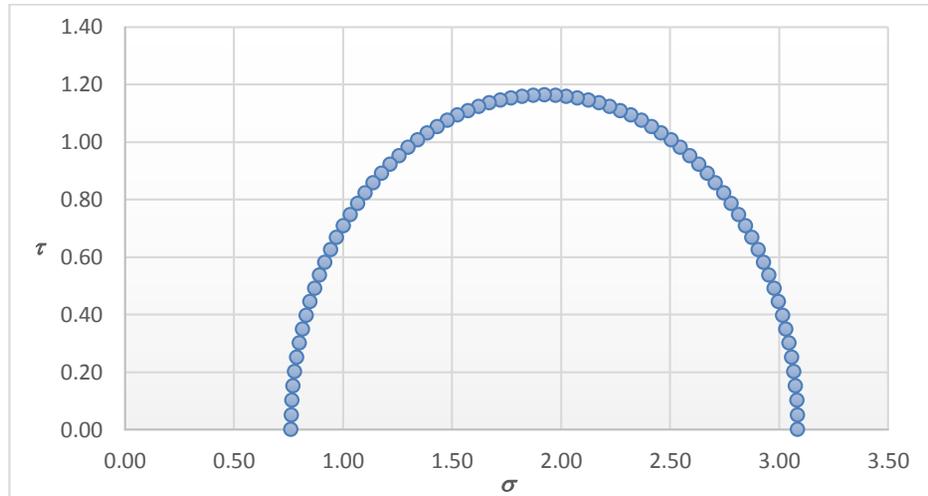
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.49 cm	Volumen V_0	78.9039 cm^3
Diámetro M	3.5 cm	Peso Mh	119.84 g
Diámetro I	3.46 cm	Peso Ms	68.74 g
D_0	3.49 Cm	H_0/D_0	2.4
Altura H_0	82.6 mm	Área A_0	9.55 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.7619 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	3.087 kg/cm^2

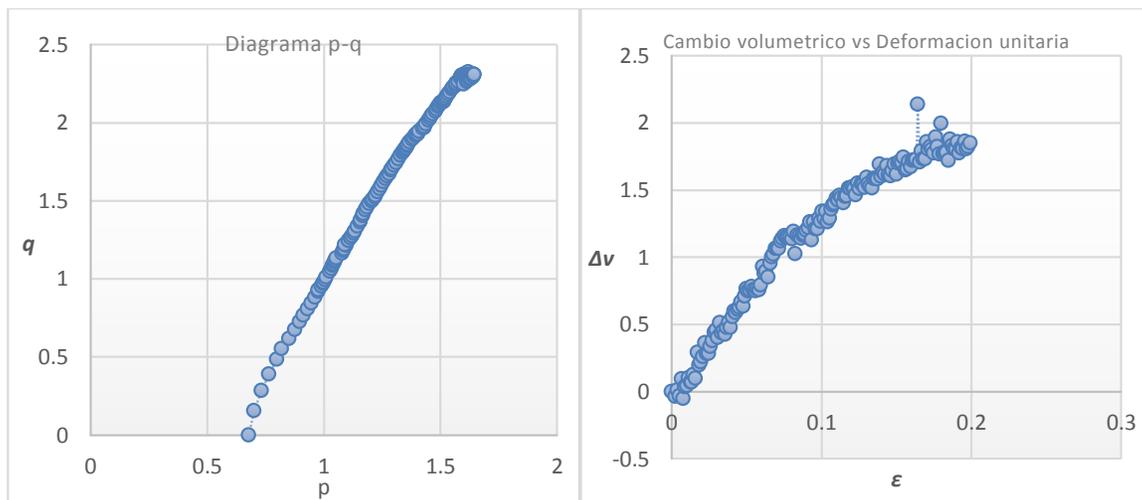
FALLA	
q_{max} (kg/cm2)	2.3251
ϵ_{falla} mm/mm	0.1518



Gráfica 28.- Serie 2CD OCR=3.8



Gráfica 29.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=3.8



Gráfica 30.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=3.8

Gráfica 31.- Δv vs ϵ Serie 2CD OCR=3.8

4.2.3. CD SERIE 2 ($\sigma'_{cb} = 2.97$; $\sigma'_c = 0.54$; $OCR=5.5$)

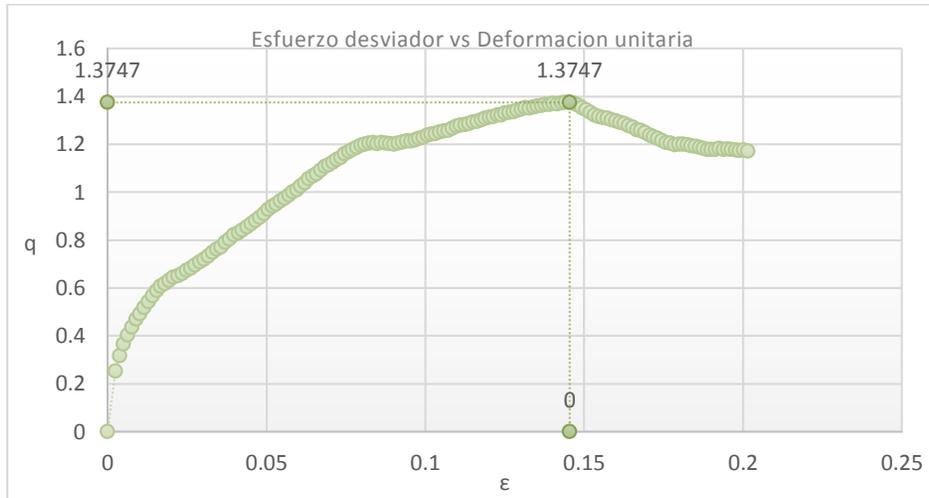
Tabla 15 Resultados S2 OCR=5.5

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	22/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

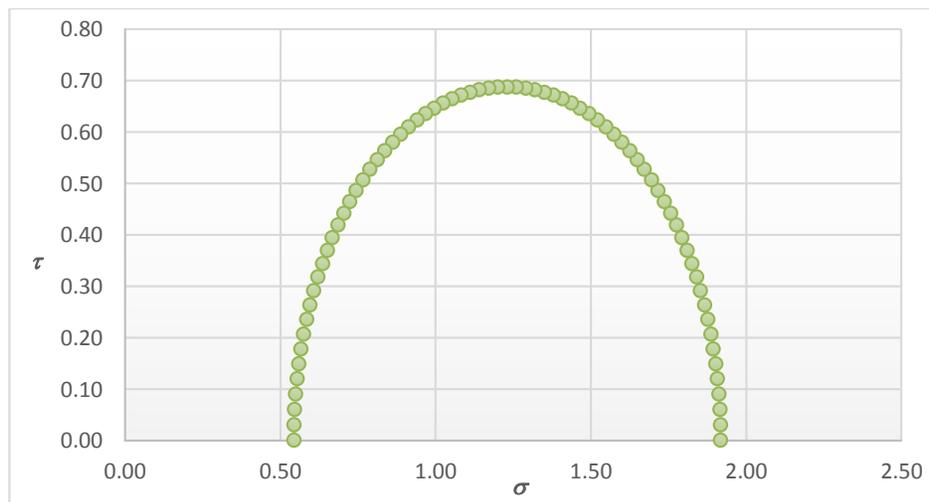
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.49 cm	Volumen V_0	73.5023 cm^3
Diámetro M	3.47 cm	Peso Mh	108.91 g
Diámetro I	3.47 cm	Peso Ms	60.99 g
D_0	3.47 Cm	H_0/D_0	2.2
Altura H_0	77.5 mm	Área A_0	9.4842 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.5444 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	1.9191 kg/cm^2

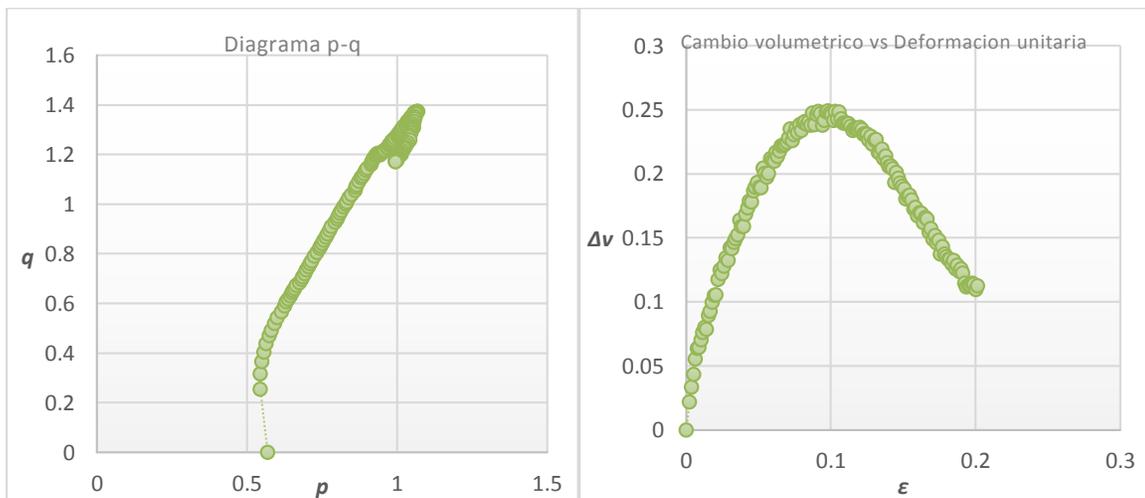
FALLA	
q_{max} (kg/cm^2)	1.3747
ϵ_{falla} mm/mm	0.1454



Gráfica 32.- Serie 2CD OCR=5.5



Gráfica 33.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=5.5



Gráfica 34.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=5.5

Gráfica 35.- Δv vs ϵ Serie 2CD OCR=5.5

4.2.4. CD SERIE 2 ($\sigma'_{cb} = 3.09$; $\sigma'_c = 0.51$; $OCR=6.1$)

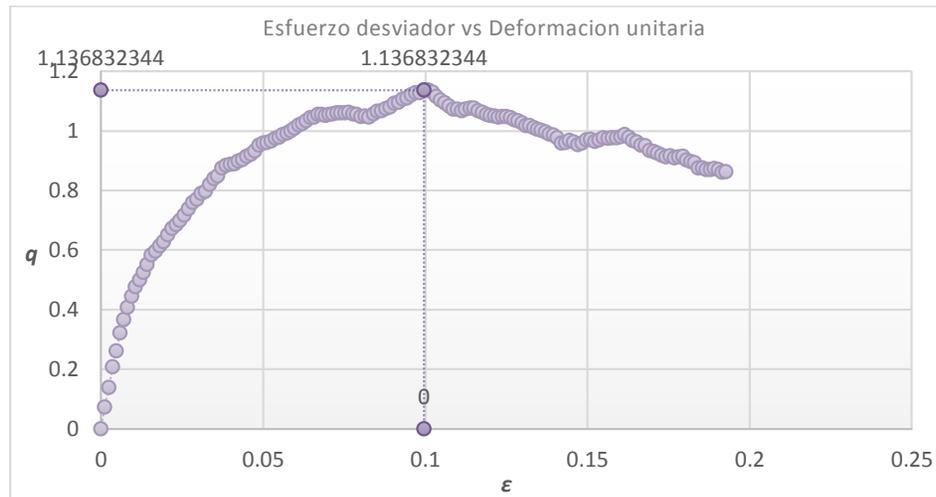
Tabla 16 Resultados S2 OCR=6.1

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	08/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

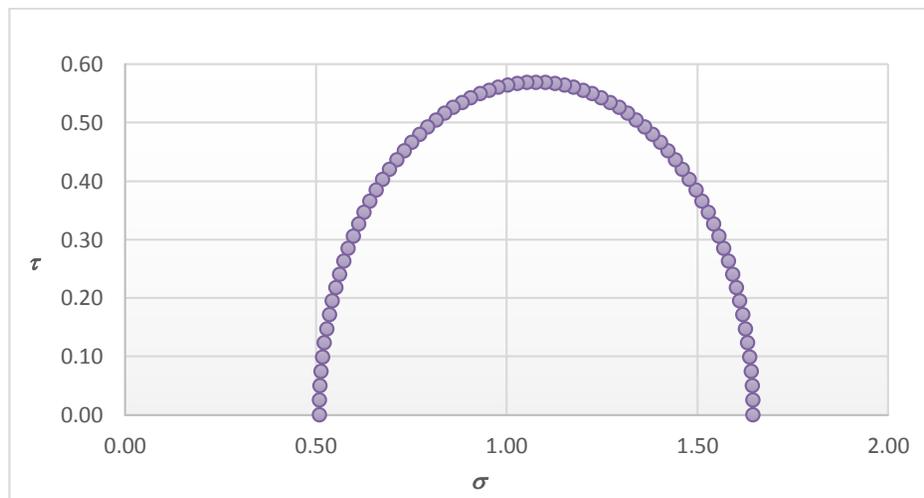
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.51 cm	Volumen V_0	79.4739 cm^3
Diámetro M	3.52 cm	Peso Mh	118.89 g
Diámetro I	3.51 cm	Peso Ms	67.65 g
D_0	3.51 Cm	H_0/D_0	2.3
Altura H_0	81.9 mm	Área A_0	9.7038 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.5099 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	1.6467 kg/cm^2

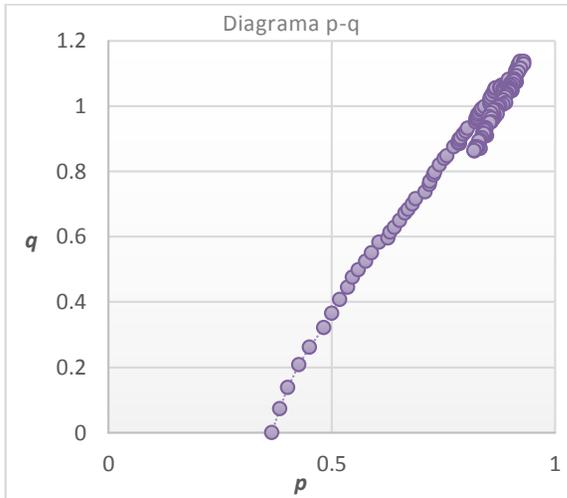
FALLA	
$q_{max} (kg/cm^2)$	1.1368
$\epsilon_{falla} mm/mm$	0.0996



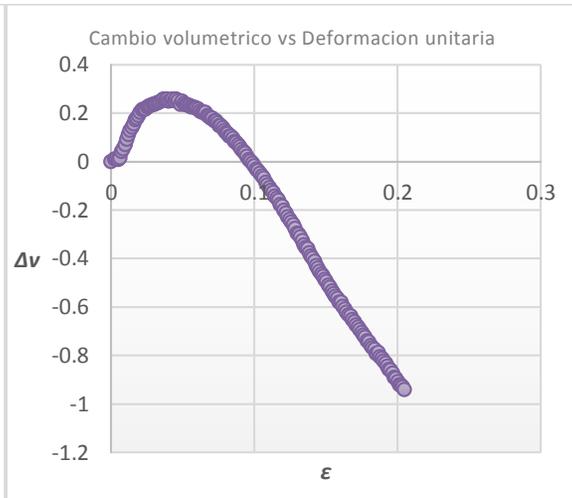
Gráfica 36.- Serie 2CD OCR=6.1



Gráfica 37.- Circulo de Mohr Serie 2CD OCR=6.1

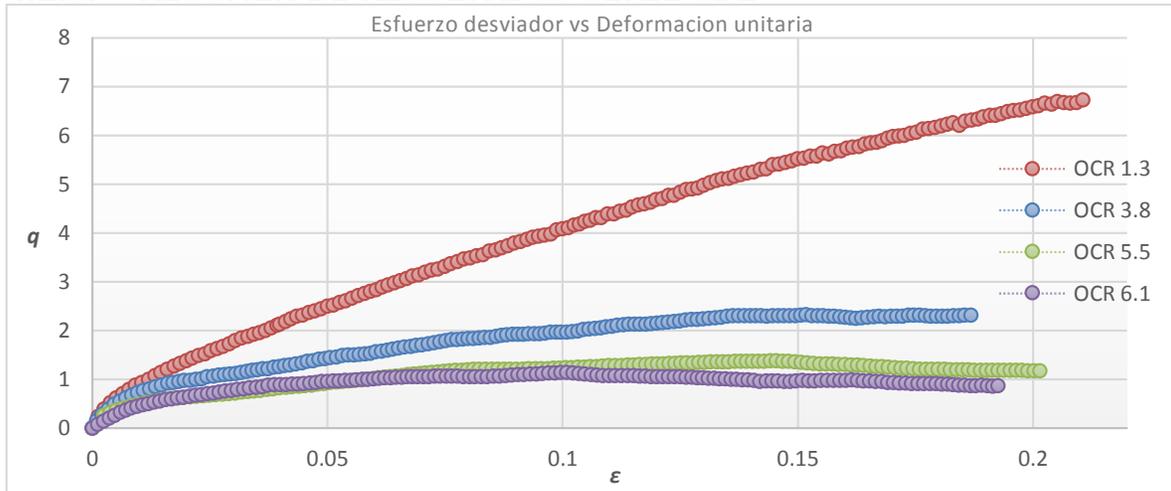


Gráfica 38.- Diagrama p-q Serie 2CD OCR=6.1

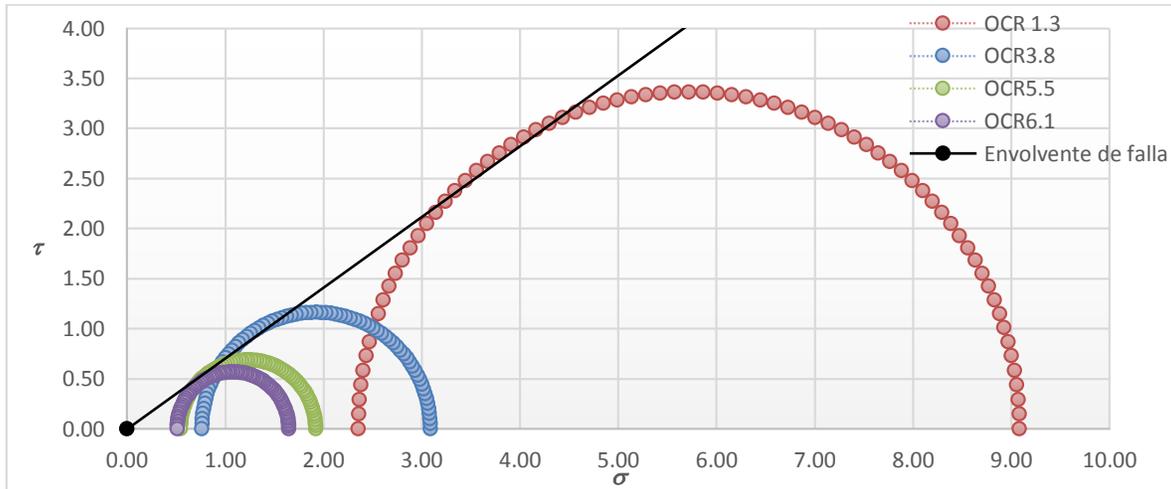


Gráfica 39.- Δv vs ε Serie 2CD OCR=6.1

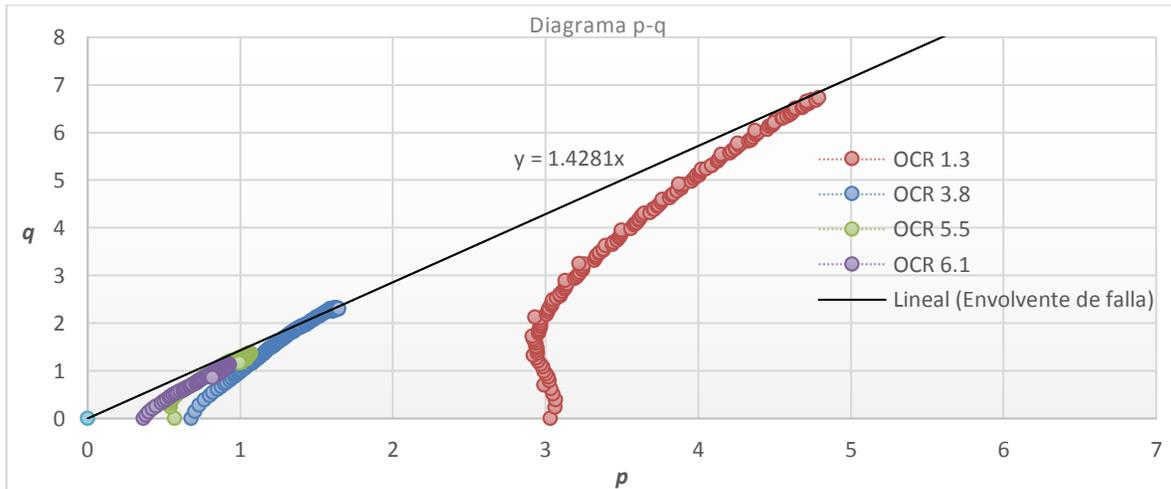
4.2.5. RESUMEN DE RESULTADOS SERIE CD2



Gráfica 40.- Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria serie 2 CD a distintos OCR



Gráfica 41.- Círculos de Mohr serie 2 CD a distintos OCR, $c=0$; $\phi=35$



Gráfica 42.- Trayectoria de esfuerzos p vs q ; $\alpha=55$, $m=1.4281$ $\therefore \phi=35.22$; $c=0$

4.3.1. CD SERIE 3 ($\sigma'c_b = 4.36$; $\sigma'c = 3.08$; $OCR=1.4$)

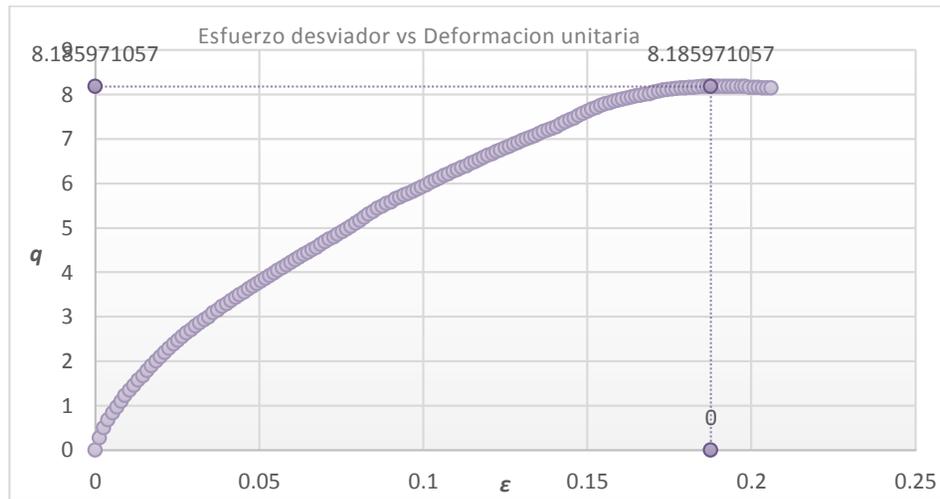
Tabla 17 Resultados S3 OCR=1.4

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	21/09/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

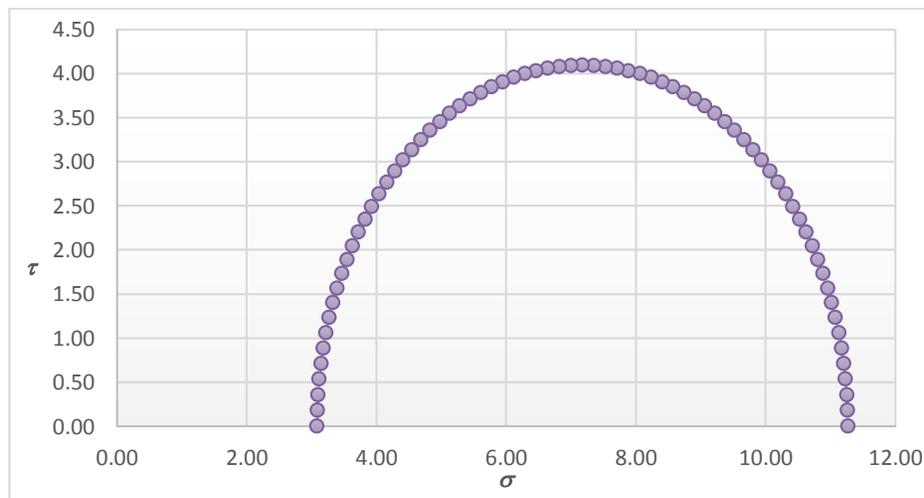
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.53 cm	Volumen V_0	73.248 cm^3
Diámetro M	3.53 cm	Peso Mh	109.84 g
Diámetro I	3.52 cm	Peso Ms	68.65 g
D_0	3.53 Cm	H_0/D_0	2.1
Altura H_0	74.95 mm	Área A_0	9.7729 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	3.0849 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	11.2709 kg/cm^2

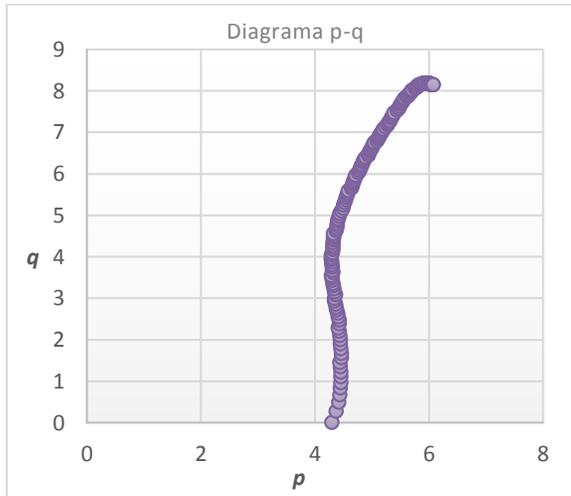
FALLA	
$q_{max} (kg/cm^2)$	8.186
$\epsilon_{falla} mm/mm$	0.1877



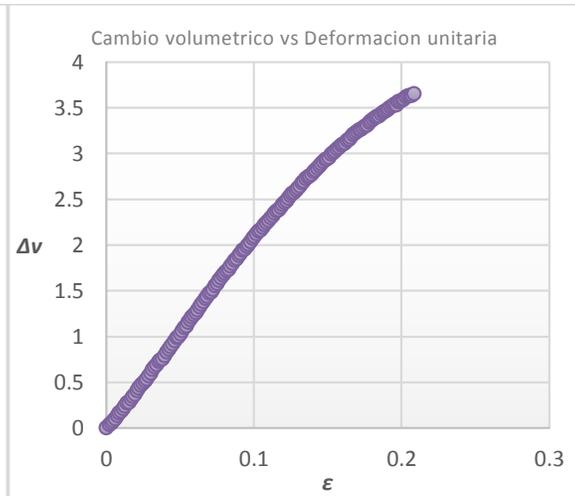
Gráfica 43.- Serie 3CD OCR=1.4



Gráfica 44.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=1.4



Gráfica 45.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=1.4



Gráfica 46.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=1.4

4.3.2. CD SERIE 3 ($\sigma'_{cb} = 4.3$; $\sigma'_c = 1.41$; **OCR=3.1**)

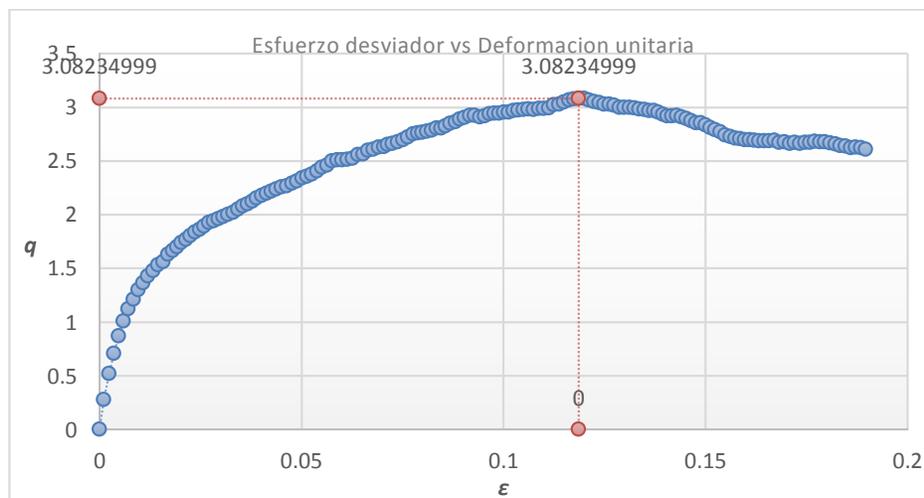
Tabla 18 Resultados S3 OCR=3.1

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	15/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

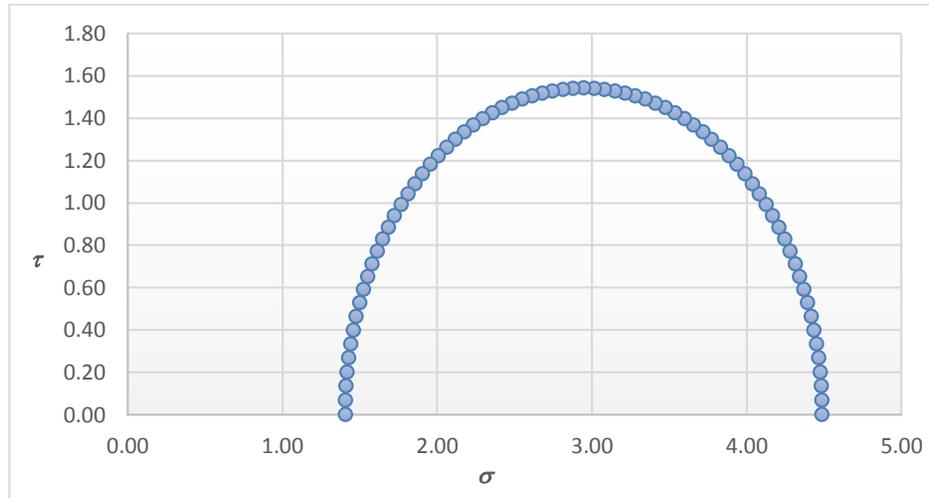
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.54 cm	Volumen V_0	80.3131 cm^3
Diámetro M	3.54 cm	Peso Mh	119.44 g
Diámetro I	3.54 cm	Peso Ms	67.93 g
D_0	3.54 Cm	H_0/D_0	2.3
Altura H_0	81.6 mm	Área A_0	9.8423 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	1.4075 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	4.4899 kg/cm^2

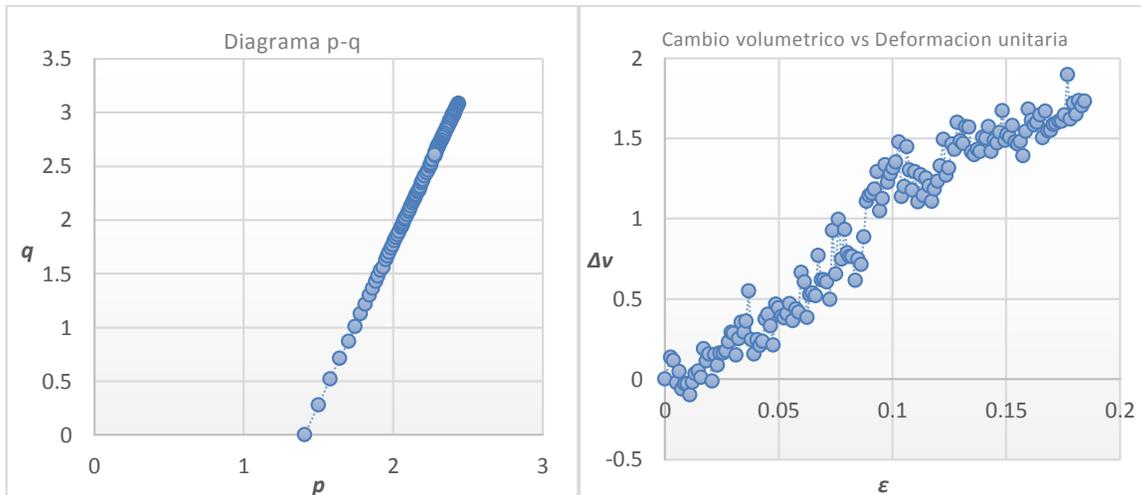
FALLA	
q_{max} (kg/cm2)	3.0823
ϵ_{falla} mm/mm	0.1187



Gráfica 47.- Serie 3CD OCR=3.1



Gráfica 48.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=3.1



Gráfica 49.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=3.1

Gráfica 50.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=3.1

4.3.3. CD SERIE 3 ($\sigma'_{cb} = 4.27$; $\sigma'_c = 0.7$; $OCR=6.1$)

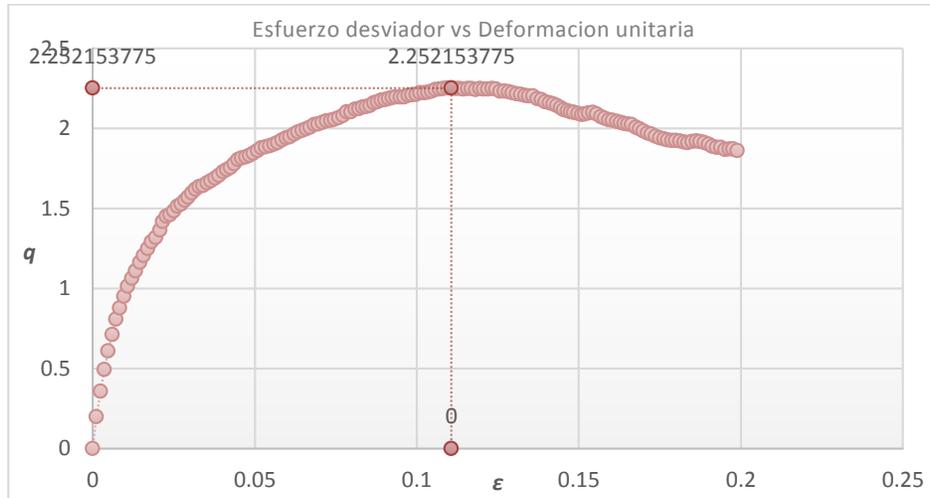
Tabla 19 Resultados S3 OCR=6.1

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	25/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

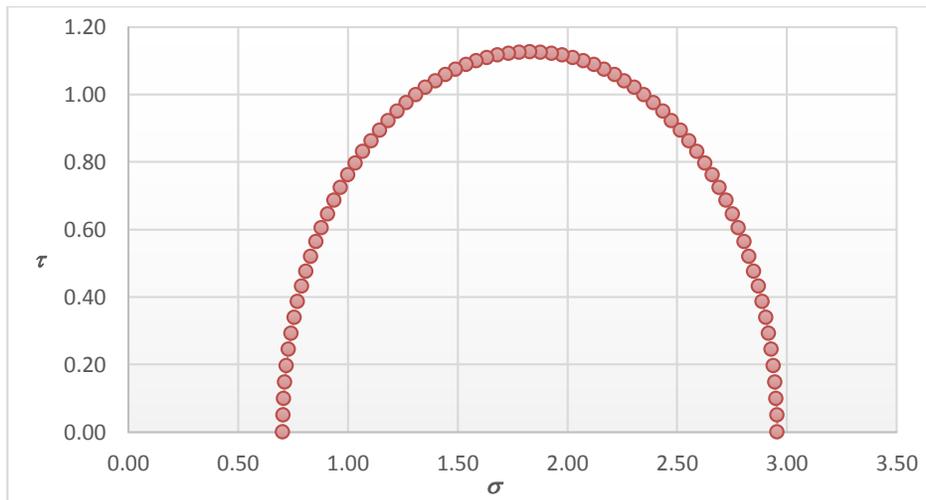
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.55 cm	Volumen V_0	81.0492 cm^3
Diámetro M	3.55 cm	Peso Mh	121.17 g
Diámetro I	3.54 cm	Peso Ms	69.45 g
D_0	3.55 Cm	H_0/D_0	2.3
Altura H_0	82 mm	Área A_0	9.884 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.7039 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	2.9560 kg/cm^2

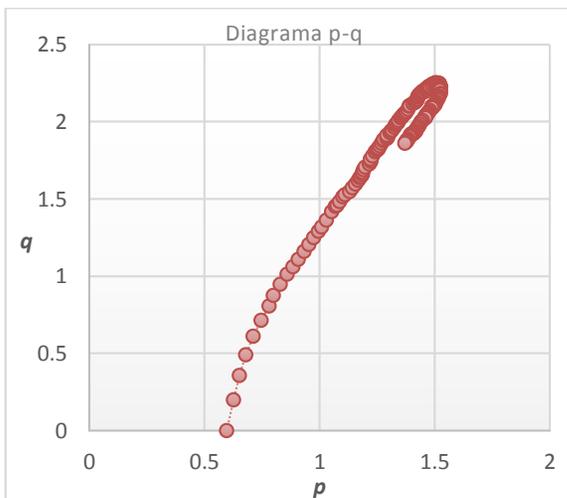
FALLA	
q_{max} (kg/cm^2)	2.5222
ϵ_{falla} mm/mm	0.1107



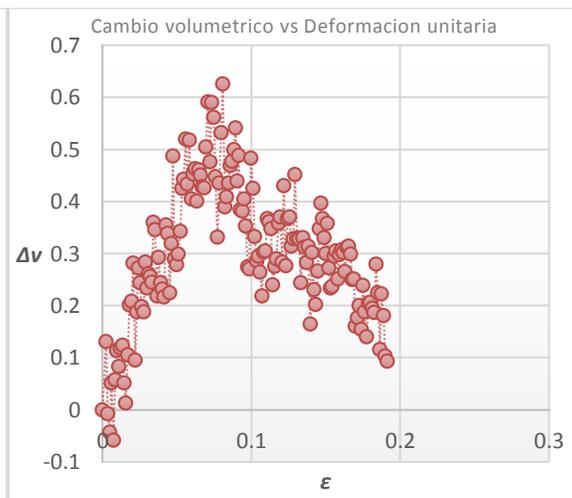
Gráfica 51.- Serie 3CD OCR=6.1



Gráfica 52.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=6.1



Gráfica 53.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=6.1



Gráfica 54.- Δv vs ϵ Serie 3CD OCR=6.1

4.3.4. CD SERIE 3 ($\sigma'_{cb} = 4.31$; $\sigma'_c = 0.4$; $OCR=10.6$)

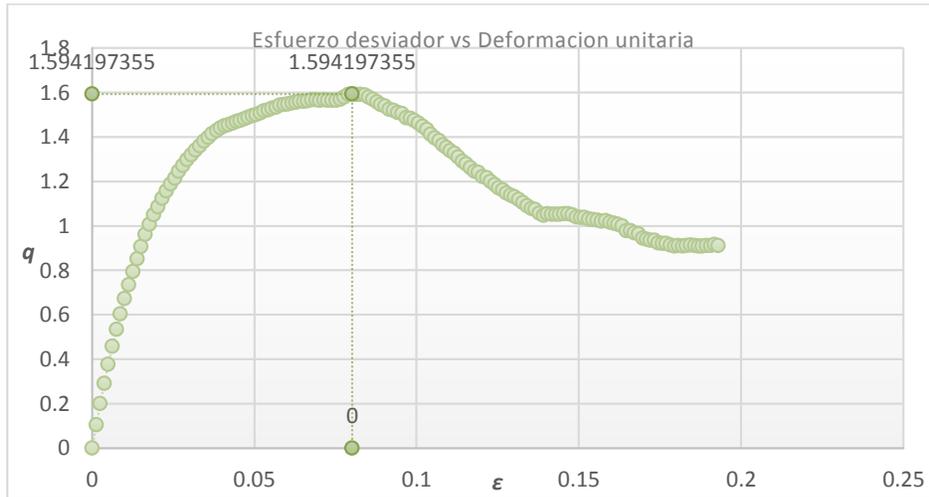
Tabla 20 Resultados S3 OCR=10.6

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA	
Etapa	Falla
Fecha	15/06/2018
Prueba	Consolidada Drenada (CD)
Sondeo	Hipódromo condesa
Prof.	12m

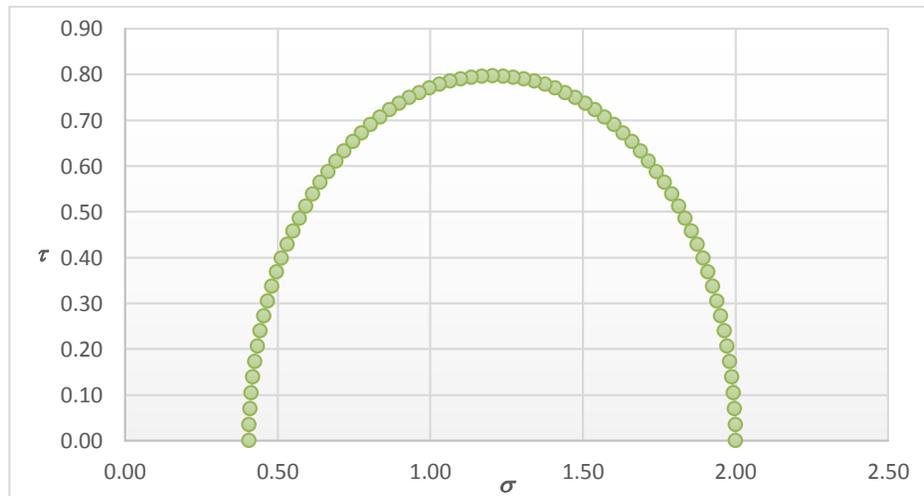
DATOS GENERALES PROBETA			
Diámetro S	3.55 cm	Volumen V_0	79.0467 cm^3
Diámetro M	3.54 cm	Peso Mh	117.27 g
Diámetro I	3.54 cm	Peso Ms	66.91 g
D_0	3.54 Cm	H_0/D_0	2.3
Altura H_0	80.2 mm	Área A_0	9.8562 cm^2

SFUERZOS	
σ_3	0.4067 kg/cm^2
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$	2.0009 kg/cm^2

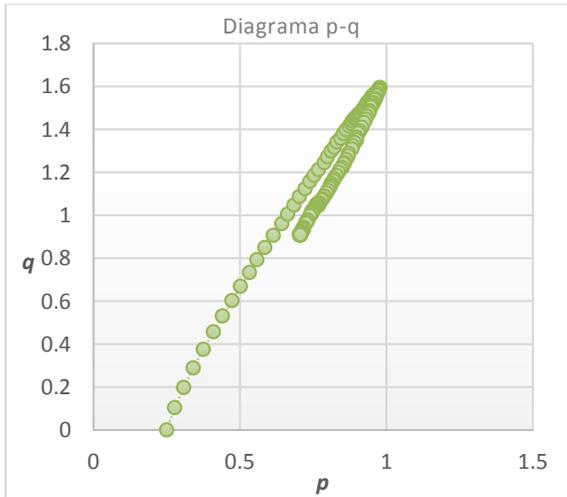
FALLA	
$q_{max} (kg/cm^2)$	1.5942
$\epsilon_{falla} mm/mm$	0.0802



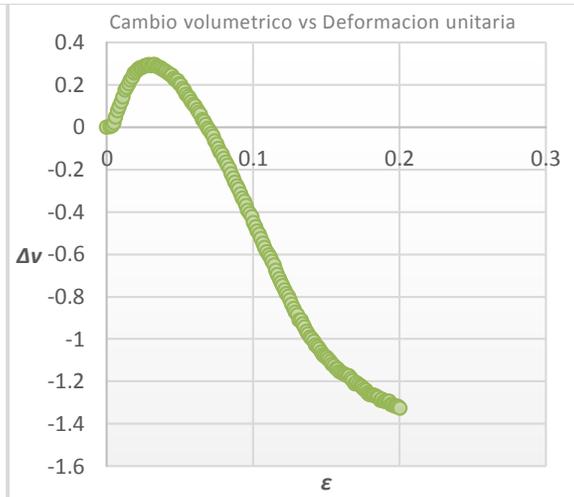
Gráfica 55.- Serie 3CD OCR=10.6



Gráfica 56.- Circulo de Mohr Serie 3CD OCR=10.6

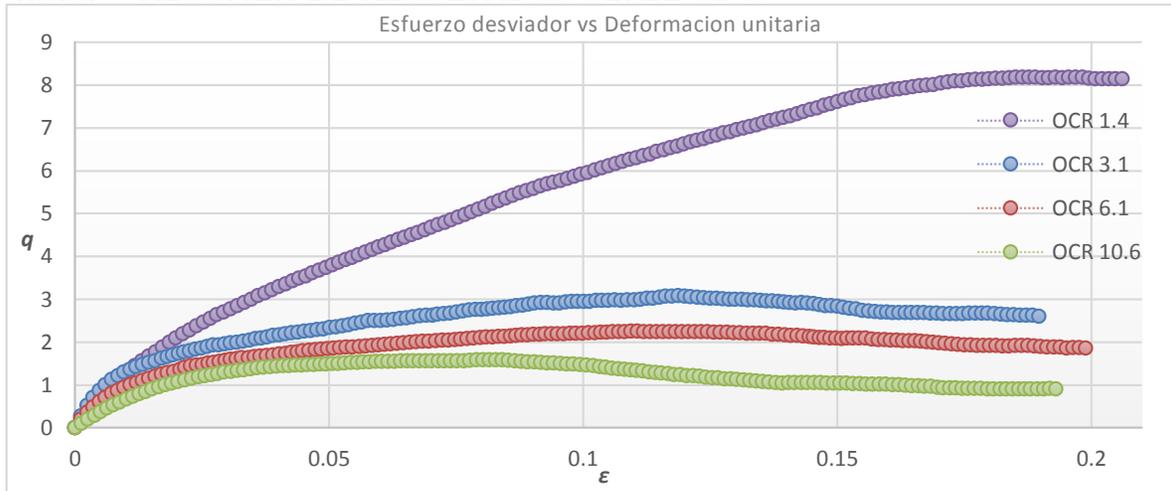


Gráfica 57.- Diagrama p-q Serie 3CD OCR=10.6

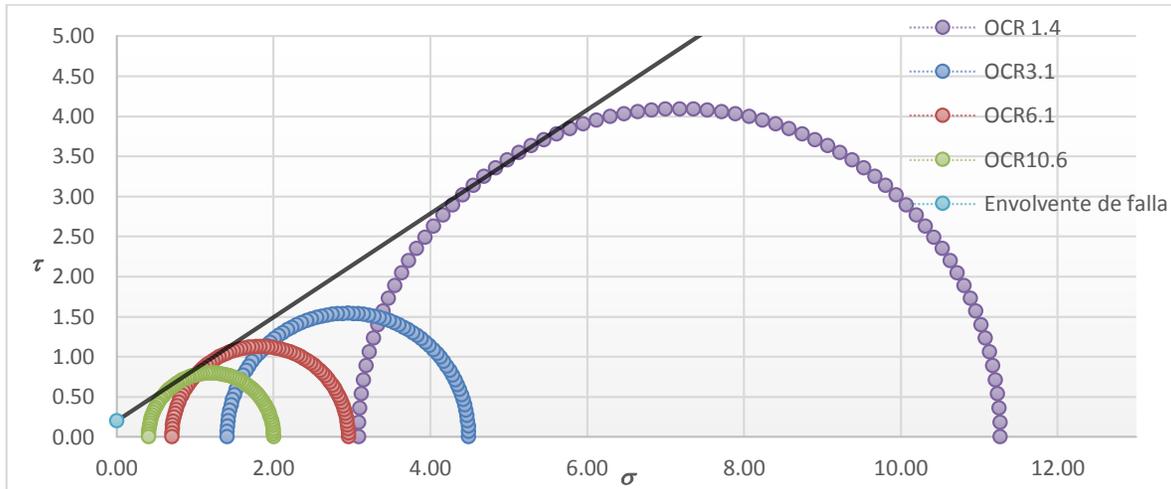


Gráfica 58.- Δv vs ε Serie 3CD OCR=10.6

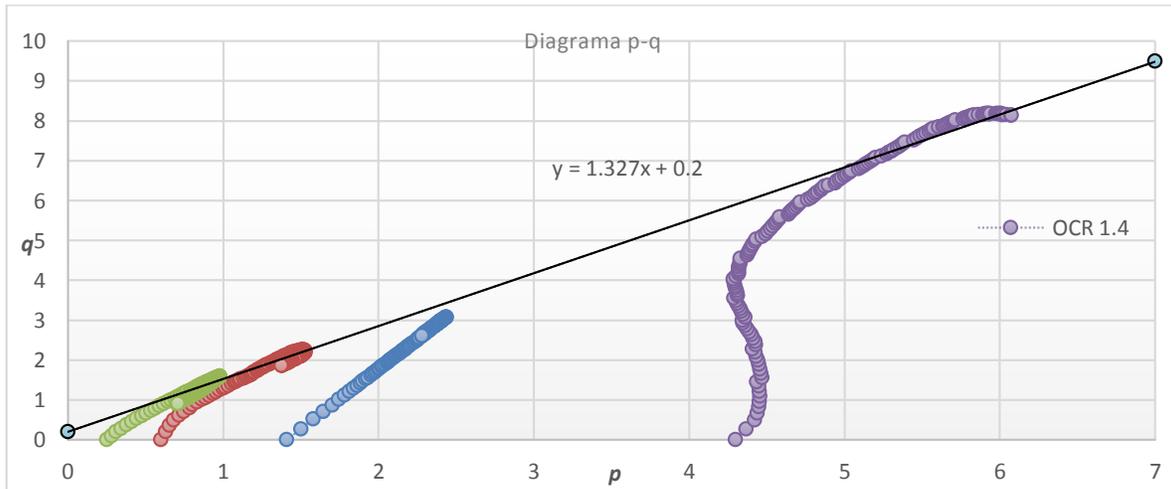
4.3.5. RESUMEN DE RESULTADOS SERIE CD 3



Gráfica 59.- Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria serie 3 CD a distintos OCR



Gráfica 60.- Círculos de Mohr serie 3 CD a distintos OCR, $c=0.2$; $\phi=32.91$



Gráfica 61.- Trayectoria de esfuerzos p vs q ; $\alpha=53$, $m=1.327$ ∴ $\phi=32.91$; $c=0$

5. AJUSTE, NORMALIZACIÓN Y PREDICCIÓN DE PARAMETROS

5.1. AJUSTE TEÓRICO ECUACIÓN GENERAL DE DUCTILIDAD (EGD)

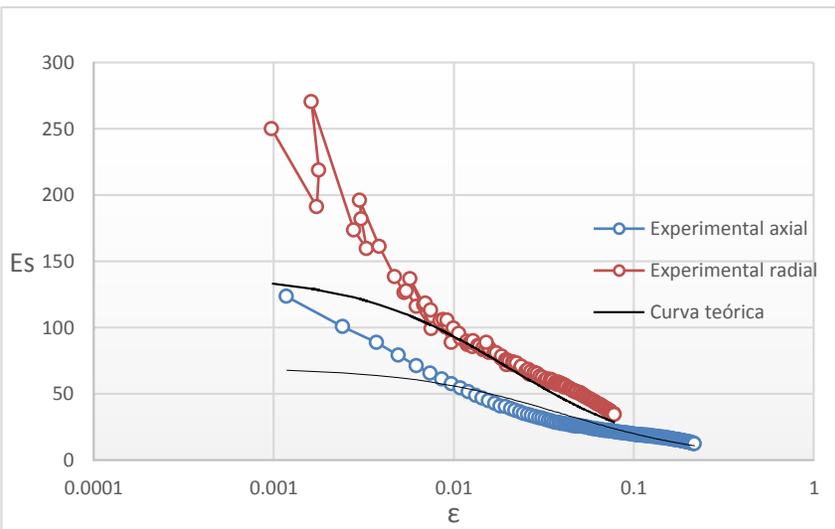
Se utilizan las ecuaciones (57),(59),(61),(62) y (63) del modelo EGD descrito en el capítulo “5.6.”

Mediante el modelo se procede a hacer el ajuste de los puntos y curvas experimentales de la deformación axial y radial de las pruebas obtenidas de las series triaxiales descritas en el capítulo anterior y presentándolos en las gráficas y tablas siguientes.

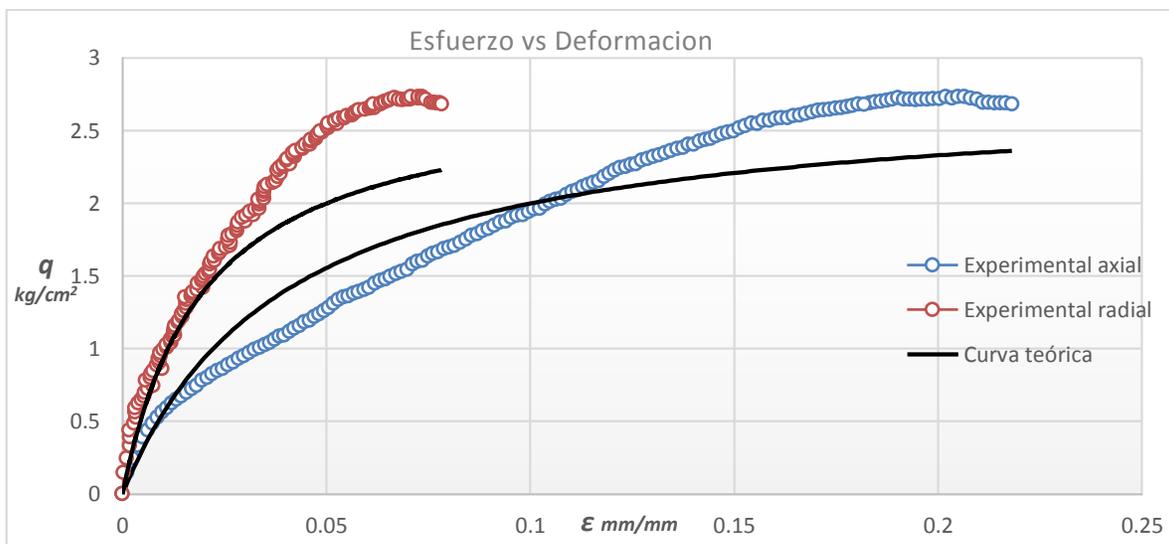
5.1.1. AJUSTE TRIAXIAL CD SERIE 1

Tabla 21.- Serie 1CD OCR1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	70.00	0.1
γ	1	2
$q_u=$	2.8	a
$q_r=$	2.60	0.014
b	c	d
0.3	10	-2.24
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	140.00	0.1
γ	1	2
$q_u=$	2.8	a
$q_r=$	2.60	0.00714
b	c	d
0.35	10	-2.24



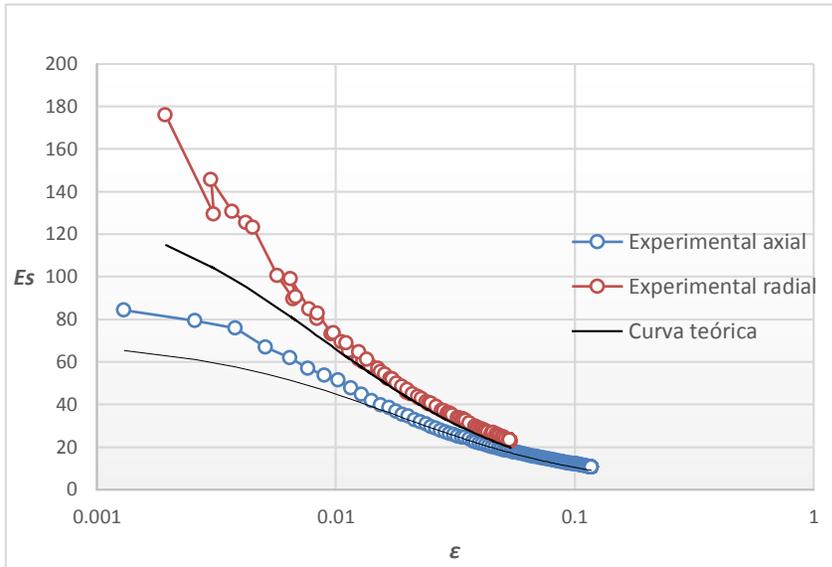
Gráfica 62.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 1



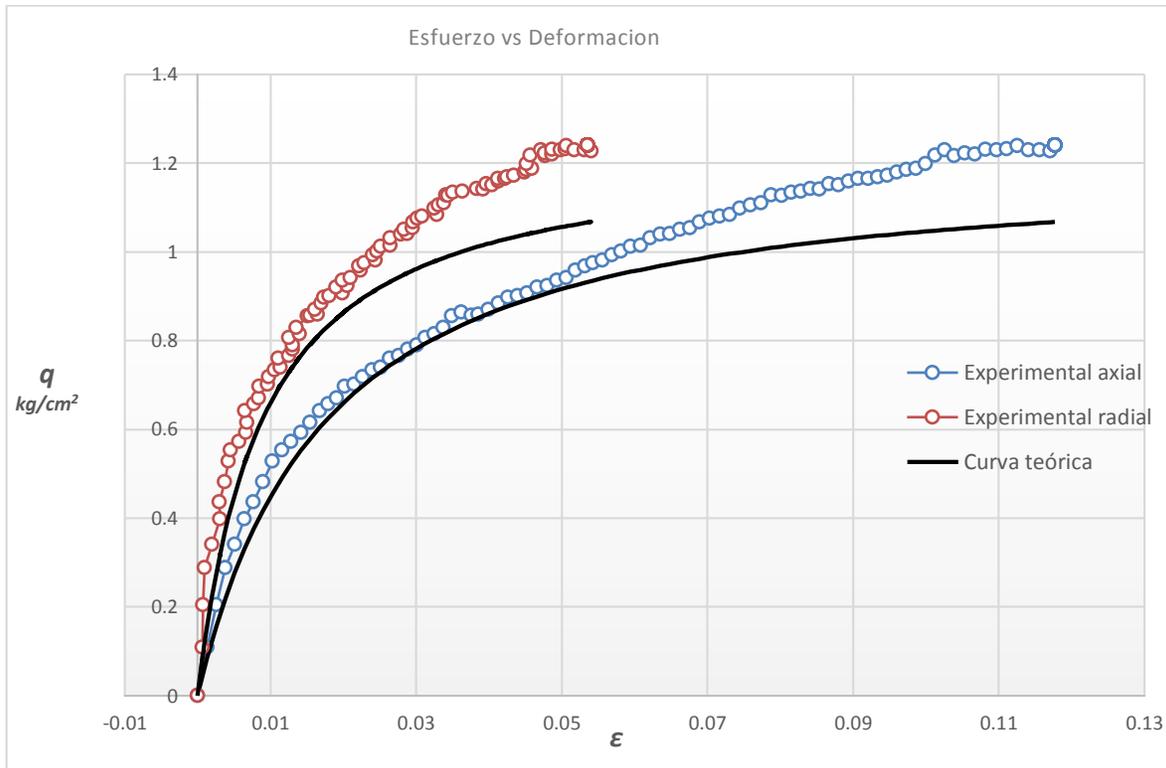
Gráfica 63.- ajuste serie 1CD OCR=1

Tabla 22.- Serie 1CD OCR4.8

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	70.00	2
γ	1	2
$q_u=$	1.25	a
$q_r=$	1.20	0.0142
b	c	d
0.8	0.5	-0.4
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	140.00	2
γ	1	2
$q_u=$	1.25	a
$q_r=$	1.20	0.0071
b	c	d
0.8	0.5	-0.4



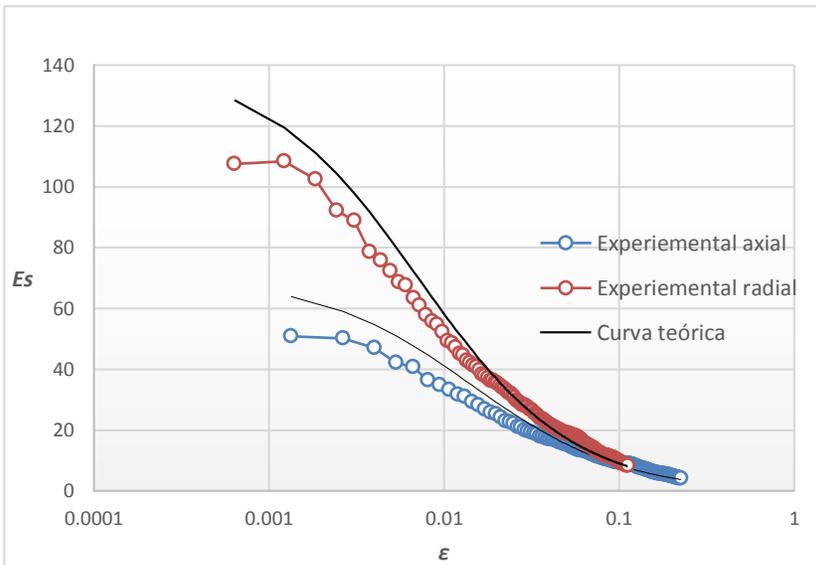
Gráfica 64.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 4.8



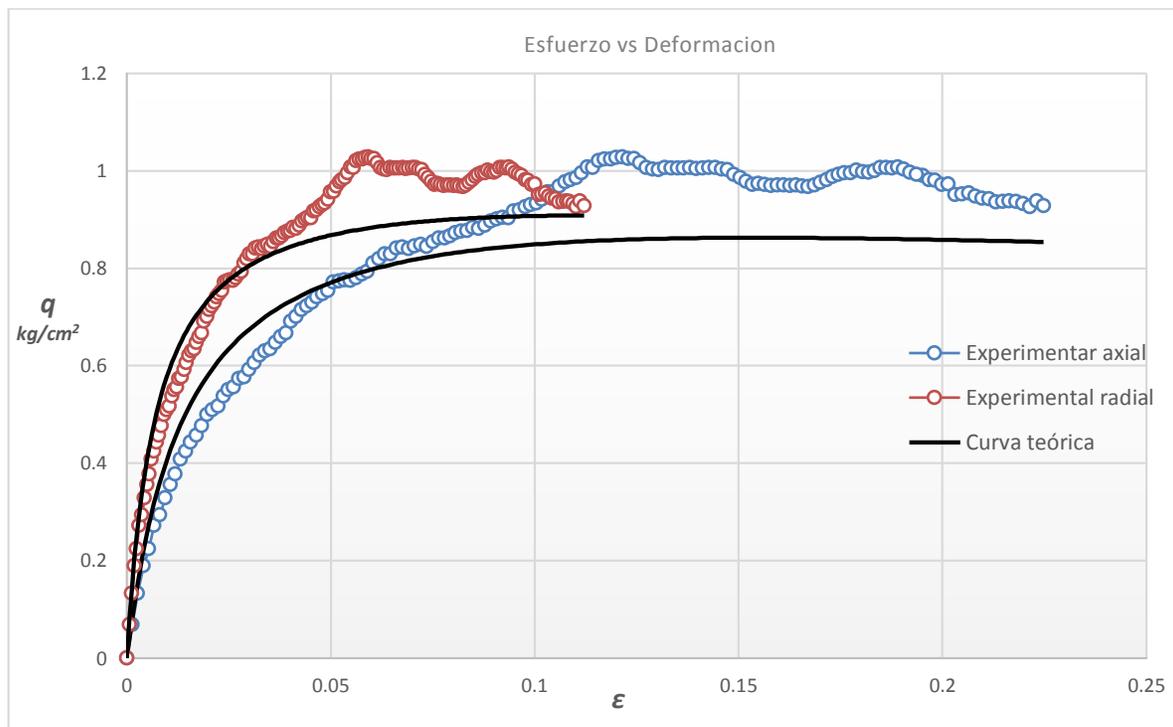
Gráfica 65.- ajuste serie 1CD OCR=4.8

Tabla 23.- Serie 1CD OCR5.3

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	70.00	3
γ	1	2
$q_u=$	1	a
$q_r=$	0.80	0.0143
b	c	d
1	0.33	0.2
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	140.00	3
γ	1	2
$q_u=$	1	a
$q_r=$	0.80	0.0071
b	c	d
1	0.33	0.2



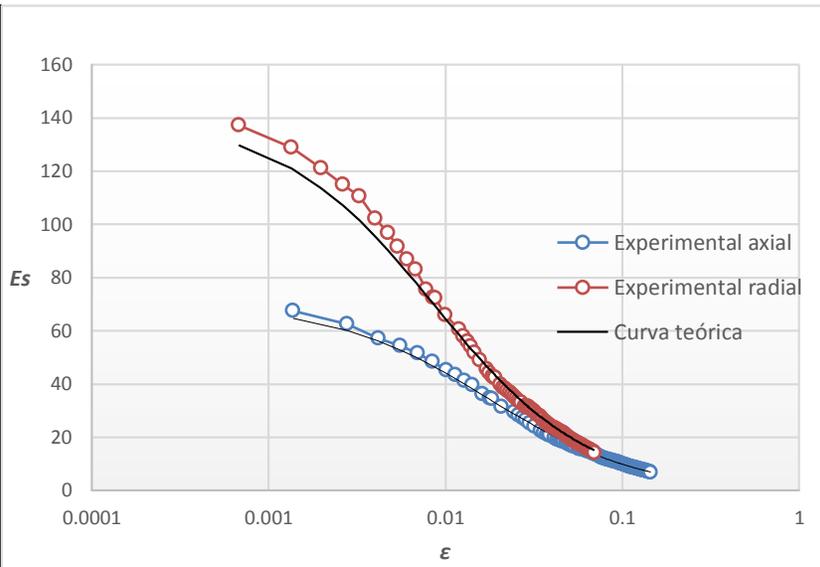
Gráfica 66.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 5.3



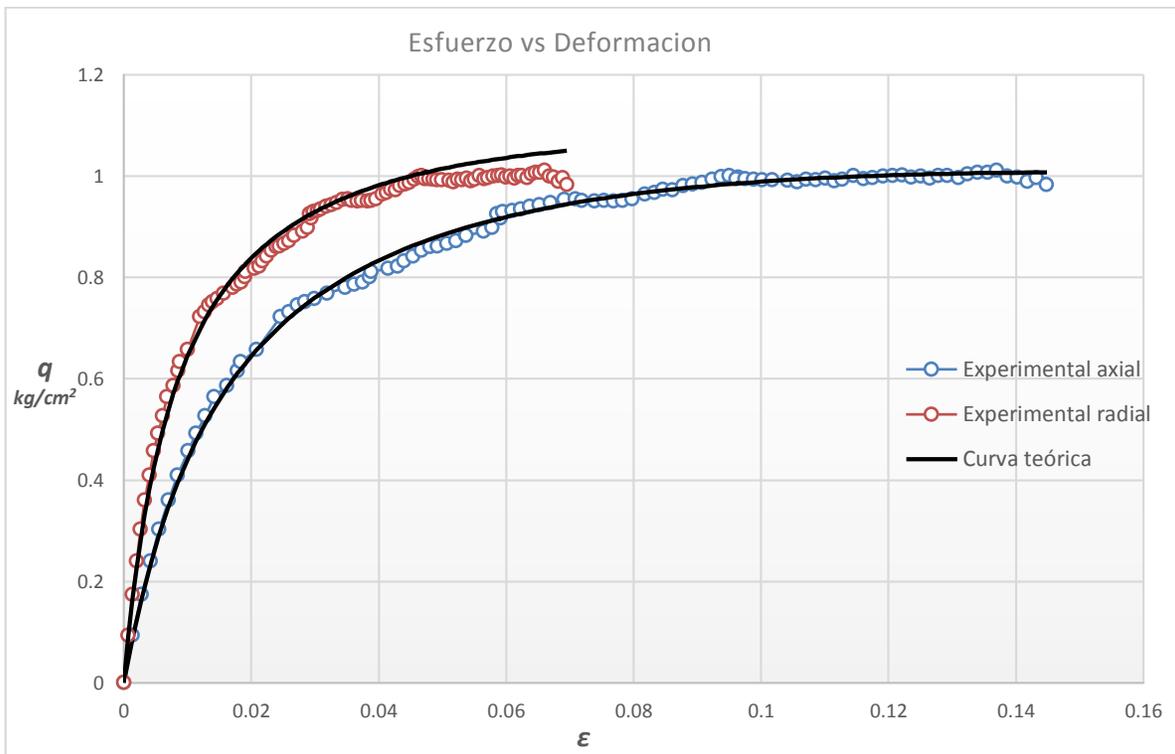
Gráfica 67.- ajuste serie 1CD OCR=5.3

Tabla 24.- Serie 1CD OCR6.2

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	70.00	4
γ	1	2
$q_u=$	1.2	<i>a</i>
$q_r=$	0.90	0.0143
<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
0.83	0.25	-0.066
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	140.00	4
γ	1	2
$q_u=$	1.2	<i>a</i>
$q_r=$	0.90	0.0071
<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
0.83	0.25	-0.066



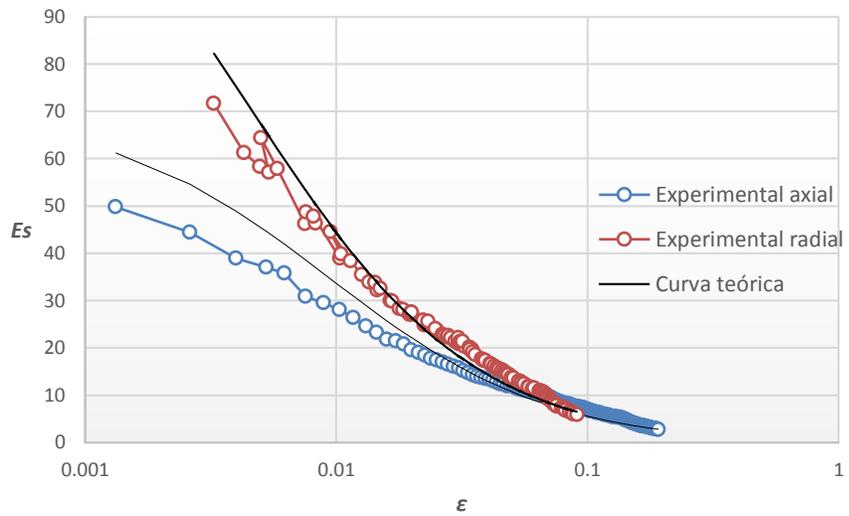
Gráfica 68.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 6.2



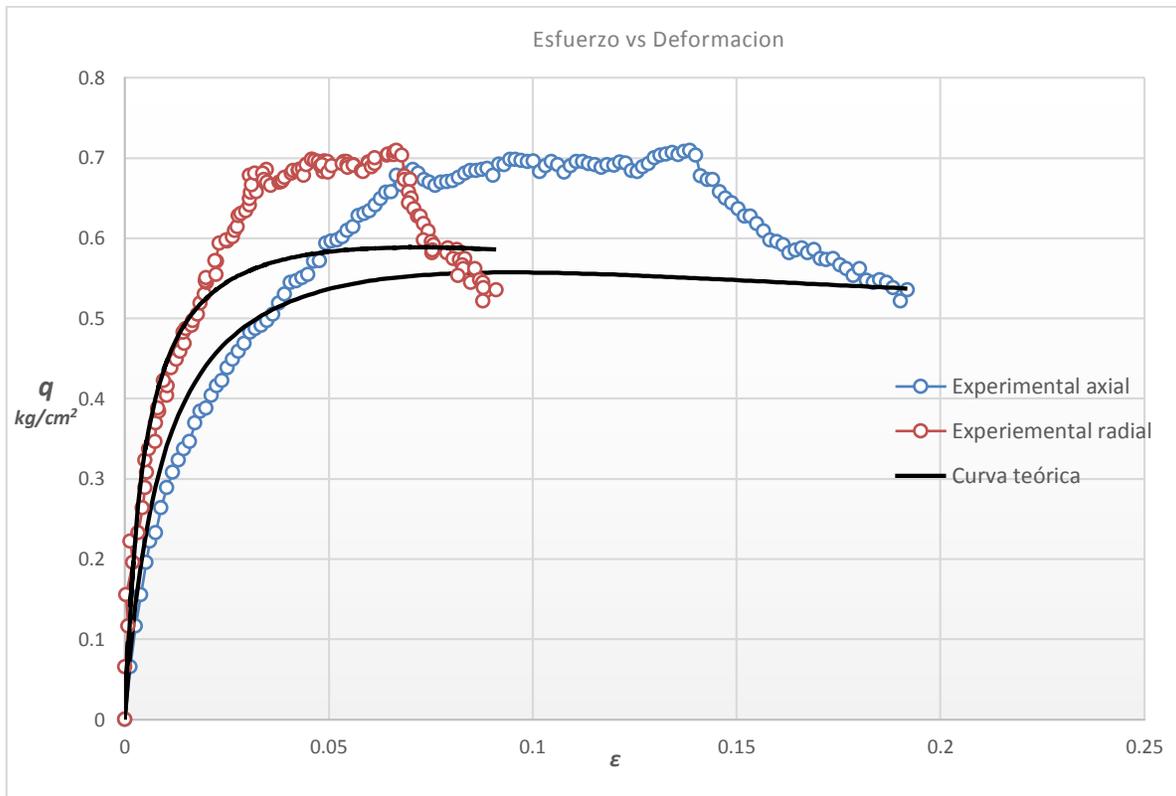
Gráfica 69.- ajuste serie 1CD OCR=6.2

Tabla 25.- Serie 1CD OCR 7.7

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	70.00	5
γ	1	2
$q_u=$	0.65	a
$q_r=$	0.50	0.014
b	c	d
1.5	0.2	1.038
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	140.00	5
γ	1	2
$q_u=$	0.65	a
$q_r=$	0.50	0.0071
b	c	d
1.5	0.2	1.038



Gráfica 70.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 7.7

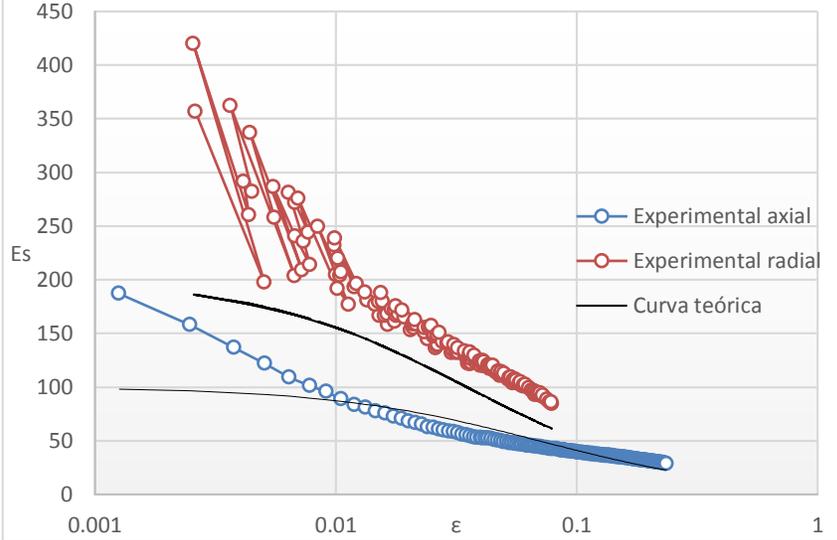


Gráfica 71.- ajuste serie 1CD OCR=7.7

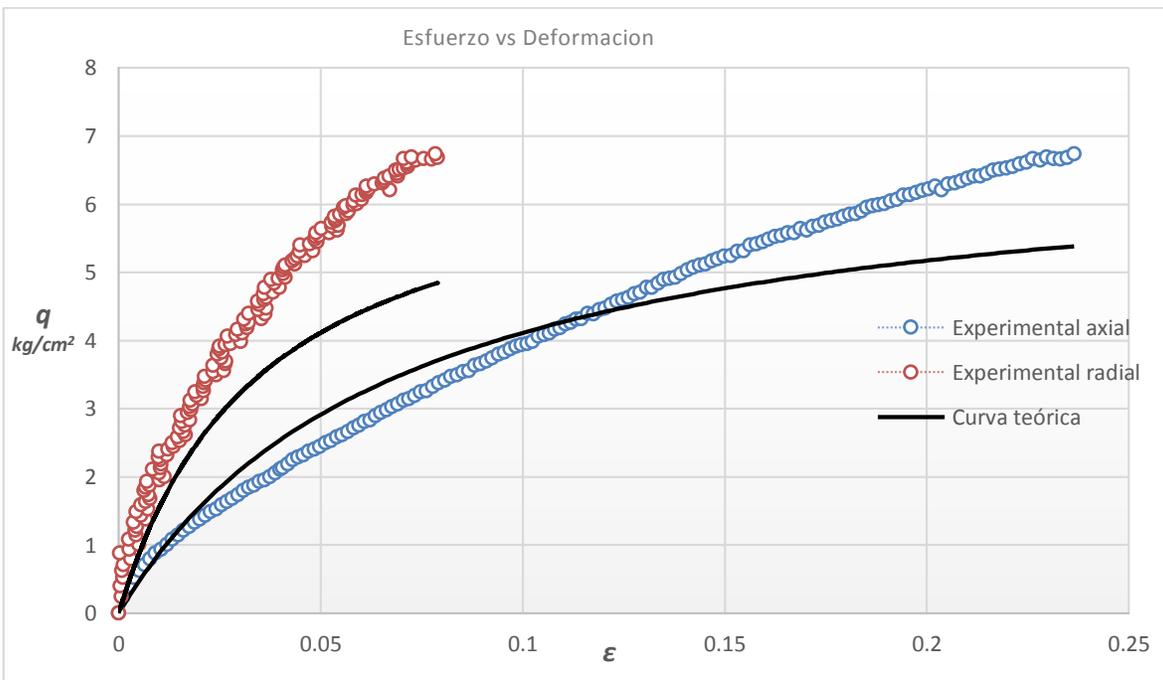
5.1.2. AJUSTE TRIAXIAL CD SERIE 2

Tabla 26.- Serie 2CD OCR 1.3

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	100.00	0.3
γ	1	2
$q_u=$	7	a
$q_r=$	6.80	0.01
b	c	d
0.1429	3.33	-6.6571
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	200.00	0.3
γ	1	2
$q_u=$	7	a
$q_r=$	6.80	0.005
b	c	d
0.1429	3.33	-6.6571



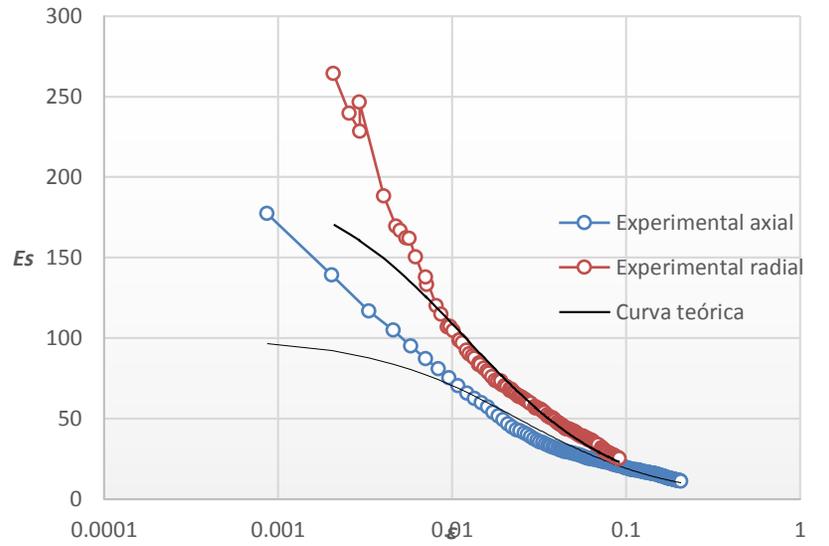
Gráfica 72.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 1.3



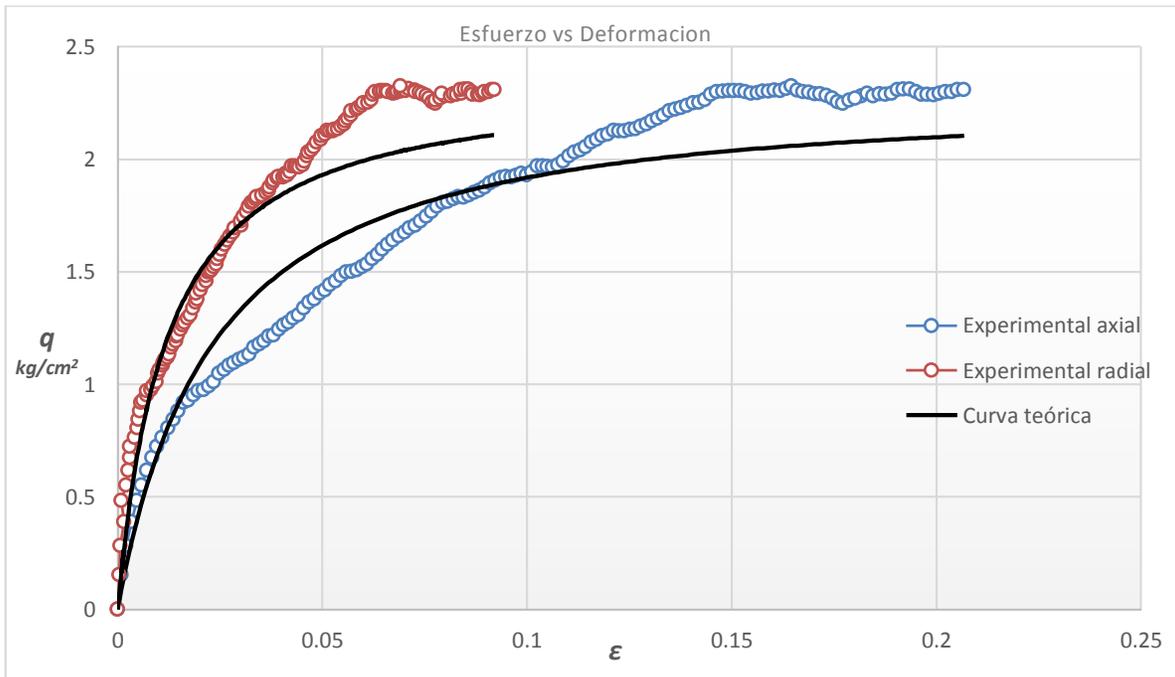
Gráfica 73.- ajuste serie 2CD OCR=1.3

Tabla 27.- Serie 2CD OCR 3.8

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	100.00	2
γ	1	2
$q_u=$	2.4	a
$q_r=$	2.30	0.01
b	c	d
0.4167	0.5	-1.8833
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	200.00	2
γ	1	2
$q_u=$	2.4	a
$q_r=$	0.30	0.005
b	c	d
0.4167	0.5	-1.8833



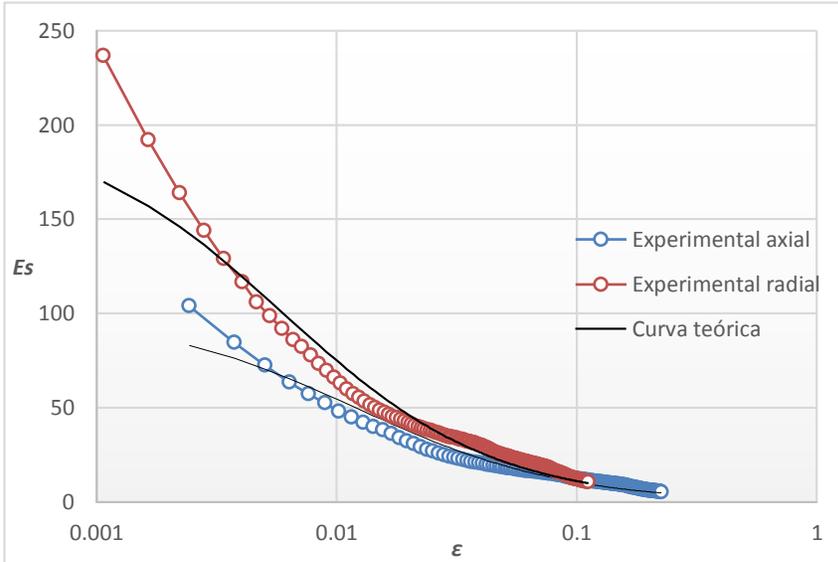
Gráfica 74.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 3.8



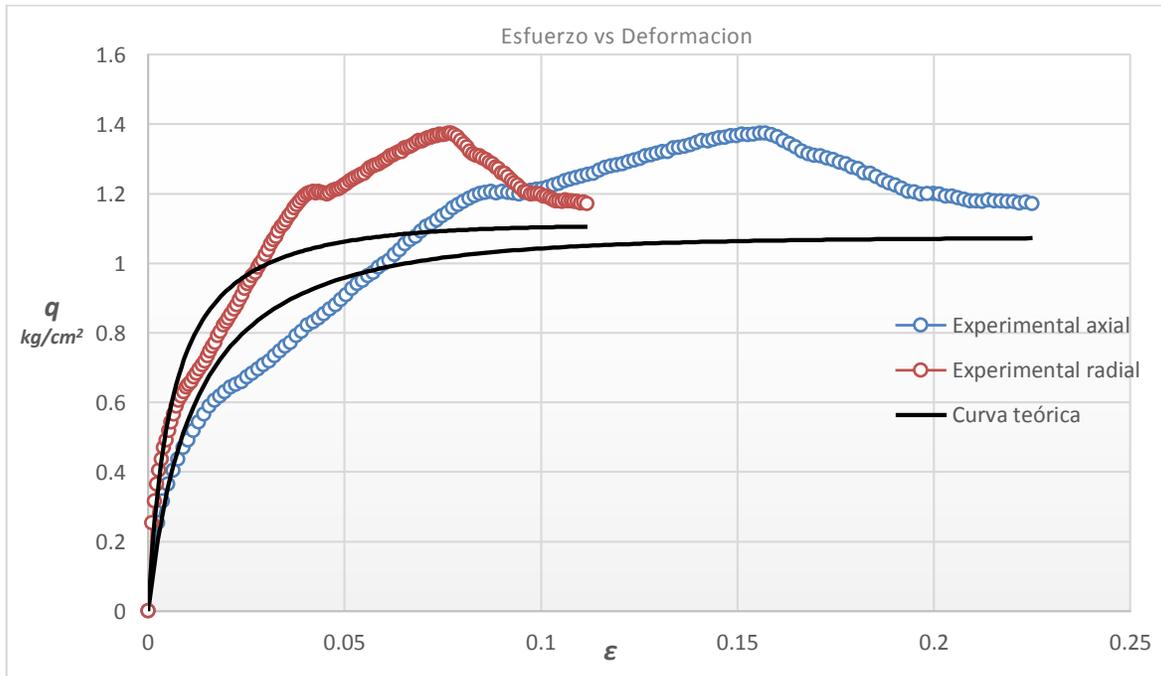
Gráfica 75.- ajuste serie 2CD OCR=3.8

Tabla 28.- Serie 2CD OCR 5.5

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	100.00	4
γ	1	2
$q_u=$	1.2	a
$q_r=$	1.10	0.01
b	c	d
0.8333	0.25	-0.2667
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	200.00	4
γ	1	2
$q_u=$	1.2	a
$q_r=$	1.10	0.005
b	c	d
0.8333	0.25	-0.2667



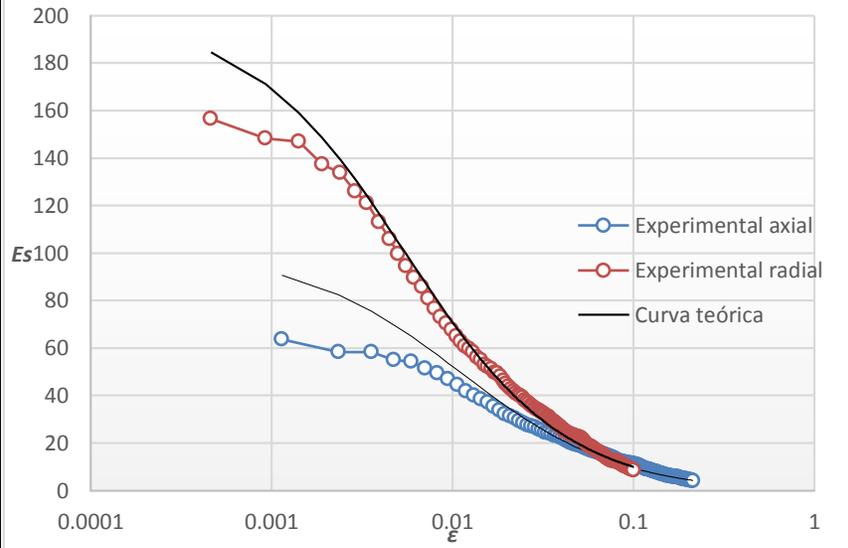
Gráfica 76.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 5.5



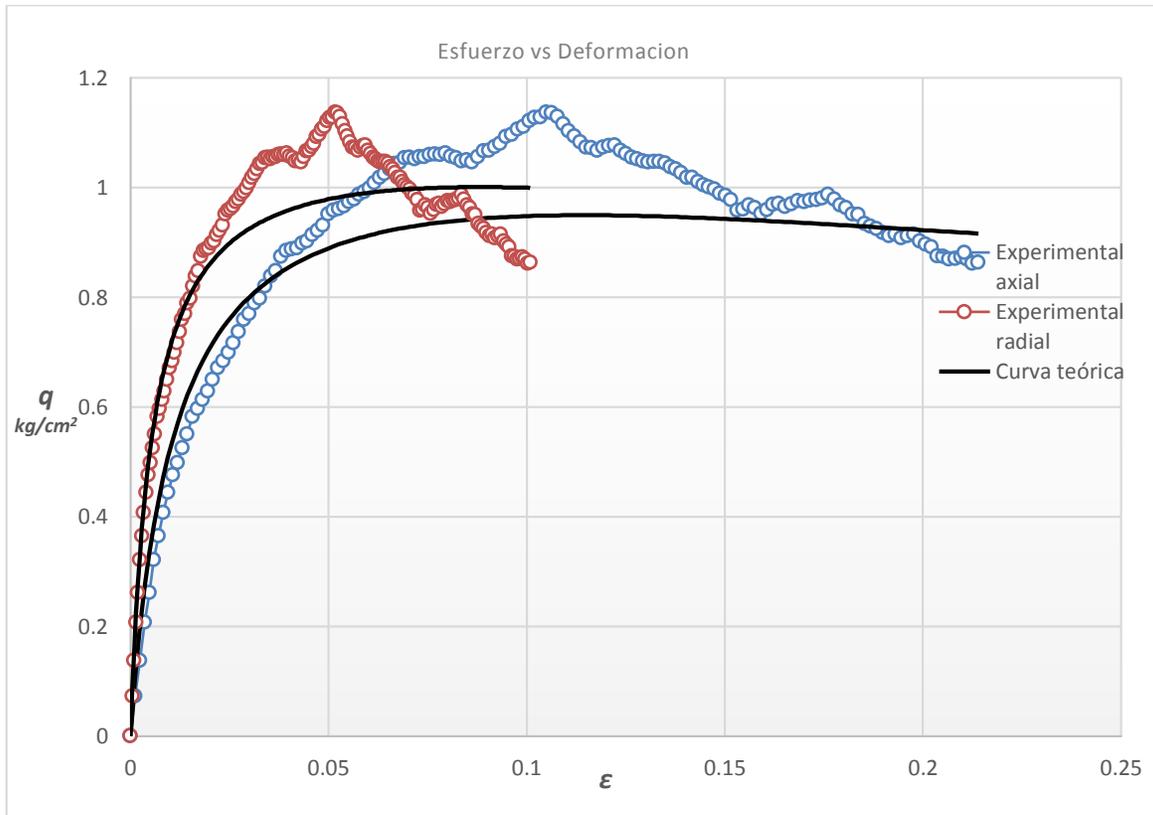
Gráfica 77.- ajuste serie 2CD OCR=5.5

Tabla 29.- Serie 2CD OCR 6.1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	100.00	5
γ	1	2
$q_u=$	1.1	a
$q_r=$	0.80	0.01
b	c	d
0.9091	0.2000	0.1091
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	200.00	5
γ	1	2
$q_u=$	1.1	a
$q_r=$	0.80	0.005
b	c	d
0.9091	0.2000	0.1091



Gráfica 78.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 6.1

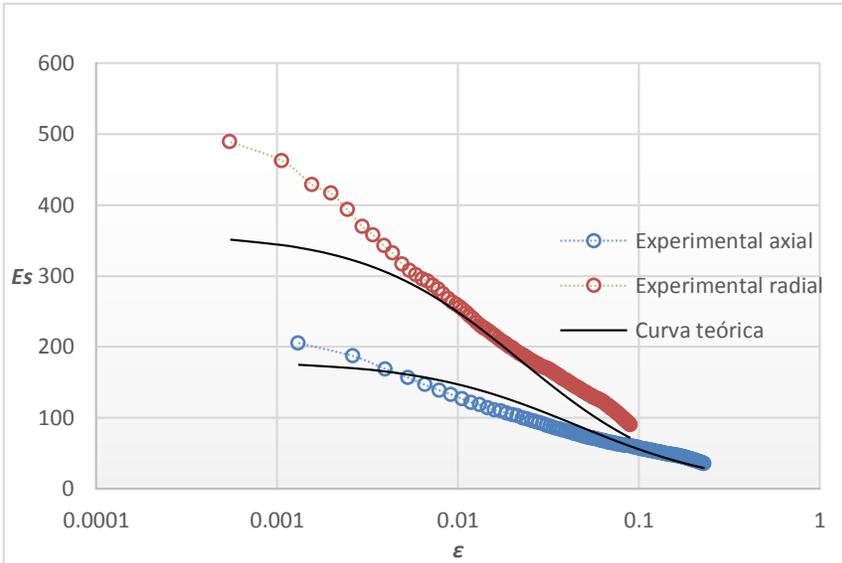


Gráfica 79.- ajuste serie 2CD OCR=6.1

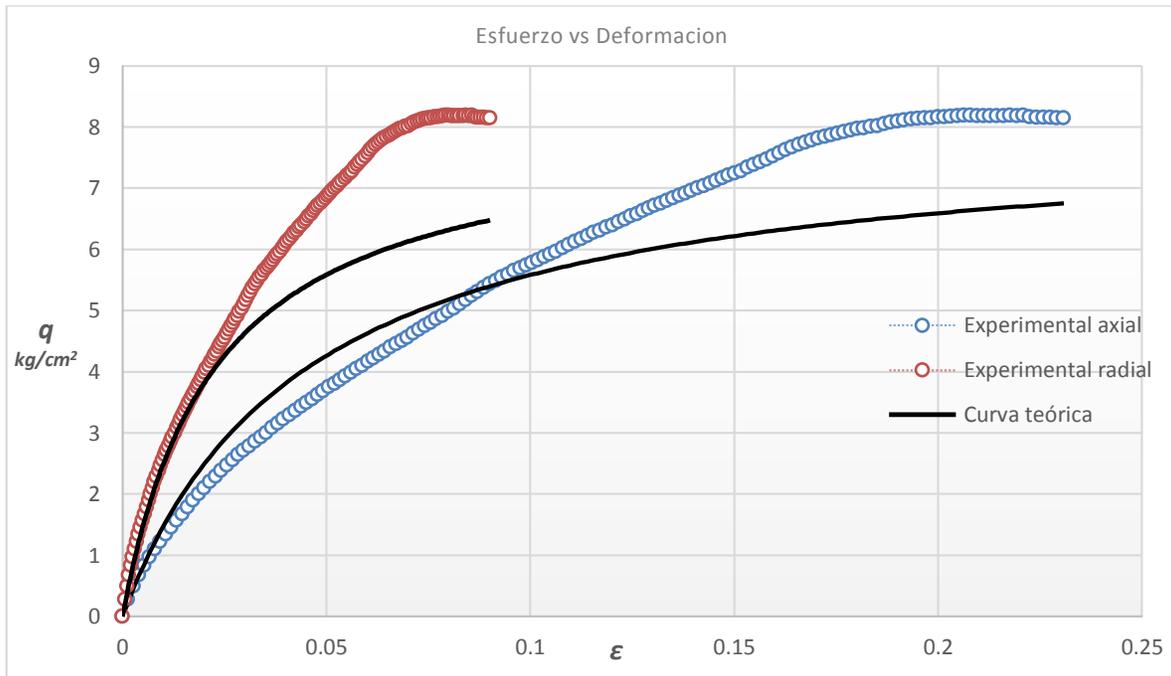
5.1.3. AJUSTE TRIAXIAL CD SERIE 3

Tabla 30.- Serie 3CD OCR 1.4

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	180.00	0.7
γ	1	2
$q_u=$	8.1	a
$q_r=$	8.00	0.0056
b	c	d
0.123	1.428	-7.87
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	360.00	0.7
γ	1	2
$q_u=$	8.1	a
$q_r=$	8.00	0.0137
b	c	d
0.123	1.428	-7.87



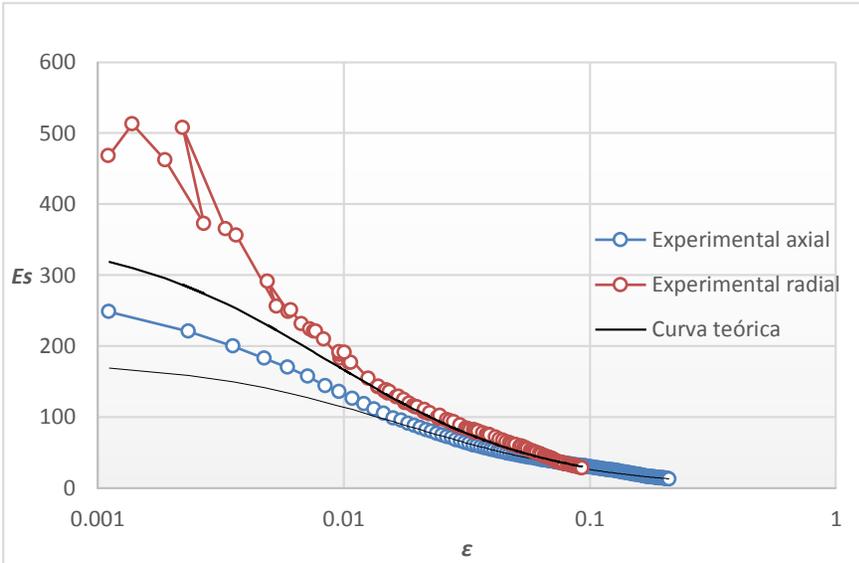
Gráfica 80.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 1.4



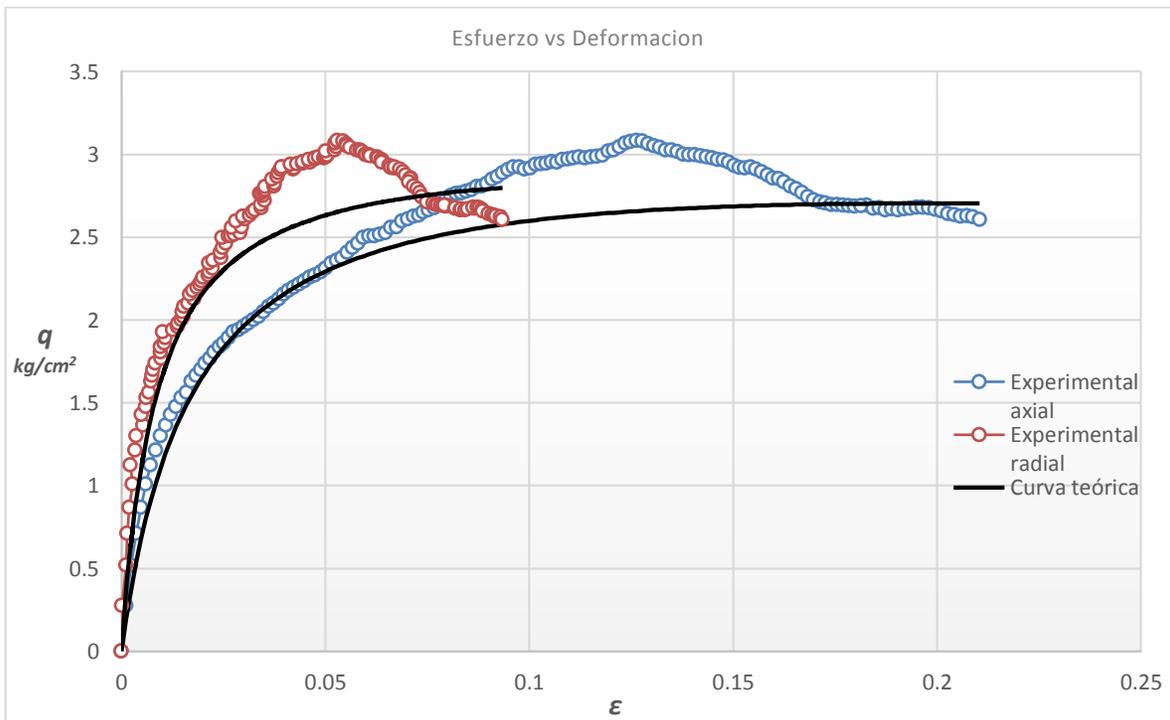
Gráfica 81.- ajuste serie 3CD OCR=1.4

Tabla 31.- Serie 3CD OCR 3.1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	180.00	5
γ	1	2
$q_u=$	3.1	<i>a</i>
$qr=$	2.50	0.005
b	c	d
0.32	0.2	-2.17
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	360.00	5
γ	1	2
$q_u=$	3.1	<i>a</i>
$qr=$	2.50	0.0028
b	c	d
0.32	0.2	-2.17



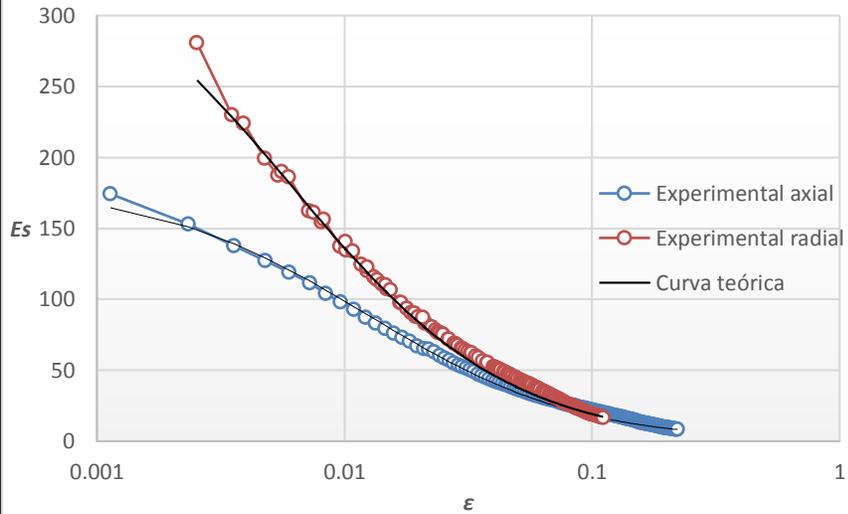
Gráfica 82.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 3.1



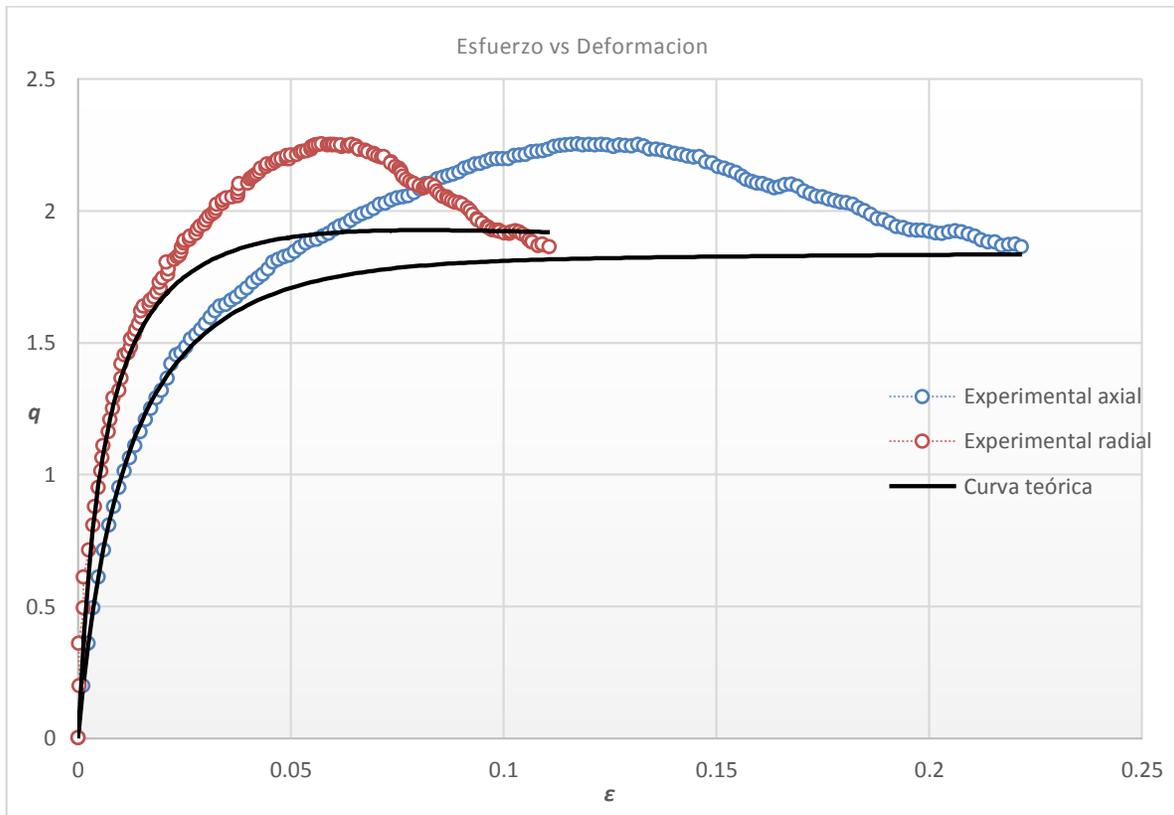
Gráfica 83.- ajuste serie 3CD OCR=3.1

Tabla 32.- Serie 3CD OCR 6.1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	180.00	30
γ	1	2
$q_u=$	2.2	<i>a</i>
$qr=$	1.90	0.0056
b	c	d
0.45	0.033	-1.445
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	360.00	30
γ	1	2
$q_u=$	2.2	<i>a</i>
$qr=$	1.90	0.0208
b	c	d
0.45	0.033	-1.445



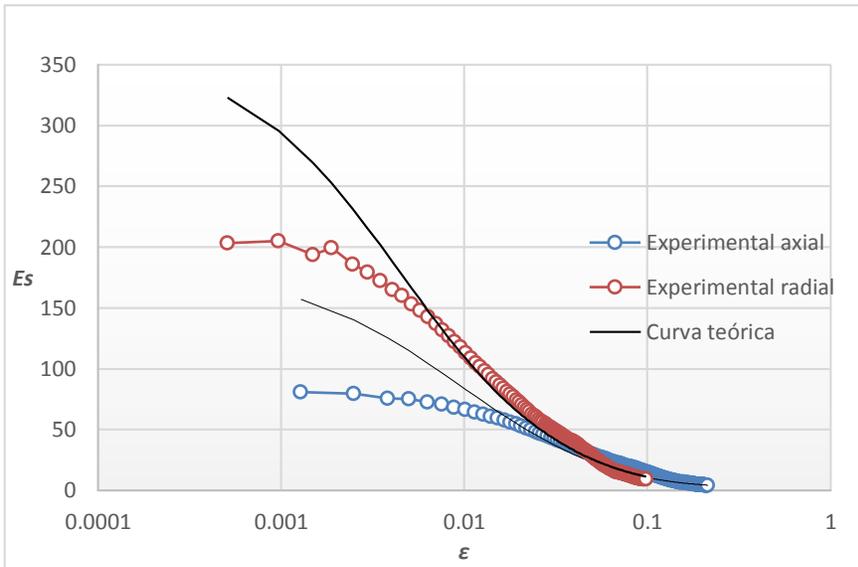
Gráfica 84.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 6.1



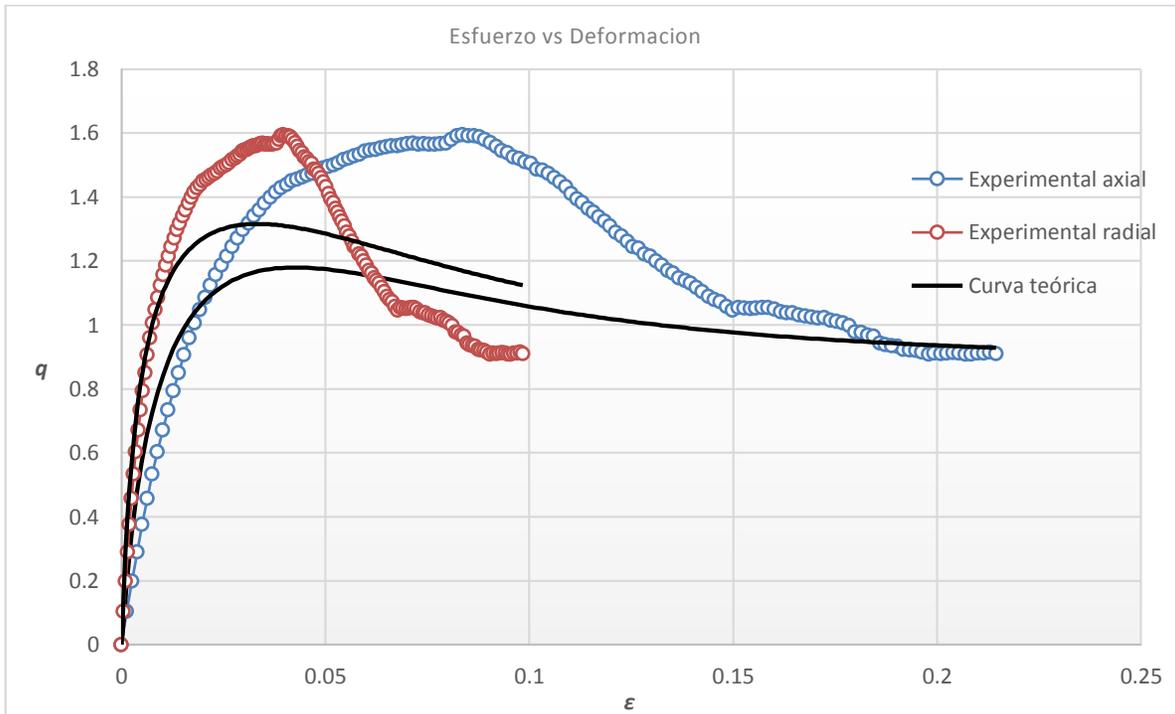
Gráfica 85.- ajuste serie 3CD OCR=6.1

Tabla 33.- Serie 3CD OCR 10.6

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	180.00	100
γ	1	2
$q_u=$	1.6	a
$q_r=$	0.90	0.0056
b	c	d
0.625	0.01	-0.275
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	360.00	100
γ	1	2
$q_u=$	1.6	a
$q_r=$	0.90	0.0244
b	c	d
0.625	0.01	-0.275



Gráfica 86.- ajuste ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 10.6



Gráfica 87.- ajuste serie 3CD OCR=10.6

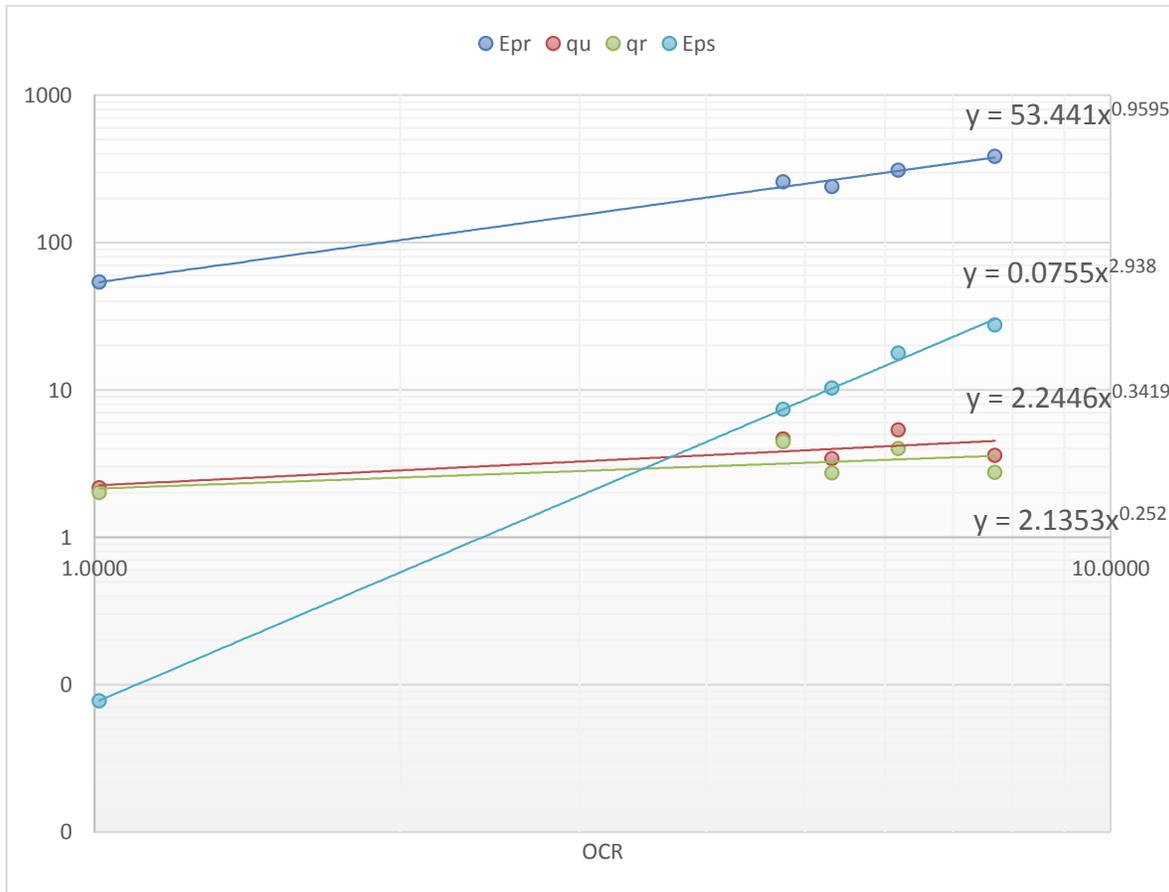
5.2. NORMALIZACIÓN DE PARAMETROS

Con base en los resultados de cada prueba (capítulo 7), se analizan los valores numéricos de los distintos parámetros (tabla 20 a 32), con objeto de encontrar tendencias se normalizaron los parámetros, respecto al esfuerzo de confinamiento de cada prueba en su etapa de falla, mostrado en las siguientes tablas resumen, dicha tendencia se puede observar en los gráficos

5.2.1. CD SERIE 1

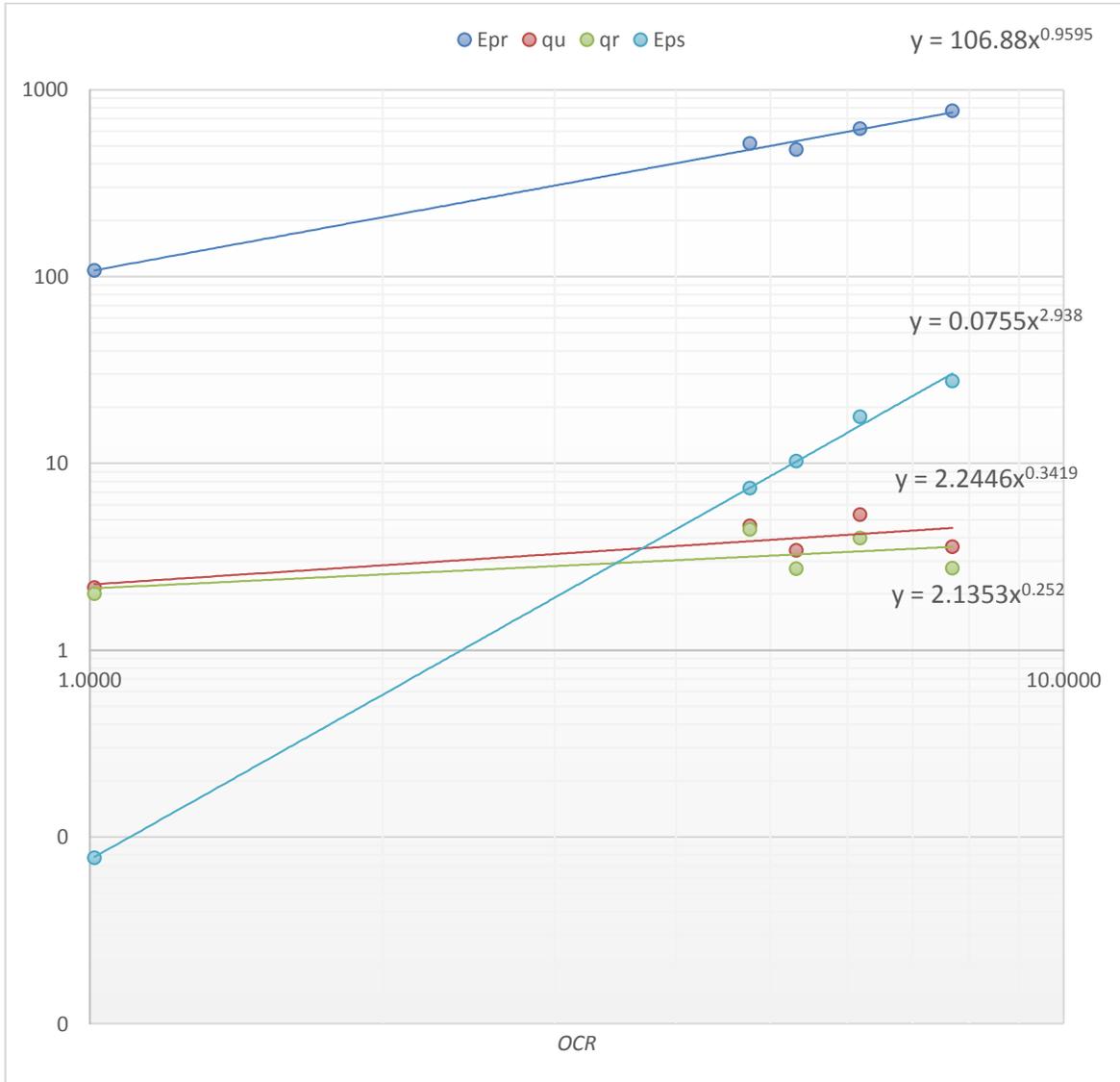
Tabla 34.- CD serie 1 deformación axial

CD	PARAMETROS									NORMALIZACIÓN			
	σ'_{cb}	σ'_c	OCR	E_{pr0}	E_{ps0}	q_u	q_r	γ_{pr}	γ_{ps}	E_{pr}/σ'_c	E_{ps}/σ'_c	q_u/σ'_c	q_r/σ'_c
1#1	1.3112	1.2963	1.0115	70.00	0.1	2.8	2.60	1	2	54	0.0771	2.1600	2.0057
1#2	1.2899	0.2709	4.7611	70.00	2	1.3	1.20	1	2	258	7.3823	4.6140	4.4294
1#3	1.5571	0.2928	5.3173	70.00	3	1	0.80	1	2	239	10.2446	3.4149	2.7319
1#4	1.3959	0.2257	6.1837	70.00	4	1.2	0.90	1	2	310	17.7192	5.3158	3.9868
1#5	1.3986	0.1819	7.6889	70.00	5	0.7	0.50	1	2	385	27.4870	3.5733	2.7487



Gráfica 88.- Parametros CD serie 1: Epr, q_u , q_r y Eps normalizados vs OCR deformación axial

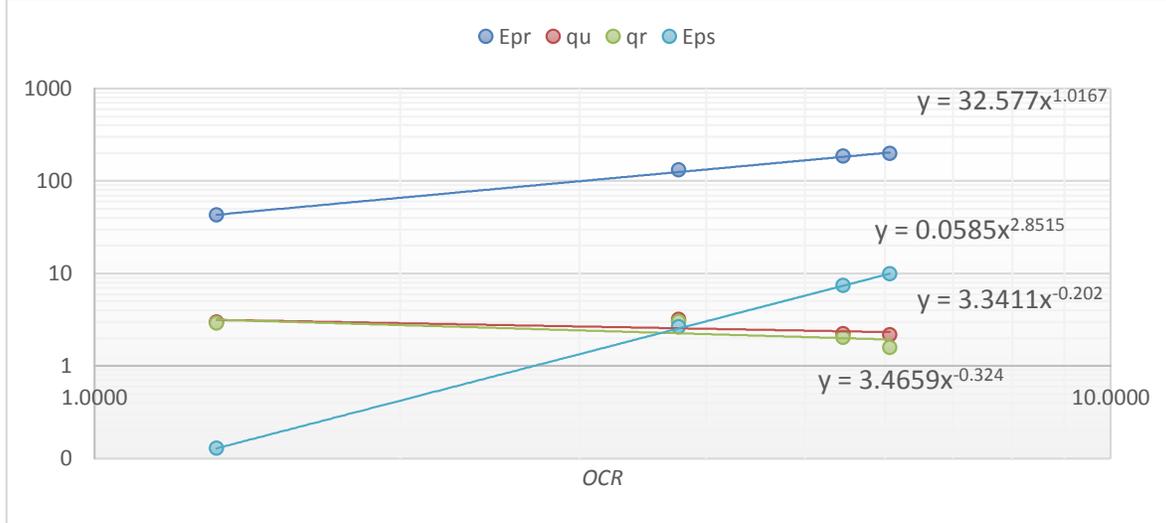
Tabla 35.- CD serie 1 deformación radial													
CD	PARAMETROS									NORMALIZACIÓN			
	σ'_{cb}	σ'_c	OCR	E_{pr0}	E_{ps0}	q_u	q_r	γ_{pr}	γ_{ps}	E_{pr}/σ'_c	E_{ps}/σ'_c	q_u/σ'_c	q_r/σ'_c
1#1	1.311	1.296	1.0115	140	0.1	2.8	2.60	1	2	108	0.0771	2.1600	2.0057
1#2	1.289	0.270	4.7611	140	2	1.3	1.20	1	2	517	7.3823	4.6140	4.4294
1#3	1.557	0.292	5.3173	140	3	1	0.80	1	2	478	10.2446	3.4149	2.7319
1#4	1.395	0.225	6.1837	140	4	1.2	0.90	1	2	620	17.7192	5.3158	3.9868
1#5	1.398	0.181	7.6889	140	5	0.7	0.50	1	2	770	27.4870	3.5733	2.7487



Gráfica 89.- Parametros CD serie 1: E_{pr} , q_u , q_r y E_{ps} normalizados vs OCR deformación radial

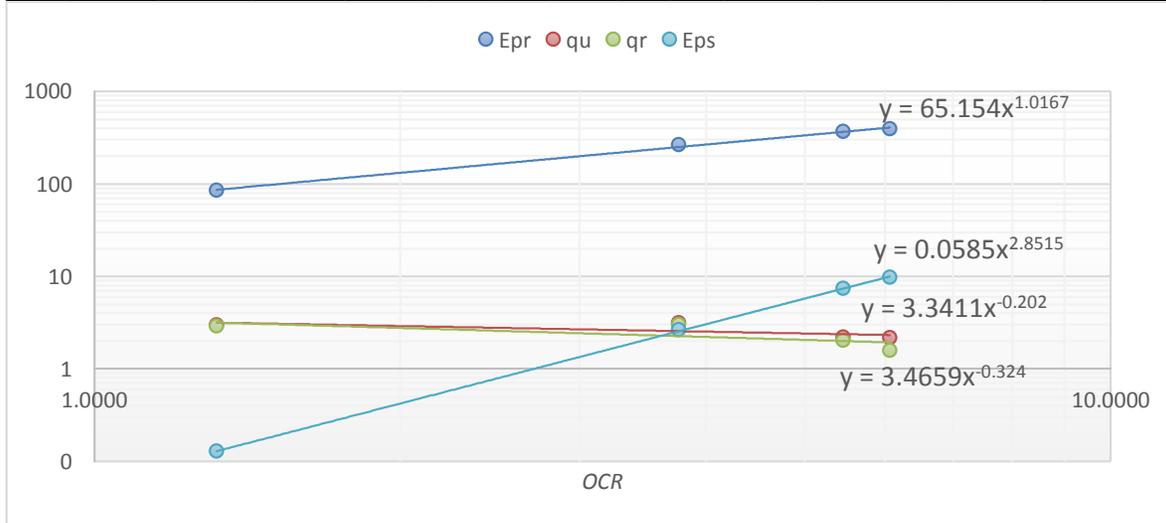
5.2.2. CD SERIE 2

Tabla 36.- CD serie 2 deformación axial													
PARAMETROS										NORMALIZACIÓN			
CD	σ'_{cb}	σ'_c	OCR	E_{pr0}	E_{ps0}	q_u	q_r	γ_{pr}	γ_{ps}	E_{pr0}/σ'_c	E_{ps0}/σ'_c	q_u/σ'_c	q_r/σ'_c
2#1	3.102	2.352	1.3189	100	0.3	7	6.80	1	2	43	0.1275	2.9754	2.8904
2#2	2.862	0.761	3.7571	100	2	2.4	2.30	1	2	131	2.6250	3.1500	3.0187
2#3	2.968	0.544	5.4534	100	4	1.2	1.10	1	2	184	7.3481	2.2044	2.0207
2#4	3.092	0.509	6.0662	100	5	1.1	0.80	1	2	196	9.8066	2.1575	1.5691



Gráfica 90.- Parametros CD serie 2: E_{pr} , q_u , q_r y E_{ps} normalizados vs OCR deformación axial

Tabla 37.- CD serie 2 deformación radial													
PARAMETROS										NORMALIZACIÓN			
CD	σ'_{cb}	σ'_c	OCR	E_{pr0}	E_{ps0}	q_u	q_r	γ_{pr}	γ_{ps}	E_{pr0}/σ'_c	E_{ps0}/σ'_c	q_u/σ'_c	q_r/σ'_c
2#1	3.102	2.352	1.3189	200	0.3	7	6.80	1	2	85	0.1275	2.9754	2.8904
2#2	2.862	0.761	3.7571	200	2	2.4	2.30	1	2	262	2.6250	3.1500	3.0187
2#3	2.968	0.544	5.4534	200	4	1.2	1.10	1	2	367	7.3481	2.2044	2.0207
2#4	3.092	0.509	6.0662	200	5	1.1	0.80	1	2	392	9.8066	2.1575	1.5691

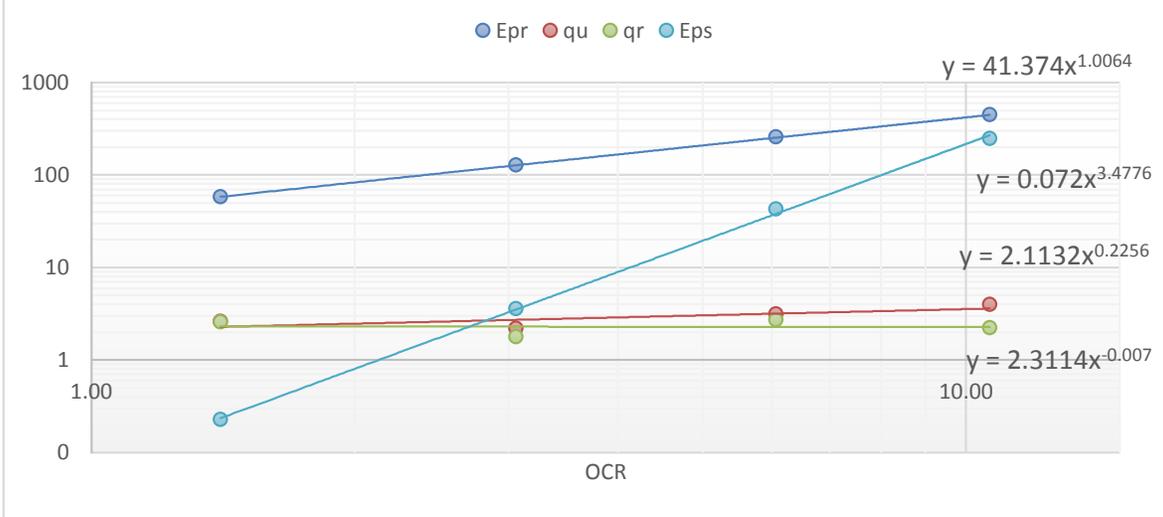


Gráfica 91.- Parametros CD serie 2: E_{pr} , q_u , q_r y E_{ps} normalizados vs OCR deformación radial

5.2.3. CD SERIE 3

Tabla 38.- CD serie 3 deformación axial

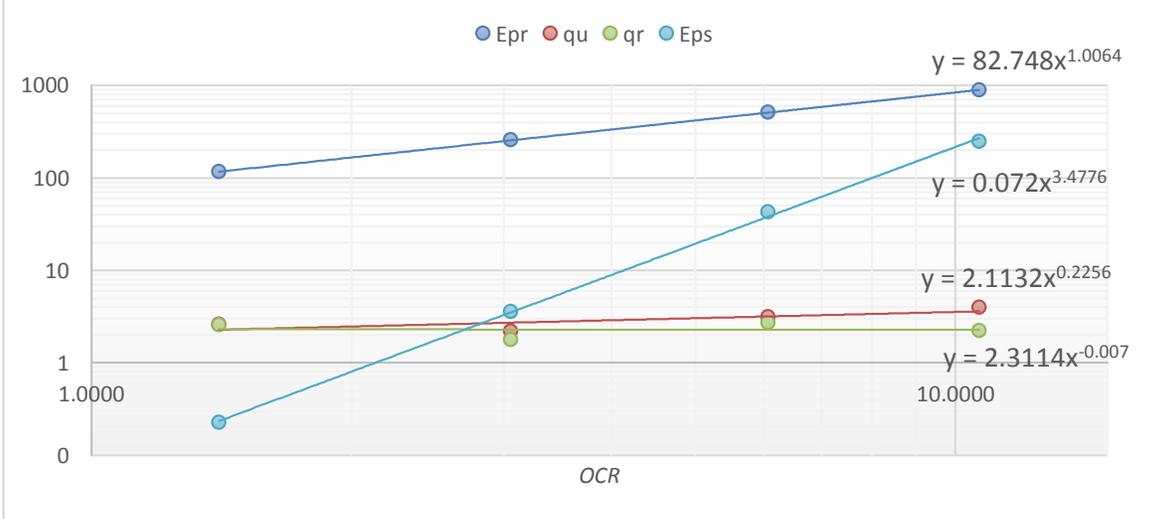
PARAMETROS										NORMALIZACIÓN			
CD	σ'_{cb}	σ'_c	OCR	Epr_0	Eps_0	q_u	q_r	γ_{pr}	γ_{ps}	Epr_0/σ'_c	Eps_0/σ'_c	q_u/σ'_c	q_r/σ'_c
3#1	4.36	3.10	1.40	180	0.7	8.1	8.0	1	2	58	0.23	2.61	4.36
3#2	4.30	1.41	3.06	180	5	3.1	2.5	1	2	128	3.55	2.20	4.30
3#3	4.27	0.70	6.07	180	30	2.2	1.9	1	2	256	42.61	3.12	4.27
3#4	4.31	0.40	10.65	180	100	1.6	0.9	1	2	445	247.00	3.95	4.31



Gráfica 92.- Parámetros CD serie 3: Epr , q_u , q_r y Eps normalizados vs OCR deformación axial

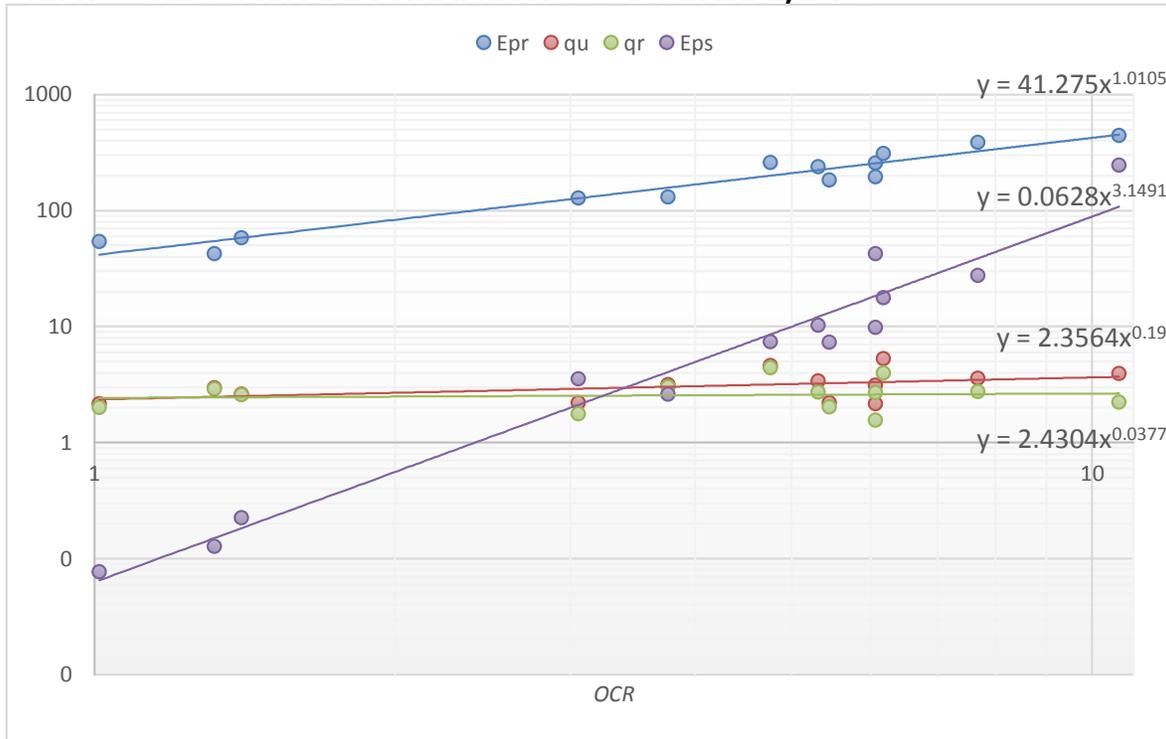
Tabla 39.- CD serie 3 deformación radial

PARAMETROS										NORMALIZACIÓN			
CD	σ'_{cb}	σ'_c	OCR	Epr_0	Eps_0	q_u	q_r	γ_{pr}	γ_{ps}	Epr/σ'_c	Eps/σ'_c	q_u/σ'_c	q_r/σ'_c
3#1	4.358	3.104	1.404	360	0.7	8.1	8	1	2	116	0.2255	2.6090	2.5767
3#2	4.303	1.407	3.057	360	5	3.1	2.5	1	2	256	3.5523	2.2024	1.7762
3#3	4.272	0.704	6.067	360	30	2.2	1.9	1	2	511	42.6072	3.1245	2.6985
3#4	4.311	0.404	10.64	360	100	1.6	0.9	1	2	889	247.0038	3.9521	2.2230

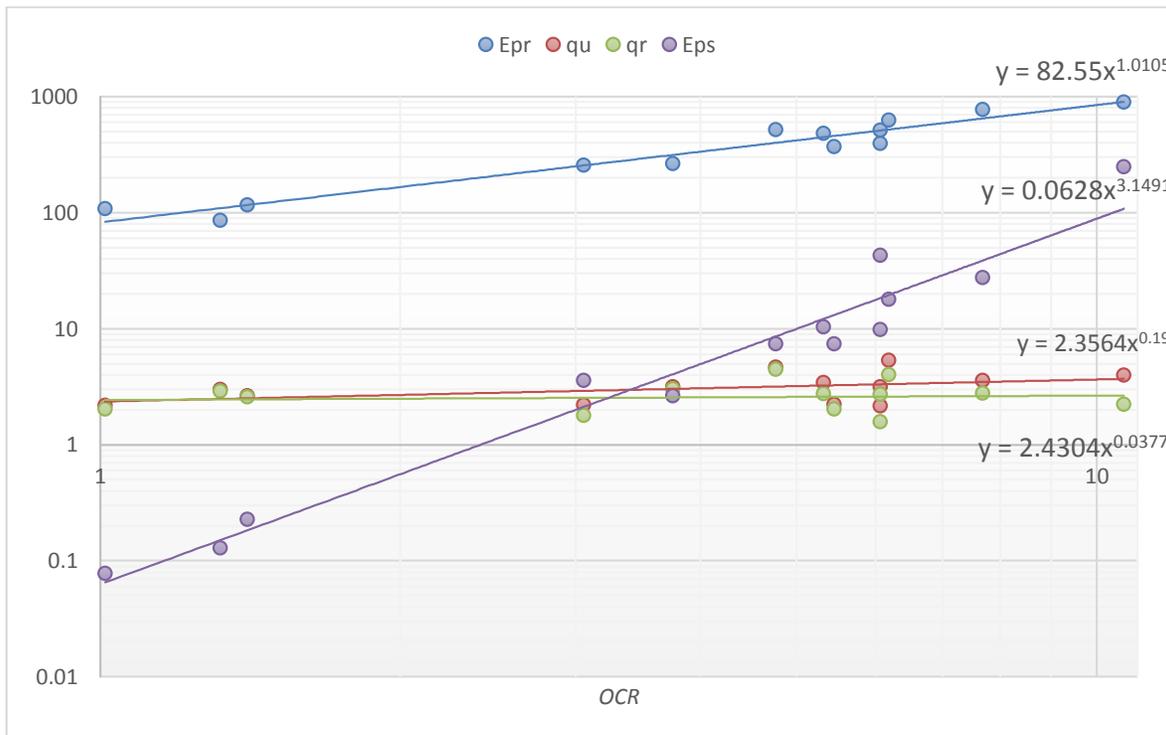


Gráfica 93.- Parámetros CD serie 3: Epr , q_u , q_r y Eps normalizados vs OCR deformación radial

5.2.4. RESUMEN DE PARAMETROS CD SERIE 1,2 Y 3



Gráfica 94.- Parametros CD serie 1,2 y 3: E_{pr} , q_u , q_r y E_{ps} normalizados vs OCR deformación axial



Gráfica 95.- Parametros CD serie 1,2 y 3: E_{pr} , q_u , q_r y E_{ps} normalizados vs OCR deformación radial

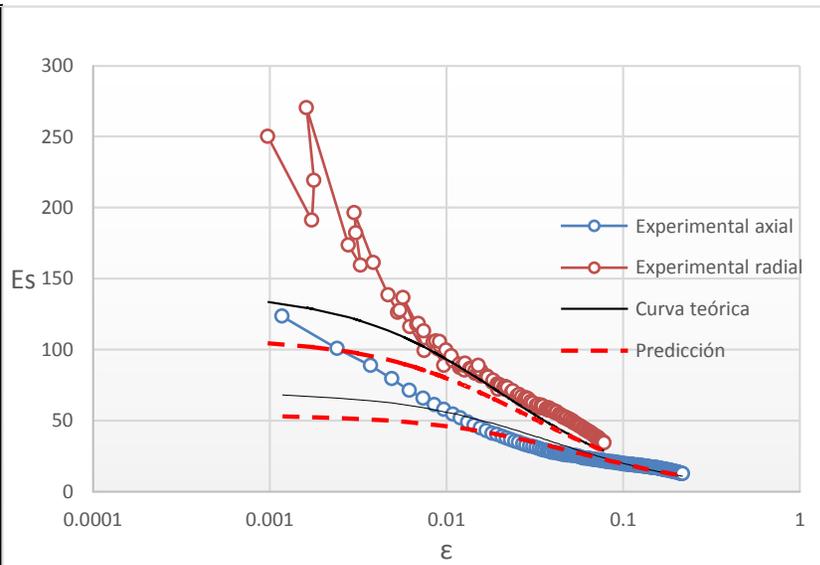
5.3. NIVEL DE PREDICCIÓN

Se toma de las gráficas 94 Y 95 la ecuación “y” de cada recta, y con esta se modifican los parámetros normalizados, siendo estos los parámetros finales para calcular el valor de “q” y así poder predecir los resultados de otro material con características similares, mostrando estos resultados en las gráficas y tablas siguientes.

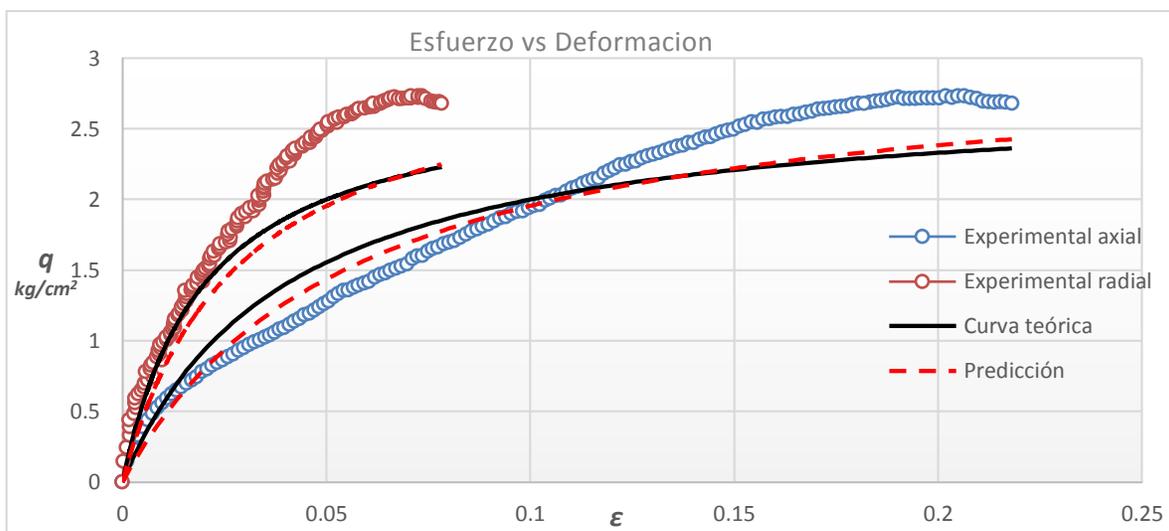
5.3.1. PREDICCIÓN CD SERIE 1

Tabla 40.- Serie 1CD OCR1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	54.1244	0.08438
γ	1	2
$q_u=$	3.06	a
$qr=$	3.15190	0.01848
b	c	d
0.326	11.851	-2.8252
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	108.25	0.08438
γ	1	2
$q_u=$	3.06	a
$qr=$	3.15	0.009
b	c	d
0.326	11.851	-2.8252



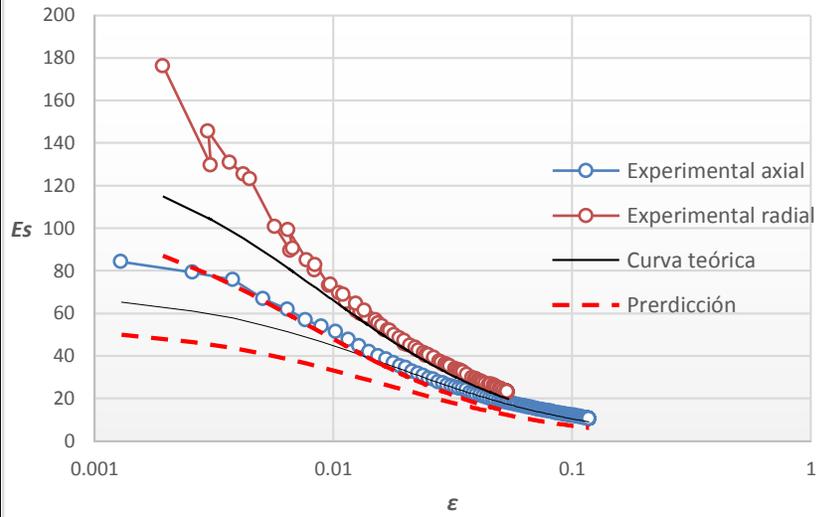
Gráfica 96.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 1



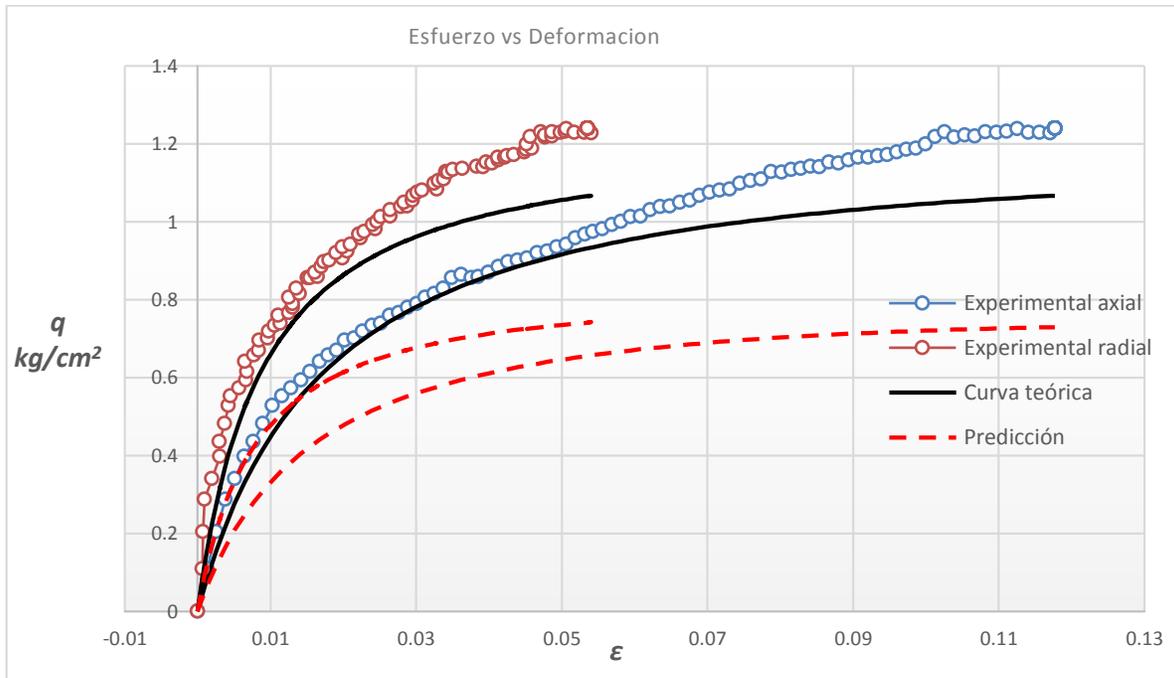
Gráfica 97.- predicción serie 1CD OCR=1

Tabla 41.- Serie 1CD OCR4.8

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	54.1189	2.3172
γ	1	2
$q_u=$	0.86	a
$q_r=$	0.6983	0.0185
b	c	D
1.16	0.4315	0.4662
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	108.24	2.3172
γ	1	2
$q_u=$	0.86	a
$q_r=$	0.70	0.0092
B	c	D
1.16	0.4315	0.4662



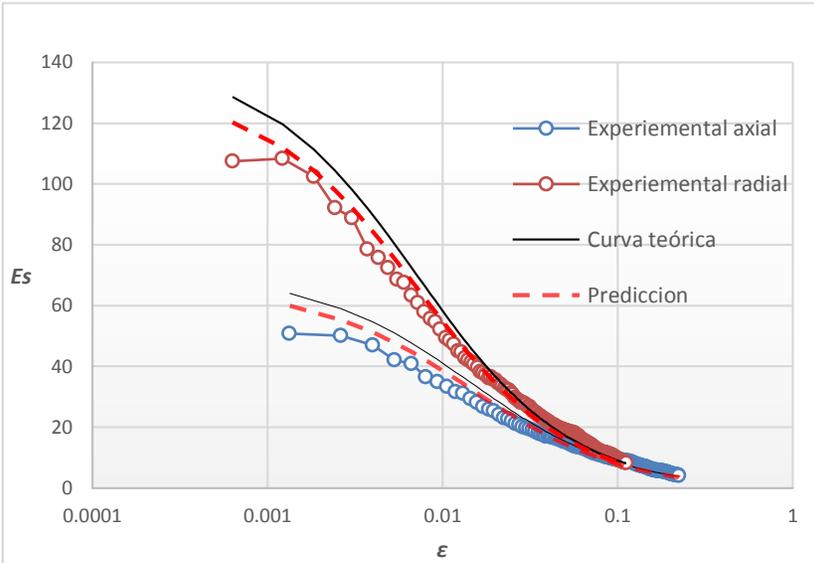
Gráfica 98.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 4.8



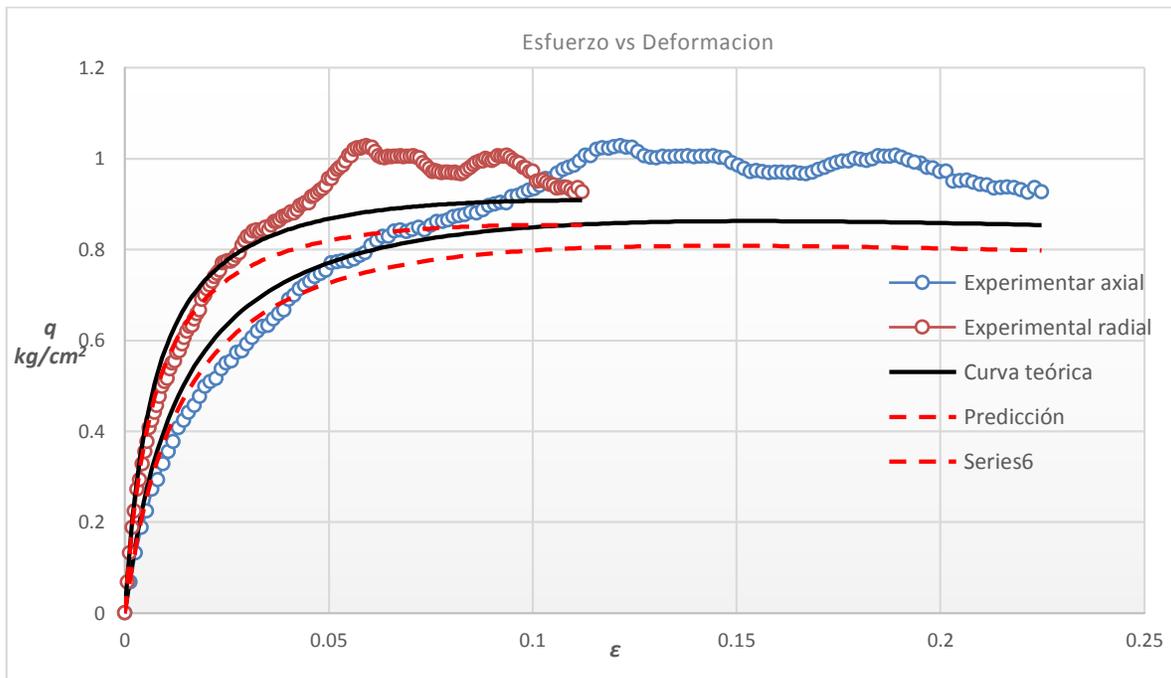
Gráfica 99.- predicción serie 1CD OCR=4.8

Tabla 42.- Serie 1CD OCR5.3

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	65.4062	3.5469
γ	1	2
$q_u=$	0.95	a
$q_r=$	0.7580	0.0153
b	c	d
1.05	0.2819	0.2970
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	130.81	3.5469
γ	1	2
$q_u=$	0.95	a
$q_r=$	0.76	0.0076
b	c	d
1.05	0.2819	0.2970



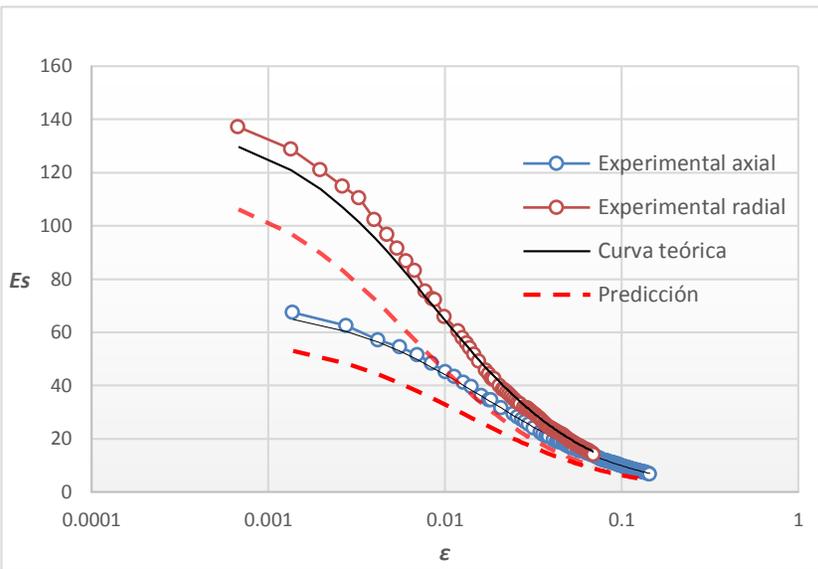
Gráfica 100.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 5.3



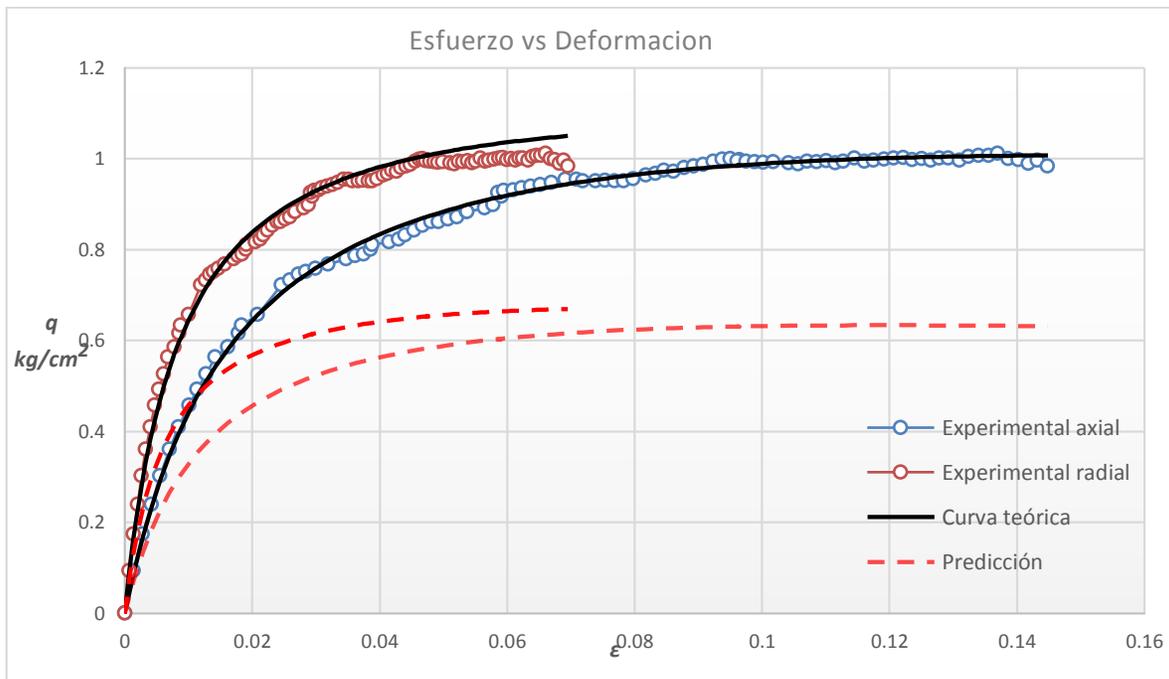
Gráfica 101.- predicción serie 1CD OCR=5.3

Tabla 43.- Serie 1CD OCR6.2

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	58.7300	4.3984
γ	1	2
$q_u=$	0.75	a
$q_r=$	0.5877	0.0170
b	c	d
1.329	0.2274	0.7422
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	117.46	4.3984
γ	1	2
$q_u=$	0.75	a
$q_r=$	0.59	0.0085
b	c	d
1.329	0.2274	0.7422



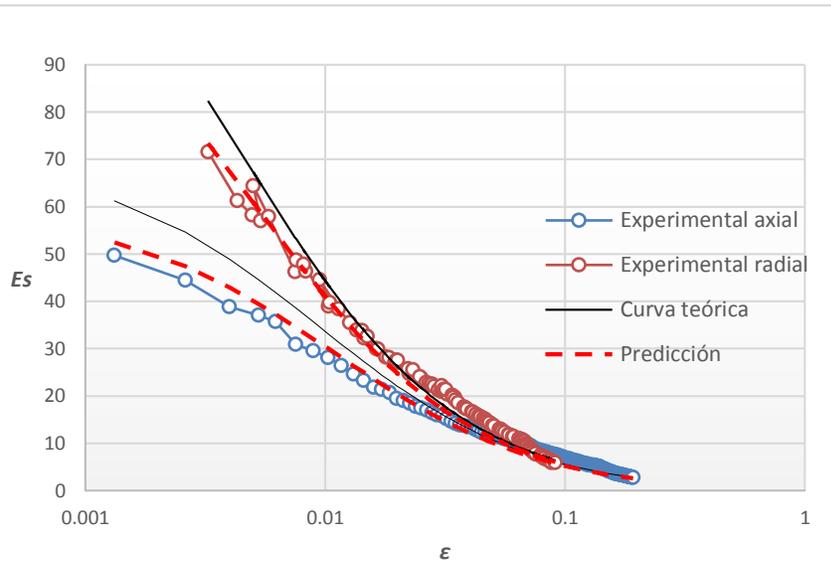
Gráfica 102.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 6.2



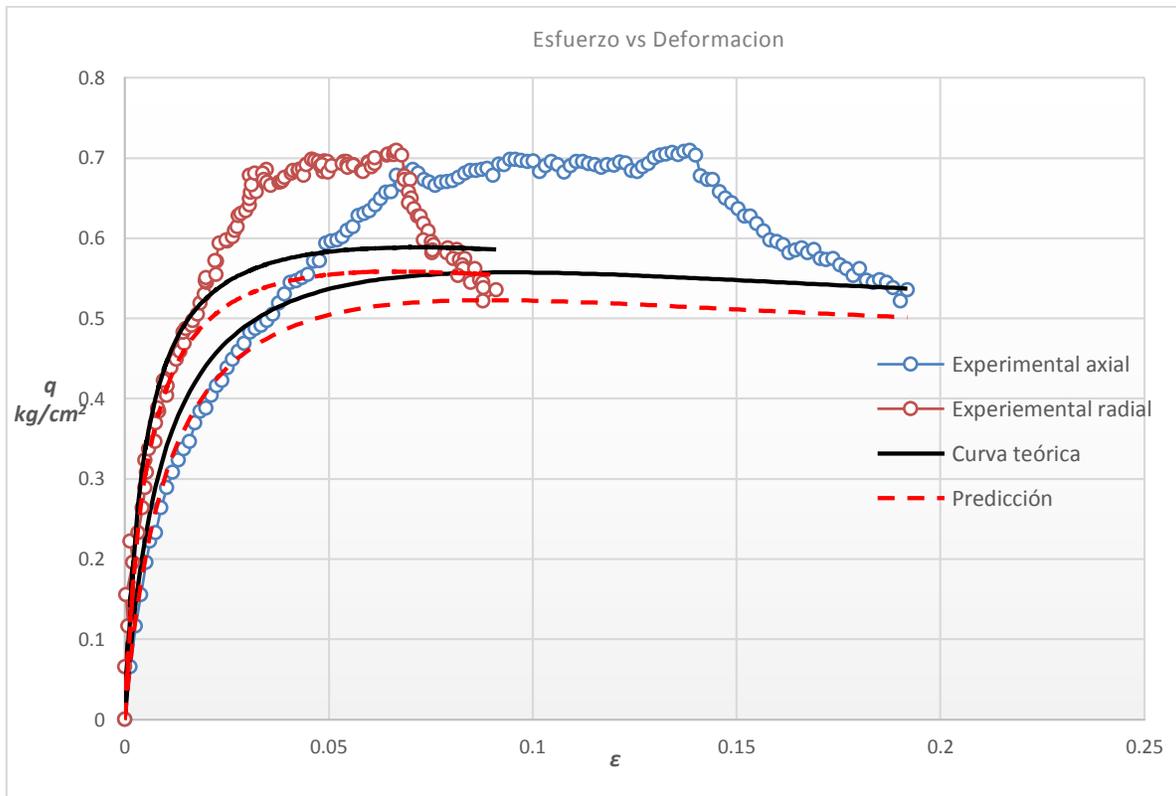
Gráfica 103.- predicción serie 1CD OCR=6.2

Tabla 44.- Serie 1CD OCR 7.7

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	58.9786	7.0384
γ	1	2
$q_u=$	0.63	a
$q_r=$	0.4774	0.0170
b	c	d
1.583	0.1421	1.1060
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	117.96	7.0384
γ	1	2
$q_u=$	0.63	a
$q_r=$	0.48	0.0085
b	c	d
1.583	0.1421	1.1060



Gráfica 104.- predicción ϵ vs modulo secante serie 1CD OCR 7.7

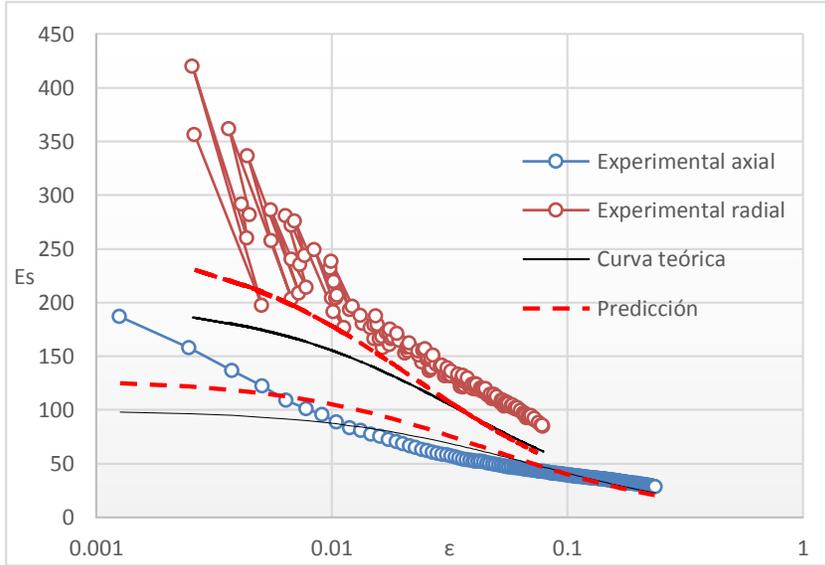


Gráfica 105.- predicción serie 1CD OCR=7.7

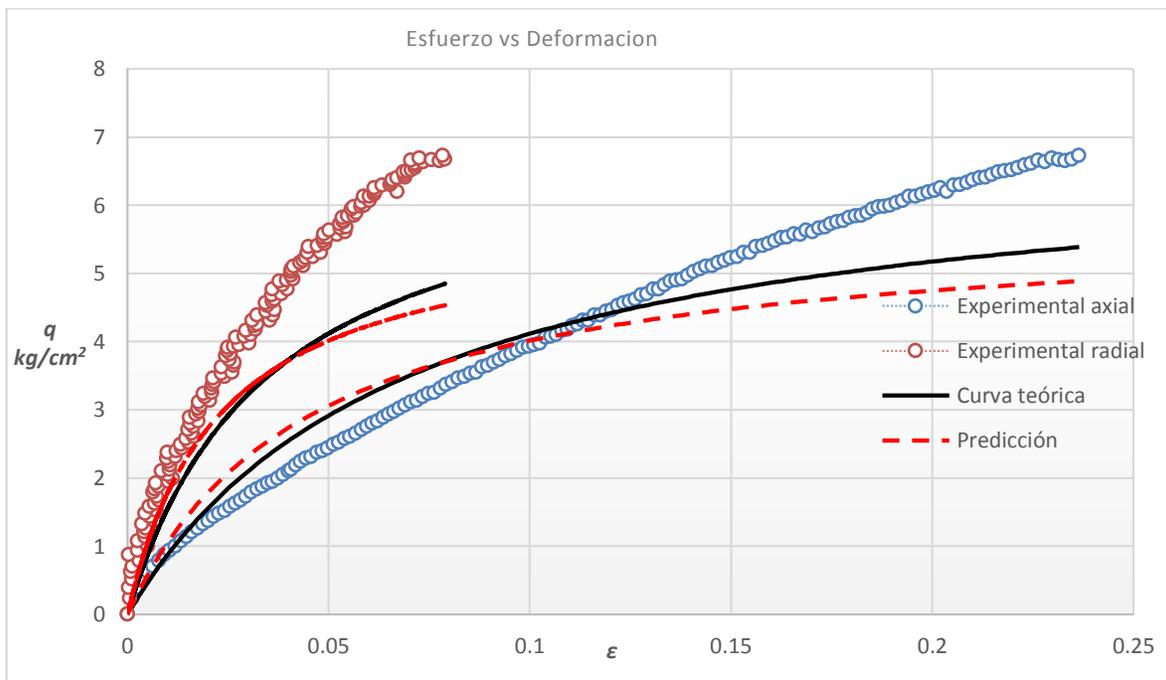
5.3.2. PREDICCIÓN CD SERIE 2

Tabla 45.- Serie 2CD OCR 1.3

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	128.4413	0.3532
γ	1	2
$q_u=$	5.84	a
$q_r=$	5.7778	0.0078
b	c	d
0.1711	2.8311	-5.6067
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	256.88	0.3532
γ	1	2
$q_u=$	5.84	a
$q_r=$	5.78	0.0039
b	c	d
0.1711	2.8311	-5.6067



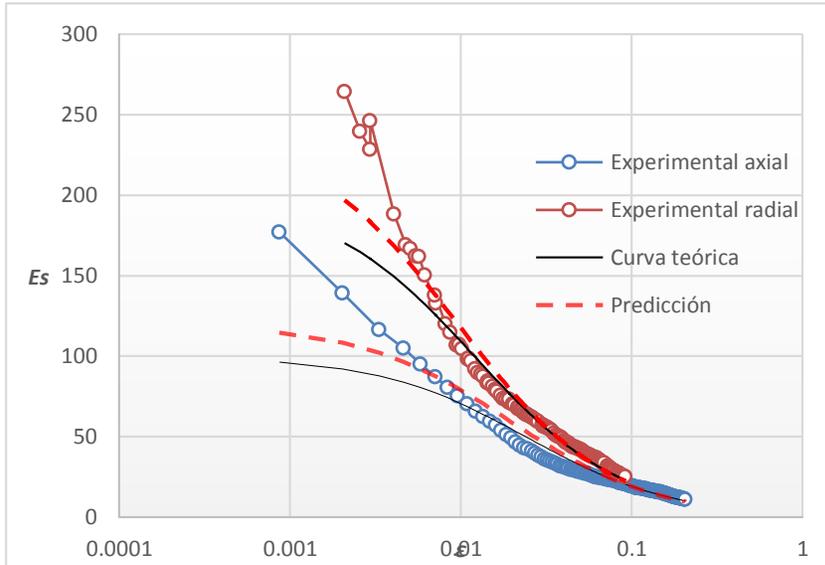
Gráfica 106.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 1.3



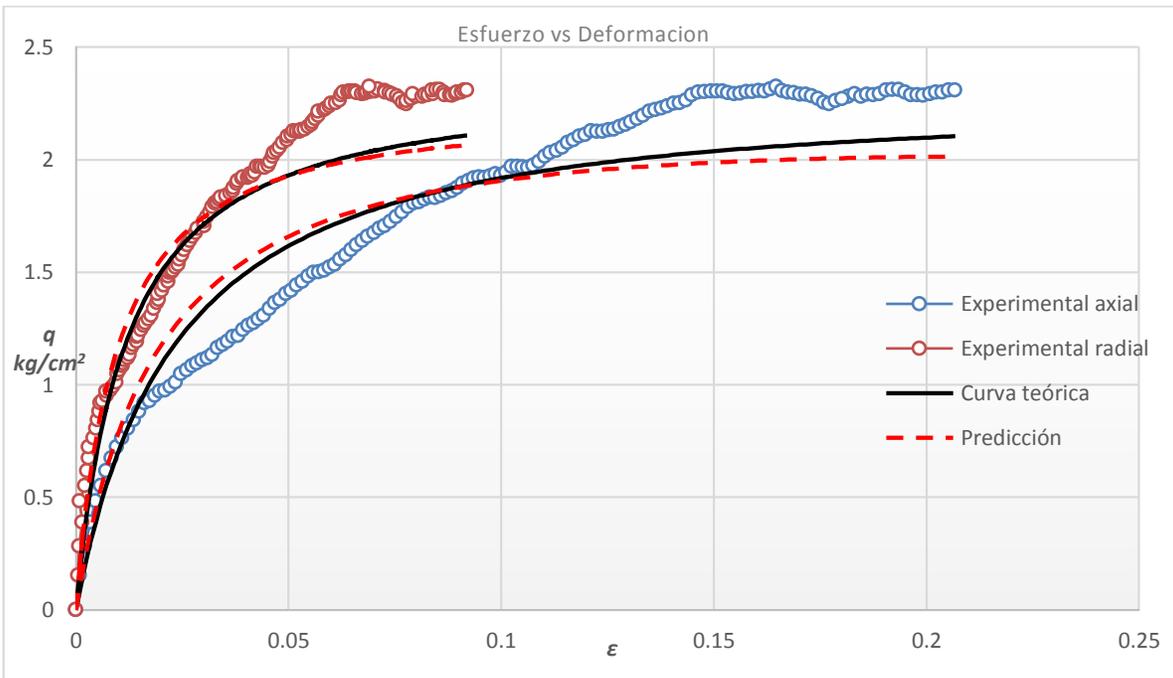
Gráfica 107.- predicción serie 2CD OCR=1.3

Tabla 46.- Serie 2CD OCR 3.8

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	119.8076	3.0913
γ	1	2
$q_u=$	2.31	a
$q_r=$	1.9465	0.0083
b	c	d
0.4331	0.3235	-1.5134
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	239.62	3.0913
γ	1	2
$q_u=$	2.31	a
$q_r=$	1.95	0.0042
b	c	d
0.4331	0.3235	-1.5134



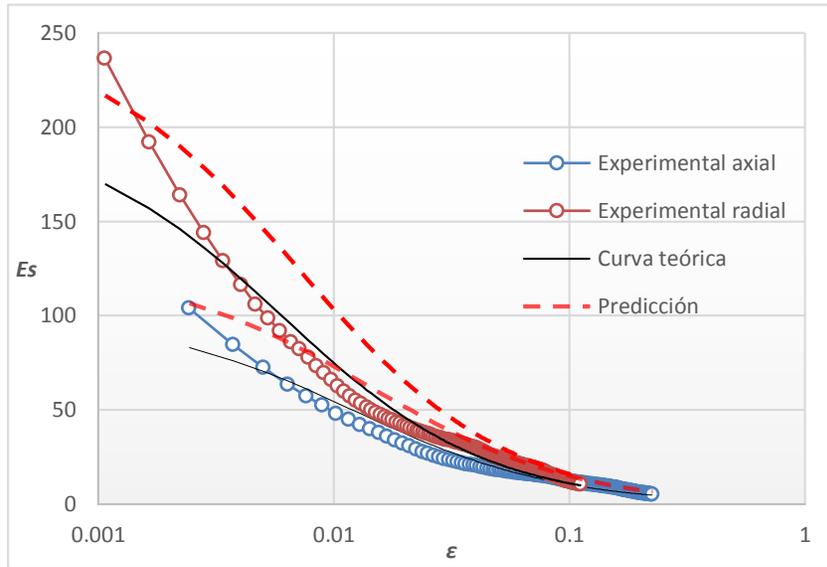
Gráfica 108.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 3.8



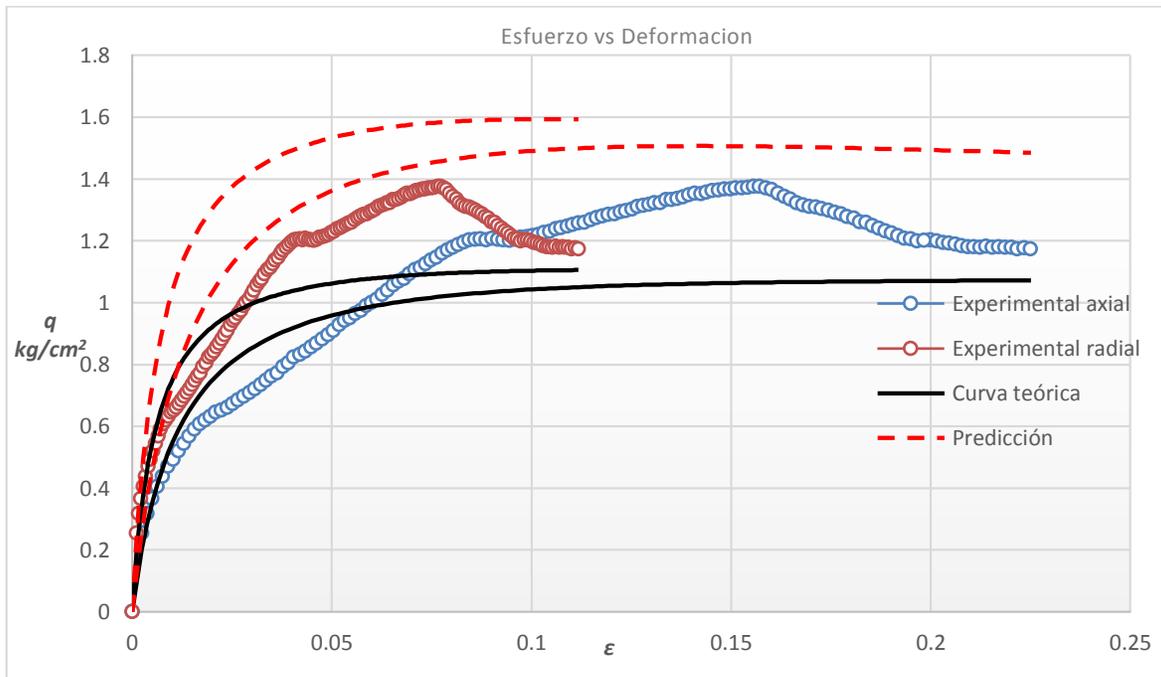
Gráfica 109.- predicción serie 2CD OCR=3.8

Tabla 47.- Serie 2CD OCR 5.5

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	125	7.1397
γ	1	2
$q_u=$	1.77	a
$q_r=$	1.4104	0.0080
b	c	d
0.5648	0.1401	-0.8456
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	249.46	7.1397
γ	1	2
$q_u=$	1.77	a
$q_r=$	1.41	0.0040
b	c	d
0.5648	0.1401	-0.8456



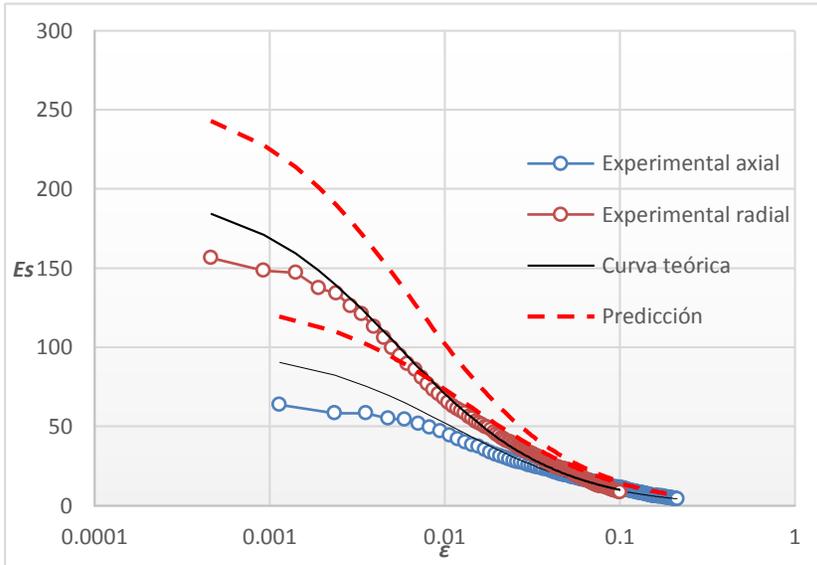
Gráfica 110.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 5.5



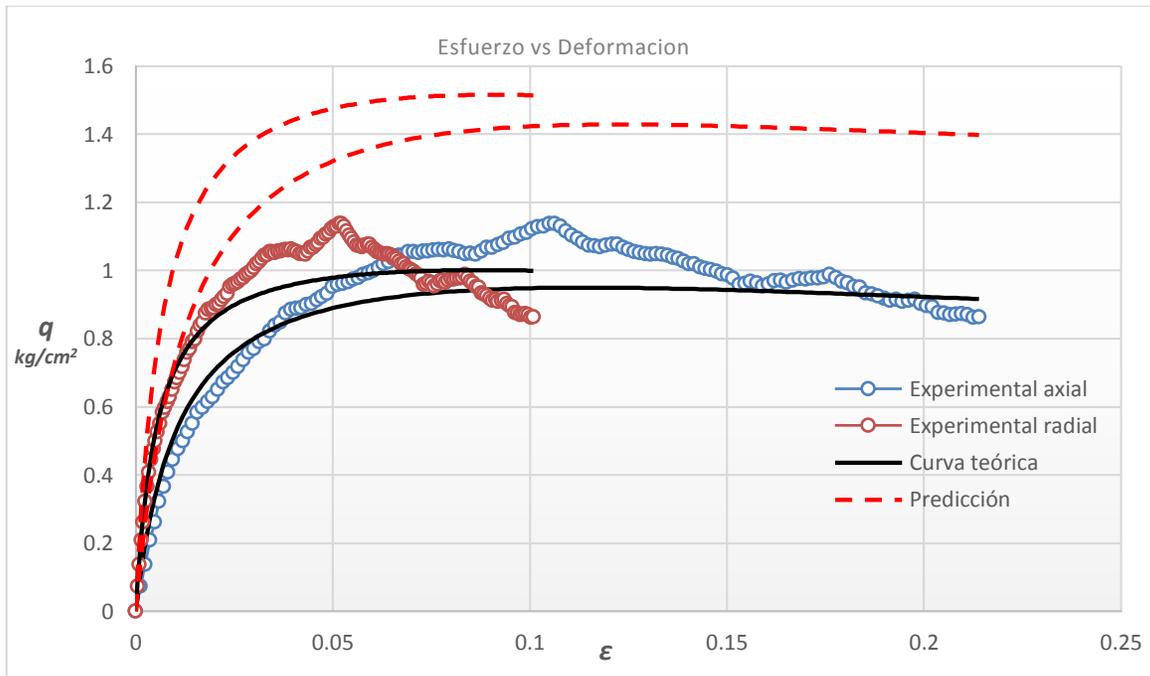
Gráfica 111.- predicción serie 2CD OCR=5.5

Tabla 48.- Serie 2CD OCR 6.1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	130.0988	9.3516
γ	1	2
$q_u=$	1.69	a
$q_r=$	1.3263	0.0077
b	c	d
0.5909	0.1069	-0.7354
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	260.20	9.3516
γ	1	2
$q_u=$	1.69	a
$q_r=$	1.33	0.0038
b	c	d
0.5909	0.1069	-0.7354



Gráfica 112.- predicción ϵ vs modulo secante serie 2CD OCR 6.1

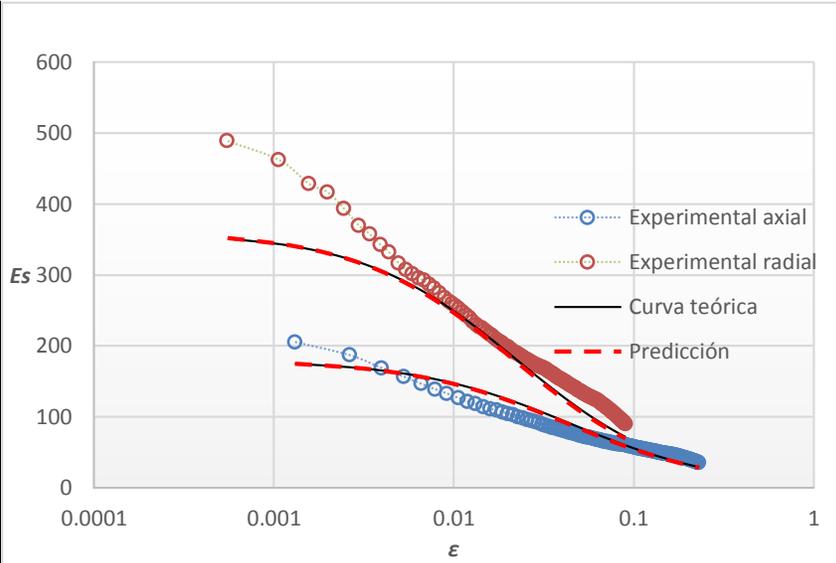


Gráfica 113.- predicción serie 2CD OCR=6.1

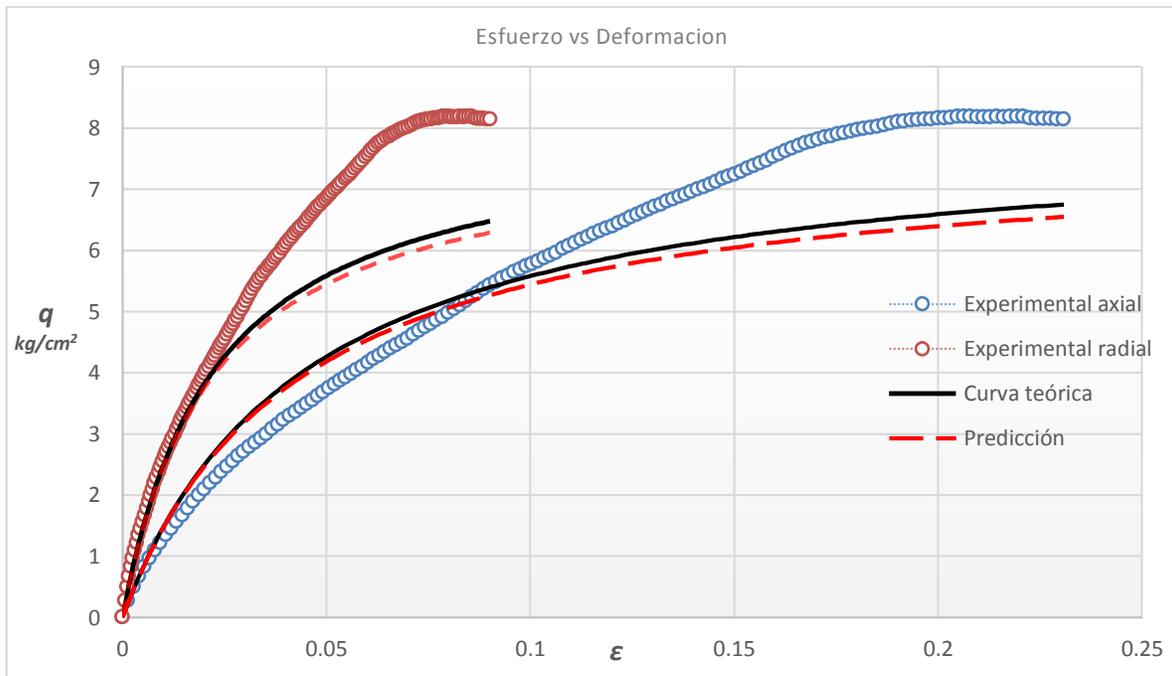
5.3.3. PREDICCIÓN CD SERIE 3

Tabla 49.- Serie 3CD OCR 1.4

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	180.55	0.5676
γ	1	2
$q_u=$	7.8031	a
$q_r=$	7.6428	0.0055
b	c	d
0.1282	1.7619	-7.5146
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	361.11	0.5676
γ	1	2
$q_u=$	7.8031	a
$q_r=$	7.64	0.0028
b	c	d
0.1282	1.7619	-7.5146



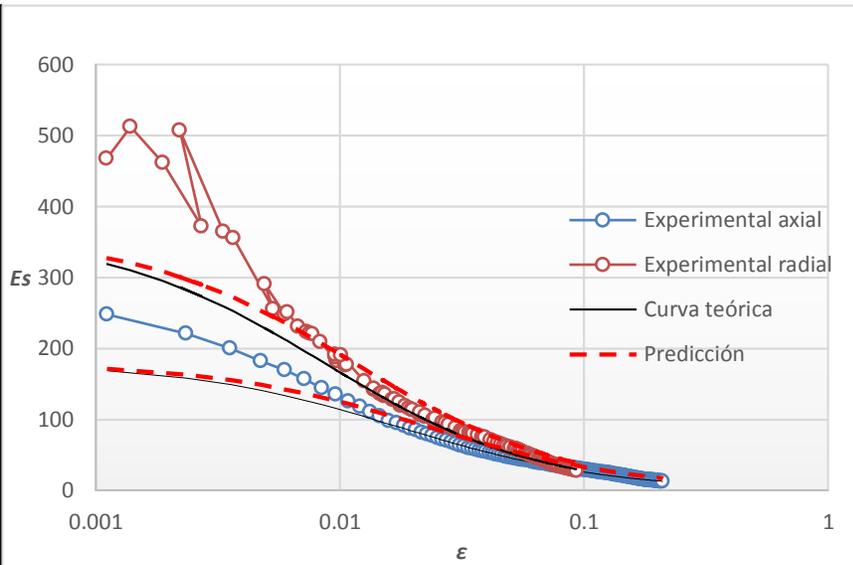
Gráfica 114.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 1.4



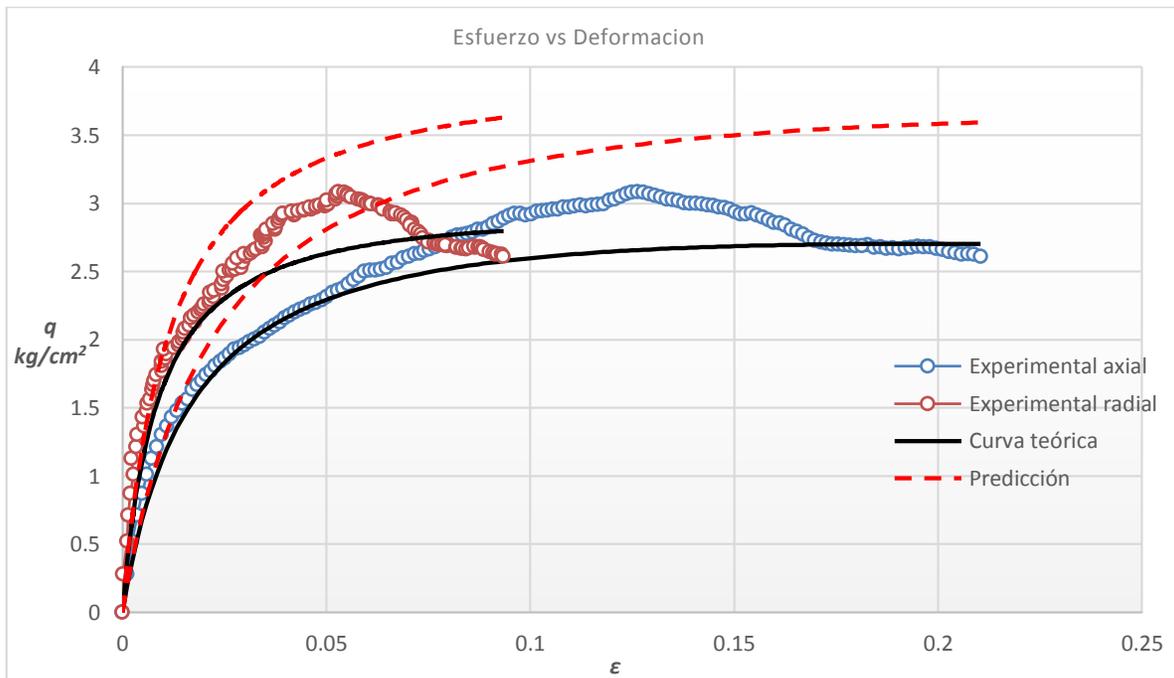
Gráfica 115.- predicción serie 3CD OCR=1.4

Tabla 50.- Serie 3CD OCR 3.1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	179.7313	2.9849
γ	1	2
$q_u=$	4.10	a
$qr=$	3.5681	0.0056
b	c	d
0.24	0.3350	-3.324
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	359.46	2.9849
γ	1	2
$q_u=$	4.10	a
$qr=$	3.57	0.0028
b	c	d
0.24	0.3350	-3.324



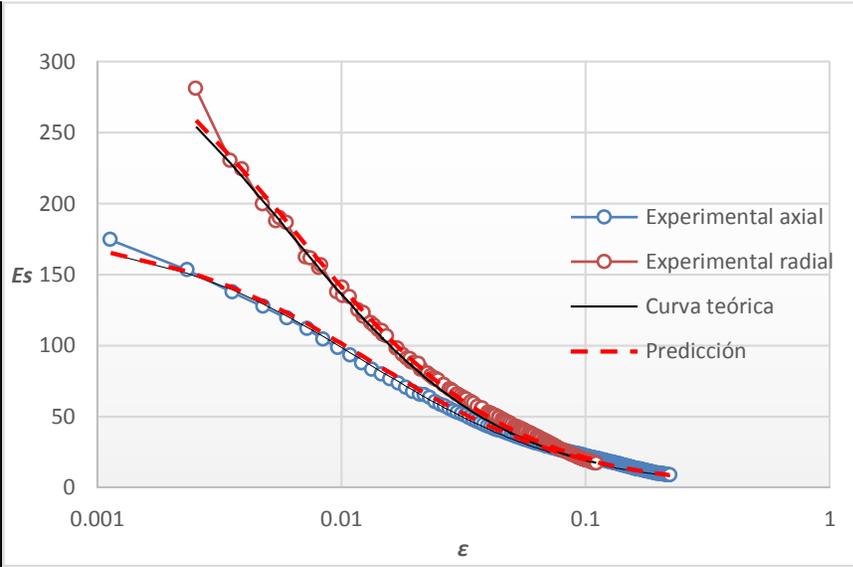
Gráfica 116.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 3.1



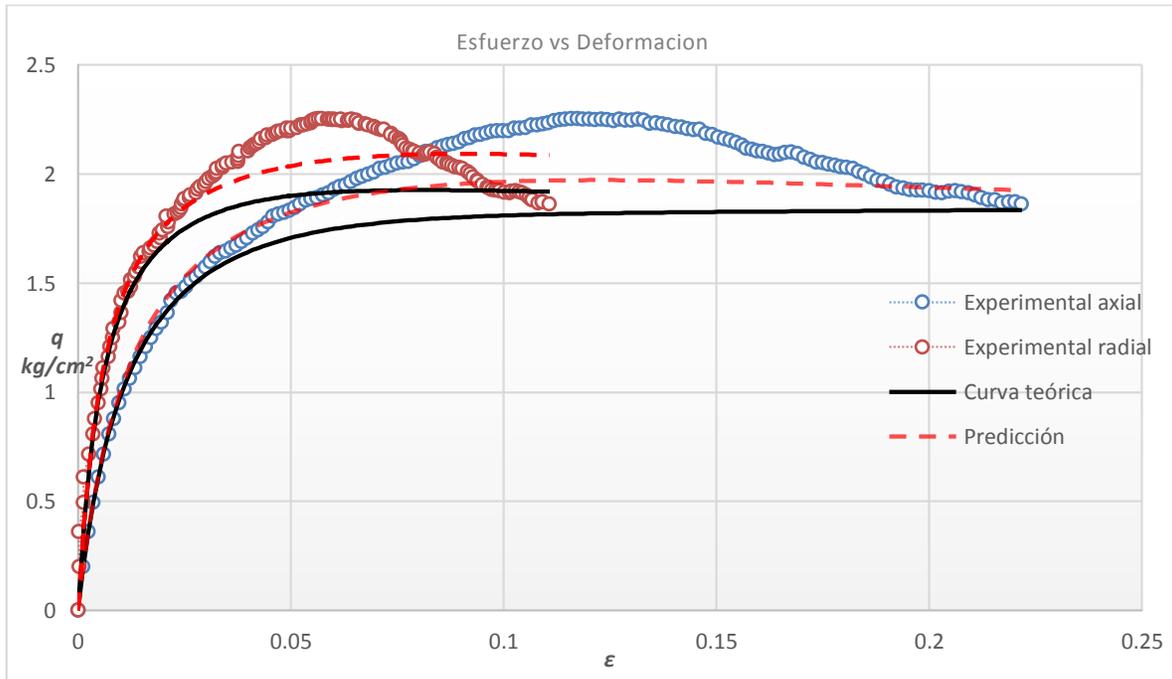
Gráfica 117.- predicción serie 3CD OCR=3.1

Tabla 51.- Serie 3CD OCR 6.1

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	179.7134	12.9255
γ	1	2
$q_u=$	2.34	a
$qr=$	1.8316	0.0056
b	c	d
0.42	0.0774	-1.4037
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_0=$	359.43	12.9255
γ	1	2
$q_u=$	2.34	a
$qr=$	1.83	0.0028
b	c	d
0.42	0.0774	-1.4037



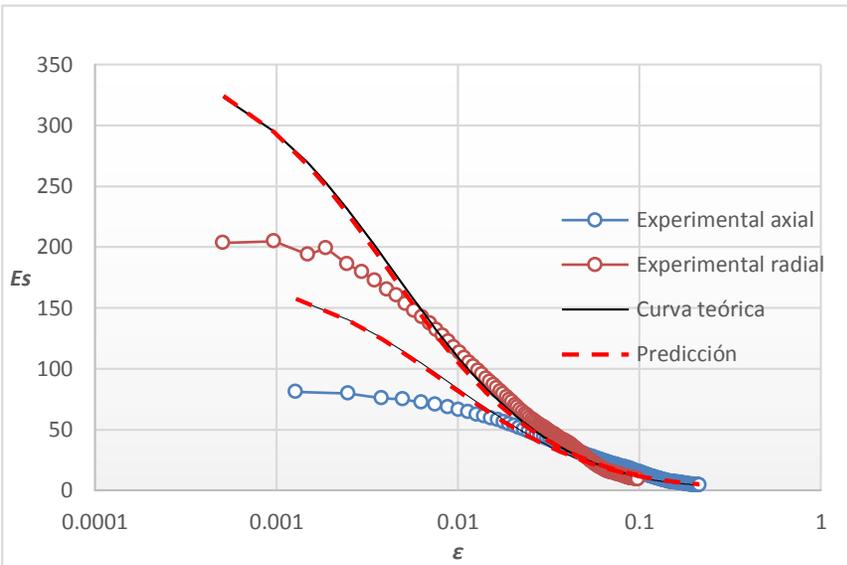
Gráfica 118.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 6.1



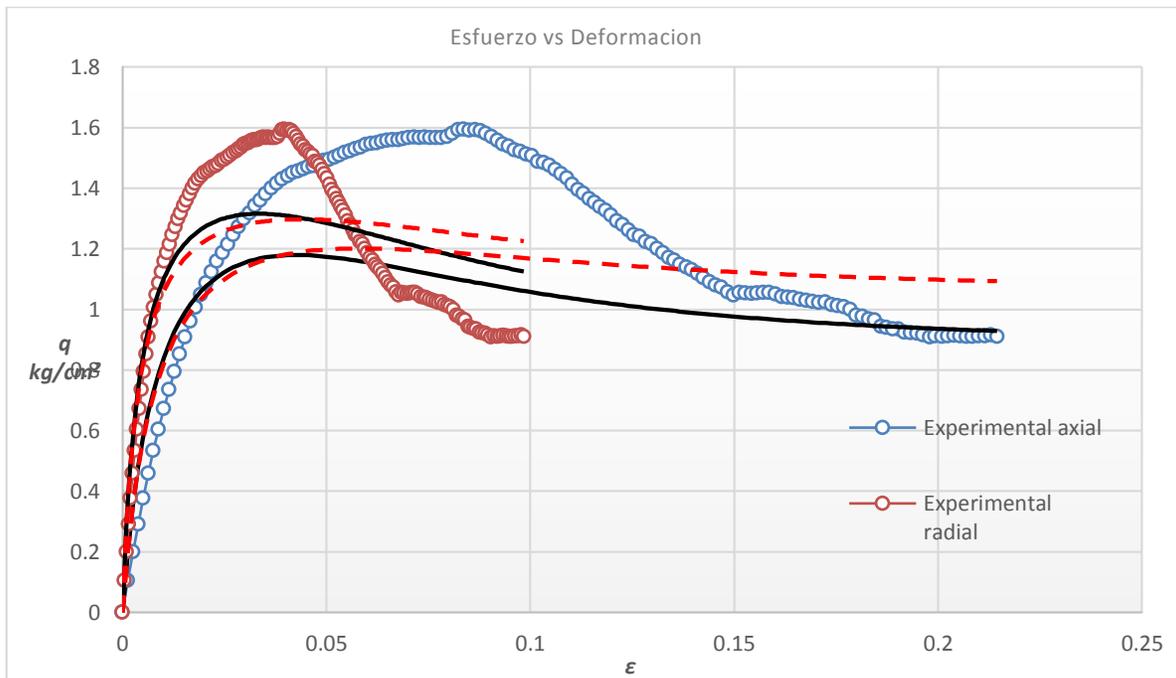
Gráfica 119.- predicción serie 3CD OCR=6.1

Tabla 52.- Serie 3CD OCR 10.6

Axial		
	pre-pico	pos-pico
$E_{0=}$	182.43	43.6969
γ	1	2
$q_u=$	1.50	a
$q_r=$	1.0757	0.0055
b	c	d
0.66	0.0229	-0.4070
Radial		
	pre-pico	pos-pico
$E_{0=}$	364.87	43.6969
γ	1	2
$q_u=$	1.50	a
$q_r=$	1.08	0.0027
b	c	d
0.66	0.0229	-0.4070



Gráfica 120.- predicción ϵ vs modulo secante serie 3CD OCR 10.6



Gráfica 121.- predicción serie 3CD OCR=10.6

CONCLUSIONES

Retomando los temas abordados en la presente investigación, se describieron algunos modelos constitutivos de la mecánica de suelos, teniendo como objetivo el analizar sus bases teóricas, así como, las ecuaciones que los describen y los parámetros que intervienen.

De la investigación y las pruebas de laboratorio realizadas en este trabajo, se concluye que se pudo caracterizar dicho material mediante el modelo, demostrando que la denominada Ecuación General de Ductilidad (EGD), permite describir razonablemente el comportamiento esfuerzo vs deformación de los suelos finos con preconsolidación inducida, lo anterior se observa tanto en la deformación axial y la deformación radial y cuyas relaciones fenomenológicas, para el sitio Espacio condesa ubicado en la colonia Hipodromo Condese, Ciudad de México y que se puede extender a otros sitios con características similares se resumen a continuación:

Deformación axial:

$$\frac{E_{pr}}{\sigma_c} = 41.2750CR^{1.0105} \quad (80)$$

$$\frac{E_{ps}}{\sigma_c} = 0.06280CR^{3.1491} \quad (81)$$

$$\frac{q_u}{\sigma_c} = 2.35640CR^{0.19} \quad (82)$$

$$\frac{q_r}{\sigma_c} = 2.43040CR^{0.0377} \quad (83)$$

Deformación radial:

$$\frac{E_{pr}}{\sigma_c} = 82.550CR^{1.0105} \quad (84)$$

$$\frac{E_{ps}}{\sigma_c} = 0.06280CR^{3.1491} \quad (85)$$

$$\frac{q_u}{\sigma_c} = 2.35640CR^{0.19} \quad (86)$$

$$\frac{q_r}{\sigma_c} = 2.43040CR^{0.0377} \quad (87)$$

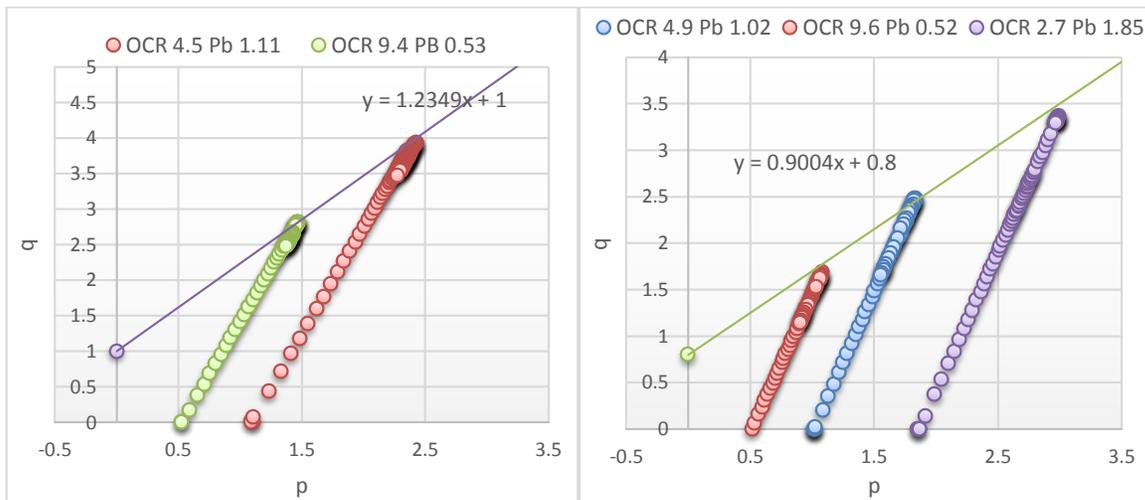
Lo anterior pone en evidencia que los parámetros del modelo son función tanto del grado de preconsolidación como del esfuerzo de confinamiento en la etapa de falla. Se observó que los exponentes “ γ ” pre-pico y pos-pico en todos los casos fue de 1 y 2 respectivamente independiente del grado de preconsolidación.

En el capítulo 5.3 se muestran las predicciones con los valores experimentales y los parámetros normalizados, como se observa los ajustes son buenos, se debe tomar en cuenta

que la teoría puede ajustar distintos comportamientos, pero es responsabilidad del que lo hace revisar que los parámetros obtenidos tengan un comportamiento lógico.

Dicho lo anterior es importante mencionar que los modelos adquieren distintos comportamientos teóricos dependiendo de las características que presente el material, para ello si se quiere lograr un buen ajuste va a depender de cuanto se aproxime el comportamiento del suelo en estudio respecto a las condiciones del modelo, y aunque son puramente analíticos sus resultados se pueden emplear a casos reales.

Del seguimiento a la investigación presentada en 2016 se reproducen las siguientes gráficas para fines de comparación con el material ensayado en este trabajo:



a) ; $\alpha=51$, $m=1.23$ $\therefore \phi=30$; $c=1$

b) ; $\alpha=42$, $m=0.9$ $\therefore \phi=23$; $c=0.8$

Gráfica 122.- Envoltura de falla de la información recabada del material presentado en 2016

Prof. [m]	Tabla 53. - descripción del material (Ópalo consultor en ingeniería)
1.8 – 3.0	Arena limosa de color café claro de compacidad muy densa, el contenido natural de agua promedio es de 45%
3.0 – 4.2	Arena arcillosa de compacidad suelta, el contenido natural de agua promedio es de 70%. El nivel freático se localizó a 4 metros.
4.2 – 23.0	Arcilla en varias tonalidades de consistencia blanda a muy blanda, con algunas intercalaciones de pequeños estratos de arena el contenido natural de agua promedio es de 250 %, con máximos de hasta 410%.
23.0 – 34.2	Arcilla de varias tonalidades de consistencia blanda a muy firme, el contenido natural de agua promedio es de 200 %.

La gráfica 122.a) corresponde a una serie CD con muestras a una profundidad de 5m, la gráfica 122.b) corresponde a una serie CD con dos muestras a 15m y una a 10m respectivamente; ambas series se llevaron a un esfuerzo de consolidación máxima de 5 kg/cm^2 y en la etapa de falla se disminuyó el esfuerzo para inducir el OCR.

La trayectoria de esfuerzos p vs q mostrada en la gráfica a) muestra ; $\alpha=51$, $m=1.23$ $\therefore \phi=30$; $c=1$

La trayectoria de esfuerzos p vs q mostrada en la gráfica b) muestra ; $\alpha=42$, $m=0.9$ $\therefore \phi=23$; $c=0.8$

Y con base en las ecuaciones presentadas en la tesis “Caracterización De Suelos Finos Saturados Preconsolidados Usando Dos Modelos De Comportamiento”, presentada en 2016 y elaborada por Alvarez. C. E y Mercado. M. G. A, teniendo como objetivo utilizar dos modelos de ductilidad (propuestos por Zea C. C. y Rivera C. R. en 2008) podemos observar que:

Ecuaciones presentadas en 2016 con el modelo EGD:

$$E_0/P_B * LL = 152.12 OCR^{0.6692} \quad (88)$$

$$q_u/P_B * LL = 3.7938 OCR^{0.7953} \quad (89)$$

$$E'/P_B * LL = 0.0226 OCR^{0.6859} \quad (90)$$

$$q_r/P_B * LL = 2.2783 OCR^{0.6859} \quad (91)$$

$$\zeta = 0.5568 OCR^{0.8145} \quad (92)$$

Principalmente el comportamiento de los materiales observados en ambas investigaciones se mantiene en un rango similar esto se puede apreciar en las gráficas 23, 42 y 61 de las trayectorias p – q presentadas en el capítulo 4 y la gráfica 122 a) y b), pero, la precisión del modelo se mejoró debido a que, se logró una mejor normalización de los parámetros, tomando en cuenta que en la investigación anterior se contaban con distintos tipos de suelo a diferentes profundidades, y en esta ocasión se procedió a una investigación más exhaustiva con un mismo material y a una sola profundidad, de esta manera también se toman en cuenta las recomendaciones propuestas por los autores de la tesis presentada en 2016 y del artículo “Un modelo de ductilidad aplicado al caso de suelos finos con preconsolidación inducida” presentado en la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica 2016 por Zea C. C; Rivera C.R; Alvarez C. E. y Mercado M. G. A.

Se considera que este tema se puede seguir ampliando recabando la mayor cantidad de pruebas experimentales respecto al trabajo aquí descrito y distintos materiales, para seguir observando el comportamiento mediante el modelo EGD en distintas condiciones, y poder contar con una base de datos más amplia y confiable ya que un estudio como el que aquí se presenta da idea de las tendencias más nunca será concluyente.

Finalmente se puede decir que se cuenta con una caracterización del suelo de la ciudad de México, que puede ser útil a los ingenieros de la práctica profesional que necesiten datos de las propiedades mecánicas de éste material, ya sea para fines de prediseño de alguna obra civil en la etapa de factibilidad, o para programar una prueba de resistencia al esfuerzo cortante CD en la cámara triaxial.

BIBLIOGRAFÍA

1. EULALIO JUÁREZ BADILLO, **Mecánica de suelos**, Tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos, Tercera edición, Ed. Limusa
2. ROY WHITLOW, **Fundamentos de Mecánica de Suelos**.
3. LUIS I. GONZÁLES DE VALLEJO, **Ingeniería Geológica**, Ed. Pearson
4. BRAJA M. DAS, **Fundamentos de ingeniería Geotécnica**, Ed. Thomson
5. EGOR P. POPOV, **Introducción a la mecánica de sólidos**, Ed. Limusa
6. ROCIO VILLA ESCOBAR, (2004), Tesis Maestría, **Aplicación del Principio de Proporcionalidad Natural para describir el comportamiento Esfuerzo-Deformación de la arcilla del Valle de México sometida a ensayos de compresión triaxial Drenados y No Drenados, en estado preconsolidado**. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
7. JORGE BRICIO GUILLÉN GUILLÉN, (2014), Tesis Maestría, **Análisis de los asentamientos la presa la yesca, en su etapa de construcción, con un modelo de ductilidad basado en el principio de proporcionalidad natural**. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
8. EDUARDO ALVAREZ CAZARES, MERCADO MEDINA GEORGINA AURORA, (2016), Tesis licenciatura, **Caracterización de suelos finos saturados preconsolidados usando dos modelos de comportamiento**, Facultad de estudios superiores Aragón, Universidad Nacional Autónoma de México.
9. M. LÓPEZ AGUIRRE, **Modelo Cam-Clay: Teoría e Interpretación**.
10. JAMES M. DUNCAN and CHIN-YUNG CHANG, (Septiembre 1970), **Nonlinear Analysis Of Stress And Strain In Soils**.
11. JAVIER FERNANDO CAMACHO TAUTA, Et. Al., (Noviembre 2004), **Utilización del modelo Cam-Clay modificado en suelos cohesivos de la sabana de Bogotá**, <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=91101403>
12. Miguel Herrera Suárez, Et. Al., (2010), **Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos**, <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=93215932005>

13. CARMELINO ZEA CONSTANTINO, RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO (2008), XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Tomo II, **Una expresión semiempírica basada en la ecuación de Kondner para describir el comportamiento esfuerzo-deformación en arenas.**
14. Pender, M J (1978), **A Model for the Behaviour of Overconsolidated Soil**, *Geotechnique* 28(1), Reino Unido, 1-25
15. Sandler, I S y Rubin, D (1987), **The Consequences of Non Associated Plasticity in Dynamic Problems, Constitutive Laws for Engineering Materials**, Theory and Applications, ed Elsevier, Tucson, Arizona
16. Shofield, A y Wroth, P (1960), **-critical State Soil Mechanics**, McGraw Hill, Ltd, Reino Unido
17. Preparación de la muestra - **ASTM D 421.**
18. Determinación del contenido de humedad – **ASTM D 422.**
19. Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad – **ASTM D 4318.**
20. Determinación de la densidad específica de sólidos – **ASTM D 854.**
21. Ensayo de compresión no consolidado no drenado - **ASTM D 2166 - 99.**
22. Ensayo de compresión consolidado no drenado - **ASTM D 4765 - 95.**
23. Ensayo de compresión consolidado drenado - **ASTM D 2435 - 96.**
24. Parry R. H, **Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics**, segunda edición, Spon press, Londres, 2005.
25. Nava, M. H. & Rivera, C. R. (2002), **Instructivo General del Equipo Triaxial Automatizado "ELE"**, Facultad de Ingeniería, UNAM, Informe Interno, UNAM-FI-DEPDICTyG-LABO-1-2002-1.