



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

APLICACIÓN DEL PRINCIPIO DE LA PROPORCIONALIDAD NATURAL PARA DESCRIBIR EL COMPORTAMIENTO ESFUERZO – DEFORMACIÓN DE UNA ARCILLA RECONSTITUIDA CON DIFERENTES GRADOS DE PRECONSOLIDACIÓN

TESIS QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
BARDOMIANO SORIA CASTAÑEDA



DIRECTOR DE TESIS: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MÉXICO, D.F.

2005

Mis más profundos agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, baluarte fundamental de mi formación.

A la Sociedad Mexicana, que con su trabajo le da vida a las instituciones y las transforma.

A Rosa María Castañeda Casales, por ser quien es.

A Bardomiano Soria Martínez, por todo lo que me ha brindado.

A Dolores Soria Castañeda, por su apoyo a lo largo de mi vida.

A los Profesores Universitarios, que con su labor diario engrandecen a la UNAM.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, por aceptar dirigir éste trabajo.

Con admiración y cariño...

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	2
I. ANTECEDENTES	
1.1 LEY DE COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIBILIDAD EN UNA PROBETA DE ARCILLA SOMETIDA A ESFUERZOS ISOTRÓPICOS.....	4
1.2 GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN Y FACTOR DE PRECONSOLIDACIÓN.....	6
1.3 PRESIÓN DE PORO EN ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS, EN PRUEBAS TRIAXIALES NO DRENADAS.....	7
1.4 PRESIÓN DE PORO EN ARCILLAS PRECONSOLIDADAS EN PRUEBAS TRIAXIALES NO DRENADAS.....	9
1.5 RESISTENCIA DE LA ARCILLA EN PRUEBAS TRIAXIALES NO DRENADAS..	11
II. ECUACIÓN ESFUERZO – DEFORMACIÓN Y PRESIÓN DE PORO, DERIVADA DEL PRINCIPIO DE PROPORCIÓN NATURAL	
2.1 DEFORMACIONES NATURALES.....	15
2.2 DEFORMACIÓN DESVIADORA NATURAL GENERAL AL CORTANTE EN PROBETAS DE ARCILLA SOMETIDAS A PRUEBAS TRIAXIALES.....	17
2.3 ECUACIÓN GENERAL ESFUERZO DESVIADOR – DEFORMACIÓN DESVIADORA.....	21
2.4 PRESIÓN DE PORO Y FUNCIÓN DE SENSITIVIDAD.....	23
III. PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA ESTUDIADA.	
3.1 AJUSTE TEÓRICO EN PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESIÓN.....	26
3.2 AJUSTE TEÓRICO EN PRUEBAS TRIAXIALES DE EXTENSIÓN.....	37
3.3 DISCUSIÓN DE LOS PARÁMETROS DE AJUSTE.....	44
3.4 APLICACIÓN DE LA TEORÍA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DESVIADORA UNITARIA EN LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD.....	54
IV. CONCLUSIONES.....	56
BIBLIOGRAFÍA.....	59

INTRODUCCIÓN

El Dr. Eulalio Juárez Badillo ha desarrollado desde 1960 teorías que permiten describir la presión de poro, el cambio de volumen y predicción de la falla en muestras de arcilla normalmente consolidada y preconsolidada hasta un OCR de 24 sometidas a pruebas triaxiales de compresión y extensión no drenadas. A partir de 1990 desarrolló ecuaciones derivadas del principio de proporcionalidad natural, en términos de la deformación natural longitudinal y la deformación natural al cortante, para describir el comportamiento esfuerzo – deformación de geomateriales (rocas, concreto, suelos granulares y finos). Estas últimas ecuaciones han sido utilizadas recientemente por el Dr. Juárez Badillo para describir la presión de poro de arcillas remoldeadas y sometidas a pruebas triaxiales del tipo CU. En esta descripción es muy importante el uso de una nueva función general de sensibilidad en términos de deformaciones naturales al cortante, en lugar de la antigua función empírica en términos del esfuerzo cortante.

Este trabajo, tiene como finalidad la aplicación de las teorías derivadas del principio de proporcionalidad natural, desarrollada por el Dr. Eulalio Juárez Badillo, para describir el comportamiento mecánico de una arcilla reconstituida con diferentes grados de preconsolidación sometida a ensayos de compresión triaxial no drenadas (CU). Esta teoría, permite, mediante sencillas ecuaciones, describir el comportamiento esfuerzo desviador y el incremento de presión de poro en función de la deformación desviadora natural unitaria. Cabe señalar que la descripción de la presión de poro, en la prueba CU, se hace empleando una función de sensibilidad, en términos de deformaciones desviadoras naturales.

Las ecuaciones tienen la virtud de ser adimensionales e involucrar pocos parámetros lo que permite modelar de forma simple y racional una amplia variedad de fenómenos.

Los datos experimentales, que se utilizaron en este trabajo, fueron los obtenidos de las pruebas realizadas a la arcilla de Weald, dirigidas por el Dr. Henkel en el “Imperial Collage” del Reino Unido y amablemente proporcionadas al Dr. Juárez Badillo.

En el capítulo I, se presenta una descripción del comportamiento mecánico de una arcilla normalmente consolidada y

preconsolidada, cuando se le aplican esfuerzos de compresión y extensión en la cámara triaxial no drenada. En el capítulo II, se desarrollan las ecuaciones, esfuerzo – deformación y presión de poro – deformación, derivadas del principio de proporcionalidad natural que se emplearon para la descripción del comportamiento de la arcilla remoldeada. En el capítulo III, se describe el procedimiento utilizado para ajustar las curvas experimentales y se muestran los ajustes obtenidos acompañados con los parámetros utilizados. En este mismo capítulo se discute la variación de cada parámetro con respecto a los diferentes grados de preconsolidación. Se presentan también algunas relaciones entre los parámetros involucrados en las ecuaciones teóricas con los parámetros representativos de la teoría de la elasticidad. Finalmente se dan las conclusiones más importantes de éste trabajo.

I. ANTECEDENTES

La teoría desarrollada en la década de los 60's por el Dr. Eulalio Juárez Badillo, que permite describir en términos del esfuerzo cortante el comportamiento mecánico de arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas sometidas a pruebas triaxiales de compresión y extensión no drenadas se presenta a continuación.

1.1 LEY DE COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIBILIDAD EN UNA PROBETA DE ARCILLA SOMETIDA A ESFUERZOS ISOTRÓPICOS

La figura 1.1 muestra la curva de compresión virgen y de expansión de una muestra de arcilla remoldeada. La probeta de arcilla fue sometida a un esfuerzo de consolidación σ_p , y descargada después hasta un esfuerzo σ_c , al que le corresponde un volumen V_c .

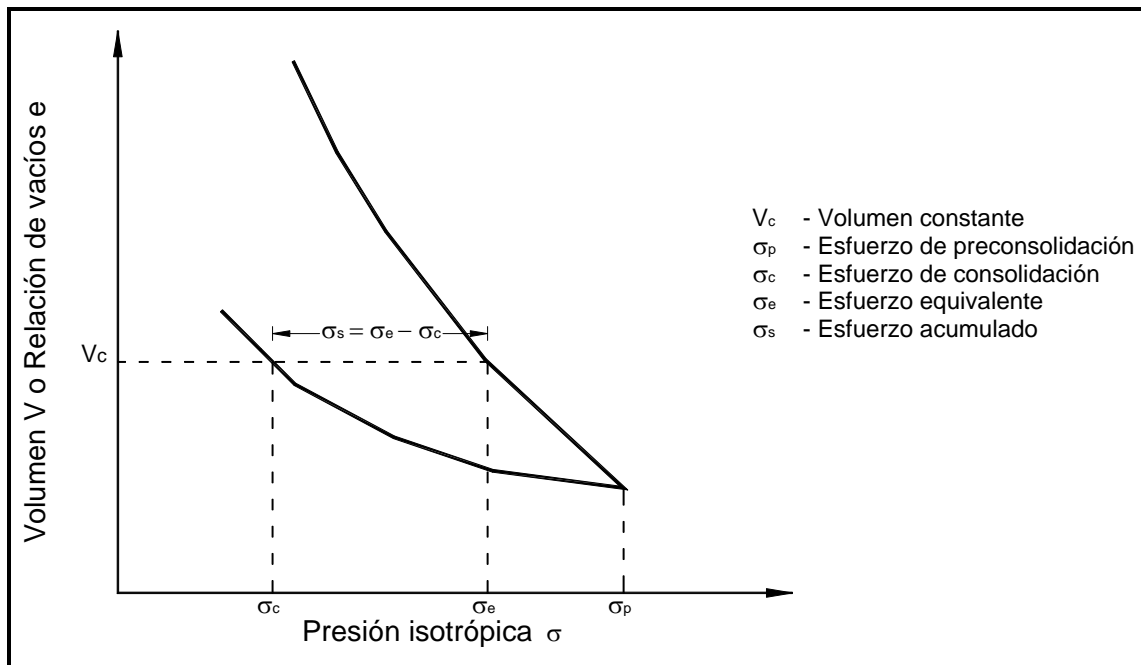


Figura 1.1 Definición de los esfuerzos de consolidación σ_c , de preconsolidación σ_p , de consolidación equivalente σ_e y almacenado σ_s .

Cuando la muestra de arcilla remoldeada se somete a una presión isotrópica creciente, siendo V el volumen correspondiente a una presión σ , puede postularse una ley de compresibilidad para arcillas de forma análoga a lo que establece la ley de Boyle – Mariote:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (1.1)$$

Donde γ recibe el nombre de coeficiente de compresibilidad, y sus límites varían entre cero y uno. Cero corresponde al límite de incompresibilidad y uno a la compresibilidad de un gas perfecto. Una virtud importante que conviene resaltar de esta relación es que no está ligada con un estado “inicial”, ya que no puede pensarse en un volumen inicial carente de deformaciones.

La ley de expansión para la arcilla remoldeada puede obtenerse de acuerdo al siguiente razonamiento. Al disminuir la presión confinante la probeta se expande utilizando sólo una parte de la energía de deformación, mientras que la energía restante queda almacenada en la estructura de la arcilla. De tal manera que sí en el proceso de carga la cantidad $\frac{dV}{V}$ queda determinada por la relación $\frac{d\sigma}{\sigma}$, en el proceso de descarga sólo una fracción de la relación $\frac{d\sigma}{\sigma}$ interviene, es decir:

Ley de expansibilidad
$$\frac{dV}{V} = -\gamma_\rho \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (1.2)$$

Donde γ_ρ es sólo una fracción de γ . El valor ρ que relaciona al coeficiente γ de compresión con el coeficiente γ_ρ de expansión se denomina “relación expansibilidad – compresibilidad”.

Relación expansibilidad - compresibilidad
$$\rho = \frac{\gamma_\rho}{\gamma} \quad (1.3)$$

Además de lo anterior, la ley de la expansibilidad se puede representar involucrando la energía almacenada por la estructura de la arcilla. Para este fin se establece que la expansión sucede con el mismo coeficiente de compresión γ , afectando la fracción $\frac{d\sigma_e}{\sigma_e}$ del esfuerzo equivalente que actúa sobre la arcilla. Este esfuerzo equivalente σ_e para un cierto volumen V_c es resultado del esfuerzo de consolidación σ_c en la curva de expansión producido por el esfuerzo isotrópico aplicado en la prueba, más la presión almacenada σ_s contenida en la estructura de arcilla, ver figura 1.1. La presión almacenada σ_s es:

Presión almacenada
$$\sigma_s = \sigma_e - \sigma_c \quad (1.4)$$

Entonces la curva de expansión puede escribirse como:

Ley de expansibilidad
$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma_e}{\sigma_e} \quad (1.5)$$

1.2 GRADO DE PRECONSOLIDACIÓN Y FACTOR DE PRECONSOLIDACIÓN

El grado de preconsolidación en una arcilla está definido como la relación del esfuerzo de preconsolidación σ_p y el esfuerzo de consolidación actual σ_c . El factor de consolidación está definido como la relación entre el esfuerzo equivalente σ_e , y el esfuerzo de consolidación σ_c , para un mismo volumen V_c .

Grado de preconsolidación.
$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_c}$$

Factor de preconsolidación.
$$OCF = \frac{\sigma_e}{\sigma_c}$$

Estas dos expresiones se relacionan como sigue:

Igualando la ecuación 1.2 con la ecuación 1.5 se tiene que:

$$\frac{d\sigma_e}{\sigma_e} = \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (1.6)$$

Integrando ambos términos:

$$[\ln \sigma_e]_{\sigma_{eo}}^{\sigma_c} = \rho [\ln \sigma]_{\sigma_o}^{\sigma} \quad (1.7)$$

Evaluando los límites de integración:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{eo}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right)^\rho \quad (1.8)$$

Dado que ambas curvas comparten como punto inicial el esfuerzo de preconsolidación σ_p :

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_p} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_p} \right)^\rho \quad (1.9)$$

Premultiplicando ambos términos por el grado de preconsolidación se llega a una expresión que relaciona el factor y el grado de preconsolidación mediante el coeficiente de expansibilidad – compresibilidad ρ :

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \right)^{1-\rho} \quad \text{ó} \quad OCR = (OCF)^{1-\rho} \quad (1.10)$$

En el caso de una arcilla idealmente elástica, donde $\rho=1$, la curva de expansibilidad y compresibilidad coinciden ya que no existen presiones acumuladas en la estructura de arcilla y el factor de preconsolidación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ vale cero. Por el contrario en una arcilla idealmente plástica, donde $\rho=0$, al relajarse la presión isotrópica no existe expansión alguna y la presión acumulada es máxima e igual al decremento total de la presión isotrópica. Entonces el factor y el grado de preconsolidación son iguales, esto es $\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \frac{\sigma_p}{\sigma_c}$. Estos dos casos extremos muestran que el comportamiento mecánico de una arcilla preconsolidada esta regida por el factor de preconsolidación OCF y no por el grado de preconsolidación OCR .

1.3 PRESIÓN DE PORO EN ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS, EN PRUEBAS TRIAXIALES NO DRENADAS

En la prueba triaxial estándar se aplican esfuerzos a una muestra cilíndrica de suelo en las tres direcciones espaciales, con la peculiaridad de que dos esfuerzos, los horizontales, son iguales. Estas pruebas pueden ser de dos tipos, de compresión y de extensión. Son de compresión cuando se induce un acortamiento de la longitud axial y de extensión cuando crece la longitud axial. La variación de la longitud axial en ambos casos se produce con las siguientes combinaciones:

- Variando el esfuerzo vertical y manteniendo constante los esfuerzos horizontales.
- Variando los esfuerzos horizontales y manteniendo constante el esfuerzo vertical
- Variando los esfuerzos horizontales y verticales con diferente magnitud.

En una prueba no drenada, la probeta se somete en una primera etapa a un estado de esfuerzos isotrópicos, y en una segunda etapa se aplican esfuerzos desviadores. Cuando los esfuerzos son isotrópicos sólo existe cambio de volumen pero no cambio de forma, por el contrario al variar los esfuerzos desviadores, se producen deformaciones desviadoras en la probeta. La componente isotrópica está constituida por el promedio aritmético de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 .

$$\text{Componente isotr\u00f3pica} \quad \sigma_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1.11)$$

La componente desviadora est\u00e1 dada por:

$$\begin{aligned} \text{Componente desviadora} \quad s_1 &= \sigma_1 - \sigma_i \\ s_2 &= \sigma_2 - \sigma_i \\ s_3 &= \sigma_3 - \sigma_i \end{aligned} \quad (1.12)$$

Dado que el volumen en la probeta permanece constante por el impedimento para drenar agua, el incremento de presi\u00f3n de poro ser\u00e1 igual al incremento de los esfuerzos inducidos sobre la probeta, si los esfuerzos inducidos son isotr\u00f3picos, de no ser as\u00ed, habr\u00e1 una presi\u00f3n de poro adicional producto de la degradaci\u00f3n en la estructura de la arcilla al deformarse.

Esta presi\u00f3n de poro adicional proviene del esfuerzo que debe soportar el agua cuando la perturbaci\u00f3n de la estructura de la arcilla hace que \u00e9sta ya no pueda soportar en su totalidad el estado de esfuerzos iniciales σ_{co} . Es decir, la presi\u00f3n de poro representa la fracci\u00f3n σ_{co} que ya no puede soportar la estructura de arcilla por el efecto de la degradaci\u00f3n. Cuando la probeta de arcilla es llevada a la falla, la presi\u00f3n de poro es igual a:

$$\text{Presi\u00f3n de poro en la falla} \quad (\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \right)_f + \alpha \sigma_{co} \quad (1.13)$$

Donde α , cuyo valor es menor de uno, representa la fracci\u00f3n de σ_{co} tomada por la presi\u00f3n de poro al producirse la falla en la probeta.

Para instantes de la prueba antes de la falla, la presi\u00f3n de poro Δu ser\u00e1 igual al incremento isotr\u00f3pico aplicado y a una fracci\u00f3n de $\alpha \sigma_{co}$. La funci\u00f3n 'y' que multiplique a $\alpha \sigma_{co}$ y que proporcione \u00e9sta fracci\u00f3n para cada instante de la prueba recibe el nombre de funci\u00f3n de sensibilidad. Esta funci\u00f3n representa la forma y la rapidez con que se degrada la estructura de la arcilla hasta que se produce la falla, por lo que 'y' variar\u00e1 de cero al inicio de la prueba hasta uno al final de \u00e9sta.

Esta funci\u00f3n de sensibilidad depende precisamente de la sensibilidad de la estructura de la arcilla, es decir depende del grado de cambio de forma que ha sufrido la muestra y por ende del estado de deformaci\u00f3n tangencial de la misma. Una forma de representar esta funci\u00f3n es mediante la relaci\u00f3n de los esfuerzos tangenciales

aplicados en la probeta y los esfuerzos tangenciales que producen la falla como se muestra a continuación:

$$\text{Función de sensibilidad} \quad y = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad (1.14)$$

La rapidez con que las deformaciones tangenciales produzcan presión de poro determina el valor del exponente β , se observa que si ésta relación fuera lineal el exponente β sería unitario. Las pruebas de laboratorio muestran que afecta más una deformación tangencial al final de la prueba que al inicio, por lo que el exponente β debe ser mayor de uno. La ecuación completa para Δu a lo largo de la prueba es:

$$\begin{array}{l} \text{Presión de poro} \\ \text{para una arcilla} \\ \text{normalmente} \\ \text{consolidada.} \end{array} \quad (\Delta u) = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right) + \alpha\sigma_{co} \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad (1.15)$$

Importa señalar que el primer término representa la componente isotrópica del estado de esfuerzos aplicado a la probeta, y es resultado del tipo de prueba que se realice, compresión o extensión, y la forma en que se hagan variar los esfuerzos.

1.4 PRESIÓN DE PORO EN ARCILLAS PRECONSOLIDADAS EN PRUEBAS TRIAXIALES NO DRENADAS

Una arcilla preconsolidada por definición soporta una presión menor a la presión de consolidación a la que alguna vez fue sometida.

En una arcilla preconsolidada sometida a una prueba triaxial no drenada, la componente de la presión de poro debida al incremento isotrópico es idéntico a lo expuesto para una arcilla normalmente consolidada, no así la producida por la perturbación en la estructura de la arcilla la cual necesita consideraciones adicionales a las ya expuestas.

La fracción $\alpha\sigma_{co}$ tomada por el agua debido a la degradación en la estructura de la probeta de arcilla se ve afectada por la condición preconsolidada del suelo. Esta fracción será menor conforme se incremente la preconsolidación de la arcilla, si σ_{co} es la presión de preconsolidación y σ_{eo} la presión equivalente, que en cierta forma representa la presión a la que realmente está

consolidada la arcilla, es lógico esperar que $\alpha\sigma_{co}$ disminuya en la magnitud $\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}$. De tal forma que el incremento de presión de poro debida a la degradación de la estructura en una arcilla preconsolidada es $\alpha\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}$.

Las deformaciones al cortante producen además una liberación del estado preconsolidado en la estructura de la arcilla, la cual se manifiesta como tensión en el agua intersticial de ésta. Los esfuerzos de tensión existentes en la estructura de la arcilla están dados por la diferencia de esfuerzos $(\sigma_e - \sigma_c)$ correspondientes al volumen V_c adoptado por la arcilla en su estado de preconsolidación. De modo que cuando se produzca la falla se deberá restar a la presión de poro una fracción de la diferencia $(\sigma_e - \sigma_c)$ liberada por las deformaciones al cortante. Esta fracción liberada se representa con el coeficiente $\alpha < 1$ que multiplica a la diferencia $(\sigma_e - \sigma_c)$.

Tomando en cuenta estas consideraciones, la expresión que proporciona la presión de poro en el instante de falla en una prueba triaxial no drenada en una arcilla preconsolidada se puede escribir como:

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right)_f + \alpha\sigma_{co} \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} - \alpha(\sigma_{eo} - \sigma_{co}) \quad (1.16)$$

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right)_f - \alpha \left(\sigma_{eo} - \sigma_{co} - \frac{\sigma_{co}^2}{\sigma_{eo}} \right) \quad (1.17)$$

Para los instantes previos a la falla es necesario afectar a la ecuación 1.17 por la función de sensibilidad discutida para las arcillas normalmente consolidadas. Así la ecuación completa que describe a la presión de poro a lo largo de prueba triaxial no drenada es:

$$(\Delta u) = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right) - \alpha \left(\sigma_{eo} - \sigma_{co} - \frac{\sigma_{co}^2}{\sigma_{eo}} \right) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad (1.18)$$

Cuando $\sigma_{eo} = \sigma_{co}$ la expresión 1.18 resulta igual a la 1.15 que representa el caso de una arcilla normalmente consolidada.

1.5 RESISTENCIA DE LA ARCILLA EN PRUEBAS TRIAXIALES NO DRENADAS.

El valor de la resistencia de una arcilla en pruebas no drenadas puede calcularse, considerando que la arcilla es un material básicamente friccionante y que la falla se produce en los planos críticos de falla. En este tipo de pruebas la superficie de falla se produce con un ángulo de inclinación de 45° respecto a la horizontal sin importar el grado de preconsolidación de la arcilla.

Si llamamos ϕ al ángulo de fricción interna de la arcilla, la relación de éste con los esfuerzos principales totales y efectivos resulta:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f = \left(\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}\right)_f \tan \phi \quad (1.19)$$

Donde los esfuerzos testados indican esfuerzos efectivos.

Las figuras 1.2 y 1.3 muestran los círculos de Mohr para el instante de falla para pruebas no drenadas de compresión y extensión, respectivamente, variando el esfuerzo vertical.

Para calcular la resistencia a la falla $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f$ de la arcilla es necesario sustituir los valores de los esfuerzos efectivos $\left(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3\right)$ en términos del esfuerzo de consolidación σ_{co} , el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y el parámetro α de presión de poro.

En una prueba de compresión no drenada, variando el esfuerzo vertical resulta que:

$$\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 = [\sigma_{co} + (\sigma_1 - \sigma_3) - u] + [\sigma_{co} - u] \quad (1.20)$$

$$\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2 \left[1 - \frac{u}{\sigma_{co}} \right] + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co}} \quad (1.21)$$

Puesto que u es el incremento de presión de poro, se introduce la ecuación 1.15 en 1.21 obteniendo:

$$\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2 \left[1 - \frac{1}{3} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co}} - \alpha \right] + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co}} \quad (1.22)$$

$$\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2[1 - \alpha] + \frac{1}{3} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co}} \quad (1.23)$$

Introduciendo la ecuación 1.23 en la ecuación 1.19, se obtiene la resistencia de la probeta de arcilla:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f = 2[1 - \alpha] \tan \phi + \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f \tan \phi \quad (1.24)$$

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f = \frac{2[1 - \alpha] \tan \phi}{1 - \frac{1}{3} \tan \phi} \quad (1.25)$$

En el caso de una prueba de extensión no drenada, variando el esfuerzo vertical, se tiene que la resistencia es:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f = \frac{2[1 - \alpha] \tan \phi}{1 + \frac{1}{3} \tan \phi} \quad (1.26)$$

Cuando se desea conocer el ángulo de fricción interna basta con despejarlo de las ecuaciones 1.25 y 1.26.

$$\tan \phi = \frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f}{2[1 - \alpha] \pm \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f} \quad (1.27)$$

Donde el signo \pm , se utiliza el positivo en pruebas de compresión y el negativo en pruebas de extensión.

Cuando la prueba de compresión o extensión sea variando el esfuerzo horizontal y manteniendo constante el esfuerzo vertical, o variando el esfuerzo horizontal y vertical simultáneamente, la ecuación 1.20 cambiará así como las ecuaciones 1.25, 1.26 y 1.27.

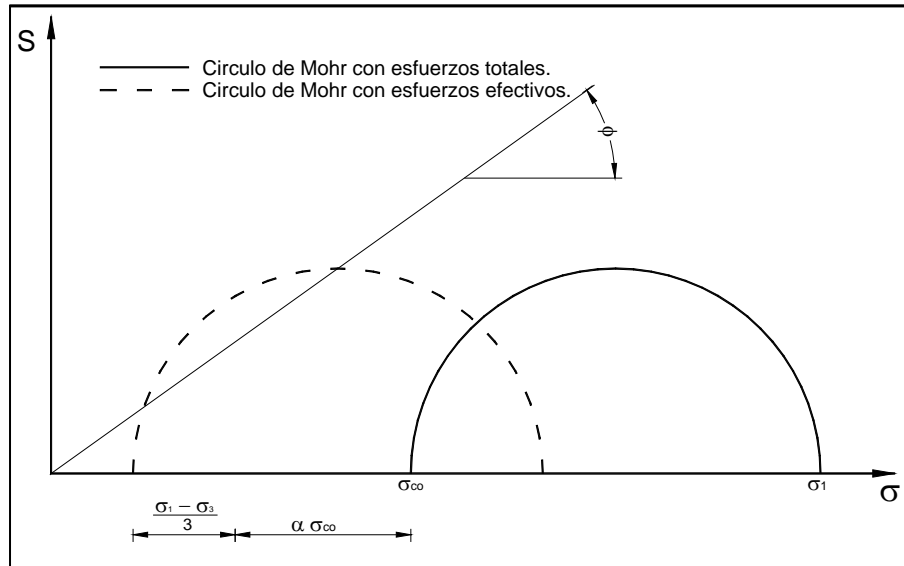


Figura 1.2 Círculos de Mohr en la prueba de compresión, variando el esfuerzo vertical y manteniendo constante los esfuerzos horizontales.

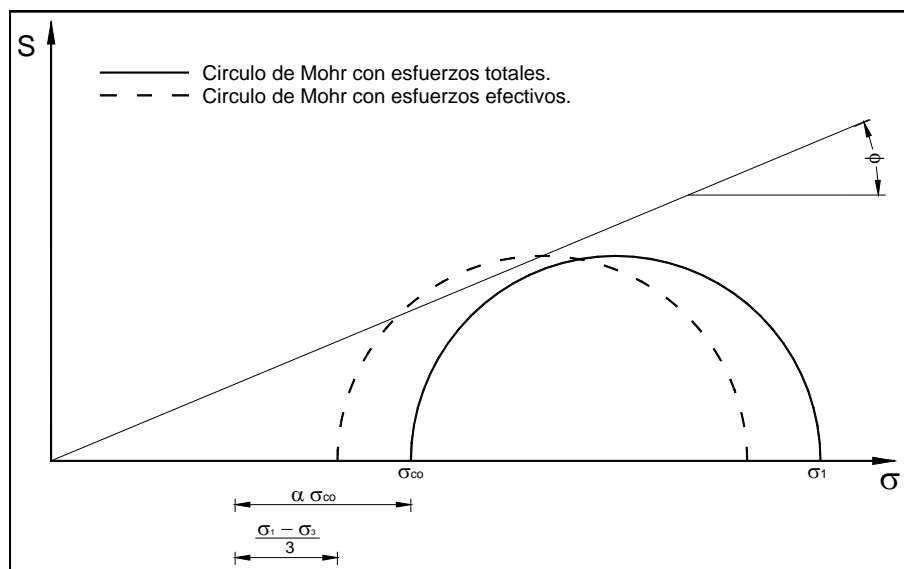


Figura 1.3 Círculos de Mohr en la prueba de extensión variando el esfuerzo vertical y manteniendo constantes los esfuerzos horizontales.

Por otro lado, para el caso de arcillas preconsolidadas es necesario considerar que en la dirección del plano de falla puede existir una cierta presión almacenada que no alcanzó a liberar la estructura de arcilla al sufrir la deformación desviadora que produjo la falla. Dado que la presión producida por el estado preconsolidado es la diferencia del esfuerzo equivalente y el esfuerzo de consolidación (ver figura 1.1) y se supone que para el caso de la

presión de poro en arcillas preconsolidadas la presión liberada por la deformación es igual a $\alpha(\sigma_e - \sigma_c)$, la presión remanente en la falla está dado por $r(\sigma_e - \sigma_c)$, donde r indica la fracción remanente no liberada en el plano crítico de falla.

De modo que la resistencia a la falla de una arcilla preconsolidada se puede expresar como:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f = \left(\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2} + r(\sigma_e - \sigma_c)\right) \tan \phi \quad (1.28)$$

Para obtener de forma explícita la resistencia a la falla de una arcilla preconsolidada se procede de igual forma a lo explicado para una arcilla normalmente consolidada. Se sustituye en la ecuación 1.28 el esfuerzo $\left(\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}\right)$ en términos del esfuerzo de consolidación σ_{co} , y el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Se sustituye también la ecuación de presión de poro derivada de la ecuación 1.17; Resultando:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2 \tan \phi}{1 \pm \frac{1}{3} \tan \phi} \left[1 + \alpha \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) + r \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 \right) \right] \quad (1.29)$$

Donde aparece el doble signo, deberá usarse el positivo para pruebas de compresión y el negativo para pruebas de extensión. Cuando se requiera el valor del ángulo de fricción interna, se puede calcular como:

$$\tan \phi = \frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f}{2 \left[1 + \alpha \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) + r \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 \right) \right] \pm \frac{1}{3} \tan \phi} \quad (1.30)$$

Cuando la prueba de compresión o extensión sea variando el esfuerzo horizontal y manteniendo constante el esfuerzo vertical, o variando el esfuerzo horizontal y vertical simultáneamente, la ecuación 1.20 cambiará así como las ecuaciones 1.29 y 1.30.

II. ECUACIÓN ESFUERZO – DEFORMACIÓN Y PRESIÓN DE PORO, DERIVADA DEL PRINCIPIO DE PROPORCIÓN NATURAL

Utilizando las deformaciones naturales y el principio de proporcionalidad natural, el profesor Eulalio Juárez Badillo ha desarrollado una teoría que permite describir el comportamiento esfuerzo desviador – deformación desviadora unitaria aplicable a todos los geomateriales. En esta expresión se suponen constantes la velocidad de incremento de carga, la velocidad de deformación y la temperatura.

El principio de proporcionalidad natural establece que los fenómenos de la naturaleza pueden ser expresados de forma ordenada y simple. *Ordenados*, puesto que pueden ser representados a través de ecuaciones matemáticas, y *simples*, porque la expresión matemática no debe ser compleja.

2.1 DEFORMACIONES NATURALES

Tradicionalmente en ingeniería se utiliza la definición de Cauchy para medir deformaciones, ésta establece que dada una barra de longitud X_0 , después de sufrir un acortamiento o alargamiento ΔX la deformación unitaria es el cociente del cambio de longitud inicial y final de la barra y la longitudinal inicial, es decir:

$$\text{Deformación de Cauchy} \quad \varepsilon = \frac{\Delta X}{X_0} \quad (2.1)$$

La deformación de Cauchy relaciona de manera lineal sólo dos puntos arbitrarios de los cuales se desea conocer su relación. Al establecer puntos diferentes la nueva razón no guarda concordancia con la primera, dificultando establecer una relación entre la deformación y la causa que la produce en un dominio completo.

La deformación de Hencky, por otro lado, considera la deformación de manera infinitesimal respecto al argumento, esto es:

$$\text{Deformación infinitesimal de Hencky} \quad d\varepsilon = \frac{dX}{X} \quad (2.2)$$

Y la deformación total como:

Deformación de Hencky
$$\varepsilon = \ln\left(\frac{X}{X_0}\right) \quad (2.3)$$

Esta deformación llamada también “deformación natural” describe la forma en que se desarrolla la deformación entre los límites de interés; lo que permite determinar una relación entre la deformación y la causa que la produce para un dominio dado.

La deformación de Cauchy es muy práctica cuando se estudian materiales a los cuales se puede ligar una longitud inicial con esfuerzos nulos, como el acero y el concreto. Sin embargo en materiales como la arcilla carece de sentido hablar de una longitud inicial sin asociarla al estado de esfuerzos al que está sometida. Es por ello que el uso de la deformación natural parece más apropiado dentro del campo de la Mecánica de Suelos.

Cuando las deformaciones son muy pequeñas, las deformaciones de Hencky y Cauchy coinciden prácticamente, al crecer la deformación, los valores dados por ambas definiciones se apartan entre sí cada vez más. La figura 2.1 muestra una tabla que liga estas dos deformaciones.

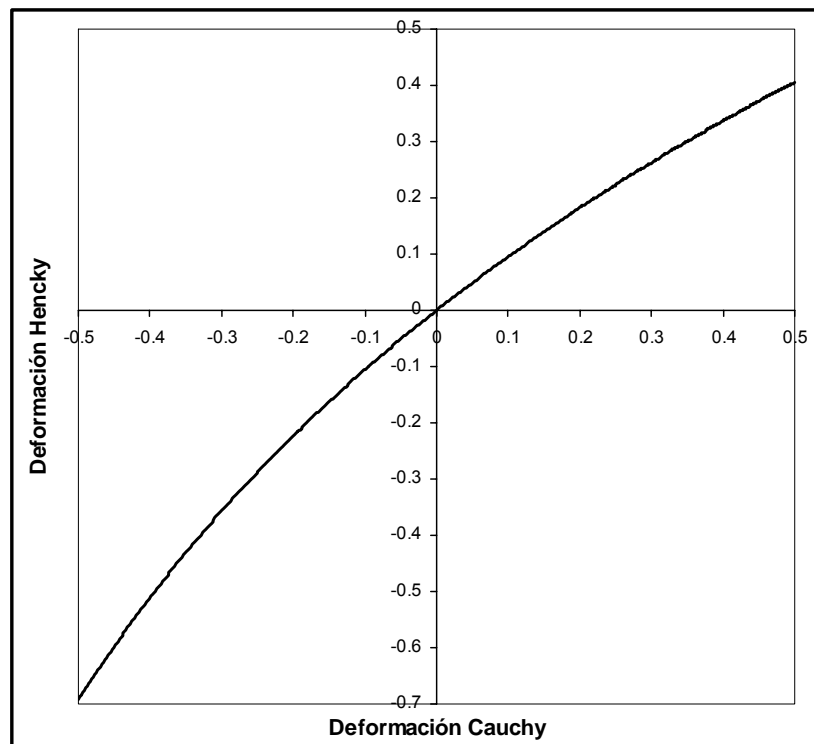


Figura 2.1 Relación entre la deformación unitaria de Hencky y la de Cauchy.

2.2 DEFORMACIÓN DESVIADORA NATURAL GENERAL AL CORTANTE EN PROBETAS DE ARCILLA SOMETIDAS A PRUEBAS TRIAXIALES

Considere un sistema cartesiano derecho y ortogonal de ejes x_1, x_2, x_3 y una probeta cilíndrica de dimensiones iniciales X_{10} para la altura de la probeta y $X_{20}=X_{30}$ para su diámetro. Al aplicar un esfuerzo confinante externo σ_{co} sobre la probeta, ésta se deformará hasta que sus dimensiones sean X_1 para su altura y $X_2=X_3$ para su diámetro, tal como se muestra en la figura 2.2

El esfuerzo de confinamiento σ_{co} produce deformaciones longitudinales unitarias, las cuales están definidas, acorde a la deformación natural, como:

Deformación axial natural
$$\varepsilon_a = \varepsilon_1 = \ln \frac{X_1}{X_{10}} \quad (2.3)$$

Deformación radial natural
$$\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \ln \frac{X_2}{X_{20}} = \ln \frac{X_3}{X_{30}} \quad (2.4)$$

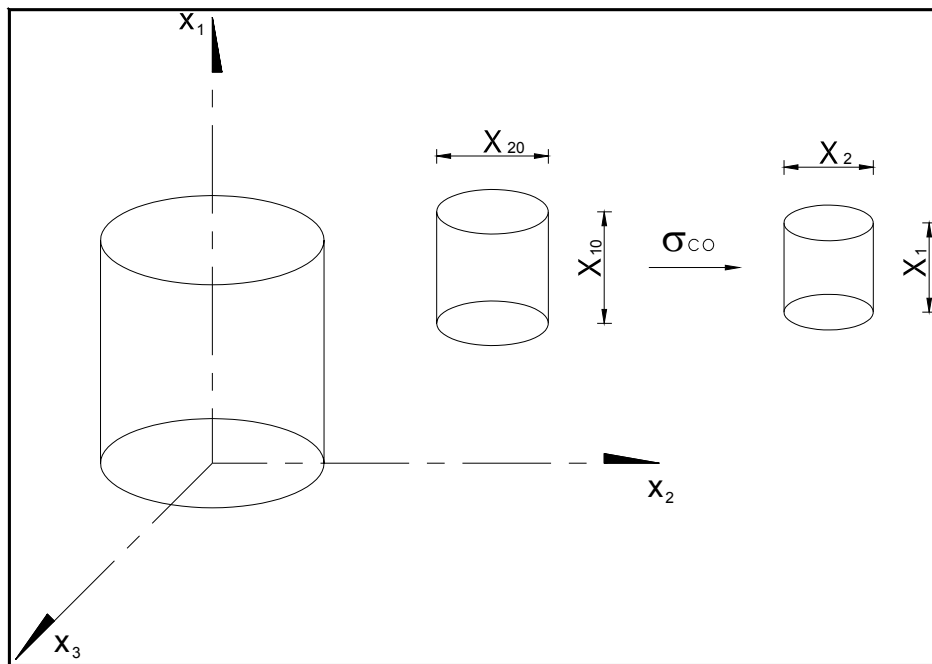


Figura 2.2 Dimensiones iniciales de la probeta y finales después de aplicar un esfuerzo σ_{co} .

La suma de las deformaciones longitudinales naturales se denomina *deformación volumétrica natural* y el promedio aritmético de las deformaciones naturales en las direcciones principales de la probeta de arcilla se denomina *deformación volumétrica isotrópica*.

$$\begin{array}{l} \text{Deformación volumétrica} \\ \text{natural} \end{array} \quad \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (2.5)$$

$$\begin{array}{l} \text{Deformación volumétrica} \\ \text{natural isotrópica} \end{array} \quad \varepsilon_i = \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (2.6)$$

La diferencia entre las deformaciones naturales y la deformación volumétrica natural isotrópica se conocen como la deformación desviadora natural. Dependiendo de la dirección de la deformación natural se produce la deformación desviadora correspondiente:

$$\begin{array}{l} \text{Deformación desviadora} \\ \text{natural para la} \\ \text{componente axial} \end{array} \quad e_a = \varepsilon_a - \varepsilon_i \quad (2.7)$$

$$\begin{array}{l} \text{Deformación desviadora} \\ \text{natural para la} \\ \text{componente radial} \end{array} \quad e_r = \varepsilon_r - \varepsilon_i \quad (2.8)$$

La suma de la deformación desviadora axial más dos veces la radial, resulta igual a la deformación desviadora natural volumétrica:

$$\begin{array}{l} \text{Deformación desviadora} \\ \text{natural volumétrica} \end{array} \quad e_v = e_a + 2e_r \quad (2.9)$$

Conviene notar que la deformación desviadora natural volumétrica es igual a cero, lo cual se comprueba al sustituir las ecuaciones 2.7 y 2.8 en la ecuación 2.9, como se desarrolla a continuación:

$$\begin{aligned} e_a + 2e_r &= (\varepsilon_a - \varepsilon_i) + 2(\varepsilon_r - \varepsilon_i) \\ e_a + 2e_r &= \varepsilon_a + 2\varepsilon_r - 3\varepsilon_i \\ e_a + 2e_r &= \varepsilon_a + 2\varepsilon_r - 3\left(\frac{\varepsilon_a + 2\varepsilon_r}{3}\right) \\ e_a + 2e_r &= 0 \end{aligned}$$

De lo anterior se desprende que la deformación desviadora natural radial es siempre la mitad de la deformación desviadora natural axial:

$$e_r = -\frac{e_a}{2} \quad (2.10)$$

Por otro lado la diferencia de las deformaciones naturales principales (axial y radial) se conoce como la *deformación desviadora natural general al cortante*.

Deformación desviadora
natural general al
cortante

$$\eta = \varepsilon_a - \varepsilon_r \quad (2.11)$$

En términos de la deformación desviadora natural se tiene que la ecuación 2.11 se puede describir como:

$$\eta = e_a - e_r \quad (2.12)$$

Para representar la deformación general desviadora natural al cortante en términos de la deformación desviadora natural axial, se sustituye la ecuación 2.10 en la 2.12. De esta manera se observa que η es igual a tres medios de la deformación desviadora natural axial.

Deformación desviadora
natural general al
cortante

$$\eta = \frac{3}{2} e_a \quad (2.13)$$

Una forma muy simple para definir la forma de la probeta es mediante la relación de la longitud axial respecto al diámetro de la probeta X_1/X_3 . Esta relación irá cambiando durante la aplicación del esfuerzo desviador máximo que se produce por la diferencia de los esfuerzos principales aplicados en la muestra de arcilla. El valor del esfuerzo desviador depende del tipo de prueba triaxial que se realice, la cual se puede caracterizar a través de un coeficiente "a". Definiendo a x como el esfuerzo desviador entre el esfuerzo confinante de la prueba, se tiene:

$$x = \frac{a(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{co}} \quad (2.14)$$

Los esfuerzos σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. El valor de a depende de la variación de los esfuerzos en la prueba así: cuando $a=1$ se incrementa el esfuerzo axial o radial; $a=-1$ sí disminuye el esfuerzo axial o radial; $a=1/3$ sí los esfuerzos son de compresión para $J_1=\text{cte}$; y $a=-1/3$ sí los esfuerzos son de extensión para $J_1=\text{cte}$.

El esfuerzo desviador x tiene un dominio que varía de 0 hasta x_f . La relación X_1/X_3 puede variar teóricamente desde X_{10}/X_{30} hasta 0. Se observa que ambos dominios se encuentran incompletos, dado que son finitos, además ambos zeros no coinciden impidiendo una relación fácil de usar entre sí. Con el objetivo de relacionar ambas

variables se debe obligar a que una de las funciones se haga propia y que sea congruente con la otra variable, para lograrlo se procede como lo muestra el siguiente esquema:

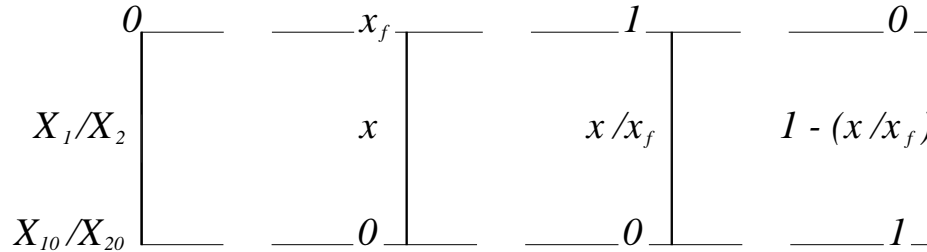


Figura 2.3 Esquema para encontrar las funciones propias.

En este esquema se propone que la variable propia sea X_1/X_3 . Con esto se logra que para la variable propia x su función propia congruente sea $1 - \frac{x}{x_f}$.

De esta forma, se tiene que la relación entre ambas funciones y de acuerdo al principio de proporcionalidad natural es:

$$\frac{d \frac{X_1}{X_3}}{\frac{X_1}{X_3}} = \mu \frac{a d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{co} \left(1 - \frac{x}{x_f}\right)} \quad (2.16)$$

Donde μ recibe el nombre de coeficiente cortante y representa la rapidez con que se produce la deformación desviadora natural general al cortante al inducir esfuerzos desviadores. El primer término de la ecuación puede ser reescrito como:

$$\frac{d \frac{X_1}{X_3}}{\frac{X_1}{X_3}} = \frac{X_3 dX_1 - X_1 dX_3}{X_1 X_3} = \frac{dX_1}{X_1} - \frac{dX_3}{X_3} = d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3 = de_1 - de_3 = d\eta$$

Por lo que la ecuación 2.16 es igual a:

Deformación desviadora natural general al cortante

$$d\eta = \mu \frac{a d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{co} \left(1 - \frac{x}{x_f}\right)} \quad (2.17)$$

2.3 ECUACIÓN GENERAL ESFUERZO DESVIADOR – DEFORMACIÓN DESVIADORA

Para describir la deformación desviadora en la probeta de arcilla producida por los esfuerzos aplicados en la cámara triaxial se partirá de la deformación desviadora natural general al cortante expresada por la ecuación 2.17 e introduciendo en ésta la ecuación 2.13:

Ecuación general esfuerzo desviador - deformación

$$de_a = -\frac{1}{3} a\mu \frac{dx}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^\nu} \quad (2.18)$$

Donde ν se denomina exponente cortante y representa la degradación de la resistencia del material de acuerdo a la naturaleza de éste. Este coeficiente sería igual a uno si la degradación de la probeta fuese lineal. Dado que la degradación es mayor conforme se acerca la probeta a la falla es necesario que ν sea siempre mayor que uno.

La ecuación 2.18 representa a la deformación desviadora natural dentro de un dominio $[0, x_f]$, de modo que cuando el esfuerzo desviador es $x=0$ la deformación desviadora natural es cero, y cuando el esfuerzo desviador es $x=x_f$ la deformación desviadora natural es infinita.

Para obtener el valor de la deformación desviadora natural es necesario integrar la ecuación 2.18. El resultado de esta operación depende del valor que adopte ν :

para $\nu=0$

$$e_a = -\frac{1}{3} a\mu x \quad (2.19)$$

para $\nu=1$

$$e_a = -\frac{1}{3} a\mu x_f \ln\left(1 - \frac{x}{x_f}\right) \quad (2.20)$$

para $\nu>1$

$$e_a = -\frac{1}{3} a\mu x_f \frac{1}{\nu-1} \left[\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^{1-\nu} - 1 \right] \quad (2.21)$$

Las ecuaciones 2.20 y 2.21 pueden ser escritas como:

para $\nu=1$

$$\frac{x}{x_f} = 1 - \exp\left(\frac{3e_a}{a\mu x_f}\right) = y \quad (2.22)$$

Para $\nu > 1$

$$\frac{x}{x_f} = 1 - \left[1 + (\nu - 1) \frac{3e_a}{a\mu x_f}\right]^{1-\nu} = y \quad (2.23)$$

En la figura 2.3 se muestra la variación de la curva esfuerzo deformación con diferentes valores de ν y con $a=1$, que corresponde a una prueba de compresión no drenada, variando el esfuerzo vertical y manteniendo constante el esfuerzo horizontal.

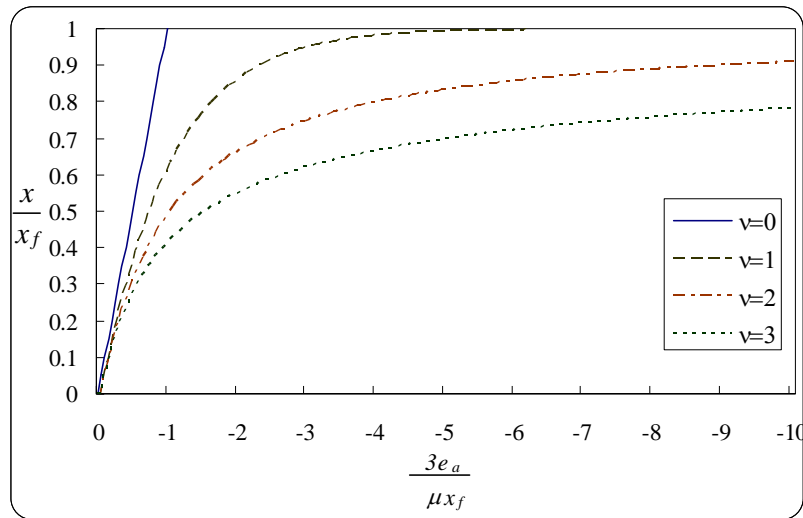


Figura 2.3 Forma de la curva esfuerzo – deformación en una prueba de compresión para diferentes valores de ν .

Para describir el comportamiento de una arcilla preconsolidada es necesario involucrar en las ecuaciones 2.20 y 2.21 el factor de preconsolidación. Dado que la deformación desviadora natural depende también de la energía almacenada en la estructura de la arcilla, producto de la preconsolidación, es lógico pensar que la deformación desviadora natural sea inversamente proporcional al factor de preconsolidación. Para una arcilla preconsolidada ha sido postulado (Juárez Badillo, 1995) que:

para $\nu=1$

$$e_a = -\frac{1}{3} a \mu x_f (OCF)^{-1} \ln\left(1 - \frac{x}{x_f}\right) \quad (2.24)$$

para $\nu > 1$

$$e_a = -\frac{1}{3} a \mu x_f (OCF)^{-\frac{1}{\nu}} \frac{1}{\nu-1} \left[\left(1 - \frac{x}{x_f} \right)^{1-\nu} - 1 \right] \quad (2.25)$$

2.4 PRESIÓN DE PORO Y FUNCIÓN DE SENSITIVIDAD

La presión de poro, de acuerdo a lo expuesto en el capítulo dos, es resultado de la combinación de los siguientes factores:

- El incremento de esfuerzo isotrópico, el cual depende de la forma en que se realice la prueba
- El porcentaje de la presión de poro que soporta el agua debido a la perturbación ocasionada en la estructura de la arcilla, por las deformaciones al cortante cuando esta está normalmente consolidada.
- La tensión producida por el agua intersticial en la probeta de arcilla, producida por la presión liberada en su estructura.

Los cuales son expresadas matemáticamente como:

Presión de poro en la falla

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \right)_f + \alpha \sigma_{co} \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} - \alpha (\sigma_{eo} - \sigma_{co}) \quad (2.26)$$

Dado que $OCF = \frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}}$ y después de agrupar términos semejantes, la ecuación 2.26 puede ser escrita adimensionalmente como:

Presión de poro en la falla

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} \right)_f = \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f + \alpha \left(\frac{1}{OCF} - OCF + 1 \right) \quad (2.27)$$

Dado que el segundo término varía a lo largo de la prueba, es necesario afectarlo por una función de sensibilidad. En el capítulo dos se vio que ésta función dependía de los esfuerzos inducidos en la probeta. Ahora el Dr. Juárez Badillo (1999) propone una función basada en las deformaciones desviadoras naturales, con lo cual se puede realizar una descripción más racional del fenómeno.

Esta función de sensibilidad relaciona la deformación desviadora natural con los esfuerzos que la inducen, completando los dominios y haciendo coincidir matemáticamente el fenómeno físico. La función propia de este esfuerzo, de variable propia y , es $\frac{1}{y} - 1$. De

modo que cuando e_a varía de 0 a ∞ , $\frac{1}{y}-1$ varía de ∞ a 0, por lo que de acuerdo al principio de proporcionalidad natural se puede establecer que la relación entre el esfuerzo y la deformación desviadora natural es:

$$\frac{dz}{z} = -\beta \frac{de}{e} \quad (2.28)$$

Donde:

$$z = \frac{1}{y} - 1 \quad (2.29)$$

Y β es una constante de proporcionalidad, característica del material.

Después de integral la expresión 2.28 se obtiene:

$$y = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{y_1} - 1 \right) \left(\frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{-\beta}} \quad (2.30)$$

Siendo y_1 y e_{a1} un punto conocido de la ecuación. Cuando $y = y_1$, la deformación $e_{a1} = e_a^*$, esta deformación recibe el nombre de deformación característica.

Por lo que la ecuación 2.30 queda como:

$$y = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \quad (2.31)$$

La figura 2.4, muestra la variación de la función (2.31) para diferentes valores de β y recibe el nombre de función de sensibilidad.

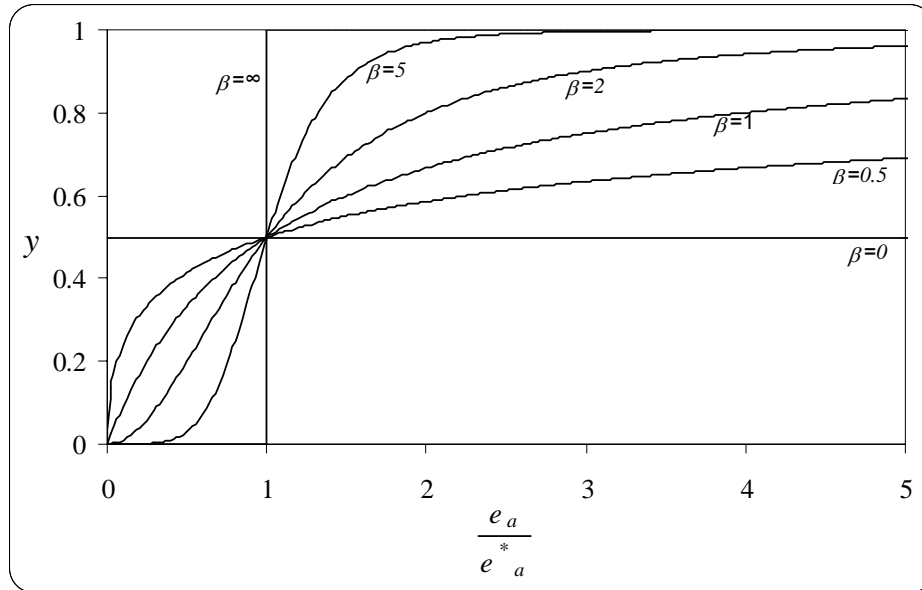


Figura 2.4 Función de sensibilidad para diferentes valores de β .

Finalmente, utilizando la función de sensibilidad se obtiene la ecuación que describe la presión de poro que se genera en la probeta a lo largo de la prueba triaxial.

Presión de poro

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right) = \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{\sigma_{co}} \right) + \alpha \left(\frac{1}{OCF} - OCF + 1 \right) \left[1 + \left(\frac{e_a^*}{e_a} \right)^\beta \right]^{-1} \quad (2.32)$$

III. PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA ESTUDIADA

Las ecuaciones, esfuerzo desviador – deformación desviadora unitaria, y presión de poro – deformación desviadora unitaria, son utilizadas para describir el comportamiento de la arcilla de Weald en pruebas de compresión y extensión en la cámara triaxial.

Las pruebas en probetas de arcilla de Weald, fueron realizados en el Imperial College de la Universidad de Londres y los resultados experimentales fueron amablemente proporcionados por el doctor J. Henkel al doctor Juárez Badillo. Las pruebas realizadas, que se utilizaron en este trabajo, fueron en arcillas con grados de preconsolidación 1, 2, 4, 8, 12 y 24 y fueron del tipo CU, de compresión y extensión manteniendo constantes los esfuerzos horizontales y variando el esfuerzo vertical en la probeta. A lo largo de la prueba se midió el esfuerzo desviador y la presión de poro para diferentes niveles de deformación desviadora.

Los parámetros mecánicos encontrados para la arcilla de Weald (Juárez Badillo, 1975) son:

$$\gamma = 0.060$$

$$\rho = 0.333$$

$$\phi = 21^\circ 48' (\tan \phi = 0.40), \text{ arcilla normalmente consolidada.}$$

$$r = 0.04 \text{ (pruebas de compresión)}$$

$$r = 0.08 \text{ (pruebas de extensión)}$$

3.1 AJUSTE TEÓRICO EN PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESIÓN

Considerando la ecuación general esfuerzo desviador – deformación desviadora unitaria, desarrollada en el capítulo tres, para $a=1$, dado el tipo de prueba realizada, se tiene que:

Ecuación general esfuerzo desviador - deformación desviadora unitaria.

$$de_a = -\frac{1}{3} \mu \frac{dx}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^{\nu}} \quad (3.1)$$

Ecuación en la cual es necesario conocer los valores de ν , μ y x_f para describir la deformación desviadora unitaria producida por los esfuerzos desviadores aplicados durante la prueba.

El valor del coeficiente cortante μ , describe la rapidez con que el esfuerzo desviador produce deformación desviadora y se refleja principalmente en los puntos iniciales de la prueba cuando la estructura de la arcilla no ha sido degradada significativamente por los esfuerzos desviadores.

El valor del exponente cortante ν , describe la rapidez con que se degrada la estructura de la arcilla a lo largo de la prueba. Cuando el valor de ν es uno, la ecuación describe un material que se degrada de forma lineal a lo largo de la prueba, cuando el valor de ν es mayor de uno, la ecuación describe un material cuya degradación es exponencial durante la prueba. Como se aprecia en la figura 2.3 las curvas esfuerzo – deformación para diferentes valores de ν , son muy similares cuando las deformaciones son pequeñas y conforme aumenta el valor de la deformación las curvas describen diferentes comportamientos.

Para ajustar los datos experimentales con la ecuación derivada del principio de proporcionalidad natural se procedió de la siguiente forma: de la comparación entre la curva teórica esfuerzo – deformación para diferentes valores de ν y los puntos experimentales medidos en laboratorio se determinó el valor de ν . De la observación de los puntos teóricos experimentales se propone un valor de x_f mayor al que se registro en la falla de la prueba y se le asigna un valor a μ . De acuerdo al resultado de la gráfica se varía x_f y μ hasta obtener el mejor ajuste. Si el ajuste no es satisfactorio se propone otro valor del exponente cortante ν , y se repite el procedimiento ya descrito.

En lo que respecta al factor de preconsolidación, éste se calculó empleando la expresión 2.10 del capítulo dos y utilizando el valor de la relación expansibilidad – compresibilidad reportada al inicio de este capítulo.

Conviene señalar que la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación desviadora es muy difícil de medir al inicio y al final de la prueba, por lo que para el ajuste de los datos experimentales se tomaron como puntos representativos los comprendidos entre el 4 y 15% de la deformación.

De acuerdo a los resultados experimentales se observó que el valor del exponente cortante debería ser mayor a uno, y dado que se ajustarán arcillas preconsolidadas la ecuación 3.1 toma la forma:

$$e_a = -\frac{1}{3} \mu x_f (OCF)^{\frac{-1}{\nu}} \frac{1}{\nu-1} \left[\left(1 - \frac{x}{x_f} \right)^{1-\nu} - 1 \right] \quad (3.2)$$

Para el ajuste teórico de la presión de poro medida en función de la deformación desviadora se considera la ecuación presión de poro – deformación desviadora unitaria, desarrollada en el capítulo dos, la cual es igual:

$$\text{Presión de poro} \quad \left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} \right) = \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{\sigma_{co}} \right) + \alpha \left(\frac{1}{OCF} - OCF + 1 \right) \left[1 + \left(\frac{e_a^*}{e_a} \right)^\beta \right]^{-1} \quad (3.3)$$

El esfuerzo isotrópico se calcula sustituyendo en el primer término de la ecuación 3.3, el esfuerzo desviador de la ecuación 3.2, que es igual a:

$$\text{Esfuerzo isotrópico} \quad x = \frac{x_f}{3} \left\{ 1 - \left[1 - (\nu-1) (OCF)^{\frac{1}{\nu}} \frac{3e_a}{\mu x_f} \right]^{\frac{1}{1-\nu}} \right\} \quad (3.4)$$

Por lo que la ecuación utilizada, presión de poro – deformación desviadora unitaria, para el ajuste de los puntos experimentales resulta:

$$\text{Presión de poro} \quad \left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} \right) = \frac{x_f}{3} \left\{ 1 - \left[1 - (\nu-1) (OCF)^{\frac{1}{\nu}} \frac{3e_a}{\mu x_f} \right]^{\frac{1}{1-\nu}} \right\} + \alpha \left(\frac{1}{OCF} - OCF + 1 \right) \left[1 + \left(\frac{e_a^*}{e_a} \right)^\beta \right]^{-1} \quad (3.5)$$

Los valores de ν , μ y x_f quedan determinados en el ajuste de las curvas esfuerzo desviador – deformación desviadora, resta estimar los parámetros denominados: deformación característica e_a^* , la fracción de esfuerzo tomada por la presión de poro α y el grado de la función de sensibilidad β .

Para determinar estos valores es necesario un poco de experiencia, sensibilidad e imaginación. El primer paso es graficar la componente isotrópica de la presión de poro – deformación desviadora, junto con los puntos experimentales correspondientes a la presión de poro total medidos en laboratorio. La presión de poro

isotrópica se obtiene aplicando la ecuación 3.5, con un valor de α igual a cero.

En esta gráfica se mide la diferencia de los puntos finales entre ambas curvas, el valor medido es la presión de poro que describe la función de sensibilidad y . De la mitad de este valor se traza una línea recta horizontal hasta cruzar la curva experimental de la presión de poro – deformación desviadora, la deformación que produce ésta presión corresponde a la deformación característica e_a^* . En la figura 3.1 se presentan una curva presión de poro – esfuerzo desviador con su presión de poro isotrópica resultado de una prueba de compresión con el objetivo de mostrar éste procedimiento.

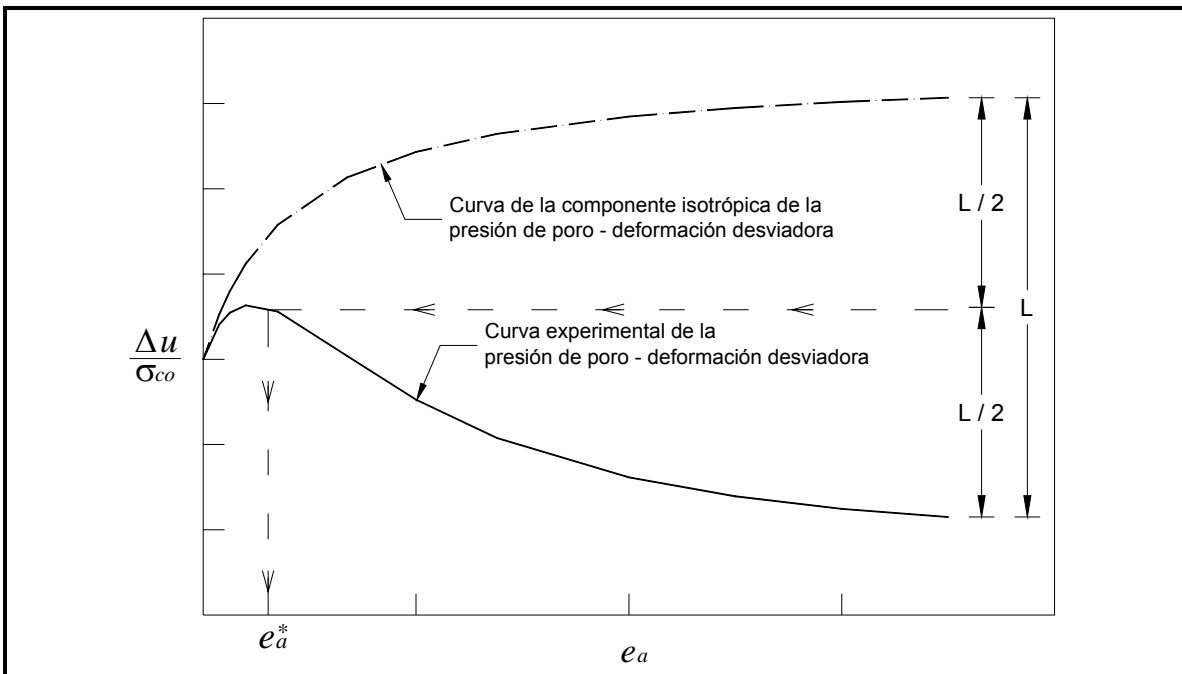


Figura 3.1 Procedimiento gráfico para determinar la deformación media característica.

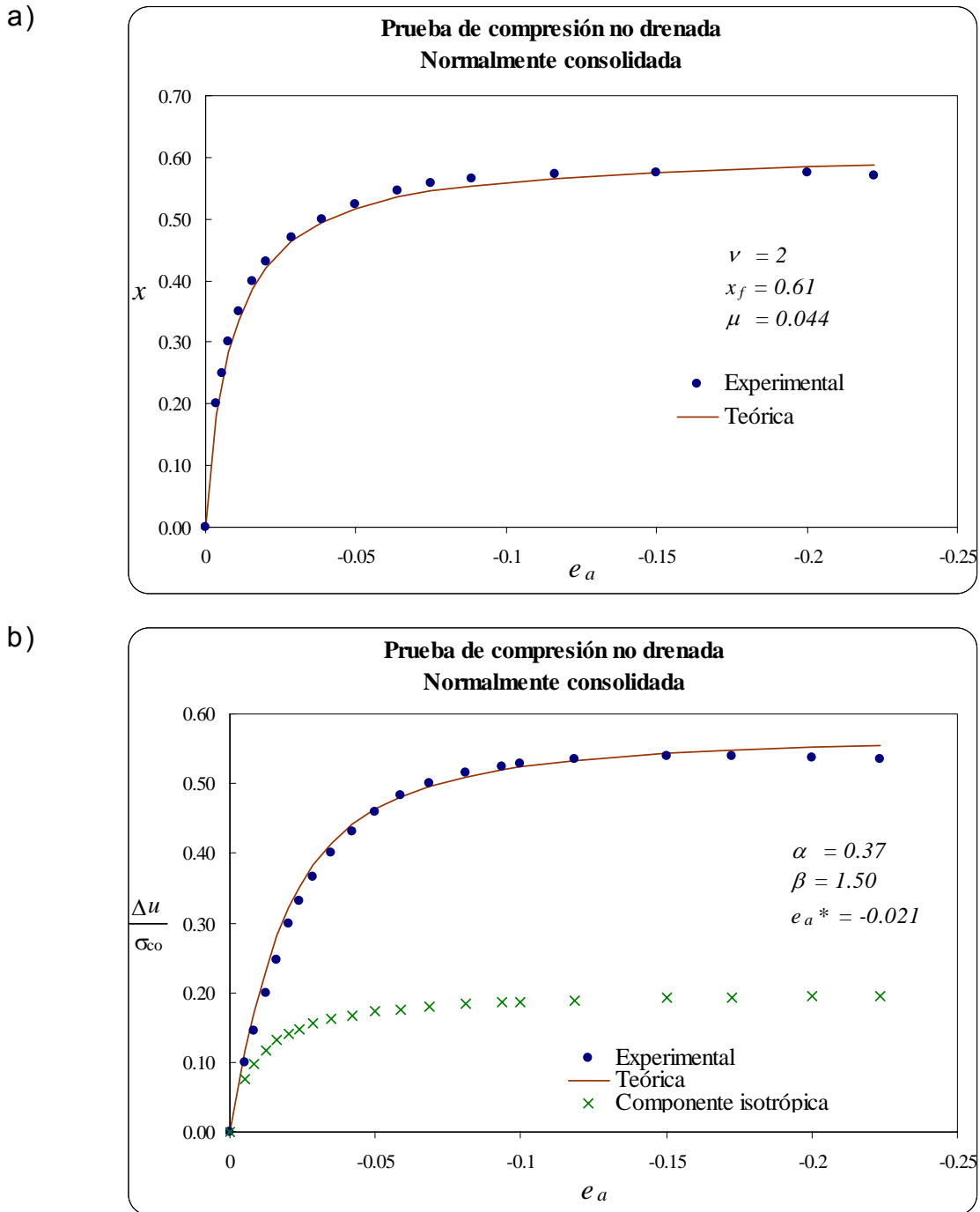
A continuación se propone el grado de la función de sensibilidad de observar la variación de los puntos experimentales esfuerzo desviador – deformación desviadora unitaria y la forma de las curvas que se muestran en la figura 2.4

Después se estima el parámetro α . Como se vio en el capítulo I de éste trabajo el valor del parámetro α corresponde a la fracción σ_{co} soportado por la presión de poro cuando se produce la falla en la probeta de arcilla, por lo que la forma más eficiente de estimar α se

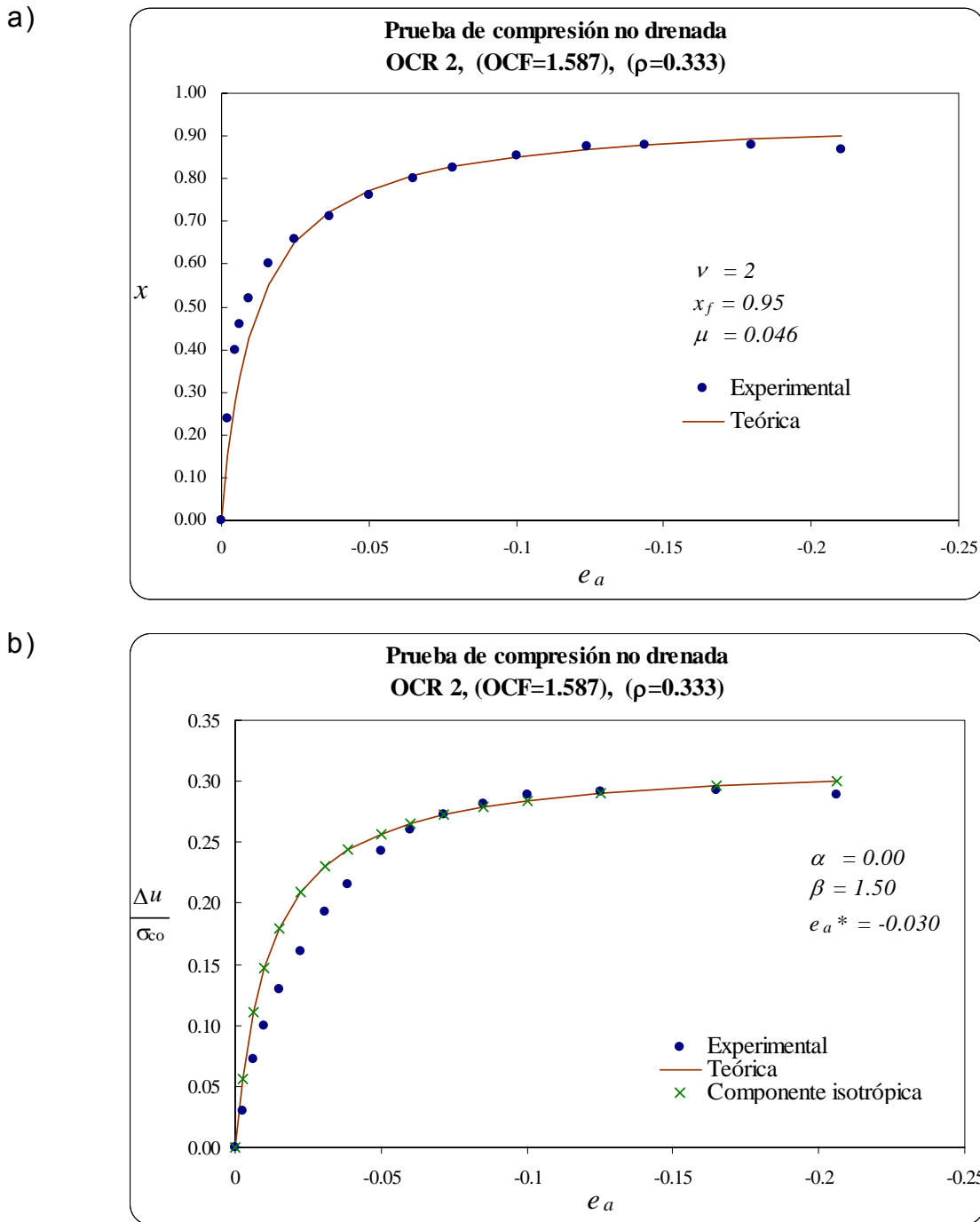
obtiene haciendo coincidir los últimos puntos de la curva presión de poro – esfuerzo desviador unitario.

Una vez asignados estos valores se habrá realizado el primer ajuste a los puntos experimentales presión de poro – deformación desviadora unitaria. A partir de la diferencia de la curvatura se corrige el grado de la función de sensibilidad. Dado que el valor de la deformación característica medido no es preciso se asigna un nuevo valor que ajuste mejor la curva; este cambio requerirá volver asignar el valor de α para ajustar los puntos finales de la curva presión de poro – deformación desviadora. Se repite este procedimiento hasta obtener los valores que mejor ajusten la curva.

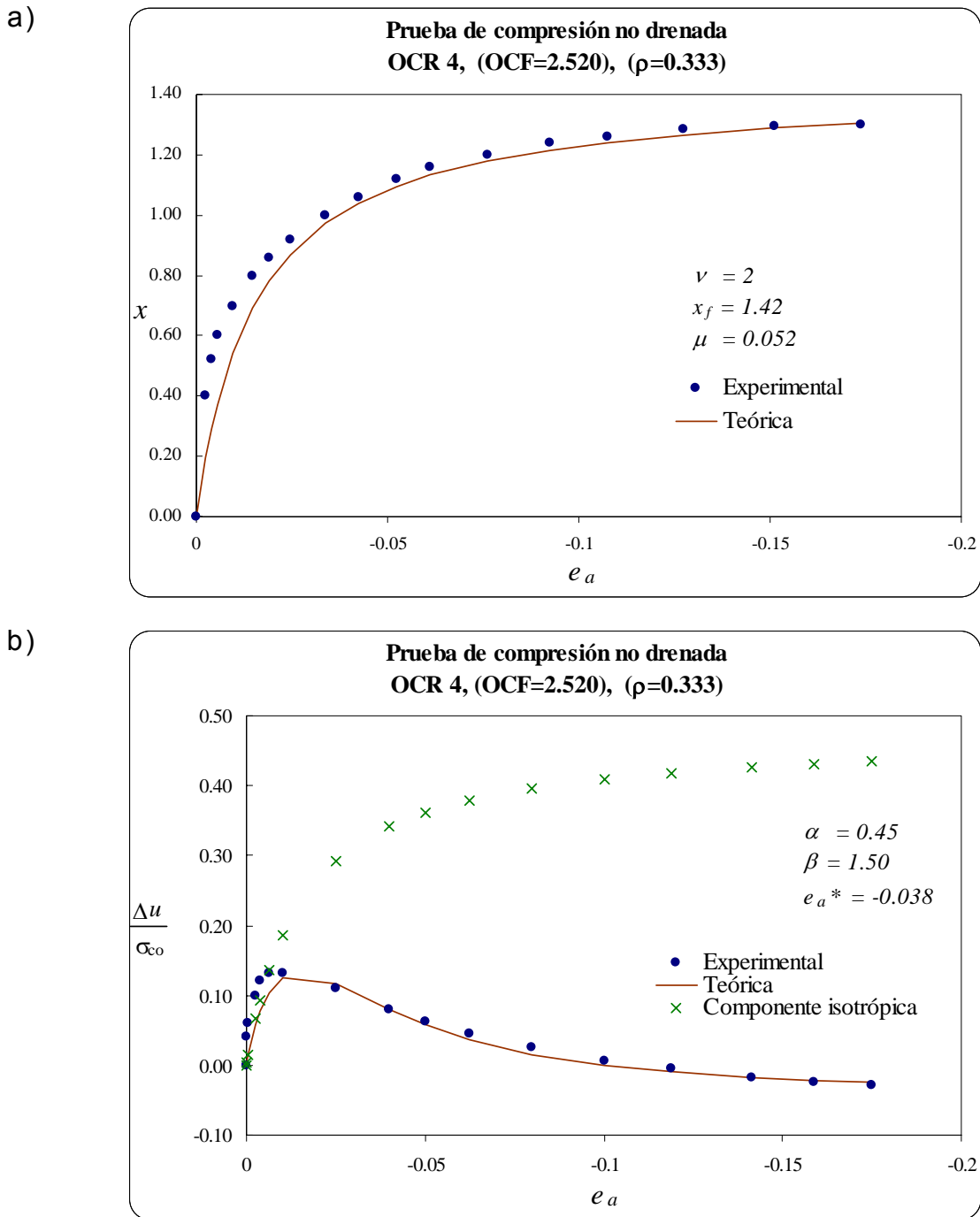
Las figuras 3.2 a 3.7 muestran los ajustes efectuados en las curvas experimentales esfuerzo desviador y presión de poro en función de la deformación desviadora, obtenidas de las pruebas de compresión realizadas en la arcilla de Weald, los puntos representan los datos experimentales y las líneas continuas representan los datos teóricos. En cada figura se reportan los diferentes grados de preconsolidación y los valores de ν , μ , x_f , e_a^* , α y β utilizados en el ajuste.



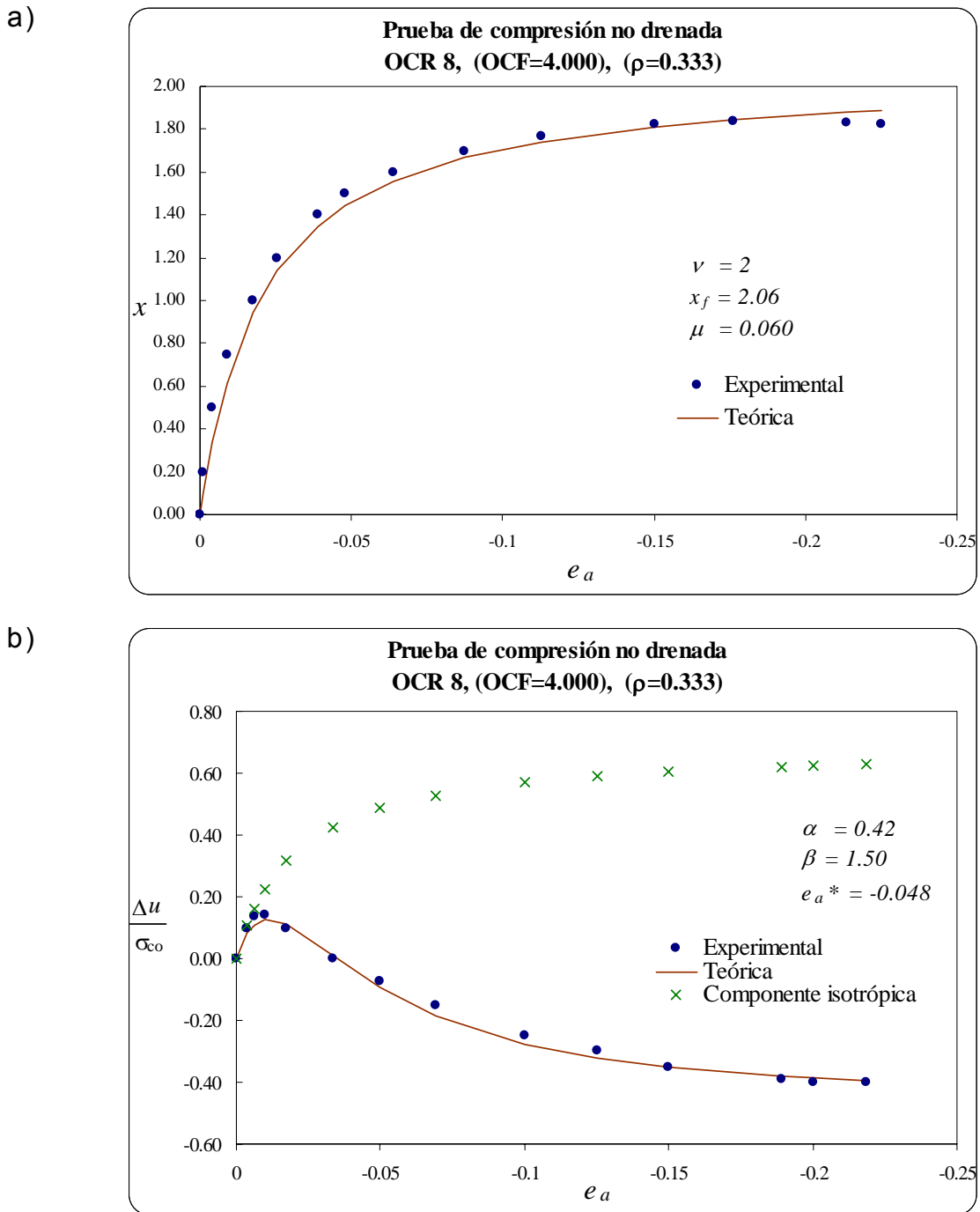
Figuras 3.2 Prueba triaxial de compresión no drenada, arcilla de Weald, OCR=1.
a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



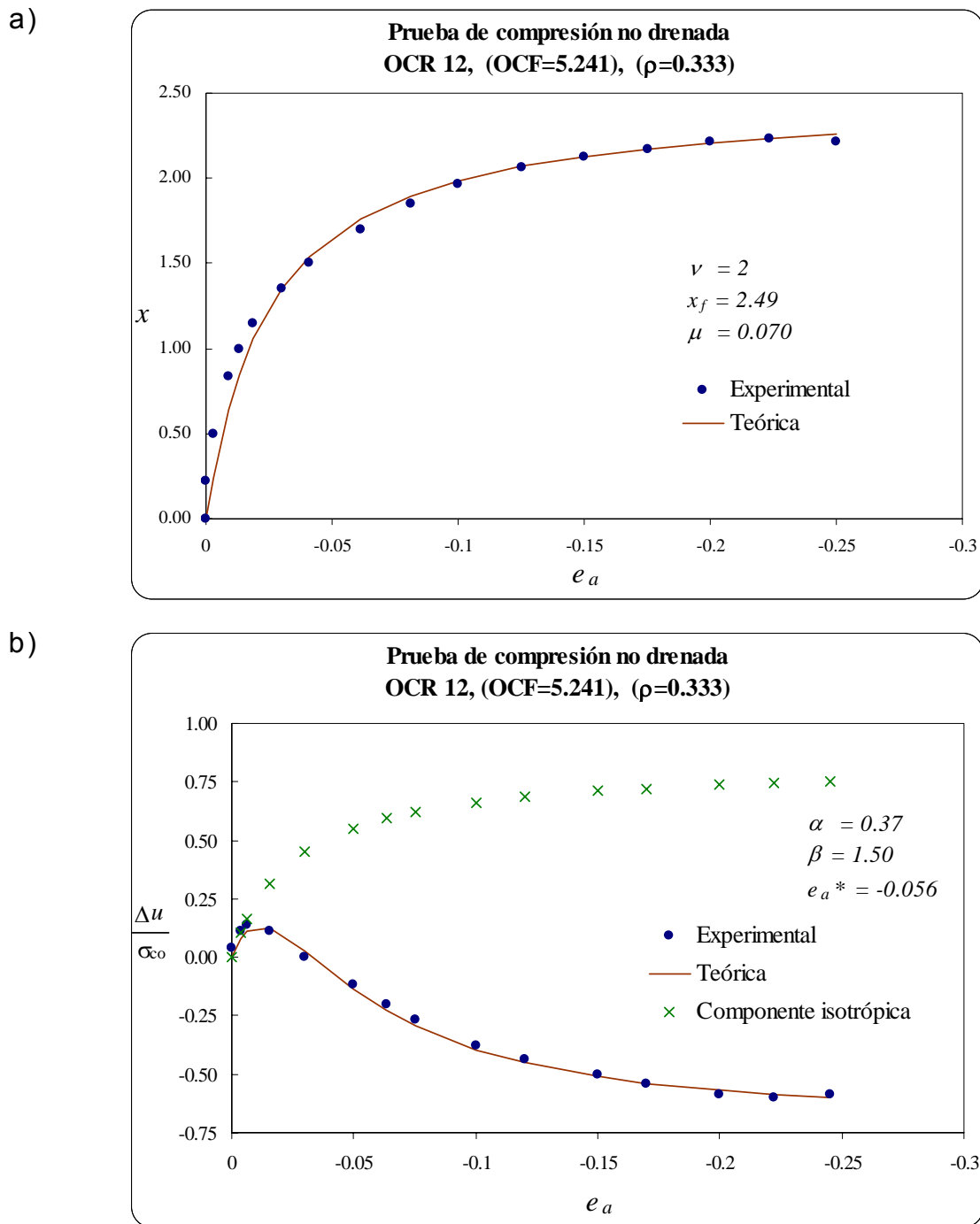
Figuras 3.3 Prueba triaxial de compresión no drenada, arcilla de Weald, OCR=2. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



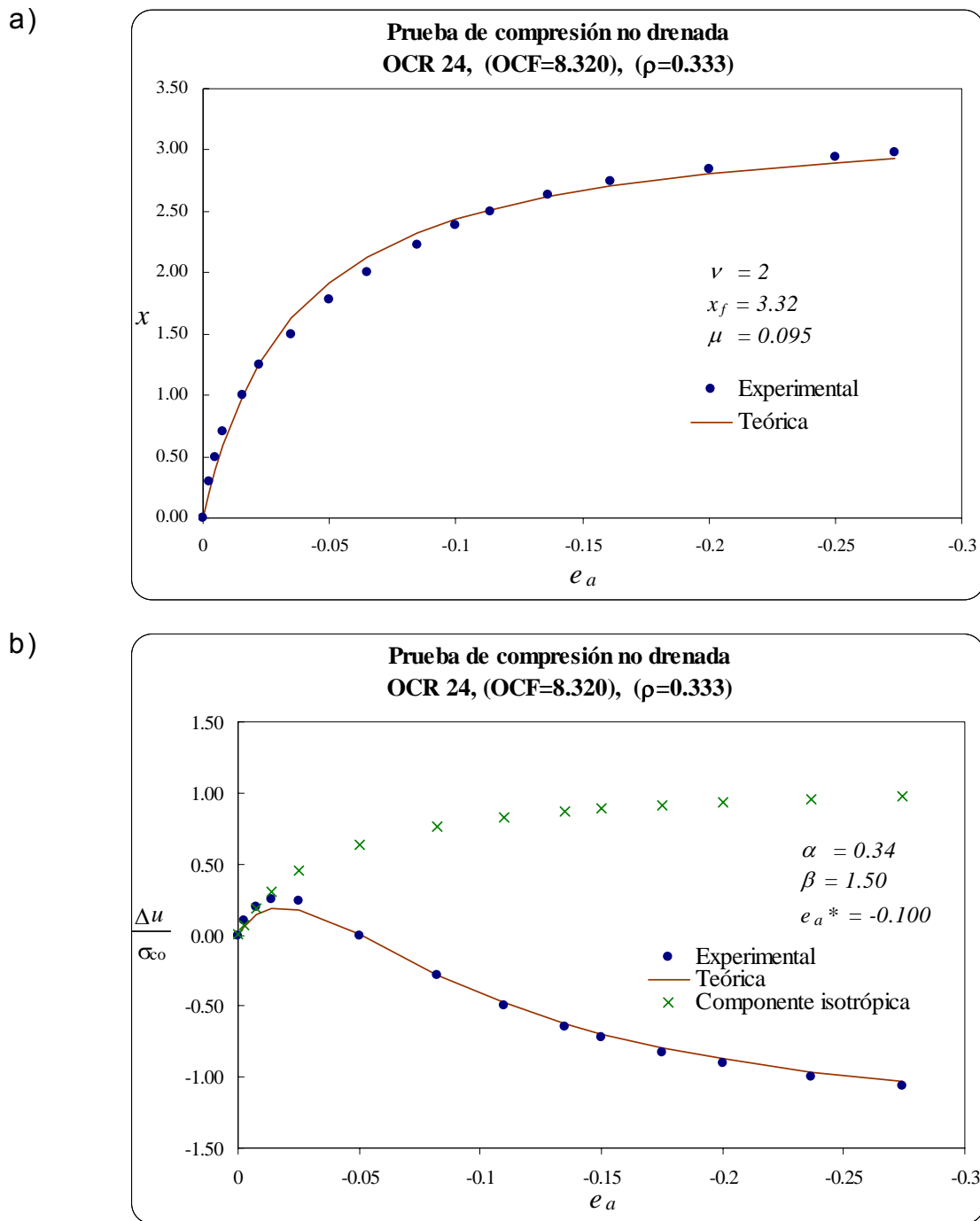
Figuras 3.4 Prueba triaxial de compresión no drenada, arcilla de Weald, OCR=4.
a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



Figuras 3.5 Prueba triaxial de compresión no drenada, arcilla de Weald, OCR=8. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



Figuras 3.6 Prueba triaxial de compresión no drenada, arcilla de Weald, OCR=12. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



Figuras 3.7 Prueba triaxial de compresión no drenada, arcilla de Weald, OCR=24. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.

3.2 AJUSTE TEÓRICO EN PRUEBAS TRIAXIALES DE EXTENSIÓN

La ecuación utilizada para realizar el ajuste de los puntos experimentales se obtiene de integrar la ecuación 3.1 con $a=-1$, ya que en la prueba realizada se disminuyó el esfuerzo axial. Además se hace intervenir el factor de preconsolidación debido a la condición de preconsolidación de la arcilla utilizada. En base a lo anterior se tiene para $\nu > 1$:

$$e_a = \frac{1}{3} \mu x_f (OCF)^{-1} \frac{1}{\nu - 1} \left[\left(1 - \frac{x}{x_f} \right)^{1-\nu} - 1 \right] \quad (3.6)$$

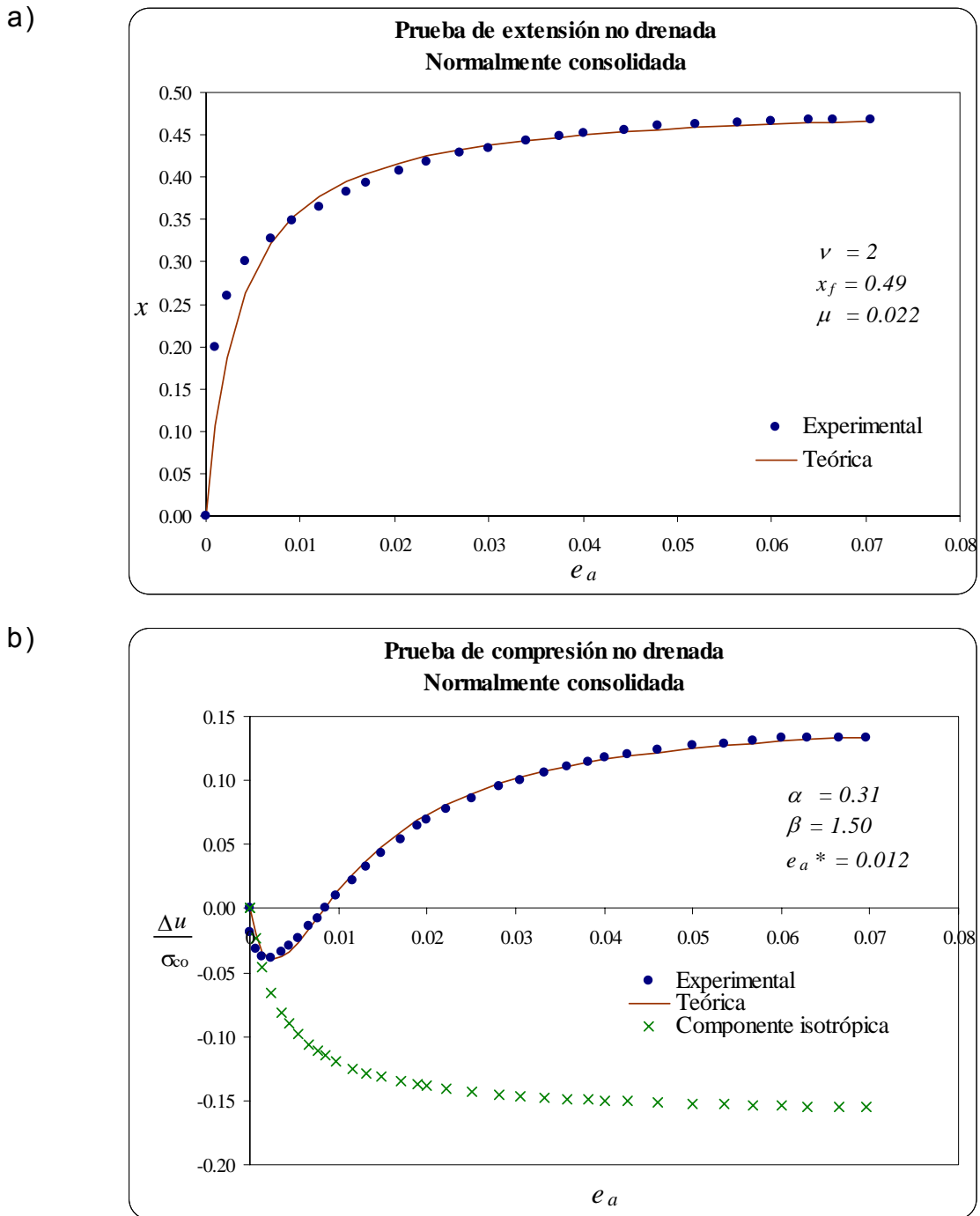
El procedimiento realizado para el ajuste corresponde a lo expuesto en el tema 3.1 de este mismo capítulo.

La ecuación utilizada para realizar el ajuste de los puntos experimentales presión de poro – deformación desviadora, se obtiene de despejar el esfuerzo isotrópico de la ecuación 3.6 y sustituyéndolo en el primer término de la ecuación 3.3. Entonces:

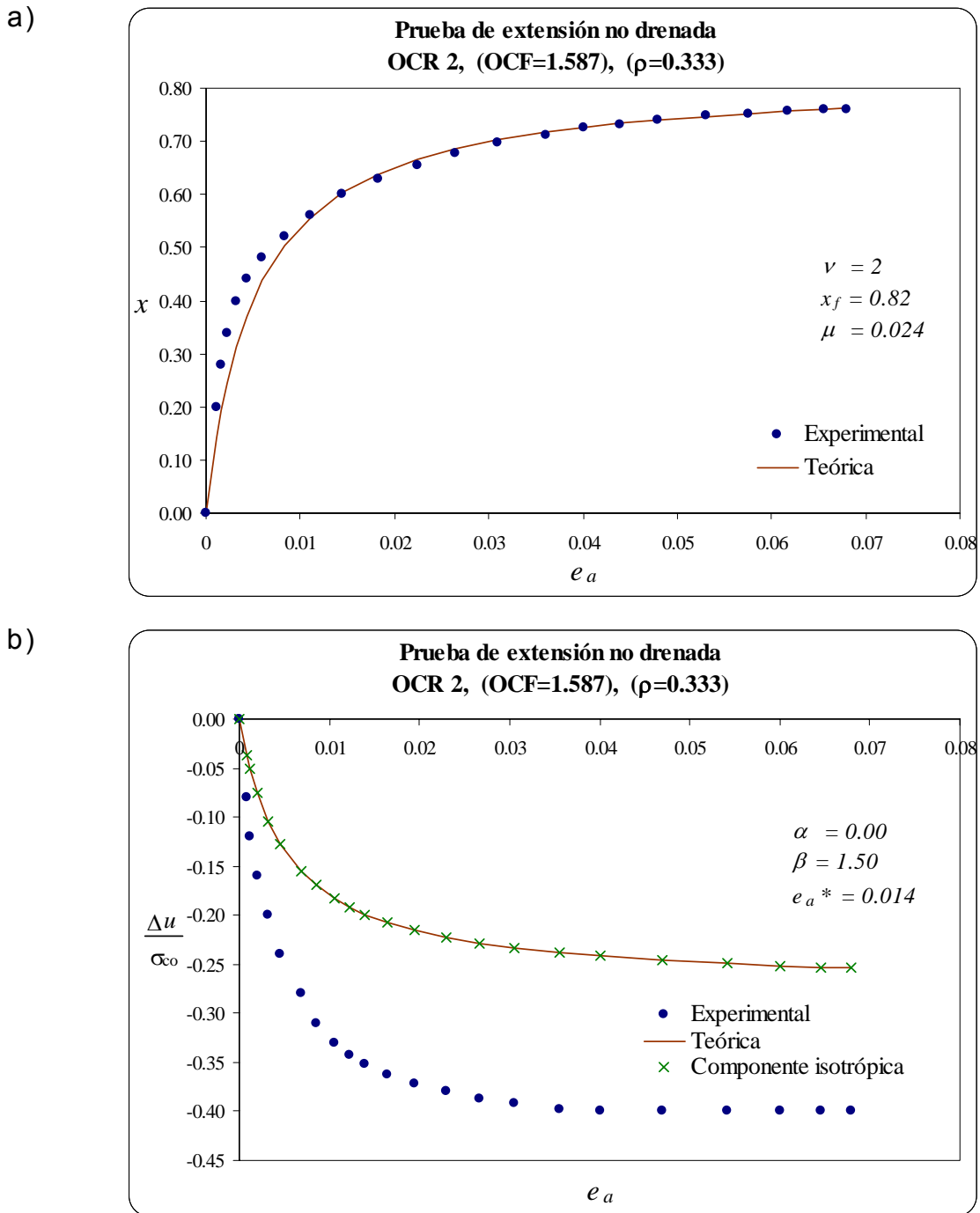
$$\text{Presión de poro} \quad \left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} \right) = \frac{x_f}{3} \left\{ 1 - \left[1 + (\nu - 1) (OCF)^{\frac{1}{\nu}} \frac{3e_a}{\mu x_f} \right]^{\frac{1}{1-\nu}} \right\} + \alpha \left(\frac{1}{OCF} - OCF + 1 \right) \left[1 + \left(\frac{e_a^*}{e_a} \right)^\beta \right]^{-1} \quad (3.7)$$

El procedimiento realizado para el ajuste es análogo a lo expuesto en el tema 3.2 de este mismo capítulo.

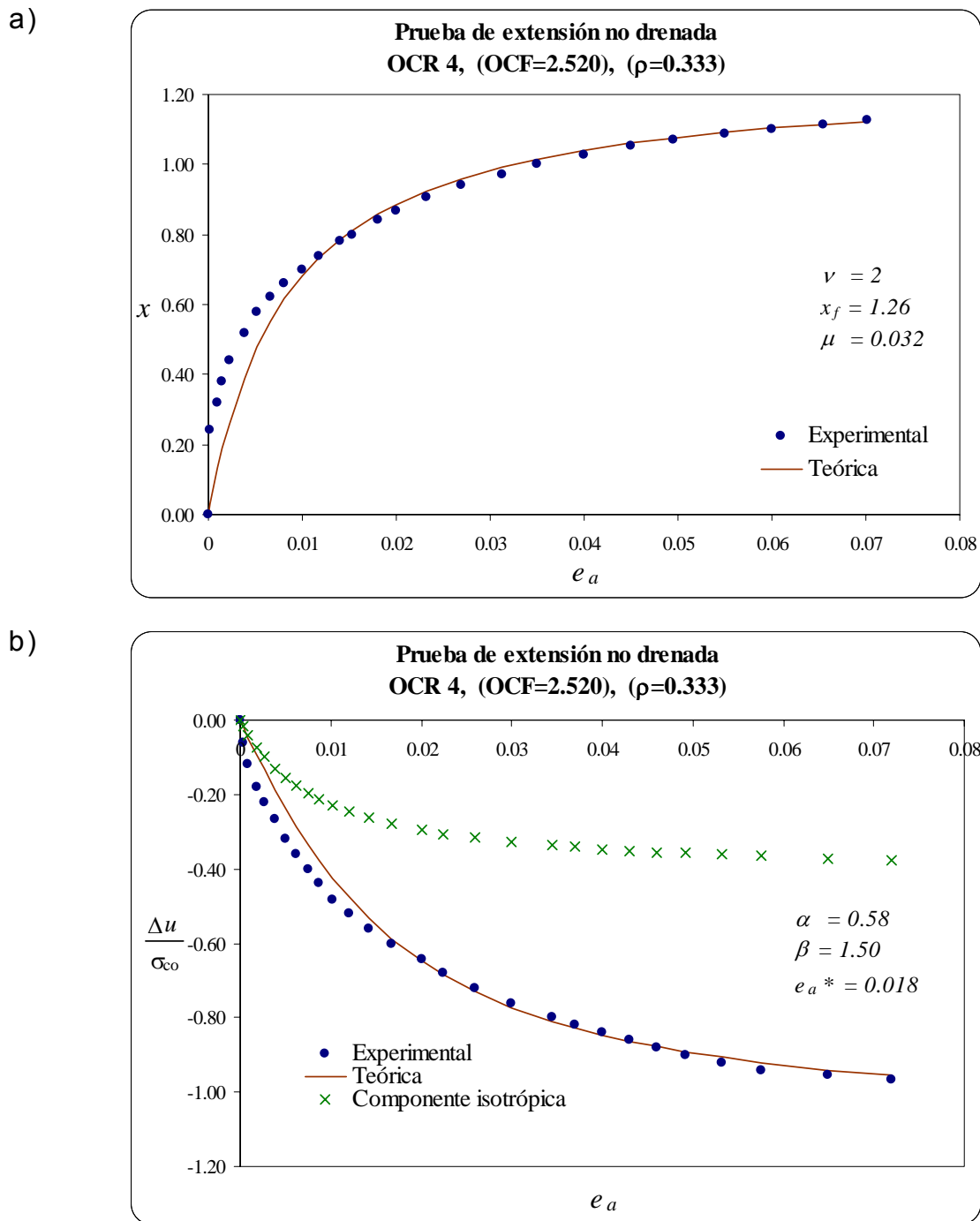
Las figuras 3.8 a 3.13 muestran los ajustes efectuados para las curvas experimentales esfuerzo desviador y presión de poro en función de la deformación desviadora, obtenidas de las pruebas de extensión realizadas en la arcilla de Weald. Los puntos representan los datos experimentales y las líneas continuas los datos teóricos. En cada figura se reportan los diferentes grados de preconsolidación y los valores de ν , μ , x_f , e_a^* , α y β utilizados en el ajuste.



Figuras 3.8 Prueba triaxial de extensión no drenada, arcilla de Weald, OCR=1.
a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.

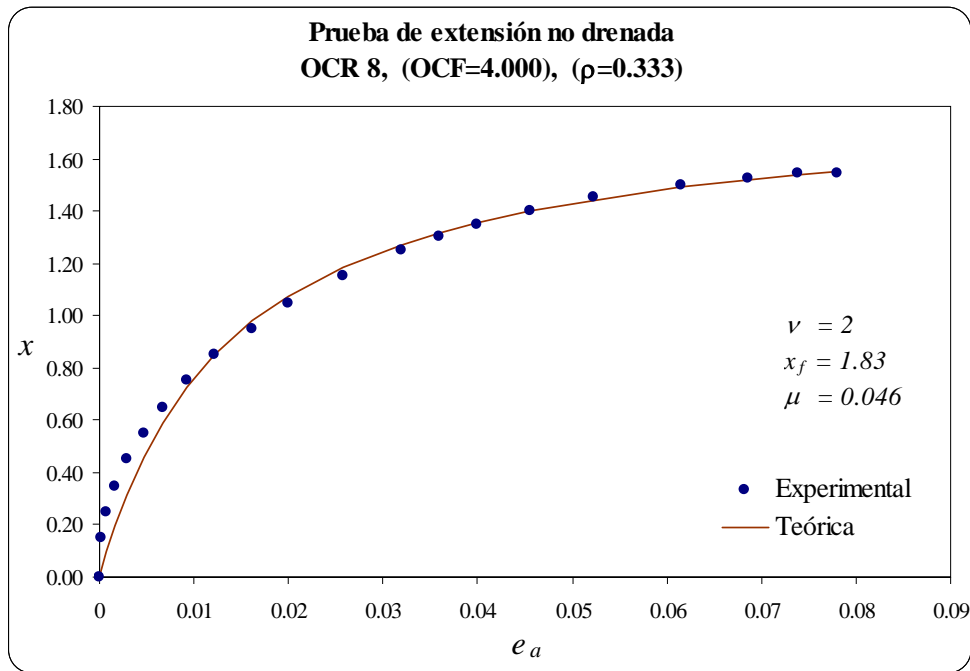


Figuras 3.9 Prueba triaxial de extensión no drenada, arcilla de Weald, OCR=2. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.

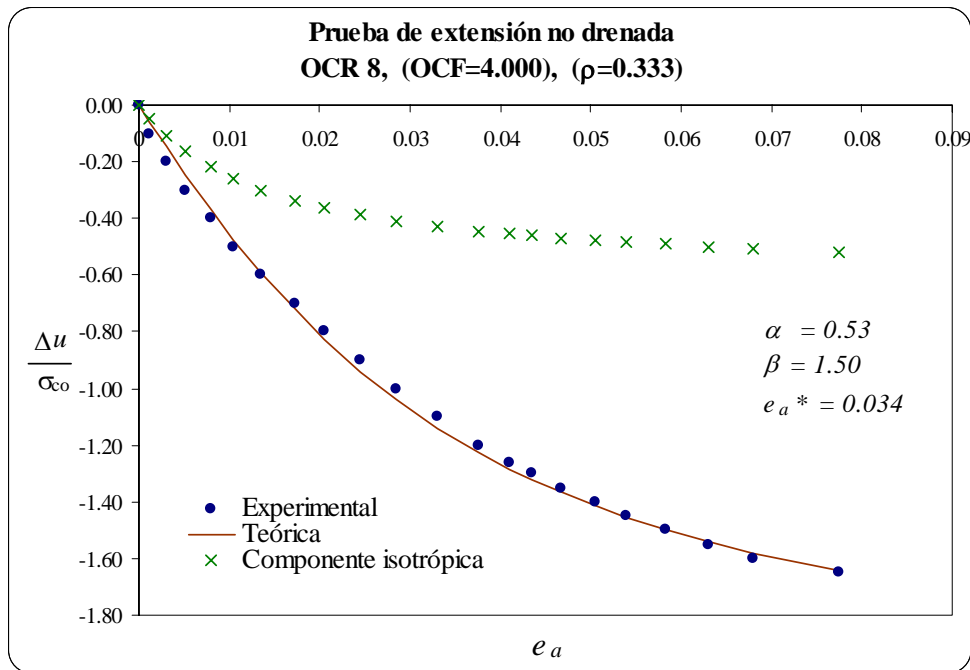


Figuras 3.10 Prueba triaxial de extensión no drenada, arcilla de Weald, OCR=4. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.

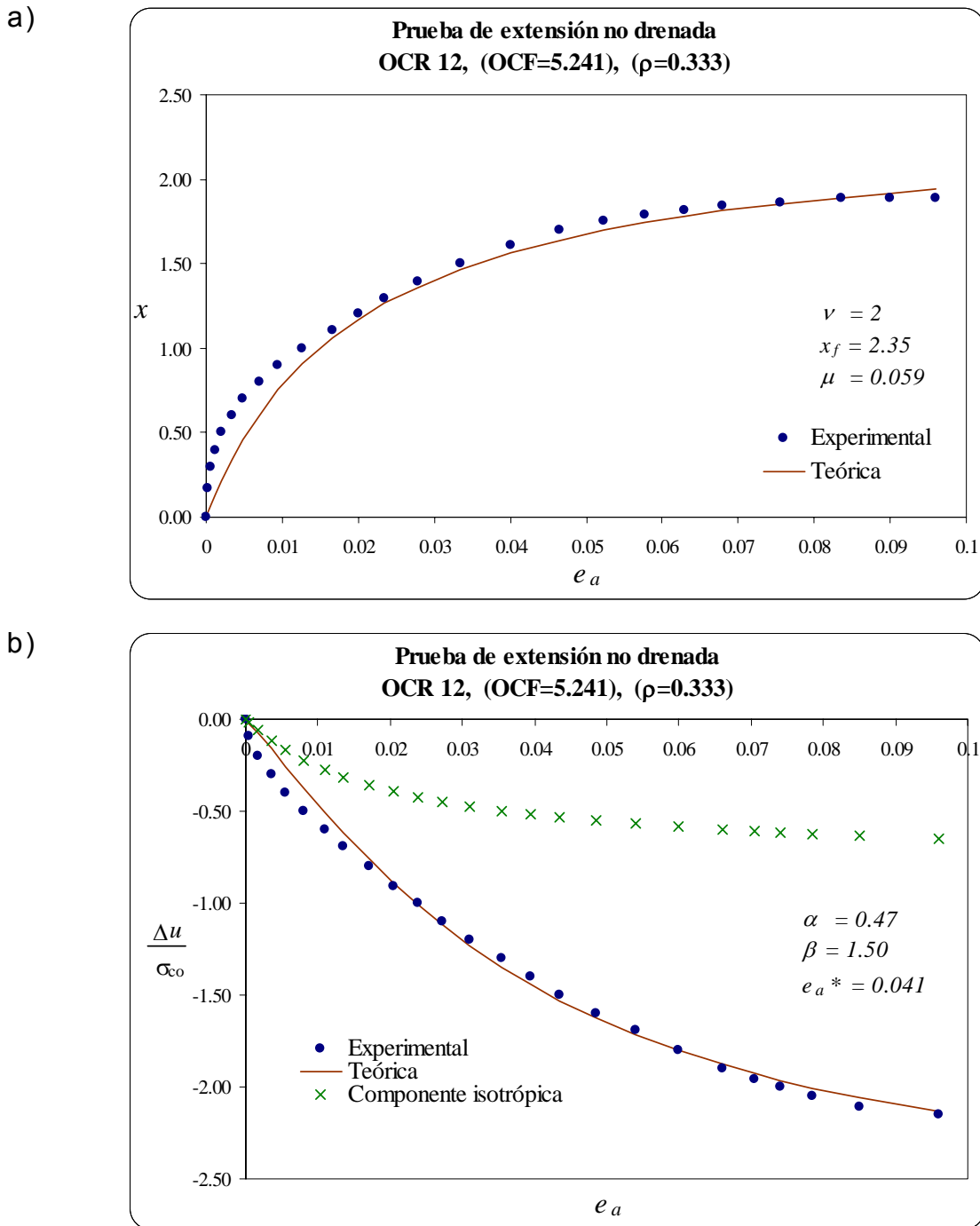
a)



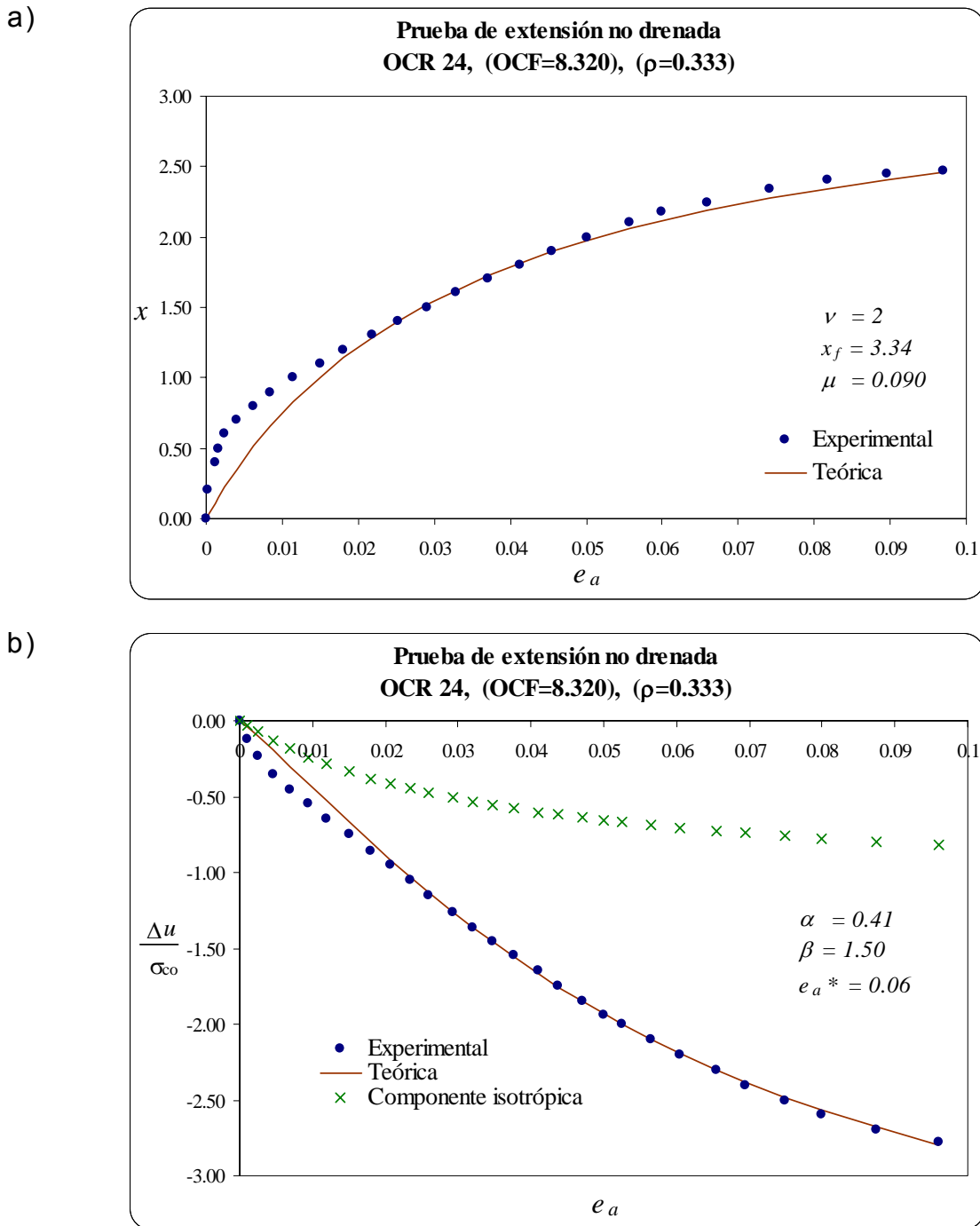
b)



Figuras 3.11 Prueba triaxial de extensión no drenada, arcilla de Weald, OCR=8. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



Figuras 3.12 Prueba triaxial de extensión no drenada, arcilla de Weald, OCR=12. a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.



Figuras 3.13 Prueba triaxial de extensión no drenada, arcilla de Weald, OCR=24.
a) Esfuerzo desviador – Deformación desviadora, b) Presión de Poro – Deformación desviadora.

3.3 DISCUSIÓN DE LOS PARÁMETROS DE AJUSTE

Una vez realizados los ajustes de las curvas esfuerzo desviador normalizado – deformación desviadora y presión de poro normalizado – deformación desviadora, obtenidas de las pruebas de compresión y extensión en la arcilla de Weald, se estudiará la variación de los parámetros utilizados con respecto al grado y al factor de preconsolidación.

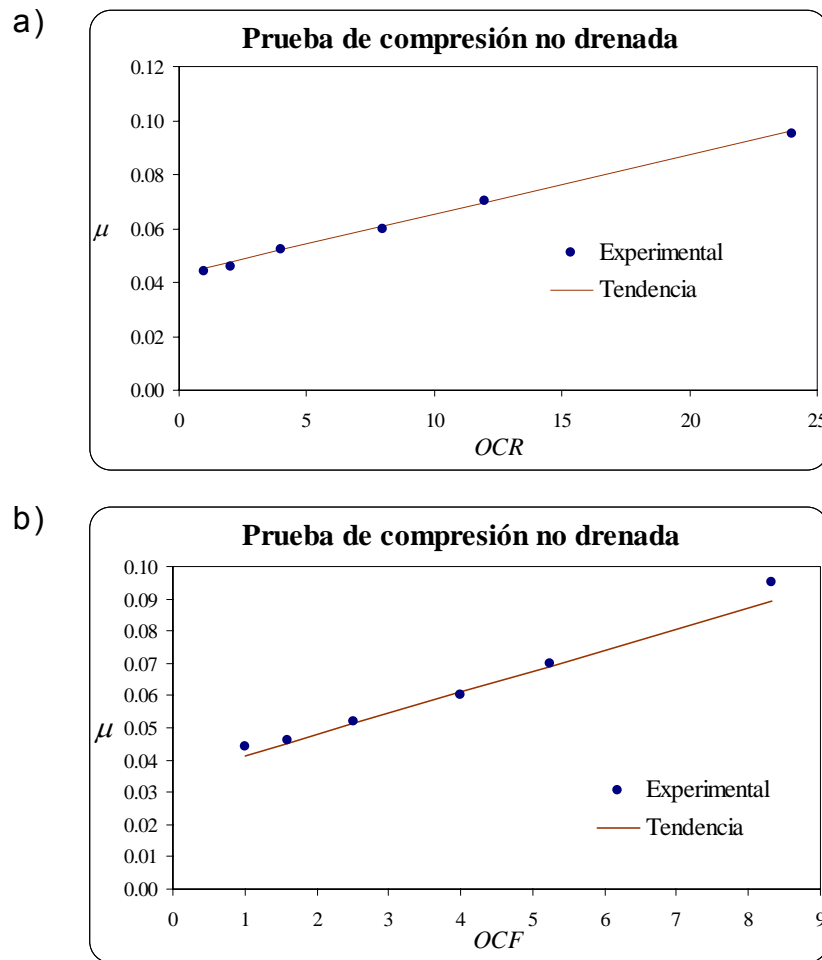
Exponente cortante ν .

El valor de ν , en la ecuación 3.1 define la rapidez con que el esfuerzo desviador degrada la estructura de la arcilla provocando deformación desviadora, y matemáticamente define el tipo de función que adopta la ecuación 2.18 al integrarla. En los ajustes realizados el valor de ν ($\nu=2$) resultó independiente del tipo de prueba realizada (compresión o extensión) y del grado de preconsolidación de la arcilla.

Coefficiente cortante μ .

El valor de μ , se puede visualizar como la pendiente de salida de todas las curvas esfuerzo – deformación desviadora independientemente del valor del exponente de cortante. Este parámetro es particularmente interesante debido a su utilidad para determinar el valor del módulo de rigidez al cortante G_o , el cual se comentará más adelante.

En el ajuste de las curvas experimentales se obtuvo que el valor del coeficiente cortante crece de forma lineal al aumentar el grado de preconsolidación. En la figura 3.14 se muestra el comportamiento que presentó el coeficiente cortante en función del grado de preconsolidación y el factor de preconsolidación, respectivamente, para el caso de las pruebas de compresión. Además en cada gráfica se indica una línea de tendencia que describe la variación de éste parámetro.



Figuras 3.14 Variación del coeficiente cortante utilizado en el ajuste teórico de pruebas de compresión no drenadas. a) Coeficiente cortante – Grado de preconsolidación. b) Coeficiente cortante – Factor de preconsolidación.

Las ecuaciones utilizadas para graficar las tendencias son del tipo $y = mx + b$ y son las siguientes:

- $OCR - \mu$ $\mu = 0.002OCR + 0.043$
- $OCF - \mu$ $\mu = 0.0347OCF + 0.007$

En cuanto a las pruebas de extensión se tiene que:

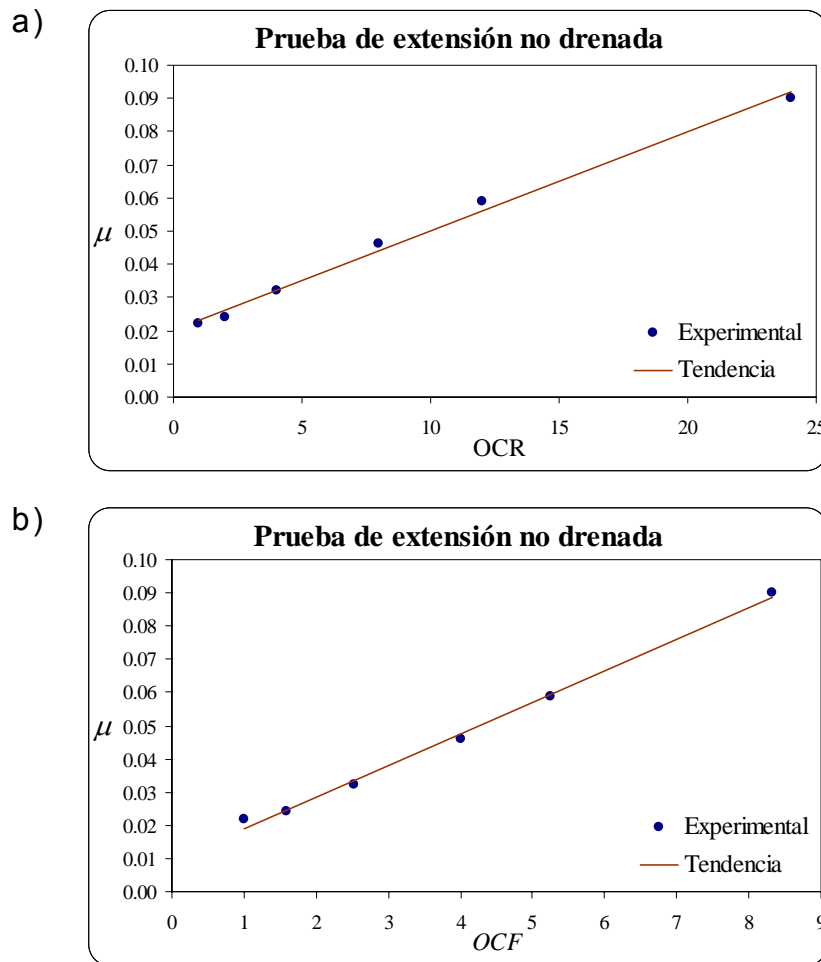


Figura 3.15 Variación del coeficiente cortante utilizado en el ajuste teórico de pruebas de extensión no drenadas. a) Coeficiente cortante – Grado de preconsolidación. b) Coeficiente cortante – Factor de preconsolidación.

Las ecuaciones utilizadas para graficar las tendencias son del tipo $y = mx + b$ y son las siguientes:

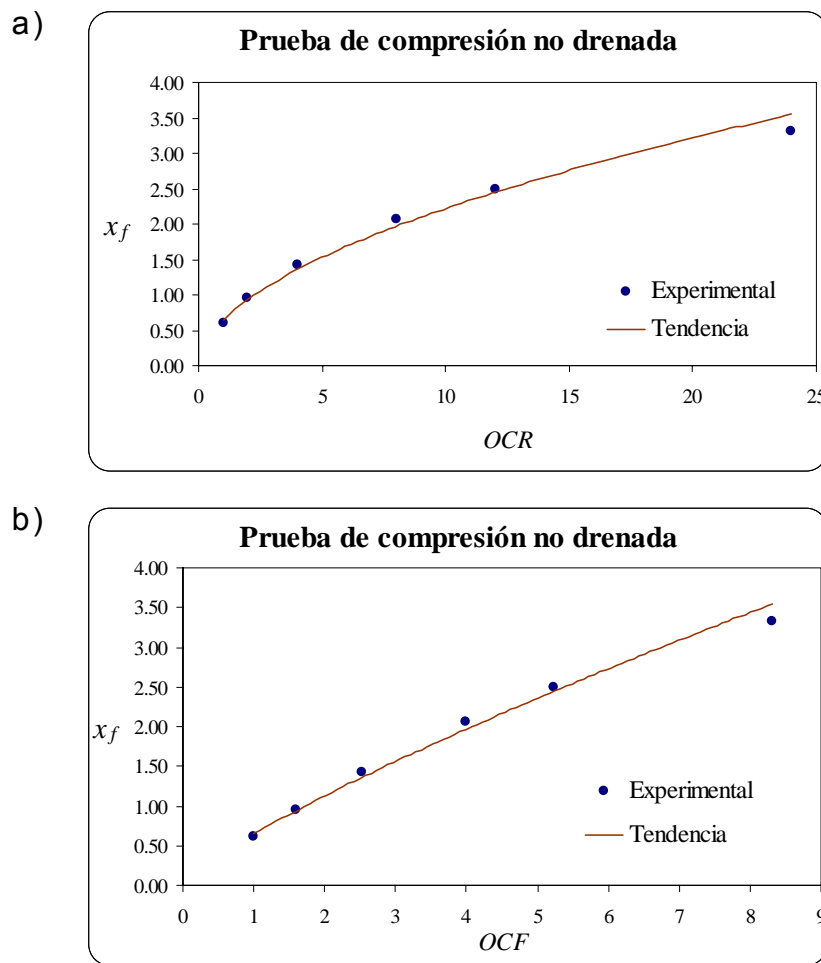
- $OCR - \mu$ $\mu = 0.003OCR + 0.020$
- $OCF - \mu$ $\mu = 0.001OCF + 0.001$

Esfuerzo desviador máximo x_f

El valor de x_f utilizado en los ajustes de los datos experimentales es creciente conforme aumenta el grado de preconsolidación. La forma en que varía el valor de x_f en función del grado y el factor de preconsolidación es de tipo exponencial.

Conviene recordar que x_f está definido como el esfuerzo desviador normalizado respecto al esfuerzo de consolidación. De modo que el aumento de x_f no implica por sí mismo una resistencia mayor del suelo.

En la figura 3.16 se muestra el comportamiento que presentó el esfuerzo desviador máximo en función del grado de preconsolidación y el factor de preconsolidación respectivamente para el caso de las pruebas de compresión. Se incluye además una línea de tendencia que describe el comportamiento observado.

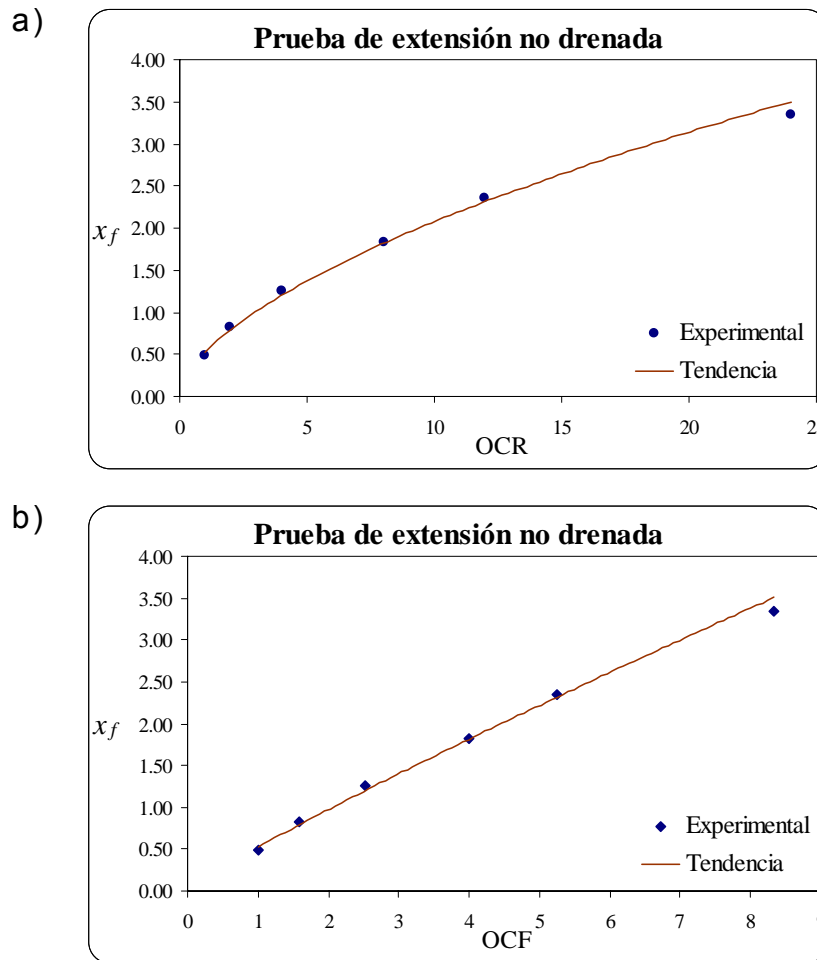


Figuras 3.16 Variación del esfuerzo desviador máximo utilizado en el ajuste teórico de pruebas de compresión no drenadas. a) Esfuerzo desviador máximo – Grado de preconsolidación. b) Esfuerzo desviador máximo – Factor de preconsolidación.

Las ecuaciones utilizadas para graficar las tendencias son del tipo $y = mx^b$ y son las siguientes:

- $OCR - x_f$ $x_f = 0.646OCR^{0.537}$
- $OCF - x_f$ $x_f = 0.646OCF^{0.804}$

En cuanto a las pruebas de extensión se tiene que:



Figuras 3.17 Variación del esfuerzo desviador máximo utilizado en el ajuste teórico de pruebas de extensión no drenadas. a) Esfuerzo desviador máximo – Grado de preconsolidación. b) Esfuerzo desviador máximo – Factor de preconsolidación.

Las ecuaciones utilizadas para graficar las tendencias son del tipo $y = mx^b$ y son las siguientes:

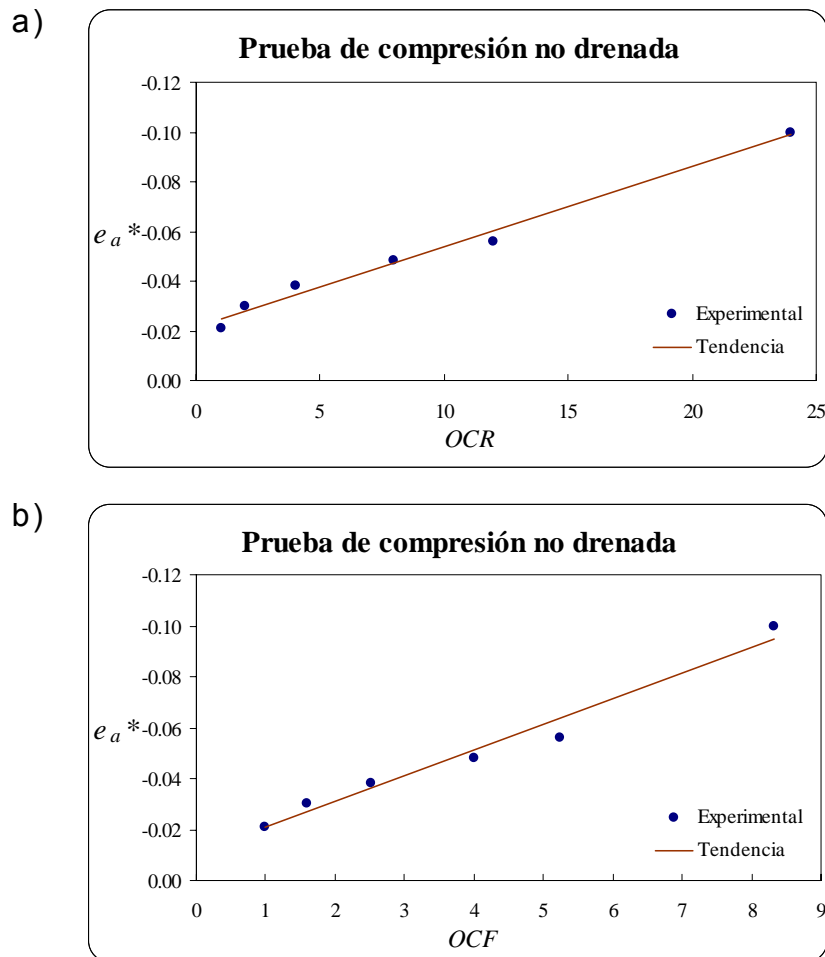
- $OCR - x_f$ $x_f = 0.522OCR^{0.599}$
- $OCF - x_f$ $x_f = 0.522OCF^{0.899}$

Deformación característica e_a^*

Los valores de e_a^* utilizados para el ajuste de las curvas experimentales obtenidas de la prueba de compresión resultan ascendentes y descendentes de las de extensión, al aumentar el grado de preconsolidación.

Los valores de e_a^* reproducidos como función del grado y el factor de preconsolidación muestran un comportamiento lineal y aunque los puntos obtenidos no coinciden con los ajustados, si modelan el comportamiento exhibido.

En la figura 3.18 se muestra el comportamiento de la deformación característica en función del grado de preconsolidación y el factor de preconsolidación, respectivamente, para el caso de las pruebas de compresión. Se incluye además una línea de tendencia que describe el comportamiento observado.



Figuras 3.18 Variación de la deformación característica utilizada en el ajuste teórico de pruebas de compresión no drenadas. a) Deformación característica – Grado de preconsolidación. b) Deformación característica – Factor de preconsolidación.

Las ecuaciones utilizadas para graficar las tendencias son las siguientes:

- $OCR - e_a^*$ $e_a^* = -0.003OCR - 0.021$
- $OCF - e_a^*$ $e_a^* = -0.010OCF - 0.011$

En cuanto a las pruebas de extensión se tiene que:

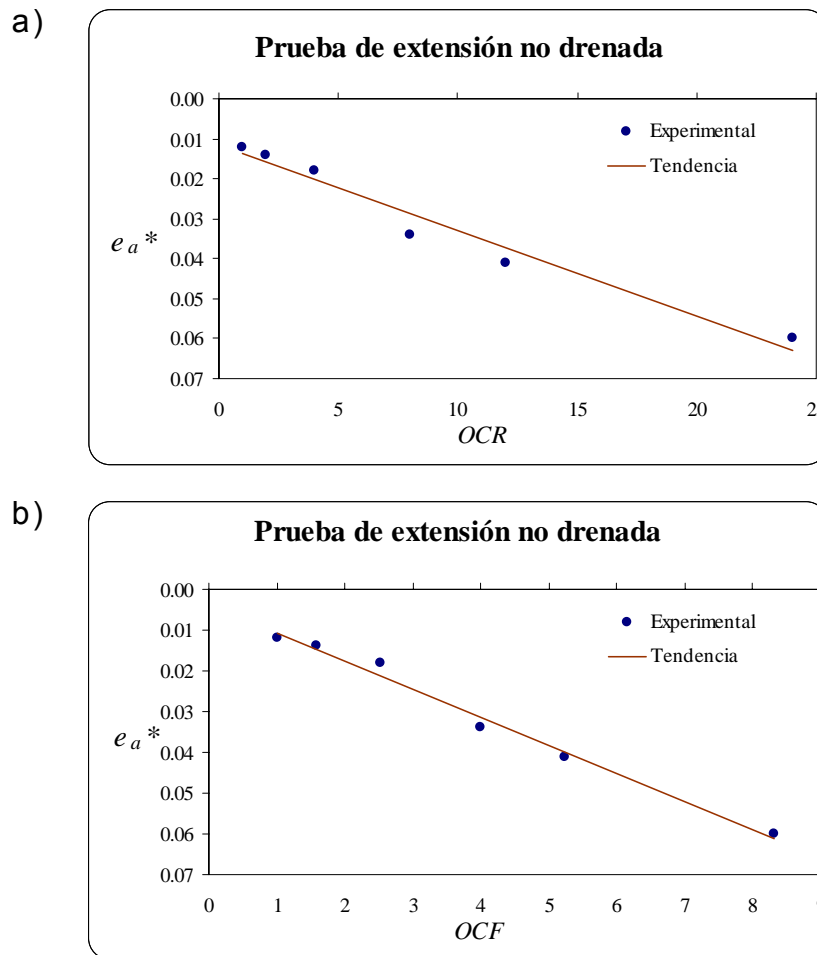


Figura 3.19 Variación de la deformación característica utilizada en el ajuste teórico de pruebas de extensión no drenadas. a) Deformación característica – Grado de preconsolidación. b) Deformación característica – Factor de preconsolidación.

Las ecuaciones utilizadas para graficar las tendencias son las siguientes:

- $OCR - e_a^* \quad e_a^* = 0.002OCR + 0.012$
- $OCF - e_a^* \quad e_a^* = 0.007OCF + 0.004$

Función de sensibilidad β .

El valor de β en la ecuación 3.5 define la rapidez con que la energía almacenada en la estructura de la probeta de arcilla afecta la presión de poro. En los ajustes realizados el valor de β ($\beta=1.5$) resultó independiente del tipo de prueba (compresión o extensión) y del grado de preconsolidación de la arcilla.

Parámetro α de presión de poro.

Este parámetro determina la fracción de presión de poro inducida en la probeta de arcilla, producto de la perturbación de la estructura y del grado de preconsolidación de esta.

Los valores obtenidos del ajuste se presentan un tanto dispersos. El valor de α es creciente al incrementarse el grado de preconsolidación y hasta que alcanza un valor $OCR=4$; para grados de preconsolidación mayores el valor de α empieza a decrecer. La dispersión de α se produce porque para diferentes grados de preconsolidación, están involucrados dos fenómenos distintos: cuando el grado de preconsolidación es bajo el valor de α se manifiesta principalmente en la degradación de la estructura de arcilla y la liberación de energía almacenada es poco significativa, lo que repercute en un incremento importante de presión de poro; por el contrario para altos grados de preconsolidación la degradación de la estructura de la arcilla pasa a ser poco significativa mientras que la energía almacenada resulta mayor, lo que provoca que la estructura sólida del suelo trate de expandirse disminuyendo paulatinamente el valor del incremento de presión de poro.

El valor de α correspondiente a $OCR=2$ no se calculó debido a que el valor del término $\left(\frac{1}{OCF}-1-OCF\right)$ es muy pequeño y dado el grado de precisión de las mediciones no tiene sentido cualquier valor así obtenido.

En la figura 3.20 se muestra el comportamiento del parámetro α en función del grado de preconsolidación y del factor de preconsolidación, respectivamente, para el caso de las pruebas de compresión. El parámetro α presenta una variación respecto a una media de 0.39 de 0.06 en su valor más alto y de -0.05 para su valor más bajo.

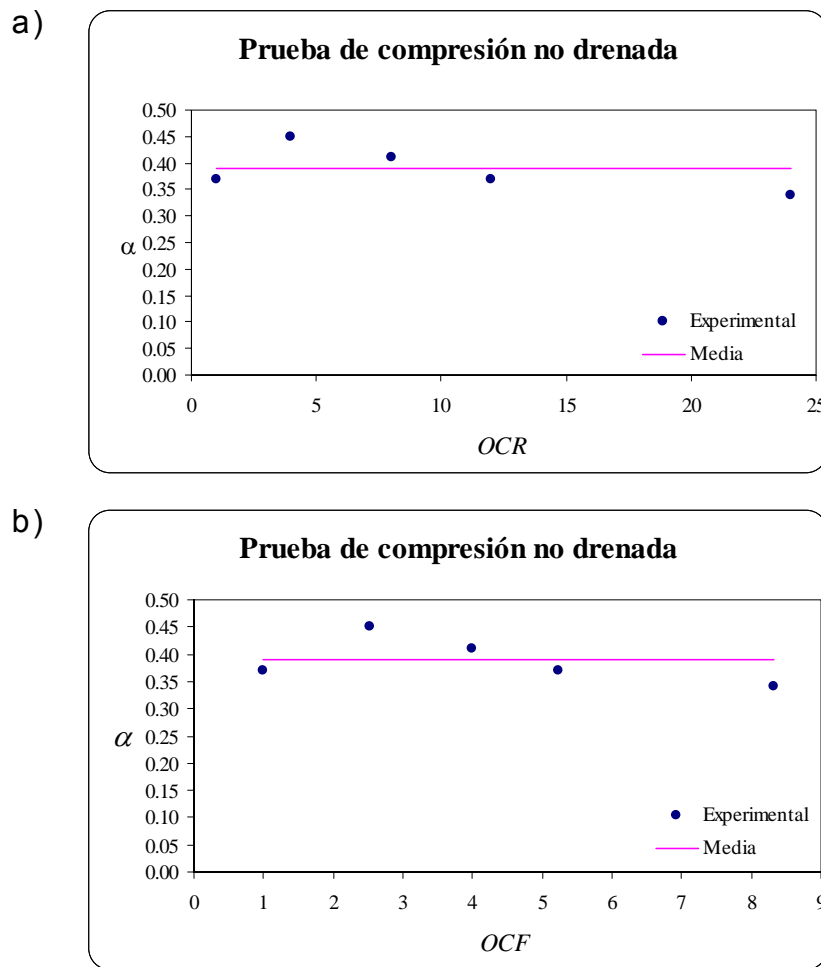


Figura 3.20 Variación del parámetro α utilizado en el ajuste teórico de pruebas de compresión no drenadas. a) Parámetro α – Grado de preconsolidación. b) Parámetro α – Factor de preconsolidación.

En cuanto a las pruebas de extensión se tiene que el parámetro α presenta una media de 0.45 con una dispersión máxima de 0.14 y una mínima de -0.13:

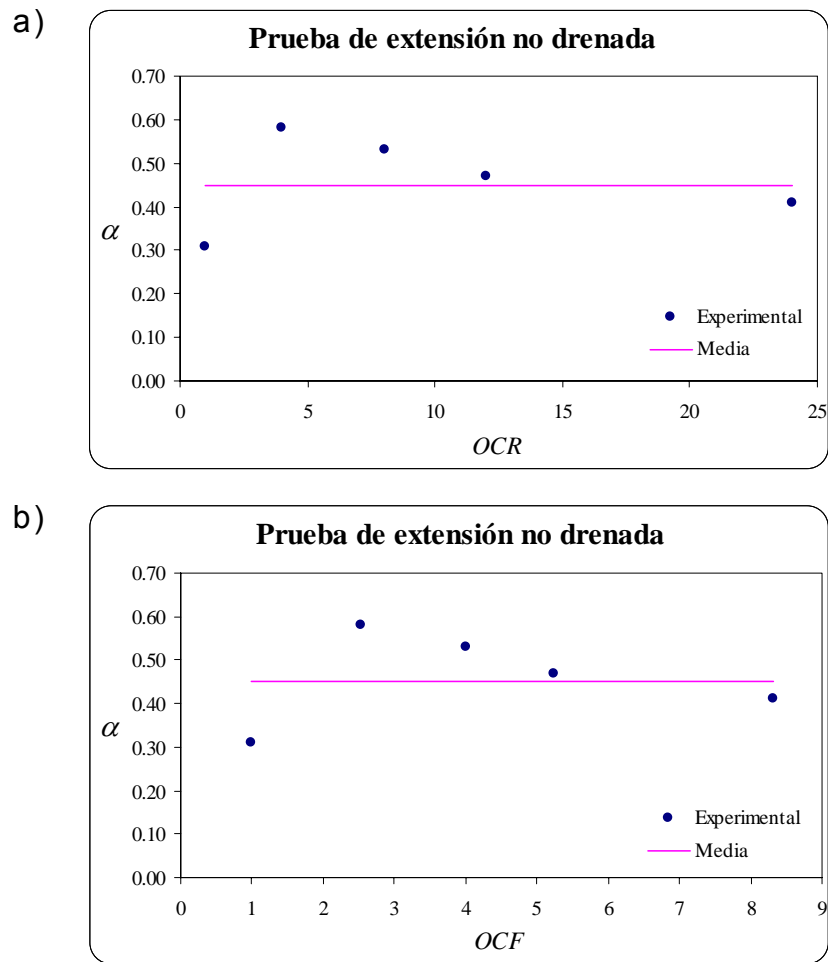


Figura 3.21 Variación del parámetro α utilizado en el ajuste teórico de pruebas de extensión no drenadas. a) Parámetro α – Grado de preconsolidación. b) Parámetro α – Factor de preconsolidación.

3.4 APLICACIÓN DE LA TEORÍA ESFUERZO DESVIADOR – DEFORMACIÓN DESVIADORA UNITARIA EN LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

Dentro de la teoría de la elasticidad hay parámetros muy útiles en el ejercicio práctico de la ingeniería. Entre éstos destacan el módulo de rigidez al cortante G , y el módulo de elasticidad E .

La teoría de la elasticidad define que para una deformación infinitesimal, el cambio angular $d\eta$, está dado por:

$$d\eta = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2G} \quad (3.8)$$

Mientras que la deformación infinitesimal en la teoría esfuerzo desviador – deformación desviadora unitaria expuesta en la ecuación 2.17 es:

$$d\eta = \mu \frac{\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{co}}}{1 - \frac{x}{x_f}} \quad (3.9)$$

De donde se obtiene la pendiente de salida haciendo $x=0$.

$$d\eta = \mu \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{co}} \quad (3.10)$$

Por lo que el módulo de rigidez al origen para arcillas normalmente consolidadas resulta de igualar la ecuación 3.8 con la ecuación 3.10 y es igual a:

$$G = \frac{\sigma_{co}}{\mu} \quad (3.11)$$

Mientras que para arcillas preconsolidadas es:

$$G = \frac{\sigma_{co}}{\mu} OCF^{\frac{1}{v}} \quad (3.12)$$

En lo que se refiere al módulo de elasticidad en el origen para arcillas saturadas y bajo condiciones no drenadas, se tiene:

$$E = \frac{3\sigma_{co}}{\mu} OCF^{\frac{1}{v}} \quad (3.13)$$

De acuerdo con lo anterior los módulos de rigidez y elasticidad en el origen pueden ser determinados utilizando: el coeficiente cortante, el exponente cortante, el esfuerzo de consolidación y el factor de preconsolidación.

Con los parámetros utilizados en el ajuste de las curvas esfuerzo desviador – deformación desviadora y las condiciones in situ del suelo se calculó el módulo de elasticidad normalizado con respecto al esfuerzo de consolidación de las probetas de arcilla utilizadas en las pruebas de compresión y extensión.

Prueba de compresión		Prueba de extensión	
OCF	E/σ_{co}	OCF	E/σ_{co}
1.0	68.18	1.0	136.36
1.6	82.17	1.6	157.49
2.5	91.58	2.5	148.82
4.0	100.00	4.0	130.43
5.2	98.12	5.2	116.41
8.3	91.09	8.3	96.15

En lo que respecta al coeficiente cortante μ , conviene señalar que este valor está determinado por la velocidad de deformación en la probeta y por tanto depende del tiempo. En las pruebas realizadas en la arcilla de Weald, los valores de μ , corresponden a una deformación “instantánea” producida por el tipo de prueba realizada. La ecuación que describe el comportamiento de μ a lo largo del tiempo es:

$$\mu = \frac{\mu_{\infty}}{1 + \left(\frac{t}{t^*}\right)^{-\xi}} \quad (3.14)$$

Donde ξ es la fluidez al corte, μ_{∞} corresponde al valor que adopta μ para un tiempo infinito y t^* es el tiempo característico que corresponde al valor de $\mu = \frac{1}{2}\mu_{\infty}$. Esta ecuación se obtiene siguiendo el mismo razonamiento con el cual se desarrollo la función de sensibilidad (ecuación 2.31) de presión de poro en el capítulo dos.

CONCLUSIONES

La simplicidad de las ecuaciones derivadas del principio de proporcionalidad natural, el número de parámetros usados y los ajustes logrados hacen que el modelo teórico para describir el comportamiento esfuerzo desviador – deformación desviadora y presión de poro – deformación desviadora, de una probeta de arcilla sometida a una prueba de compresión triaxial puede ser de gran utilidad en la ingeniería práctica. Conviene resaltar que los ajustes a las 24 curvas de puntos experimentales resultaron muy satisfactorios.

Para que esta ecuación tenga un impacto profundo dentro de la práctica profesional en el campo de la mecánica de suelos, es indispensable, conocer las leyes de variación de los parámetros involucrados en las ecuaciones teóricas. Para ello es muy conveniente tratar de establecer correlaciones entre estos parámetros y las propiedades índice y mecánicas de los suelos, tal es el caso de los límites de consistencia, resistencia a la compresión simple, grado de preconsolidación, etc.

En el capítulo III de este trabajo se presentaron los parámetros ν , μ , x_f , α , e_a^* y β utilizados en el ajuste de las curvas $x - e_a$ y $\Delta u - e_a$ como una función del grado de preconsolidación. Con base a los resultados obtenidos se desprenden las siguientes conclusiones.

Los parámetros ν y β resultaron independientes del grado de preconsolidación y del tipo de prueba realizada. El exponente cortante ν es el parámetro que determina la rapidez con que los esfuerzos desviadores degradan la estructura de la arcilla, debido a la deformación desviadora y el exponente β de la función de sensibilidad es el parámetro que determina la rapidez con que la energía almacenada en la estructura de arcilla afecta la presión de poro. El valor de ν resultó constante para todos los ajustes y fue igual a 2; de igual forma el parámetro β permaneció constante con un valor de 1.5. De acuerdo a los resultados obtenidos es posible afirmar que los parámetros ν y β representan la naturaleza del material que se está modelando y es independiente del grado de preconsolidación, en el caso de las pruebas de compresión y extensión, cuando se hace variar el esfuerzo vertical y se mantienen constantes los esfuerzos horizontales.

Los valores del coeficiente cortante μ , del esfuerzo desviador máximo x_f y de la deformación característica e_a^* , presentaron un comportamiento similar entre sí con respecto al grado de preconsolidación y del factor de preconsolidación de la arcilla.

En el caso del coeficiente cortante μ los valores utilizados en los ajustes de las curvas experimentales de compresión y de extensión crecieron linealmente al aumentar el grado de preconsolidación. Para el caso de las curvas obtenidas de las pruebas de compresión, el valor del parámetro μ varió de 0.044 para la probeta de arcilla normalmente consolidada a 0.095 para la probeta de arcilla con un OCR=24. Para el caso de las pruebas de extensión el parámetro varía desde 0.022 hasta 0.059 para un OCR de 1 y 24 respectivamente.

El esfuerzo desviador máximo x_f empleado para los ajustes de las curvas experimentales tanto de compresión como de extensión fue creciendo al aumentar el grado de preconsolidación. Para el caso de las curvas obtenidas en las pruebas de compresión, x_f fue de 0.61 para la probeta de arcilla normalmente consolidada y de 3.32 para un OCR de 24. Para las curvas obtenidas en las pruebas de extensión x_f fue de 0.49 para la probeta de arcilla de OCR igual a uno y de 2.35 para la probeta de arcilla con OCR de 24. Los valores utilizados en los ajustes de ambas pruebas, compresión y extensión, muestran un comportamiento exponencial con respecto al grado y el factor de preconsolidación.

Los valores de la deformación característica e_a^* utilizados en el ajuste de las curvas experimentales, crecieron, respecto al grado de preconsolidación, en el sentido de la deformación inducida a la probeta de arcilla. Para los ajustes en las pruebas de compresión e_a^* tuvo un valor de -0.021 para un OCR=1 y de -0.100 para un OCR=24. Para los ajustes en las pruebas de extensión e_a^* tuvo un valor de 0.012 para un OCR de 1 y de 0.041 para OCR de 24. Los valores de e_a^* utilizados en los ajustes de ambas pruebas, compresión y extensión, muestran un comportamiento lineal, con respecto al grado y el factor de preconsolidación.

La relación entre el coeficiente de presión de poro α y el grado de preconsolidación se presentó de la siguiente manera. Para valores con $\text{OCR} \leq 4$ el valor de α crece al aumentar el grado de preconsolidación y para valores del $\text{OCR} > 4$ el valor de α decrece al

augmentar el grado de preconsolidación. Este comportamiento se debe a que el valor del coeficiente de presión de poro α , representa, además de la fracción de esfuerzos soportados por el agua intersticial que ha dejado de tomar la estructura de arcilla debido a la deformación en su estructura, la liberación de energía almacenada en la estructura del suelo y que se presenta en forma de tensión en el agua intersticial de la arcilla. Cuando existe un bajo grado de preconsolidación, la estructura de la arcilla tiene pequeñas cantidades de energía almacenada producida por la preconsolidación, de modo que el valor del parámetro α está asociado casi en su totalidad a la fracción de esfuerzos soportados por el agua intersticial; por otro lado, para altos grados de preconsolidación la estructura de la arcilla tiene mayores cantidades de energía almacenada producidas por la preconsolidación, lo que conduce a que el valor del parámetro α esté asociado más a la liberación de la energía almacenada y menos a la fracción de esfuerzos soportados por el agua intersticial. Debido a este comportamiento se eligió presentar la dispersión de éste parámetro respecto a la media de los valores utilizados en los ajustes. En las pruebas de compresión α varió en un rango de 0.34 a 0.45 y tuvo una media de 0.39; mientras que para las pruebas de extensión α varió en un rango de 0.31 a 0.58 con una media de 0.45.

Los resultados obtenidos permiten vislumbrar la existencia de ciertas leyes de variación de los parámetros utilizados en las ecuaciones del principio de proporcionalidad con el grado de preconsolidación. La determinación precisa de estas leyes permitiría asignar el valor de cada parámetro de acuerdo al grado de preconsolidación del suelo de interés logrando con eso un ajuste preliminar, rápido, económico y racional del fenómeno estudiado.

Naturalmente, mientras mayor sea la cantidad de pruebas experimentales que se realicen, será posible, calibrar los parámetros de las ecuaciones derivadas del principio de proporcionalidad natural permitiendo una mejor caracterización de los suelos de interés.

BIBLIOGRAFÍA

Juárez Badillo E. (1975)

“Constitutive relationships for soils”

Symposium on Recent Developments in the Análisis of Soil Behaviour and their Application to Geotechnical Structures”

231-257, The University of New South Wales.

Kensington, N.S.W., Australia.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1975)

“Mecánica de Suelos”. Capítulo XIII, Tomo I, Tercera edición, *Fundamentos de Mecánica de Suelos*.

Editorial Limusa S.A., México.

Juárez Badillo E. (1994)

“Deviatoric stress-strain equation for soils”

XIII Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

New Delhi, India.

Juárez Badillo E. (1995)

“General Deviatoric Stress-Strain Theory for Soils”

X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.

Vol. 1: 204-214, Guadalajara, México.

Padilla Velázquez R. (1999)

“Modelación de pruebas triaxiales CU en arcilla de la Ciudad de México, para diferentes grados de preconsolidación, utilizando las teorías de Juárez Badillo”

Tesis de maestría. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Juárez Badillo E. (1999)

“Static liquefaction of very loose sands: Discussion¹”

Canadian Geotechnical Journal

36: 967-973, Canada.

Rivera Constantino R., Juárez Badillo E. y Villar Escobar R.

“Prediction of the mechanical behavior of México city clay in compression triaxial test; preconsolidated undrained case”

Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, Vol.1: 405-416, London.