

01163 4
2ej



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA

**COMPORTAMIENTO DE LA INTERFAZ
SUELO-PILOTE EN LA ARCILLA
DE LA CIUDAD DE MEXICO**

JOSE ERNESTO CASTELLANOS CASTELLANOS

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)**

DIRECTOR DE TESIS: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY

CIUDAD UNIVERSITARIA
AGOSTO, [REDACTED]

274452

1999

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

A mis padres Fernando y Juventina con respeto y agradecimiento por su ejemplo, apoyo y cariño.

A mis hermanos Mónica y Fernando por el apoyo y cariño que me brindan.

A todos los amigos con quienes compartí grandes momentos, como son: Sandra Orlandi, Celestino Valle, Freddy Sánchez, Emilio Saldivar, Osvaldo Flores, Marcos Orozco, René Contreras, René Beltrán, Patricia López, Edgar Méndez y Moisés Juárez.

Agradecimientos

Al Dr. Efraín Ovando Shelley y al Dr. Paul Garnica Anguas por la asesoría y valiosos comentarios en la elaboración de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo brindado durante la realización de este trabajo y por los conocimientos adquiridos durante mi estancia como becario.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo para realizar mis estudios de posgrado.

A los profesores que aportaron sus enseñanzas durante mi estancia en la División de Estudios de Posgrado de la UNAM.

A todas las personas que de alguna forma colaboraron en este trabajo.

Índice

	Página
Notación	v
1. Introducción	1
2. Antecedentes	3
2.1. Concepto general	3
2.2. Capacidad de adherencia	4
2.3. Capacidad de fricción	4
2.4. Factores que afectan la fricción	7
2.5. Capacidad de carga	7
2.6. Asentamientos de pilotes	8
2.7. Métodos de diseño	9
3. Plasticidad	15
3.1. Aspectos históricos de la teoría de plasticidad	15
3.2 Fundamentos básicos	19
3.2.1. Criterio de fluencia	19
3.2.2. Representación geométrica de los esfuerzos	20
3.2.3. Criterio de Tresca	21
3.2.4. Criterio de von Mises	21
3.2.5. Criterio de Mohr-Coulomb	22

3.2.6. Regla de flujo	23
a) Dirección del incremento de deformación plástica	24
b) Amplitud del incremento de deformación plástica	24
3.2.7. Regla de endurecimiento	26
a) Endurecimiento isótropo	27
b) Endurecimiento cinemático	28
c) Endurecimiento mixto	29
3.3. Curva esfuerzo-deformación	29
4. Formulación matemática de los modelos de interfaz	37
4.1. Interfaz suelo-estructura	37
4.2. Las bases de una ley de interfaz	37
4.3. Variables de la interfaz	38
4.4. Modelo de interfaz elasto-plástico	38
Integración local	40
4.5. Descripción de los parámetros	41
4.6. Modelo de interfaz incremental no lineal	42
4.7. Interpolación reológica	43
Esquemas de interpolación	45
Interpolación a partir de la distancia angular	45
4.8. Formulación analítica de las pruebas de base	46
4.8.1. Comportamiento debido a la ruptura de los granos	46
4.8.2. Comportamiento sin ruptura de los granos	47
4.9. Identificación de las pruebas en los espacios de sollicitación y de respuesta incrementales	50

4.10. Integración de la ley de interfaz	51
4.11. Validación de la ley de interfaz	53
4.12. Descripción de los parámetros	54
5. Programa experimental	65
5.1. Aparato de prueba	65
5.2. Instrumentación y registro de datos	67
5.3. Procedimientos experimentales	68
5.4. Pruebas con arcilla inalterada	68
5.4.1. Antecedentes geotécnicos	69
5.4.2. Resultados experimentales	69
5.4.3. Pruebas suelo-suelo	70
5.4.4. Pruebas suelo-concreto	71
5.4.5. Pruebas suelo-acero	72
5.4.6. Evaluación de las técnicas experimentales	73
5.4.7. Interpretación de los resultados experimentales	73
5.5. Pruebas con arcilla reconstituida	74
5.5.1. Material y técnica de reconstitución	75
5.5.2. Condiciones iniciales y estados de esfuerzo antes del corte	76
5.5.3. Pruebas suelo-suelo	78
5.5.4. Pruebas suelo-concreto	78
5.5.5. Pruebas suelo-acero	79
5.6. Evaluación e interpretación de los resultados de las pruebas	80

6. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas	135
6.1. Determinación de los parámetros del modelo elasto-plástico	135
6.2. Comparación de resultados, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)	136
6.3. Comparación de resultados, interfaz suelo-acero (modelo elasto-plástico)	138
6.4. Evaluación del modelo elasto-plástico	138
6.5. Determinación de los parámetros del modelo incremental no lineal	139
6.6. Comparación de resultados con interfaz suelo-concreto (modelo incremental no lineal)	140
6.7. Comparación de resultados con interfaz suelo-acero (modelo incremental no lineal)	141
6.8. Evaluación del modelo incremental no lineal	141
7. Conclusiones	162
Referencias	166
Apéndice	169

Notación

$s_{(z)}$	fricción máxima
c_u	resistencia al corte no drenada
σ'_z	esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z
$f(\phi')$	función relacionada con el ángulo de fricción ϕ en términos de esfuerzos efectivos
K_0	coeficiente de empuje del suelo en reposo
σ'_v	esfuerzo vertical efectivo
σ'_h	esfuerzo horizontal efectivo
Q_f	capacidad de carga última
P_e	perímetro del pilote
Q_p	capacidad de carga última por punta
A_p	área de la punta del pilote
N_c	factor de capacidad de carga
W	peso de la construcción
U	subpresión
FN	fricción negativa
FP	fricción positiva
Q_L	presión de contacto
σ_{11}, σ_{33}	esfuerzos principales
σ_{xx}, σ_{zz}	componentes de esfuerzo
$f(\sigma_{ij})$	función de fluencia
J_1, J_2, J_3	invariantes del tensor de esfuerzos

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	componentes principales del tensor de esfuerzos desviadores
$d\varepsilon_{ij}$	deformación total
$d\varepsilon^e_{ij}$	deformación elástica
$d\varepsilon^p_{ij}$	deformación plástica
$g(\sigma_{ij})$	potencial plástico
s_{ij}	componente desviadora del tensor de esfuerzos
\underline{t}	vector de esfuerzos que actúa sobre la interfaz
$[\underline{u}]$	vector de desplazamientos que actúa sobre la interfaz
K_n, K_t, K_s	rigideces normales y tangenciales
$d..$	incremento en términos de la ley de comportamiento
α	ángulo de dilatación
$\underline{\underline{D}}^p$	matriz reológica elasto-plástica
$\bar{n}, \bar{t}, \bar{s}$	vectores unitarios normales y tangenciales
W_i	funciones de interpolación
$[\underline{w}]$	desplazamiento relativo tangencial
$[\underline{u}]$	desplazamiento relativo vertical
τ	esfuerzo cortante
σ_n	esfuerzo normal
$\ \cdot\ $	norma
λ, μ	variables que definen la sollicitación incremental normalizada
ξ, η	variables que definen la respuesta incremental normalizada

ENC	esfuerzo normal constante
VC	volumen constante
PO	pseudo-odométrica
θ	dirección de la prueba actual en el espacio de sollicitaciones incrementales
θ_i	dirección de la prueba base (<i>i</i>) en el espacio de sollicitaciones incrementales
<i>s</i>	sollicitación
<i>r</i>	respuesta

1. Introducción

En la práctica actual de la geotecnia, para evaluar el comportamiento de un sistema suelo-estructura sujeto a cargas estáticas o dinámicas, es fundamental considerar la interacción entre el suelo y la estructura. La transmisión de los esfuerzos de la estructura hacia el suelo provoca la localización de las deformaciones dentro de una zona limitada de suelo, en contacto con la estructura. Esta zona de suelo de pequeño espesor define a la interfaz suelo-estructura.

La capacidad de carga de una inclusión relativamente rígida dentro de un suelo (como un pilote) depende en alto grado del comportamiento en la interfaz. Los esfuerzos normales al fuste de un pilote cambian significativamente cuando se le aplica al pilote una fuerza axial. Este cambio se debe al acoplamiento que existe entre los esfuerzos normales y tangenciales durante la localización de las deformaciones y de los esfuerzos cortantes en la interfaz.

La interfaz suelo-estructura está influenciada por el contraste entre las propiedades mecánicas del suelo y la estructura. El comportamiento en la interfaz comienza como un fenómeno difuso, no diferenciado del medio continuo que lo rodea, después la localización evoluciona muy rápidamente dando lugar a desplazamientos relativos grandes entre el suelo y la estructura. Esta localización de deformaciones en la interfaz indica que el mecanismo que controla su comportamiento es de corte directo. Para una simulación cuantitativa de la interacción suelo-estructura debe modelarse realísticamente el comportamiento de la interfaz.

En los últimos años se han desarrollado varios modelos de interfaz que se utilizan con métodos numéricos para resolver problemas de interacción suelo-estructura. Los parámetros del material relacionados con estos modelos se determinan de pruebas de laboratorio apropiadas que representan el comportamiento de la interfaz.

Un modelo constitutivo ideal para describir el comportamiento de la interfaz debe basarse en las características mecánicas y fisicoquímicas de las partículas, en el que puedan considerarse los giros, desplazamientos y deformaciones de cada partícula del material. Sin embargo, el estado actual de conocimientos no permite estudiar esos modelos, por lo tanto, la mayor parte de los modelos se basan en el comportamiento macroscópico de los materiales, por lo que únicamente son válidos para el material estudiado y para cierto tipo de solicitaciones.

Es muy importante modelar la interfaz suelo-estructura con la mayor exactitud posible para obtener soluciones que se aproximen al comportamiento real en problemas de interacción suelo-estructura. Los estudios analíticos y experimentales realizados en fechas recientes muestran que el comportamiento de la interfaz tiene una gran influencia en toda la respuesta estructural.

1.1. Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es evaluar dos modelos de interfaz suelo-estructura para predecir el comportamiento de la misma, siendo uno elasto-plástico y el otro incremental no lineal. Ambos modelos desarrollados en la Universidad Joseph Fourier, (Garnica, 1993).

Para obtener las propiedades esfuerzo-deformación de la interfaz suelo-estructura se realizaron pruebas de corte directo con interfaz suelo-concreto y suelo-acero en un aparato de corte modificado de tal forma que se puedan obtener trayectorias a volumen constante y a esfuerzo normal constante.

Se determinaron las propiedades esfuerzo-deformación de muestras de arcilla de la ciudad de México, extraídas de dos sitios de la zona del lago. También se ensayaron especímenes formados con arcilla reconstituida tomada de otro sitio en la ciudad de México. Esta arcilla se reconstituyó aplicándole esfuerzos que representan las condiciones de un sitio donde se realizaron pruebas con pilotes de fricción, (Jaime, Romo y Reséndiz, 1988).

Al obtener las características mecánicas del material en el aparato de corte directo se determinaron los parámetros que requieren los modelos teóricos elasto-plástico e incremental no lineal.

Finalmente, se hicieron predicciones del comportamiento de la interfaz con los modelos teóricos elasto-plástico e incremental no lineal y se compararon con los resultados experimentales.

2. Antecedentes

El diseño de las cimentaciones en la arcilla del valle de México presenta diversas dificultades por lo que es necesario tomar en cuenta su baja resistencia al esfuerzo cortante así como su alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores menores que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia para evitar asentamientos totales y diferenciales (Auvinet y Mendoza, 1986). Lo mencionado anteriormente obliga, con frecuencia, al empleo de cimentaciones piloteadas. Sin embargo, el hundimiento generalizado de la ciudad hace que las construcciones apoyadas en pilotes de punta parezcan emerger con respecto al terreno circundante. Para evitar este comportamiento se ha recurrido a diversas soluciones, una de las cuales consiste en el uso de pilotes de fricción que permiten el descenso simultáneo del edificio y del terreno que lo rodea (Rosenblueth, 1965). Sin embargo, en los sismos de septiembre de 1985 las fallas atribuibles a la cimentación provocaron el colapso o daño irreparable en el 13 % de los edificios afectados por el temblor; de estos últimos, una gran proporción se debió a fallas en cimentaciones resueltas con pilotes de fricción (Rosenblueth y Ovando, 1990). En este sistema de cimentación se distinguieron dos tipos de comportamiento durante estos sismos.

El primer tipo de comportamiento que se observó fue el hundimiento brusco de construcciones pesadas con grandes dimensiones en planta verificando que la presión de contacto losa-suelo era importante, aun cuando los pilotes trabajaban a su máxima capacidad de carga. En el segundo caso, fue la presencia de desplomes permanentes, además, el colapso total por volteo; esto se apreció en estructuras esbeltas igualmente con un número insuficiente de pilotes (Auvinet y Mendoza, 1986).

Debido al comportamiento que presentaron los pilotes de fricción los métodos de diseño se han vuelto más conservadores, además, se han desarrollado nuevas investigaciones para relacionar el comportamiento esfuerzo deformación con la interfaz suelo-pilote. El estudio del comportamiento de la interfaz suelo-pilote es un aspecto importante para comprender como se desarrollan las fuerzas de fricción a lo largo del fuste del pilote durante su vida útil y durante la ocurrencia de un sismo.

2.1. Concepto general

En un pilote de fricción las fuerzas de corte entre el pilote y el suelo provienen del rozamiento o de la adherencia. Esta última se presenta generalmente en pilotes hincados en arcilla blanda.

Los pilotes de fricción transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, de acuerdo con mediciones, éstas son del 75 % de la carga total (Cooke, Price y Tarr, 1979) y suelen usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada, para reducir los

asentamientos transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos (Fig 2.1). La estabilidad de las estructuras así cimentadas es altamente dependiente de la capacidad de carga de los pilotes (Auvinet y Reséndiz, 1991)

2.2. Capacidad de adherencia

Cuando un pilote es hincado por percusión o a presión, sin excavación previa, en un material puramente cohesivo, su capacidad de adherencia puede cuantificarse multiplicando su área perimetral de contacto con el suelo por el esfuerzo αc , donde α es un coeficiente que depende de la porosidad del pilote, del contenido de agua del suelo, de la rugosidad de la superficie del pilote y de la velocidad de aplicación de la carga, y c es la resistencia al esfuerzo cortante no drenado del suelo.

El valor del coeficiente α varía entre 0.4 y más de 1, tomando en cuenta el remoldeo y reconsolidación del suelo debidos al hincado de los pilotes. En pruebas realizadas a escala natural en el Centro Urbano Presidente Juárez se demostró que el parámetro α es igual a 1.2 para el caso de las arcillas de la ciudad de México (Jaime, Romo y Reséndiz, 1988).

En pruebas de extracción de pilotes se observó que la adherencia máxima entre la arcilla y el pilote depende de las características de éste, siendo mayor para aquellos con corrugaciones que para los de pared lisa, mientras que la adherencia última (se obtiene a grandes deformaciones) es prácticamente independiente de la forma del pilote. Cuando el pilote es corrugado no influye la forma del hincado en la adherencia máxima y última (Enríquez y Rosenblueth, 1959).

2.3. Capacidad de fricción

Cuando un grupo de pilotes no desciende al ritmo que lo hace la superficie del terreno se observa que en el fuste de los mismos se desarrollan esfuerzos de fricción los cuales se suman a las cargas que la propia construcción aplica, reduciendo por tanto la capacidad de carga efectiva (Fig 2.2). Los esfuerzos que actúan en sentido descendente, reciben el nombre de fricción negativa.

Las principales causas que pueden ocasionar la fricción negativa son: a) una sobrecarga superficial reciente; b) el peso propio del suelo circundante, si se trata de un relleno reciente; c) la reducción de los niveles piezométricos debido al bombeo; d) el remoldeo inducido por el hincado de pilotes en suelos sensitivos (Auvinet y Hanell, 1978).

Para evaluar los esfuerzos de corte desarrollados en el fuste de los pilotes por fricción negativa se han desarrollado varias propuestas que van de recomendaciones empíricas a análisis detallados (Kerisel, 1976).

Existen tres corrientes para evaluar la fricción máxima $s_{(z)}$ (Auvinet y Hanell, 1978) que puede desarrollarse a la profundidad de interés (z) en un pilote hincado en arcillas. La fricción desarrollada se relaciona generalmente con la resistencia última al corte del suelo (Kerisel, 1976).

La primer corriente relaciona la fricción máxima $s_{(z)}$ con la resistencia al corte no drenada del suelo c_u , obtenida de pruebas triaxiales UU, compresión simple o pruebas de veleta in situ (Enríquez y Rosenblueth, 1959; Kerisel, 1973).

$$s_{(z)} = \alpha c_u \quad (2.1)$$

donde:

α = coeficiente cuyo valor varía de 0.4 a más de 1, para la arcilla de la ciudad de México se obtuvo un valor de 1.2 (Jaime, Rojas y Legorreta, 1991).

c_u = resistencia al corte no drenada

La segunda corriente establece que para pilotes en arcilla blanda y media la fricción máxima $s_{(z)}$ debe evaluarse en términos de la resistencia drenada del suelo en la forma siguiente:

$$s_{(z)} = \sigma'_z K f(\phi') \quad (2.2)$$

donde:

σ'_z = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z .

K = relación entre el esfuerzo efectivo horizontal σ'_h y σ'_z .

$f(\phi')$ = función del ángulo de fricción ϕ' en términos de esfuerzos efectivos.

En esta fórmula se considera que el valor de σ'_z permanece constante después de hincar el pilote y que la superficie lateral del pilote es realmente una superficie de deslizamiento dentro del suelo.

Algunos autores (Zeevaert, 1973 y Kerisel, 1976), sugieren que el coeficiente K puede considerarse igual al coeficiente K_0 de empuje del suelo en reposo. Para evaluar K_0 , se utiliza la fórmula de Jaky.

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (2.3)$$

Se considera que para pilotes hincados en suelos blandos, el esfuerzo efectivo horizontal σ'_h cercano al fuste del pilote, bajo condiciones plásticas está relacionado con el esfuerzo vertical efectivo (Fig 2.3). De acuerdo al círculo de Mohr de falla en función de esfuerzos efectivos, se tiene entonces (Zeevaert, 1973).

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} \quad (2.4)$$

donde ϕ' puede obtenerse de pruebas realizadas en material remoldeado con contenido de agua constante.

El valor de $f(\phi')$ con frecuencia se considera igual a $\tan \phi'$, con lo que se llega a las siguientes fórmulas.

$$s_{(z)} = [(1 - \text{sen} \phi') \tan \phi'] \sigma'_z$$

$$\frac{s_{(z)}}{\sigma'_z} = (1 - \text{sen} \phi') \tan \phi' \quad (2.5)$$

$$s_{(z)} = \sigma'_z \left(\frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} \right) \tan \phi'$$

$$\frac{s_{(z)}}{\sigma'_z} = \left(\frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} \right) \tan \phi' \quad (2.6)$$

Con base en las mismas consideraciones, se establece la siguiente relación (Fig 2.4) (Kerisel, 1976).

$$\frac{s_{(z)}}{\sigma'_z} = (2 - \text{sen} \phi') \frac{\text{sen} 2\phi'}{4} \quad (2.7)$$

En la Fig 2.5 se observa que en los tres casos, $s_{(z)}/\sigma'_z$ varía poco con respecto al ángulo ϕ' , excepto para valores bajos de este ángulo. Por tanto, es de esperarse que los esfuerzos inducidos por fricción negativa no sean afectados por pequeñas variaciones en las propiedades del suelo (Auvinet y Hanell, 1978).

De acuerdo a la ecuación (2.7) se puede decir que la fricción máxima $s_{(z)}$ tiene un valor aproximado de:

$$s_{(z)} = \frac{1}{3} \sigma'_v$$

La tercera corriente es un enfoque combinado que busca relacionar la fricción máxima con la resistencia no drenada del suelo c_u normalizada respecto al esfuerzo vertical efectivo σ'_z . Para ello se dice que el valor del coeficiente K es función de c_u/σ'_z , obteniendo la siguiente expresión:

$$1.5 c_u / \sigma'_z < K < c_u / \sigma'_z$$

Si se considera $f(\phi')$ igual a $\tan \phi'$, se encuentra que para arcillas plásticas, la fricción se obtiene con la fórmula

$$s_{(z)} = 1.5 c_u \tan \phi' \quad (2.8)$$

2.4. Factores que afectan la fricción

Los valores de fricción son mayores para los pilotes relativamente cortos y menores para pilotes largos de concreto. Lo anterior indica que la fricción no es únicamente función del esfuerzo cortante o de la presión de sobrecarga efectiva en la arcilla, la cual se puede incrementar linealmente con la profundidad, pero también existen otros factores que afectan la fricción:

- *La forma del pilote.* Los pilotes cónicos presentan una mayor capacidad de carga que aquellos con sección transversal constante (Blanchet et al, 1980). Las secciones triangulares son menos eficientes que las secciones circulares (Jaime, Rojas y Legorreta, 1991).
- *La textura del material del pilote.* La textura rugosa y drenante presenta mayor fricción que la textura lisa e impermeable (Rosenblueth, 1965).
- *La longitud del pilote.* La fricción decrece con la longitud (Blanchet et al, 1980).
- *Método de construcción.* Los pilotes hincados presentan mayor fricción que aquellos que son colocados o colados en excavaciones previas (Blanchet et al, 1980 y Jaime, Rojas y Legorreta, 1991).
- *Tiempo después de la construcción.* La fricción crece con el tiempo debido a la tixotropía y a la consolidación del suelo alrededor del pilote (Auvinet, 1995).
- *Historia de deformación.* Cuando el desplazamiento relativo suelo-pilote requerido para movilizar la fricción máxima es excedido, se observa una significativa reducción en la fricción en arcillas sensitivas (Auvinet, 1995).

2.5. Capacidad de carga

Para estimar la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcillas debe hacerse la consideración de que el suelo es puramente cohesivo.

La capacidad de carga última por fricción de un pilote se puede estimar con la expresión:

$$Q_r = (\sum \alpha_i c_i d_i) Pe \quad (2.9)$$

donde:

α = factor de adherencia que depende de la resistencia no drenada del suelo. Para las arcillas de la ciudad de México tiene un valor igual a 1.2 (Jaime, Rojas y Legorreta, 1991)

c_i = resistencia no drenada del suelo, correspondiente al estrato i .

d_i = espesor del estrato i .

Pe = perímetro del pilote.

La capacidad de carga última por punta se calcula con la ecuación:

$$Q_p = A_p (cN_c + P_v) \quad (2.10)$$

donde:

A_p = área de la punta del pilote

c = resistencia no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

P_v = presión vertical total al nivel del desplante del pilote.

N_c = factor de capacidad de carga (para cimentaciones profundas se considera igual a 9)

2.6. Asentamientos de pilotes

Aunque la instalación de pilotes cambia las características de deformación y compresibilidad de la masa de suelo, gobernando el comportamiento de pilotes individuales bajo carga, esta influencia se extiende únicamente a pocos diámetros bajo las puntas de los pilotes.

De acuerdo a lo anterior es conveniente estimar el asentamiento de un grupo de pilotes en arcilla a partir de las propiedades de consolidación y deformación inicial de la arcilla (Meyerhof, 1976). El método comúnmente usado para predecir el asentamiento es el desarrollado por Terzaghi y Peck (1948) sobre las bases de una simple aproximación pero con evidencia experimental. En este método, la carga soportada por el grupo de pilotes se supone será transferida a la arcilla a través de una cimentación hipotética localizada a 2/3 de la longitud del pilote, (Blanchet et al, 1980).

El asentamiento de pilotes de fricción en arcilla puede deberse a tres causas principales:

a) La compresión elástica del pilote, función del modulo elástico del pilote, su geometría y la distribución de carga a lo largo del pilote.

b) Los asentamientos elásticos y por consolidación de la arcilla localizada alrededor de los pilotes y abajo del grupo de pilotes. Estos asentamientos primeramente ocurren durante la reconsolidación de la arcilla después de finalizar el hincado del pilote. Posteriormente, la arcilla puede asentarse bajo las cargas transferidas por los pilotes al suelo.

c) La penetración del pilote en la arcilla. Este desplazamiento relativo del pilote es causado por deformación al corte o fluencia de la arcilla cercana a la pared del pilote, y está asociado con el punzonamiento local de la punta del pilote en la arcilla (Blanchet et al 1980).

2.7. Métodos de diseño

Los pilotes de fricción generalmente se usan para transferir esfuerzos inducidos por cimentaciones parcialmente compensadas a estratos profundos menos compresibles y para reducir asentamientos.

En áreas afectadas por hundimiento regional, los pilotes de fricción son sometidos a cargas complejas. En la parte superior del pilote se desarrolla fricción negativa y en la parte inferior fricción positiva, definiéndose un eje neutro en el cual no se presentan desplazamientos relativos entre el suelo y el pilote (Fig 2.6) (Auvinet y Reséndiz, 1991). Debido a la existencia del eje neutro los asentamientos no pueden ser calculados con el método de Terzaghi y Peck (regla de los 2/3), ya que como se sabe, este método supone que la arcilla comprendida entre la cabeza de los pilotes y el punto que señala su tercio inferior es incompresible y que la carga se aplica en dicho punto.

Para tener una idea más clara sobre los posibles usos de los pilotes de fricción se presentan dos criterios de diseño.

Criterio I: Diseño en términos de la capacidad de carga

En este tipo de diseño, el número y dimensiones de los pilotes son seleccionados de tal manera que sean capaces de soportar la carga de la estructura bajo condiciones estáticas y dinámicas. Entonces los pilotes trabajan en las condiciones descritas en la Fig 2.6a. La posición del eje neutro se puede determinar en forma aproximada por medio de una ecuación de equilibrio (Auvinet y Reséndiz, 1991).

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (2.11)$$

donde:

W = peso de la construcción

U = subpresión sobre la estructura (si existe)

C_p = capacidad por punta del pilote

FN = fricción negativa en la parte superior de los pilotes

FP = fricción positiva en la parte inferior de los pilotes

Cuando el eje neutro se localiza cerca de la punta del pilote, la fricción negativa puede inducir una significativa compresión en los pilotes. Además, con el tiempo la cabeza de los pilotes puede emerger debido a la consolidación del suelo que los rodea localizado entre la superficie y el eje neutro.

Cuando esta condición de diseño es utilizada, la capacidad de carga de los pilotes puede estimarse tomando en cuenta la posibilidad del comportamiento del grupo. Cuando la densidad de los pilotes es alta, la fricción del suelo disponible sobre el perímetro del grupo de pilotes más su capacidad de base, pueden ser menores que la suma de las capacidades de los pilotes individuales (Auvinet y Reséndiz, 1991).

Criterio II: Diseño en términos de deformaciones

En este caso, los pilotes únicamente son usados para reducir los asentamientos de una cimentación parcialmente compensada. El número de pilotes es bajo y el nivel del eje neutro coincide con el de las cabezas de los pilotes (Fig 2.6b).

La fricción positiva se desarrolla a lo largo de toda la longitud de los pilotes. La ecuación de equilibrio para este criterio es:

$$W = Q_L + FP + C_p + U \quad (2.12)$$

donde Q_L es la presión de contacto efectiva entre el suelo y la losa.

En la tabla 2.1, se presentan los principales factores que deben tomarse en cuenta para el diseño de cimentaciones con pilotes de fricción en arcilla blanda.

TABLA 2.1. Principales factores que controlan el diseño de cimentaciones con pilotes de fricción en suelos blandos.

ESTRUCTURA	CIMENTACIÓN (PILOTES DE FRICCIÓN)
Ligera y extensa	<ul style="list-style-type: none"> - Asentamientos diferenciales - Fricción negativa - Daño debido a construcciones adyacentes
Pesada y extensa	<ul style="list-style-type: none"> - Asentamientos diferenciales - Degradación del suelo debido al hincado de los pilotes - Daño de construcciones adyacentes - Fricción negativa - El cortante en la cabeza de los pilotes
Pesada y alta	<ul style="list-style-type: none"> - Degradación del suelo debido al hincado de los pilotes - Interacción dinámica suelo-estructura - Asentamiento absoluto - Capacidad de carga - Daño de construcciones adyacentes
Esbelta	<ul style="list-style-type: none"> - Inclinación - Volteo - Degradación del suelo debido al hincado de los pilotes - Interacción dinámica suelo-estructura - Daño de construcciones adyacentes

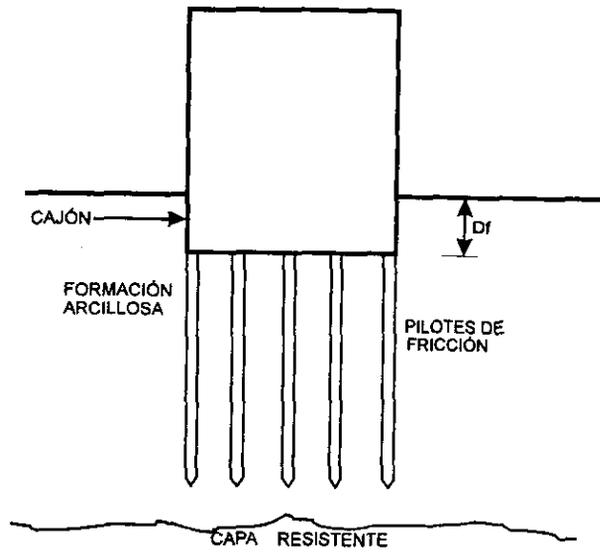


Fig 2.1. Pilotes de fricción

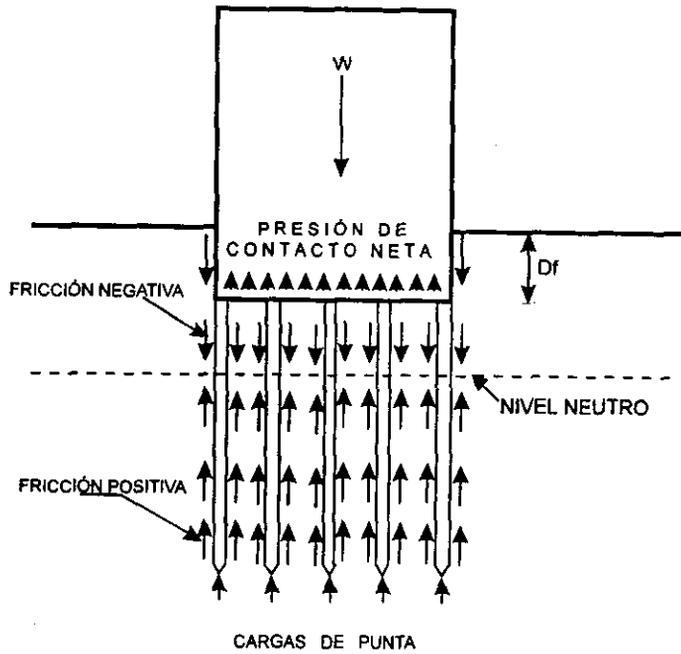


Fig 2.2. Esfuerzos desarrollados en los pilotes de fricción (Auvinet y Hanell, 1978)

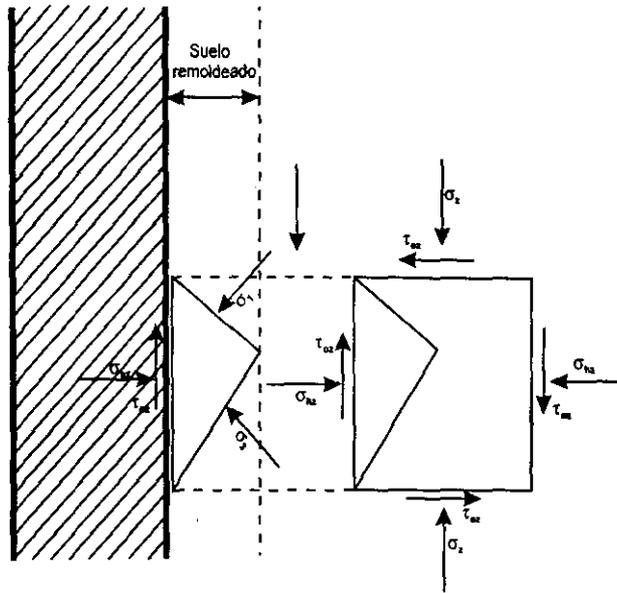
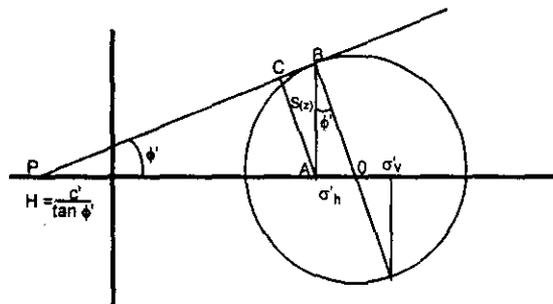


Fig 2.3. Estado de esfuerzos en el fuste del pilote (Zeevaert, 1973)



Si $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_z} = 1 - \text{sen } \phi' = K_0$

entonces $\frac{S(z)}{\sigma'_z} = (2 - \text{sen } \phi') \frac{\text{sen } 2\phi'}{4}$

Fig 2.4. Fricción lateral de un pilote de fricción (Kerisel, 1976)

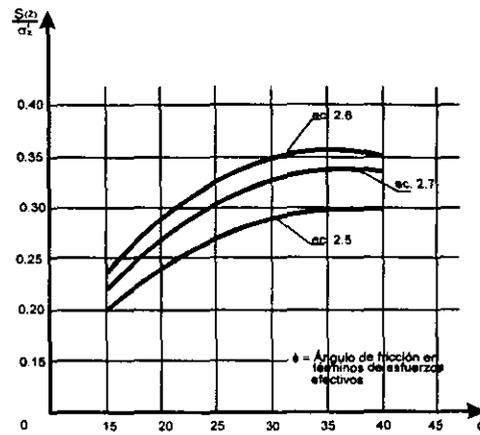


Fig 2.5. Fricción normalizada respecto al esfuerzo vertical efectivo en función del ángulo de fricción ϕ . (Auvinet y Hanell, 1978)

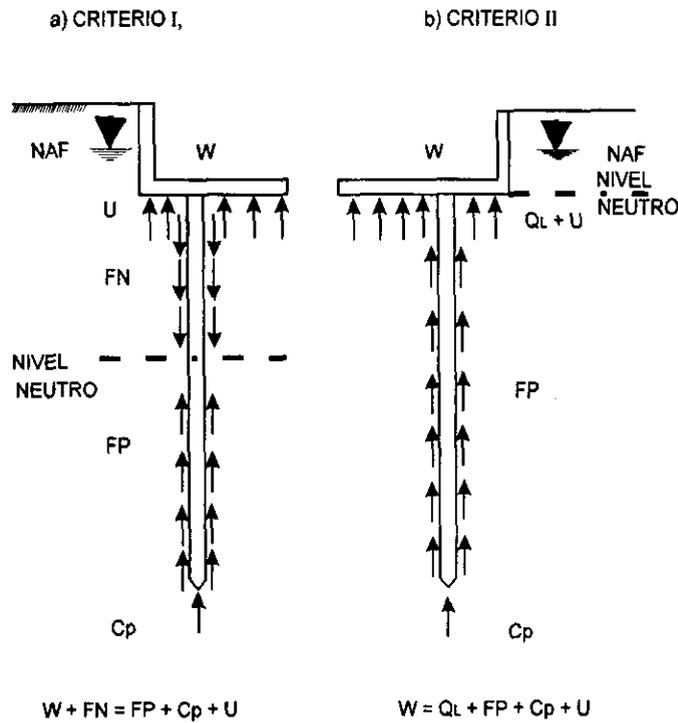


Fig 2.6. Criterios de diseño para pilotes de fricción (Auvinet y Reséndiz, 1991)

3. Plasticidad

El nombre que se le da al estudio matemático de los esfuerzos y deformaciones en sólidos que tienen la característica que les permite soportar deformaciones inelásticas superiores al límite elástico es el de teoría de plasticidad, siguiendo con lo establecido por la teoría de elasticidad la cual trata con métodos para calcular esfuerzos y deformaciones en sólidos deformados elásticamente.

El objetivo de la teoría de plasticidad es doble: primero, la obtención de relaciones explícitas entre esfuerzos y deformaciones tan cercanas a observaciones y tan universales como se necesiten; y segundo, desarrollar técnicas matemáticas para el cálculo de distribuciones de esfuerzos y deformaciones no uniformes en cuerpos permanentemente deformados en cualquier dirección, (Hill, 1956).

3.1. Aspectos históricos de la teoría de plasticidad

El concepto de relación lineal entre fuerza y deformación fue establecido por Robert Hooke en 1662. Posteriormente, en 1827 Navier estableció las ecuaciones generales de equilibrio que relacionan las fuerzas gravitacionales con los desplazamientos.

En 1787, Coulomb observó que aun después de que se desarrollaban las deformaciones permanentes en un alambre, las deformaciones elásticas acompañaban a la carga. Posteriormente, en 1831, el alemán, von Gerstner, también observó que las deformaciones elásticas en alambres de piano permanecían proporcionales a la carga a niveles de carga por encima de la requerida para producir deformaciones permanentes. Adicionalmente von Gerstner notó que ante descarga y recarga no se inducían más deformaciones hasta que la carga previa era excedida, esta es la parte del proceso que ahora se describe como endurecimiento elasto-plástico de un material, (Scott, 1985).

Mientras continuaban los experimentos sobre deformación o fluencia de metales con diferentes geometrías, comenzaron los trabajos teóricos sobre los conceptos preliminares de plasticidad. Se efectuaron algunas consideraciones de las condiciones bajo las cuales se presentaba la ruptura. Sin embargo, el estudio científico de la plasticidad se considera que se inició en 1864, año en el que Tresca publicó un informe preliminar de experimentos de penetración y extracción, lo cual lo condujo a los fundamentos del esfuerzo límite, es decir, al estado en el que el material fluía plásticamente cuando el esfuerzo cortante máximo alcanzaba un valor crítico, (Hill, 1956).

Tresca desarrolló sus estudios experimentales con metales suaves como plomo y cobre, el remplazo del hierro colado, el cual fallaba de una manera frágil por hierro dulce y acero, forzaron el estudio del comportamiento plástico. Estos últimos materiales

no se rompen frágilmente a temperaturas normales de trabajo, pero se deforman de una manera compleja envolviendo las deformaciones dúctiles hasta que ocurre la ruptura después de que se ha desarrollado una considerable cantidad de extensión o compresión. Para muchas estructuras, este mecanismo de absorción o disipación de energía es una característica importante que evita que su falla ocurra repentinamente. Para describir esta respuesta, la palabra plástica comenzó a aparecer en la literatura de elasticidad entre los años 1840 y 1850 sin tener una definición precisa.

Hasta esos años, excepto por el trabajo de Coulomb, el comportamiento a la falla de los suelos recibió poca atención en trabajos experimentales y de campo, a excepción de lo concerniente al diseño de muros de retención. Sin embargo, en 1857, Rankine estableció el estado crítico de los esfuerzos en una masa de suelo en fluencia y definió los planos de ruptura o planos de deslizamiento.

En su trabajo sobre torsión en 1856, St. Venant indicó el punto en una sección donde ocurriría la falla. Su criterio consistía en que la falla ocurría cuando el esfuerzo cortante alcanzaba un valor máximo. St. Venant se contradijo ya que en trabajos anteriores el había tomado la posición de que la deformación máxima en extensión era la determinante de la falla.

St. Venant también determinó un sistema de cinco ecuaciones que gobernaban el flujo de los esfuerzos y deformaciones en dos dimensiones y reconoció que existe una relación uno a uno entre esfuerzo y deformación plástica total, además postuló que la dirección de la deformación al corte máxima coincidía en cada momento con la dirección del esfuerzo cortante máximo, (Hill, 1956).

Entre 1860 y 1870, Tresca efectuó pruebas sobre el esfuerzo cortante de varios materiales, incluyendo pruebas de penetración. En tales pruebas observó que el punzón, que tenía una base rugosa, producía un cono de arena indeformable frente a él (pruebas de penetración en arenas). De este tipo de experimentos Tresca obtuvo el criterio que establece que el esfuerzo cortante máximo era una constante en la falla; designó a la constante con el símbolo K. Para un material cohesivo, éste es representado por la diferencia de esfuerzos principales máximos

$$\sigma_{11} - \sigma_{33} = 2K \quad (3.1)$$

o en términos de las componentes de esfuerzo en dos dimensiones

$$\tau_{zz}^2 + \left[\frac{\sigma_{zz} - \sigma_{xx}}{2} \right]^2 = K^2 \quad (3.2)$$

El trabajo de Tresca fue tomado por St. Venant quien propuso la combinación de tres relaciones -ecuaciones de equilibrio, condición de compresibilidad y los resultados de Tresca- para poder resolver problemas de plasticidad. St. Venant reconoció que, para

deformaciones suficientemente pequeñas el gradiente de velocidad podía ser omitido de las ecuaciones de equilibrio, con lo que se tiene una simplificación matemática. También introdujo una función de esfuerzo, de la cual podrían derivarse los esfuerzos. Además, redujo el comportamiento del material a uno de respuesta elástica perfectamente plástica y resolvió el caso de un cilindro sujeto a una torsión de magnitud suficiente para causar flujo plástico. En su solución, St. Venant obtuvo una zona interior linealmente elástica con una zona exterior, zona de fluencia plástica, siendo este el primer ejemplo de una solución linealmente elástica perfectamente plástica. Por el contrario, Tresca consideró que esta era una etapa intermedia de deformación entre el comportamiento linealmente elástico y el comportamiento plástico, probablemente porque basó sus ecuaciones en un fluido incompresible, también incluyó la condición de incompresibilidad sin tomar en cuenta la posibilidad de un comportamiento diferente de un sólido.

En 1870, Boussinesq comenzó a estudiar problemas de plasticidad. En uno de sus primeros trabajos consideró la generalización de la condición de fluencia de Tresca. Boussinesq se preguntó si K era realmente constante. Como estudiaba metales, donde la presión hidrostática no hace variar mucho la densidad, llegó a la conclusión de que K no dependía de la presión hidrostática. Si hubiera pensado en suelos, como lo hizo posteriormente, habría llegado a la conclusión de que K dependía de la presión media en estos materiales. Sin embargo, concluyó que K podía cambiar con la distribución de los esfuerzos principales.

En 1866, Culmann presentó un diagrama circular de esfuerzos en un plano. Este trabajo fue seguido a detalle por Otto Mohr, quien en 1882, presentó lo que ahora conocemos como círculo de Mohr, en dos y tres dimensiones, en su trabajo consideró la falla de los materiales. En 1900 Mohr extendió sus ideas de falla e hizo una conexión con los círculos de esfuerzos para representar la falla a través de las condiciones de esfuerzo sobre la línea tangencial a los círculos de esfuerzo que representan las condiciones de falla en varias pruebas.

Timoshenko observó que, alrededor de 1870 Maxwell había sugerido examinar la energía de deformación por unidad de volumen del material y supuso que el material podía deshacerse cuando la energía de deformación distorsional alcanzaba un límite. Posteriormente, en 1904 Huber llegó a la misma conclusión de manera independiente y en 1913, von Mises sugirió el uso de la energía de deformación por unidad de volumen en distorsión como un criterio de falla. Von Mises llegó a este resultado debido a que la expresión resultante permitía un tratamiento analítico más simple que la teoría del esfuerzo cortante máximo de Tresca, (Scott, 1985).

La aplicación de la fricción al comportamiento de los suelos por Coulomb, representado por un ángulo de fricción interna, puede referirse a los círculos de Mohr en la condición de esfuerzos en dos dimensiones. Así, combinando la fricción de Coulomb con la idea de Mohr de una envolvente límite da una condición de falla para los suelos; en la actualidad, lo anterior se conoce como la teoría de falla de Mohr-Coulomb. Para 1932

se había constituido una teoría basada en observaciones que reproducía las propiedades elásticas y plásticas de un metal isótropo a temperaturas ordinarias.

Entre 1930 y 1950 Terzaghi reunió varios aspectos de la mecánica de suelos con su hipótesis de esfuerzos efectivos. Quizá el efecto más importante de este trabajo fue la realización de estudios experimentales y de campo sobre el comportamiento mecánico de los suelos. Se diseñaron las pruebas índice, las pruebas de corte directo, permeabilidad y consolidación se volvieron rutinarias; y la prueba triaxial fue aplicada a suelos. Durante este tiempo se había acumulado mucha información sobre mecánica de suelos, pero los desarrollos teóricos se habían retrasado. Únicamente se realizaban análisis lineales basados en el trabajo de Boussinesq para determinar esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en materiales homogéneos, a pesar de estar bien establecido que el suelo era un material con un comportamiento fundamentalmente no lineal. La estratigrafía, geometría y anisotropía fueron tratadas de manera muy elemental.

Las ecuaciones fundamentales de la teoría de plasticidad en ese tiempo suponían la existencia de materiales ideales que poseían un potencial plástico que coincidía con una superficie de falla. Dentro de la superficie de falla, el material se comportaba linealmente elástico, isotrópicamente y los esfuerzos y deformaciones eran coaxiales. En la superficie de falla solo se conocía la dirección del vector incremento de deformación plástica, (Scott, 1985).

El mayor avance en la aplicación de la plasticidad de metales al estudio del comportamiento de los suelos lo darían Drucker y Prager en su artículo de 1952 "*Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design*" en el cual extienden el criterio de Coulomb a problemas de mecánica de suelos en tres dimensiones.

Uno de los principales desarrollos de las relaciones esfuerzo-deformación basados en criterios de fluencia del tipo Drucker-Prager o Coulomb para definir el límite elástico y el principio de las deformaciones plásticas o irreversibles fue la predicción de la dilatación, la cual es el resultado del uso de una regla de flujo asociada.

En 1957, Drucker introdujo el concepto de trabajo de endurecimiento en mecánica de suelos, además, hizo la diferenciación entre una superficie de fluencia y una superficie de falla. Una superficie de fluencia se encuentra cuando ocurre el primer comportamiento irreversible. Prager señaló dos maneras mediante las cuales se podía desarrollar la superficie de fluencia a las cuales denominó endurecimiento isótropo y endurecimiento cinemático, (Scott, 1985).

Todas estas ideas han conducido al desarrollo de modelos matemáticos para suelos, siendo uno de los más notables el del estado crítico en mecánica de suelos. Esta

extensión marca el principio de una moderna y consistente teoría de plasticidad en suelos, (Chen y Mizuno, 1990).

3.2. Fundamentos básicos

La teoría de flujo (o incremental) de plasticidad está basada en tres condiciones: 1) la existencia de una superficie de fluencia inicial; 2) la evolución de las superficies de carga subsecuentes (regla de endurecimiento); y 3) la formulación de una adecuada regla de flujo, (Chen y Mizuno, 1990).

3.2.1. Criterio de fluencia

El criterio de fluencia es una ley que define el límite de elasticidad bajo una posible combinación de esfuerzos y es necesario para definir el principio de la plastificación del material o el punto en el cual el comportamiento elástico termina.

El criterio de fluencia sirve para definir las condiciones de esfuerzo bajo las cuales ocurren las deformaciones plásticas en un material, también separa las zonas de comportamiento plástico de las zonas de comportamiento elasto-plástico. Las trayectorias de esfuerzo dentro de la superficie de fluencia dan como resultado deformaciones recuperables, mientras que las trayectorias que intersecan la superficie de fluencia producen deformaciones tanto recuperables como permanentes, (Chen y Mizuno, 1990). En general, la función de fluencia inicial f puede escribirse como:

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (3.3)$$

donde σ_{ij} representa las componentes de esfuerzo sobre la superficie de fluencia. Un estado de esfuerzos correspondiente a un punto en una masa de suelo ubicada dentro o sobre la superficie de fluencia, satisface la siguiente desigualdad:

$$f(\sigma_{ij}) \leq 0 \quad (3.4)$$

Un punto de esfuerzos no puede estar fuera de la superficie de fluencia; esta condición se conoce como *condición de consistencia*. Por otra parte, la superficie de fluencia deberá ubicarse dentro o coincidir con la superficie de falla, usualmente sus formas se suponen similares, (Scott, 1985).

Si el material es isótropo, la fluencia plástica depende únicamente de las magnitudes de los tres esfuerzos principales aplicados y no de sus direcciones, por lo que todo criterio de fluencia puede expresarse de la siguiente manera:

$$f(J_1, J_2, J_3) = 0 \quad (3.5)$$

donde J_1 , J_2 y J_3 son los invariantes del tensor de esfuerzos σ_{ij} . Estos están definidos en términos de los esfuerzos principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, por las relaciones

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.6)$$

$$J_2 = -(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) \quad (3.7)$$

$$J_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad (3.8)$$

La ecuación 3.5 puede simplificarse utilizando el hecho experimental de que la fluencia en un metal no es afectada por una presión hidrostática moderada o tensión aplicada sola o superpuesta a algún estado de esfuerzos. Suponiendo que esto es estrictamente cierto para el cuerpo plástico ideal, se deduce que la fluencia depende únicamente de las componentes principales del tensor de esfuerzos desviadores $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma\delta_{ij} \quad (3.9)$$

donde $\sigma = \frac{1}{3}\sigma_{ij}$ es la componente hidrostática de esfuerzos, (Hill, 1956).

El criterio de fluencia se reduce a la forma

$$f(J'_2, J'_3) = 0 \quad (3.10)$$

donde:

$$J'_2 = -(\sigma'_1\sigma'_2 + \sigma'_2\sigma'_3 + \sigma'_3\sigma'_1) = \frac{1}{2}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) = \frac{1}{2}\sigma_{ij}\sigma'_{ij} \quad (3.11)$$

$$J'_3 = \sigma'_1\sigma'_2\sigma'_3 = \frac{1}{3}(\sigma_1^3 + \sigma_2^3 + \sigma_3^3) = \frac{1}{3}\sigma'_{ij}\sigma'_{jk}\sigma'_{ki} \quad (3.12)$$

3.2.2. Representación geométrica de los esfuerzos

Un estado de esfuerzos se define por los valores de las tres componentes principales, por lo que puede ser representado por un vector en un espacio tridimensional donde los esfuerzos principales son tomados como coordenadas cartesianas. En la Fig 3.1 OS es el vector $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$; OP es el vector que representa el esfuerzo desviador $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$, el cual está ubicado en el plano π cuya ecuación es $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$; PS representa la componente hidrostática (σ, σ, σ) de esfuerzos que tiene cosenos directores $(\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}})$ y es perpendicular a π . Así, el criterio de fluencia para un estado

particular de un metal puede ser considerado como una superficie en este espacio. Dado que la fluencia es independiente de la componente hidrostática de esfuerzo, la superficie es un cilindro perpendicular a π cortándola en alguna curva C. Esto es suficiente para discutir las posibles formas de la curva C y para considerar únicamente estados de esfuerzo cuya componente hidrostática sea cero. En la Fig 3.2 se representa la forma de fluencia C y las proyecciones ortogonales de los ejes de referencia. Si $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ es un estado plástico, también lo es $(\sigma_1, \sigma_3, \sigma_2)$ dado que el elemento es isótropo. La forma es simétrica con respecto a LL' , y similarmente a MM' y NN' . Esto es equivalente a decir que el criterio de fluencia es una función de los invariantes del tensor. Si, por algún punto en el lugar geométrico de fluencia se dibuja un radio a través del origen (representando descarga con relación de esfuerzos constante), se debe encontrar nuevamente el lugar a la misma distancia del origen debido a que no hay efecto Bauschinger. Por lo que, el lugar geométrico es simétrico, no solo cerca de los diámetros LL' , MM' , NN' sino también cerca de los tres diámetros ortogonales a ellos (líneas punteadas en la Fig 3.2). La forma del lugar geométrico en cada uno de los doce segmentos de 30° es la misma. Por lo anterior, solo es necesario considerar los estados de esfuerzos cuyos vectores caen en uno solo de los 12 segmentos, (Hill, 1956).

3.2.3. Criterio de Tresca

La primera investigación del criterio de fluencia aparece después de una larga serie de experimentos desarrollados por Tresca en 1864 en los cuales midió las cargas requeridas por metales de varias formas. La distribución de esfuerzos en la región plástica fue uniforme. Sin embargo, Tresca concluyó que la fluencia ocurre cuando el esfuerzo cortante máximo alcanzaba un cierto valor. Probablemente se dejó influenciar por la ley general para la falla de los suelos propuesta por Coulomb, (Hill, 1956). El criterio de fluencia de Tresca es:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \text{constante} \quad (3.13)$$

donde $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. El lugar de fluencia en el plano es un hexágono regular (Fig 3.3a) cuyos vértices caen sobre las proyecciones de los ejes positivo y negativo σ_1, σ_2 y σ_3 , mientras en el plano $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $(\sigma_2 - \sigma_3)$ este toma la forma de un hexágono irregular, (Fig 3.3b), (Lubliner, 1990).

3.2.4. Criterio de von Mises

En 1913, von Mises introdujo un nuevo criterio de fluencia para metales, conocido como criterio del esfuerzo cortante máximo octaédrico o criterio de la energía de distorsión, (Salençon, 1977).

Von Mises sugirió que la fluencia ocurría cuando J'_2 (segundo invariante del tensor de esfuerzos desviadores) alcanzaba un valor crítico o en otras palabras, que la función f en la ec. 3.10 no involucraba a J'_3 . Este criterio puede ser escrito en la forma siguiente:

$$2J'_2 = \sigma'_{ij}\sigma'_{ij} = \sigma_1'^2 + \sigma_2'^2 + \sigma_3'^2 = 2k^2,$$

$$\text{o} \quad (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 6k^2,$$

$$\text{o} \quad (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) = 6k^2 \quad (3.14)$$

donde k es el esfuerzo de fluencia en un estado de cortante puro. En 1924, Hencky sugirió una interpretación física del criterio de von Mises, puntualizando que la fluencia existe cuando la energía elástica de distorsión (recuperable) alcanza un valor crítico.

Von Mises y Schleicher decidieron remplazar k por una función arbitraria de $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ con lo que este criterio puede aplicarse a materiales cuya fluencia es influenciada por la componente hidrostática de esfuerzos, (Hill, 1956).

La energía distorsional por unidad de volumen del material, W_d , puede ser representada por:

$$W_d = \frac{1+\nu}{E} J'_2 \quad (3.15)$$

donde E es el módulo de elasticidad y ν es la relación de Poisson. El criterio de von Mises toma la forma de un círculo de radio $\sqrt{2}k$ en el plano π y de una elipse en el plano $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $(\sigma_2 - \sigma_3)$, (Fig 3.4), (Lubliner, 1990).

En la Fig 3.5 se presentan las formas de los criterios de Tresca y von Mises en el espacio de esfuerzos principales en tres dimensiones. El criterio de Tresca representa una superficie cilíndrica hexagonal cuyo generador es paralelo al eje hidrostático $(\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3)$, y cuya sección transversal es como ya se mencionó un hexágono regular. El criterio de von Mises representa un cilindro circular cuyo generador es paralelo al eje hidrostático y cuya sección transversal es un círculo.

3.2.5. Criterio de Mohr-Coulomb

Este criterio tiene su origen en la teoría de ruptura de Mohr, de acuerdo con la cual la falla (ruptura) ocurre en un cuerpo sobre un plano si el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal sobre dicho plano alcanzan una combinación crítica, que puede ser expresada por la ecuación funcional $\tau = \pm g(\sigma)$. Esta ecuación representa un par de curvas en el

plano de Mohr, y un estado de esfuerzos determinado por tres círculos de Mohr, (Chen y Mizuno, 1990).

Cuando un suelo está normalmente consolidado, se observa que su resistencia es función tanto del esfuerzo medio aplicado como del ángulo de fricción interna del material.

En estos casos, el criterio de Mohr-Coulomb se adapta bien al comportamiento a la ruptura. Lo anterior puede expresarse como:

$$\begin{aligned} & |\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma_1 + \sigma_2) \operatorname{sen} \phi = 0 \\ \text{o} & \quad |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi = 0 \\ \text{o} & \quad |\sigma_2 - \sigma_3| - (\sigma_2 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi = 0 \end{aligned} \quad (3.16)$$

Estas ecuaciones definen una pirámide hexagonal irregular (Fig 3.6) cuyo vértice se localiza en el origen del espacio de esfuerzos principales, (Rojas y Romo, 1993). En términos de esfuerzos principales el criterio toma la forma:

$$\max_{i \neq j} [(\sigma_i - \sigma_j) + (\sigma_i + \sigma_j) \operatorname{sen} \phi] = 2c \cos \phi \quad (3.17)$$

así que el esfuerzo de fluencia en tensión y compresión es:

$$\frac{2c \cos \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)} = 2c \tan \alpha \quad \text{tensión} \quad (3.18)$$

$$\frac{2c \cos \phi}{(1 - \operatorname{sen} \phi)} = 2c \cot \alpha \quad \text{compresión} \quad (3.19)$$

Las superficies de falla en el espacio $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ obviamente son planos que forman una pirámide hexagonal (Fig 3.6), (Chen y Mizuno, 1990 y Lubliner, 1990).

3.2.6. Regla de flujo

En muchos de los modelos incrementales de la teoría de plasticidad se supone que la deformación está compuesta de deformación linealmente elástica y de deformación plástica.

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.20)$$

Generalmente, el incremento de deformación elástica lineal es derivado de la teoría isótropa. Por ejemplo, para un material incompresible como un suelo saturado en estado no drenado, se tiene:

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{ds_{ij}}{2G} \quad (3.21)$$

La deformación elástica es coaxial con el esfuerzo elástico. Para obtener la deformación total es necesario determinar las mismas cantidades para la deformación plástica, (Scott, 1985)

a). Dirección del incremento de deformación plástica

Cuando el flujo plástico es similar al flujo líquido es posible definir el potencial plástico, $g(\sigma_{ij})$, en algún punto sobre la superficie de fluencia. La dirección del incremento del flujo plástico está dada por la dirección del gradiente máximo de la función del potencial plástico en el punto donde el estado de esfuerzos hace contacto con él. Esta dirección forma un ángulo recto con la superficie del potencial plástico en el punto del estado de esfuerzo.

$$d\varepsilon_{ij}^p = \beta m_{ij} \quad (3.22)$$

con

$$m_{ij} = \frac{\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}}{\left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \right)^{1/2}} \quad (3.23)$$

donde β es un escalar positivo y m_{ij} es el vector normal al potencial plástico. De hecho, no se ha demostrado la relación entre la superficie de fluencia y el potencial plástico.

b). Amplitud del incremento de deformación plástica

Para determinar la magnitud del incremento de deformación plástica es necesario recurrir a los criterios de carga y descarga. En un punto de esfuerzos, σ_{ij} , sobre la superficie de fluencia, un incremento de esfuerzo $d\sigma_{ij}$ puede tener cualquier dirección. Si la dirección es dirigida hacia adentro de la superficie de fluencia se considera que el material se encuentra en descarga y, en la mayoría de los modelos solo se desarrollan incrementos de deformación elástica. Si por el contrario, la dirección del incremento de

esfuerzo apunta hacia afuera de la superficie de fluencia el material se encuentra en carga y ocurren deformaciones elásticas y plásticas. Entre los estados de carga y descarga existe una condición conocida como de carga neutra, que establece la condición de continuidad entre ambos estados.

En el caso de la carga neutra, los incrementos de esfuerzo son tangentes a la superficie de fluencia en el punto de esfuerzo y solo se permite deformación elástica. Con respecto a la superficie de fluencia $f(\sigma_{ij})$ ahora se necesita el vector unitario, n_{ij} , el cual representa la normal al punto de esfuerzo σ_{ij} , donde n_{ij} se define de la misma manera como se definió m_{ij} , (Rojas y Romo, 1993 y Scott, 1985)

$$n_{ij} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right)^{1/2}} \quad (3.24)$$

La dirección del incremento es perpendicular al vector normal de la superficie de fluencia, es decir,

$$n_{ij} d\sigma_{ij} = 0 \quad \text{con} \quad d\sigma_{ij} \neq 0 \quad (3.25)$$

el incremento de esfuerzo $d\sigma_{ij}$ es tangencial a la superficie de fluencia. Por otra parte, en el caso de carga neutra la magnitud de la deformación plástica es nula:

$$\left(d\varepsilon_{ij}^p \cdot d\varepsilon_{ij}^p \right)^{1/2} = 0 \quad (3.26)$$

Para alcanzar esta condición y tener una expresión homogénea de primer orden relacionando los incrementos de esfuerzos y las deformaciones plásticas, puede plantearse la siguiente expresión

$$\left(d\varepsilon_{ij}^p \cdot d\varepsilon_{ij}^p \right)^{1/2} = \frac{1}{H} n_{ij} d\sigma_{ij} \quad (3.27)$$

donde H es un parámetro de proporcionalidad, el cual se denomina módulo plástico y puede obtenerse de resultados experimentales.

Las ecuaciones (3.22, 3.24 y 3.27) pueden combinarse para obtener el incremento de deformación plástica en términos del incremento de esfuerzos, los gradientes de potencial y las funciones de fluencia. La expresión resultante es grande, pero puede

simplificarse considerando que las funciones de fluencia y de potencial son coincidentes, con lo que se llega a la siguiente expresión:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{rs}} d\sigma_{rs}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}}} \quad (3.28)$$

A partir de esta expresión y de conocer las condiciones en que se realiza el ensaye, se puede establecer el valor del incremento de la deformación plástica. Como ejemplo, se tomará la superficie de fluencia de von Mises, con la condición de que es coaxial con el eje hidrostático, y considerando una prueba de compresión no drenada en la cámara triaxial. En este caso la ecuación se simplifica a

$$d\varepsilon_{11}^p = \frac{2}{3H} d\sigma_{11} \quad (3.29)$$

en términos de la componente de incremento de deformación lateral plástica $d\varepsilon_{33}^p$, se tiene

$$d\varepsilon_{33}^p = -\frac{1}{3H} d\sigma_{11} \quad (3.30)$$

El incremento de deformación total principal, $d\varepsilon_{11}$, considerando la compresibilidad del material en el ejemplo e incluyendo la ecuación 3.25, está dado por la expresión:

$$d\varepsilon_{11} = \left(\frac{1}{3G} \cdot \frac{2}{3H} \right) d\sigma_{11} \quad (3.31)$$

Los resultados de las pruebas generalmente se dibujan en la forma esfuerzo desviador ($\sigma_{11}-\sigma_{33}$) contra la deformación axial total ε_{11} . Así, de la pendiente $d\varepsilon_{11}/d\sigma_{11}$ en algún punto de tales gráficas ($\sigma_{33} = \text{constante}$), se puede determinar el módulo plástico H si el módulo de corte elástico es conocido de la pendiente inicial de un ensaye o de una prueba carga-descarga previa, (Scott, 1985).

3.2.7. Regla de endurecimiento

La descripción de un material perfectamente plástico representa una primera aproximación del comportamiento de los suelos. De acuerdo con el trabajo experimental se sabe que durante el proceso de deformación incremental plástica, la superficie de fluencia cambia de forma, tamaño y posición. Existe una ley que gobierna

este aspecto del problema la cual define la manera de construir la superficie de fluencia subsecuente, la ley es conocida como regla de endurecimiento, (Chen y Mizuno, 1990).

De acuerdo con Hill (1956), el grado de endurecimiento es una función únicamente del trabajo plástico total y es independiente de la trayectoria de deformación. La consideración de que el endurecimiento ocurre si, y solo si, se produce trabajo plástico es consistente con el hecho de que las deformaciones elásticas puras no producen endurecimiento. Matemáticamente, el endurecimiento está caracterizado por parámetros que varían con la historia de carga plástica, (Salençon, 1977).

Las reglas de endurecimiento se usan para describir el comportamiento de la superficie de fluencia. Para definir estas reglas se hacen consideraciones basadas en el comportamiento del suelo y en adecuaciones matemáticas. Lo más fácil es visualizar el endurecimiento en términos de un ensaye de compresión no drenado. Al aumentar el esfuerzo axial, q , la deformación axial ε_{11} , también se incrementa. Si de una prueba carga-descarga, se puede obtener la componente elástica de la deformación axial, entonces se puede graficar el esfuerzo desviador contra la componente de deformación plástica. Si la curva continua es dividida en segmentos lineales, cada intersección puede considerarse como una nueva posición de la superficie de fluencia como si fuera empujada hacia afuera por el esfuerzo creciente q . Por lo tanto, la gráfica representa el endurecimiento de la superficie de fluencia como función de la deformación plástica axial, pudiéndose tomar al último punto como un parámetro de endurecimiento h , así la ecuación de la superficie de fluencia (3.3) se puede escribir como, (Scott, 1985):

$$f(\sigma_{ij}, h) = 0 \quad (3.32)$$

Existen diversas reglas que tienen el propósito de describir el desarrollo de la superficie de fluencia subsecuente de materiales con endurecimiento o ablandamiento por deformación. La elección de una regla de endurecimiento específica depende primeramente de la facilidad con la cual puede ser aplicada y su capacidad para representar el comportamiento por endurecimiento de un material particular. En general, se han utilizado tres tipos de reglas de endurecimiento; (Chen y Mizuno, 1990). Estas son:

- a) Endurecimiento isótropo
- b) Endurecimiento cinemático
- c) Endurecimiento mixto.

a). Endurecimiento isótropo

Desde el punto de vista matemático es la regla más conveniente a seguir, pero no representa el comportamiento real del suelo. Sin embargo, es útil como una introducción a los conceptos generales de las especificaciones de endurecimiento.

Lo mas simple es representar este comportamiento con respecto a la superficie de von Mises (Fig 3.7). En este caso, el radio del círculo se expande cuando el límite de la superficie sigue al punto de esfuerzos hasta que el radio eventualmente alcanza la superficie de falla (Fig 3.8a). Así, el radio k es una función del parámetro de endurecimiento h . Por simplicidad se considera que la superficie de fluencia inicial de von Mises está centrada con respecto al eje hidrostático y se representa por la ecuación

$$\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij} - k^2 = 0 \quad (3.33)$$

donde s_{ij} es la componente desviadora del tensor de esfuerzos. La condición de consistencia requiere que la ecuación (3.33) se satisfaga cuando se adiciona un incremento de esfuerzo ds_{ij} al esfuerzo existente; esto se logra incrementando el radio de la superficie de fluencia en una cantidad dk . El requerimiento de consistencia se puede escribir en forma diferencial

$$3s_{ij} ds_{ij} = 2k dk \quad (3.34)$$

la cual da el cambio en la superficie de fluencia consistente con el incremento de esfuerzo. Si se utiliza como ejemplo el caso particular de una prueba de compresión triaxial se tiene que $dk = d\sigma_{11}$ o de la ecuación (3.29), se tiene:

$$dk = \frac{3}{2} H d\epsilon_{11}^p \quad (3.35)$$

El coeficiente de endurecimiento h es por lo tanto $3H/2$ cuando se usa la deformación axial plástica como la medida de deformación plástica, (Scott, 1985).

b). Endurecimiento cinemático

Esta representación es más realista en términos del comportamiento del material, pero más compleja de implementar desde que el movimiento del centro de la superficie de fluencia tiene que ser especificada como una función del parámetro de endurecimiento. La superficie de fluencia cinemática puede considerarse ligada al punto de esfuerzo donde esta es tocada, permaneciendo su geometría constante y moviéndose en el punto de esfuerzo según éste incremente la deformación cortante, (Fig 3.8b). Usando por simplicidad el modelo de von Mises se tiene la siguiente ecuación

$$\frac{3}{2} (s_{ij} - \alpha_{ij}) \cdot (s_{ij} - \alpha_{ij}) - k^2 = 0 \quad (3.36)$$

donde α_{ij} indica el cambio de posición de la superficie de fluencia debido al incremento del esfuerzo desviador ds_{ij} . Cuando se aplica directamente la condición de consistencia a la derivada de esta expresión, se obtiene la siguiente ecuación:

$$(s_{ij} - \alpha_{ij}) ds_{ij} = (s_{ij} - \alpha_{ij}) d\alpha_{ij} \quad (3.37)$$

ya que en este modelo de endurecimiento no se permiten los cambios en el tamaño de la superficie de fluencia. La ecuación (3.37) proporciona el cambio en la posición del centro de la figura de fluencia como función del incremento de esfuerzo, (Scott, 1985).

c). Endurecimiento mixto

Una combinación de las reglas de endurecimiento isótropo y cinemático conduce a una regla de endurecimiento más general, proporcionando una mayor flexibilidad para describir el comportamiento por endurecimiento del material. Para la regla de endurecimiento mixto, la superficie de fluencia en su modelo plástico experimenta traslación y expansión en todas direcciones.

Las ecuaciones mencionadas que están relacionadas con la superficie de fluencia, la regla de flujo y la regla de endurecimiento pueden ensamblarse en una relación incremental esfuerzo-deformación (Scott, 1985).

3.3. Curva esfuerzo-deformación

El comportamiento de los materiales plásticos se ilustra a través de la curva esfuerzo-deformación uniaxial hipotética (Fig 3.9); en esta curva, se distinguen tres aspectos importantes:

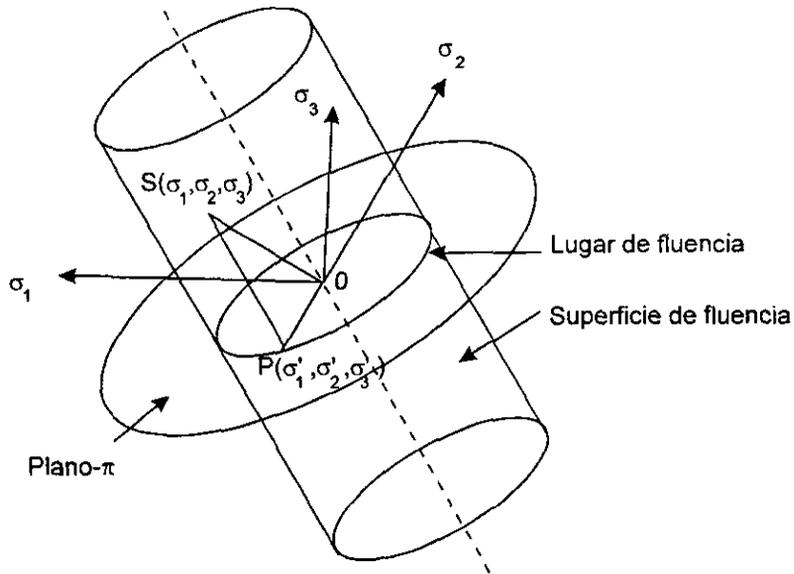
- 1) un intervalo lineal o elástico
- 2) un punto de falla o de fluencia
- 3) un rango de endurecimiento plástico en el cual los esfuerzos se incrementan más lentamente con la deformación que en el rango elástico, y donde se presenta una deformación permanente después de la descarga.

De la curva esfuerzo-deformación de la Fig 3.9 se observa el punto P o límite proporcional, que es el esfuerzo al final del intervalo lineal, mientras que el esfuerzo en el límite elástico σ_{EL} es el mayor esfuerzo que puede alcanzarse antes de que ocurra la deformación permanente (deformación plástica). Ambos esfuerzos son importantes para formulaciones teóricas, aunque en los experimentos son difíciles de ubicar.

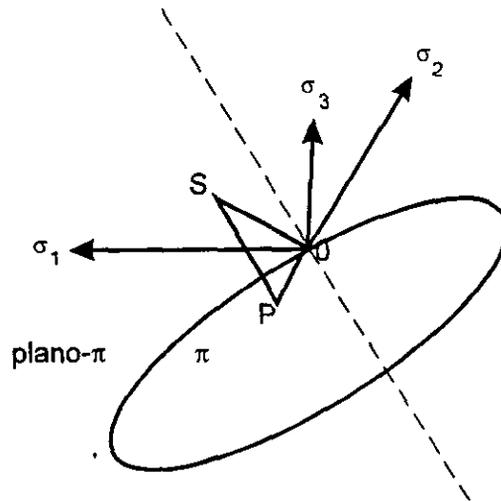
El esfuerzo en el límite elástico se conoce como esfuerzo de fluencia, punto O en la Fig 3.9.

Más allá del esfuerzo de fluencia, la curva crece lentamente, por lo que se requiere un mayor esfuerzo para tener más deformación. A este fenómeno se le conoce como trabajo de endurecimiento. Si la carga se retira después de ocurrida la fluencia, la trayectoria de descarga esfuerzo-deformación es diferente de la trayectoria de carga,

observándose una deformación permanente, si el material vuelve a cargarse se presenta un nuevo intervalo de deformación elástica, definiéndose un nuevo límite proporcional P' , seguido de un intervalo de deformación plástica. Cuando el esfuerzo alcanza un valor cercano al original, la curva presenta un quiebre en O' y la parte $O'Q'$ llega a ser la continuación de OQ , (Malvern, 1969).



a) Representación de un criterio de fluencia por una curva del lugar de fluencia



b) Estado de esfuerzos en el plano π

Fig 3.1 Representación geométrica de un estado de esfuerzos plástico en el espacio ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). (Hill, 1956)

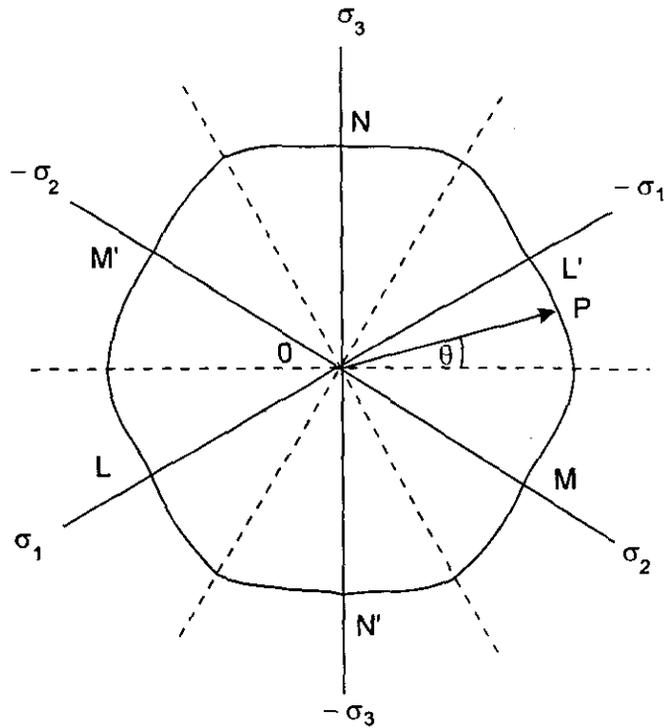
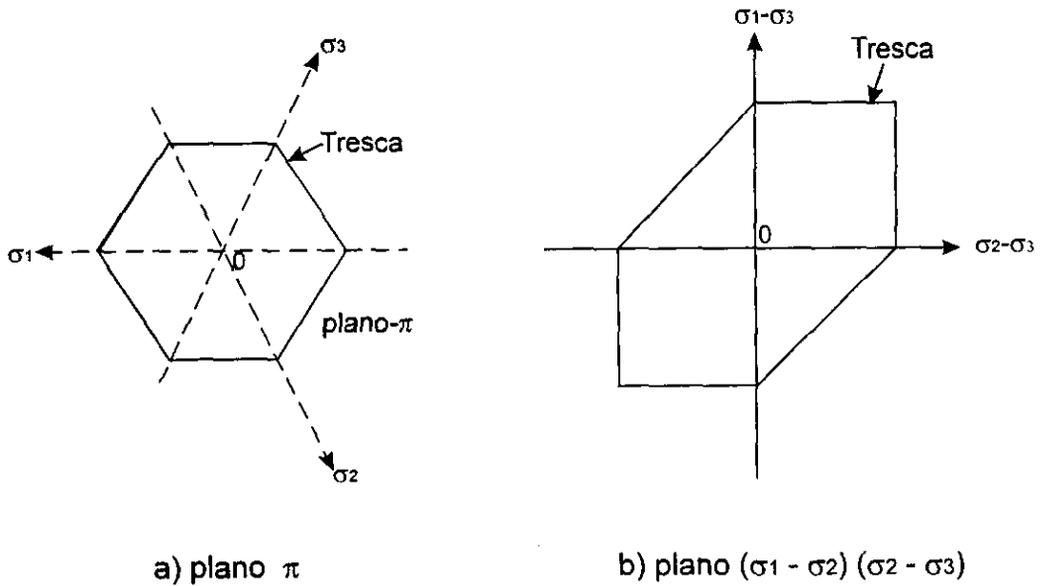


Fig 3.2 Forma general de un lugar de fluencia de un metal isotrópico (Hill, 1956)



a) plano π

b) plano $(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_2 - \sigma_3)$

Fig 3.3 Proyección de la superficie de fluencia de Tresca (Lubliner, 1990)

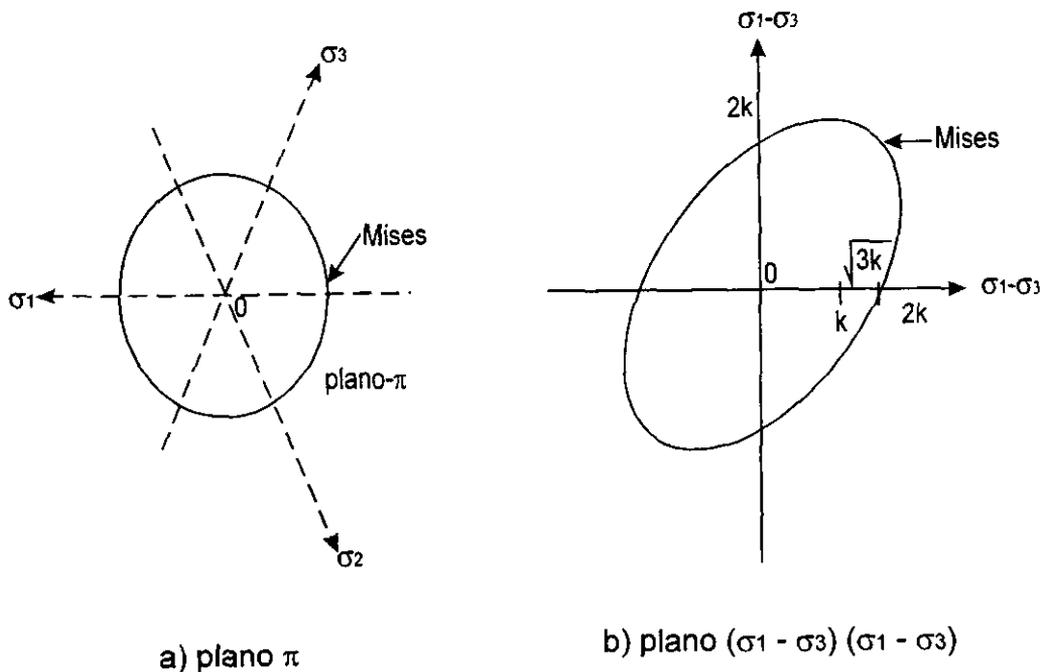


Fig 3.4 Proyección de la superficie de fluencia de von Mises (Lubliner, 1990)

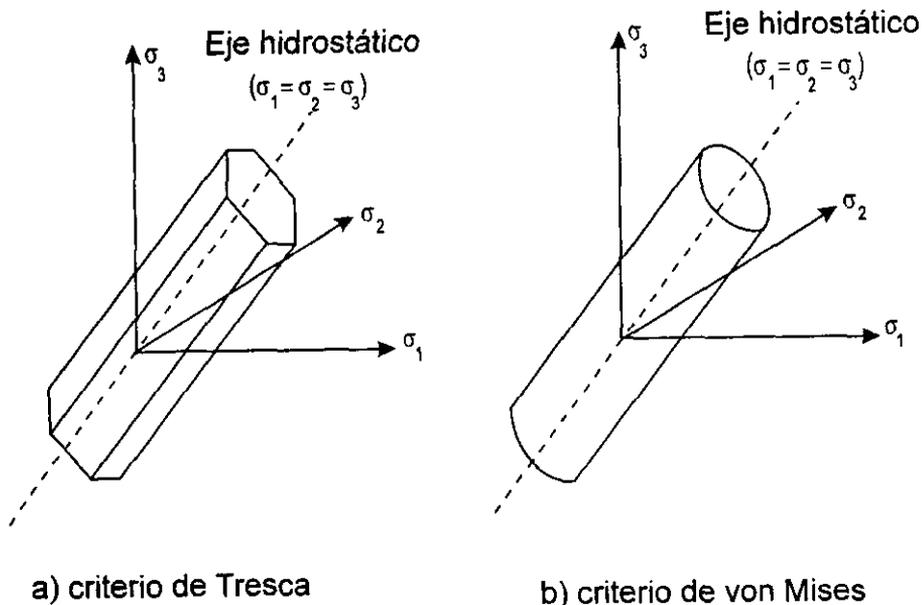


Fig 3.5 Criterios de fluencia clásicos para metales (Chen y Mizuno, 1990)

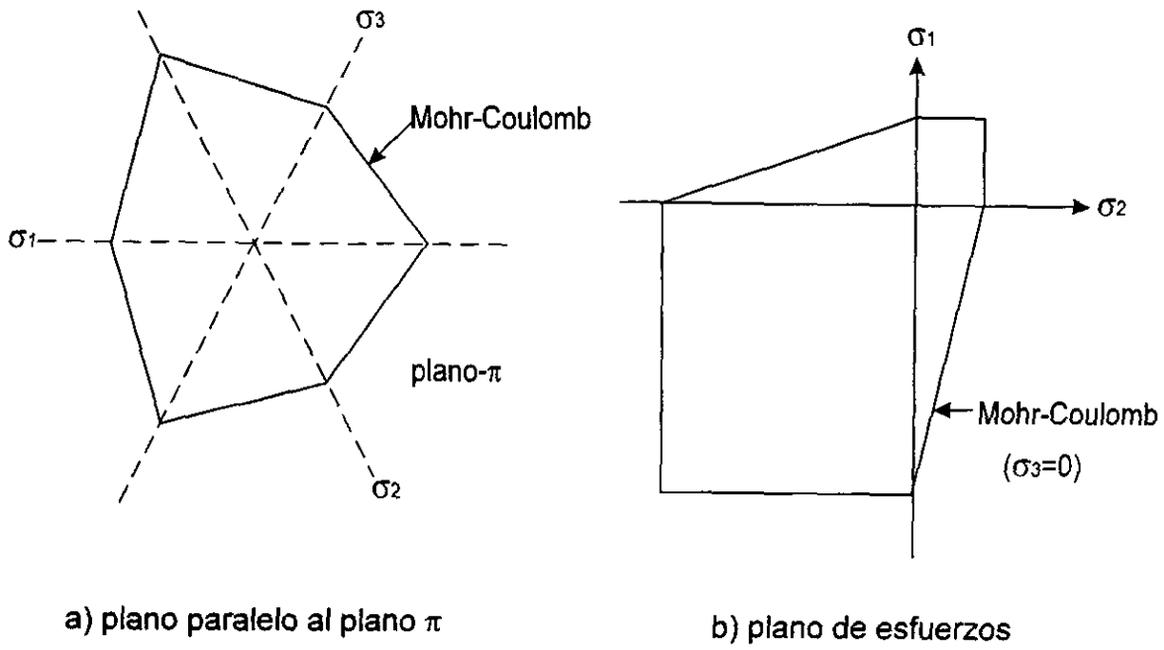


Fig 3.6 Criterio de fluencia de Mohr-Coulomb (Lubliner, 1990)

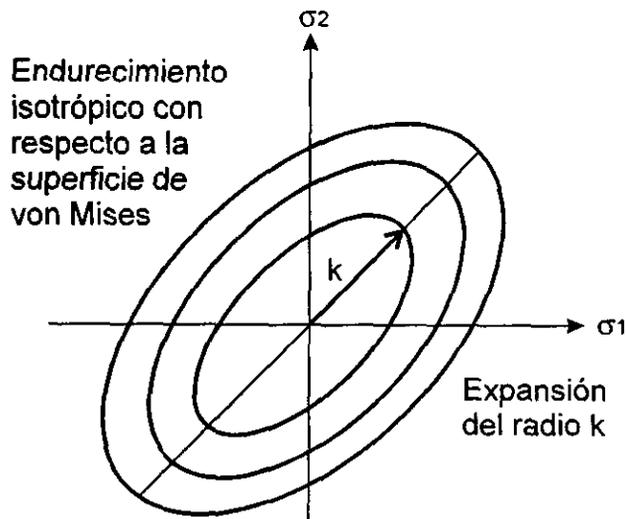


Fig 3.7 Modelo de endurecimiento isotrópico (Chen y Mizuno, 1990)

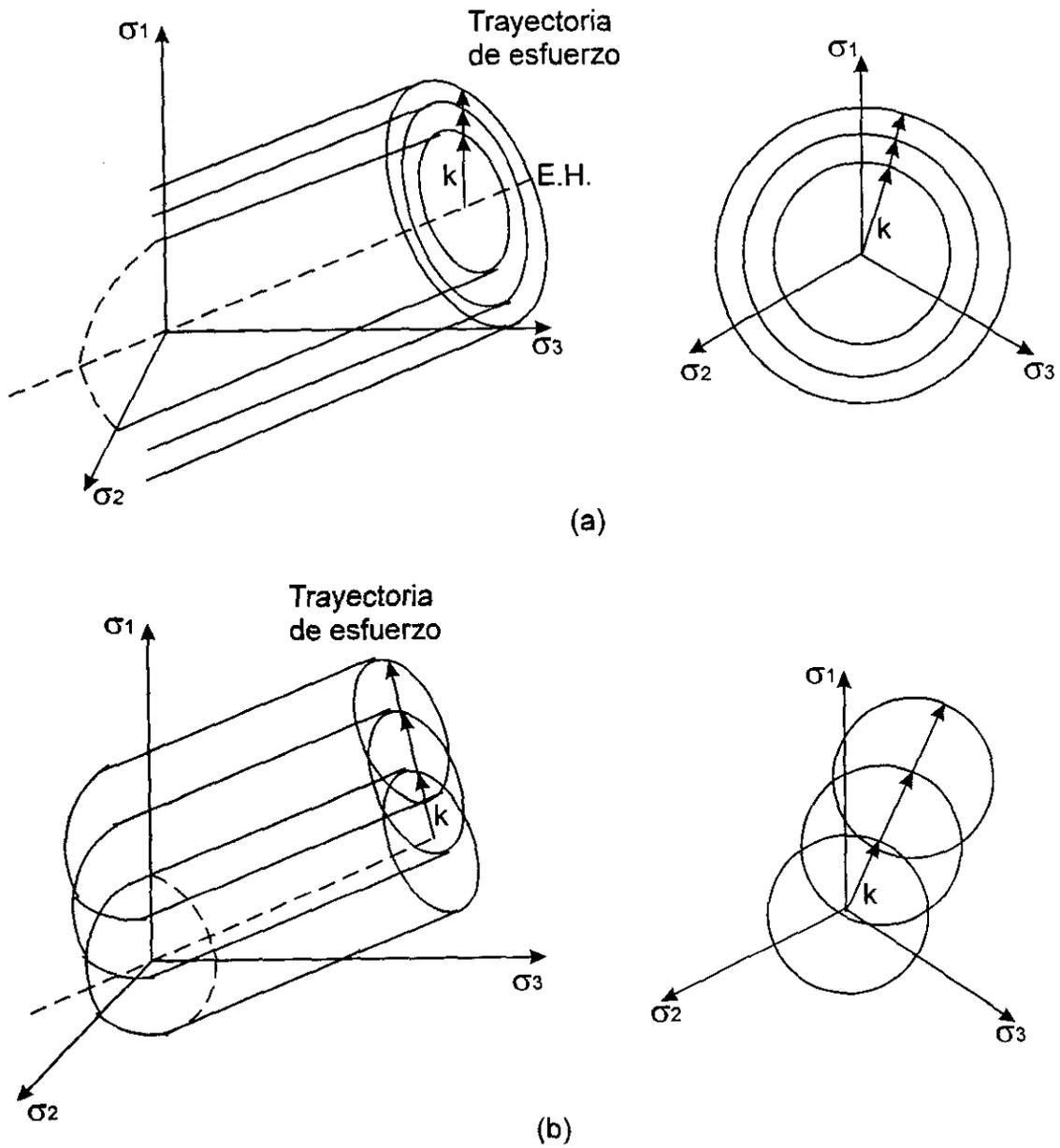


Fig 3.8 Modelos de endurecimiento
 a) Isótopo, b) Cinemático
 (Scott, 1985)

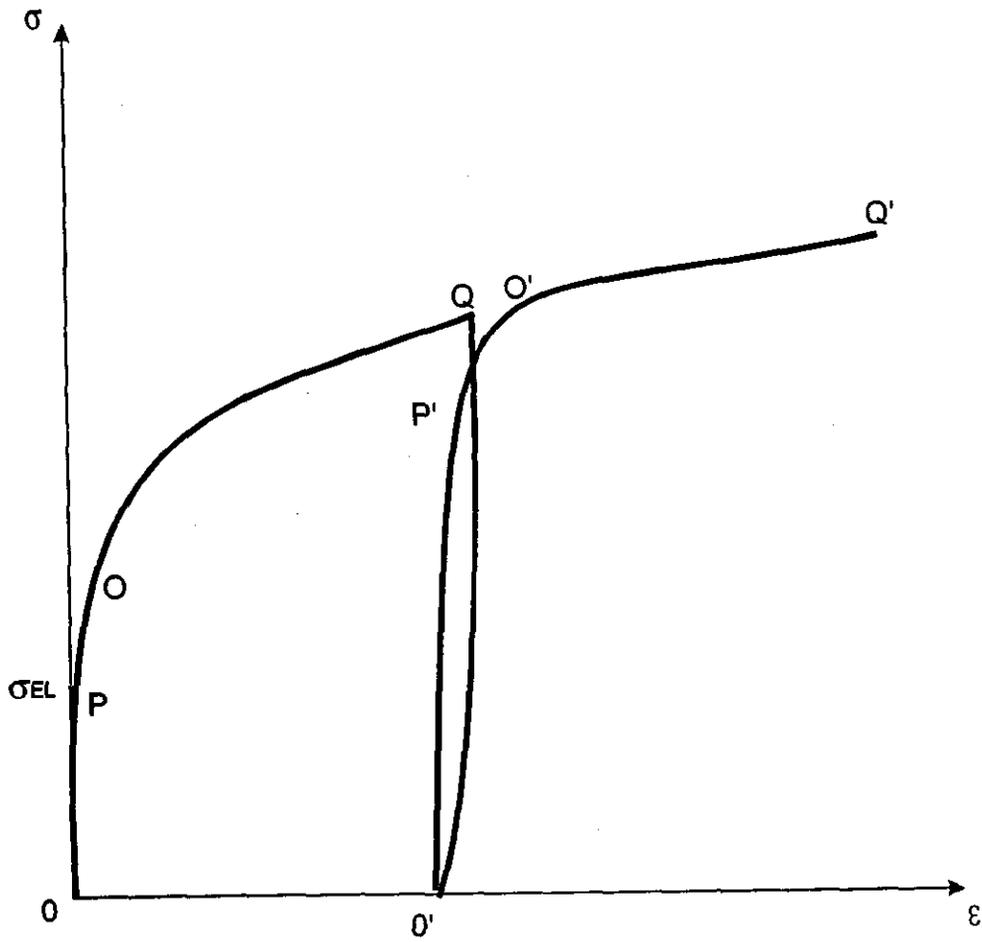


Fig 3.9 Curva esfuerzo-deformación
(Malvern, 1969)

4. Formulación matemática de los modelos de interfaz

4.1 Interfaz suelo-estructura

La interacción entre el suelo y la estructura se representa frecuentemente como la fricción sólida idealizada, es decir, se reduce el comportamiento de interfaz a un problema de contacto rígido plástico; es un comportamiento comparable al de fricción en un plano bajo esfuerzo normal constante.

La observación de una zona activa en una interfaz (en el sentido de las grandes deformaciones) en la vecindad de una inclusión durante una sollicitación condujo a algunos investigadores a mejorar los modelos clásicos con la finalidad de tomar en cuenta los fenómenos observados. Para algunos autores, la interfaz constituye un medio continuo de pequeño espesor.

La interfaz suelo-estructura es como toda interfaz en física, un fenómeno inducido en razón del contraste de las propiedades mecánicas entre el suelo y la estructura. La transmisión de esfuerzo tangencial de la estructura hacia el suelo provoca la localización de deformaciones en el suelo en contacto directo con la estructura. La interfaz está constituida por una parte de suelo y de algunas partículas extraídas de la estructura, generalmente más resistentes

Las características físicas y mecánicas de la interfaz son diferentes de las del resto del suelo y varían según la historia de la sollicitación, (Hoteit, 1991).

4.2. Las bases de una ley de interfaz

El modelado numérico de la interfaz suelo-estructura sometida a carga estática es altamente dependiente del tipo de ley constitutiva usada para simular el contacto entre los cuerpos deformables circundantes. En el primer análisis numérico relacionado con estructuras hincadas en el suelo, la ecuación constitutiva para contacto friccionante fue una ley de Coulomb que consideraba un cuerpo rígido perfectamente plástico. Sin embargo, al realizar comparaciones entre la experiencia y el modelado se ha observado que se tienen diferencias, principalmente a pequeños niveles de esfuerzo. En la geomecánica se ha puntualizado que durante la aplicación de un esfuerzo cortante, en la zona de contacto (interfaz) ocurren cambios en la estructura. Este cambio se debe principalmente a la naturaleza del suelo, la cual permite que se presente un comportamiento dilatante o contractante después de un pequeño movimiento de corte, y por la degradación de la fricción a grandes desplazamientos relativos tangenciales.

Es imposible estudiar una interfaz considerándola como un sólido tridimensional por medio de la mecánica de los medios continuos, por lo que su comportamiento debe caracterizarse con la ayuda de variables relativas a sus fronteras (Fig 4.1). Estas

variables son el vector de esfuerzos $\underline{\sigma}$ localizado en la interfaz y el vector de desplazamientos relativos $[\underline{U}]$ en dos fronteras de la interfaz. En un intento de simplificación y por falta de datos experimentales en tres dimensiones se supuso que los vectores $\underline{\sigma}$ y $[\underline{U}]$ pertenecen al mismo plano normal de la interfaz, para el caso de problemas en dos dimensiones (Garnica, 1993).

4.3. Variables de la interfaz

Para el desarrollo de los modelos constitutivos se considera la siguiente convención de signos: el esfuerzo normal en compresión y la dilatación o incremento de volumen son considerados positivos. Tenemos que \underline{t} y $[\underline{u}]$, son el vector de esfuerzos que actúa sobre la interfaz y el vector de desplazamientos relativos actuando a través de las fronteras de la interfaz respectivamente y sus derivadas con respecto al tiempo, $\dot{\underline{t}}$ y $[\dot{\underline{u}}]$. Donde t representa las componentes del vector de esfuerzos en la interfaz, expresadas en ejes locales según dos direcciones tangenciales (\vec{t} , \vec{s}) y una dirección normal (\vec{n}). El número de componentes consideradas en la resultante es C ($C = 3$ en el caso en tres dimensiones y $C = 2$ en el caso en dos dimensiones) (Garnica y Boulon, 1995).

$$3D: \quad \underline{t} = \{\tau_s, \tau_t, \sigma_n\}^T, [\underline{u}] = \{[w]_s, [w]_t, [u]_n\}^T \quad (4.1)$$

$$2D: \quad \underline{t} = \{\tau, \sigma_n\}^T, [\underline{u}] = \{[w], [u]\}^T, \dot{\underline{t}} = \{\dot{\tau}, \dot{\sigma}_n\}^T, [\dot{\underline{u}}] = \{[\dot{w}], [\dot{u}]\}^T \quad (4.2)$$

4.4. Modelo de interfaz elasto-plástico

Para establecer una ley de interfaz elástica perfectamente plástica se usan conceptos comunes como la suma de la velocidad relativa elástica y plástica, una ecuación elástica constitutiva, un criterio de fluencia f y un potencial plástico g . El ángulo de fricción ϕ de la interfaz y su cohesión c definen el criterio de fluencia.

Las zonas de comportamiento elástico y plástico están delimitadas en el espacio de esfuerzos por el criterio de fluencia del tipo Mohr-Coulomb:

$$f = (t_t^2 + t_s^2)^{1/2} - c - t_n \tan \phi \quad (4.3)$$

Si $f \leq 0$ se dice que el comportamiento es elástico y está caracterizado por la matriz constitutiva diagonal \underline{K}^e con componentes K_n , K_t y K_s , y donde:

$$d[\underline{t}] = \begin{Bmatrix} dt_n^e \\ dt_t^e \\ dt_s^e \end{Bmatrix} = \underline{\underline{K}}^e d[\underline{U}] = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d[U]_n \\ d[U]_t \\ d[U]_s \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

donde (d...) designa un incremento. Así $d[\underline{U}]$ representa los incrementos del vector desplazamiento relativo entre los dos sólidos según las direcciones $(\bar{t}, \bar{s}, \bar{n})$, (Fig. 4.1).

Si $f > 0$ se dice que el comportamiento es plástico y se realiza el cálculo de las componentes plásticas del vector de esfuerzos. Se considera un potencial plástico (g) que tenga la misma forma que el criterio de fluencia (f), el cual se escribe como:

$$g = (t_t^2 + t_s^2)^{1/2} - t_n \tan \alpha \quad (4.5)$$

como medida de simplificación se supuso que el coeficiente (ángulo de dilatación) $\alpha = \frac{d[U]_n}{d[U]_t} = \frac{d[U]_n}{d[U]_s}$ es constante.

La matriz $\underline{\underline{D}}^p$, es la matriz constitutiva que liga los incrementos plásticos del vector de esfuerzos con los incrementos del vector desplazamiento relativo y está representada por la expresión:

$$d[\underline{t}] = \underline{\underline{D}}^p d[\underline{U}] \quad (4.6)$$

$$\underline{\underline{D}}^p = - \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^T \underline{\underline{K}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^T \underline{\underline{K}} \left(\frac{\partial g}{\partial t}\right)} \underline{\underline{K}} \left(\frac{\partial g}{\partial t}\right) \quad (4.7)$$

Utilizando el criterio de fluencia, la regla de flujo y la matriz $\underline{\underline{K}}^e$, se pueden obtener todos los términos de la matriz $\underline{\underline{D}}^p$ los cuales se expresan de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} dt_n^p \\ dt_t^p \\ dt_s^p \end{Bmatrix} = - \frac{1}{K} \begin{bmatrix} \tan \alpha \tan \phi K_n^2 & - \tan \alpha K_n K_t n_t & - \tan \alpha K_n K_s n_s \\ - \tan \phi K_t K_n n_t & K_t^2 n_t^2 & K_t K_s n_t n_s \\ - \tan \phi K_s K_n n_s & K_s K_t n_t n_s & K_s^2 n_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d[U]_n \\ d[U]_t \\ d[U]_s \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

En el apéndice A se presenta la obtención detallada de cada uno de los términos de la matriz $\underline{\underline{D}}^p$. De los términos de la matriz constitutiva se tiene que:

$$n_t = \frac{t_t}{(t_t^2 + t_s^2)^{1/2}}$$

$$n_s = \frac{t_s}{(t_t^2 + t_s^2)^{1/2}}$$

$$K = \alpha\phi K_n + \frac{t_t^2}{t_t^2 + t_s^2} K_t + \frac{t_s^2}{t_t^2 + t_s^2} K_s$$

El modelo descrito anteriormente tiene algunas limitantes. Una es que en el caso de materiales cohesivos, la envolvente de falla no pasa por el origen sino que presenta esfuerzos a tensión de magnitud ($c \cdot \cotan \phi$), que es la resistencia a la tensión del material en términos de la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ (Fig 4.2a). Esto puede solucionarse añadiendo tensión extra para cortar la superficie de fluencia (Fig 4.2b) o mediante una nueva superficie de fluencia curva como se presenta en la Fig 4.2c. El uso de una superficie de fluencia curva ($f = 0$) requiere de una función de potencial plástico no lineal, g .

La otra limitante es la presencia de dilatación durante el corte, al menos para $\alpha > 0$. La dilatación desaparece cuando las partículas de suelo alcanzan una relación de vacíos crítica (Fig 4.3), (Boulon y Garnica, 1995)

Integración local

El procedimiento general de integración local de una ley elasto-plástica es el siguiente: Cualquiera que sea el estado A de la interfaz al inicio del incremento se calcula $\underline{t}^C = \underline{t}^A + \underline{K} d[\underline{U}]$ como si el paso de integración fuese puramente elástico.

Si $f(\underline{t}^C) \leq 0$, el comportamiento es puramente elástico y se verifica que para el estado B al final del incremento, $\underline{t}^B = \underline{t}^C$.

Por el contrario, si $f(\underline{t}^C) > 0$, el estado B es plástico y es necesario restablecer la condición de coherencia $\underline{t}^B = \underline{t}^C + \underline{D}^p d[\underline{U}]$ que es donde se toma en cuenta el comportamiento elástico y el comportamiento plástico.

Es conveniente señalar las modalidades de prueba que se requieren para modelar adecuadamente el comportamiento de interfaz suelo-estructura. En este caso, para las pruebas de corte se tiene que las pruebas a esfuerzo normal constante (ENC) y a volumen constante (VC) representan los casos extremos de condiciones reales de

trabajo en donde la rigidez normal $\left(\frac{d\sigma_n}{d|u|_n}\right)$, generalmente permanece constante en la interfaz suelo-estructura, (Garnica, 1993).

En la prueba a ENC (Fig 4.4a), se tiene la condición de que el esfuerzo normal no cambia durante el proceso de corte pero si permite que la interfaz se dilate o se contraiga libremente.

La prueba VC (Fig 4.4b) tiene la condición de volumen constante, es decir, que los desplazamientos verticales no se permiten durante el corte. Durante esta prueba, el esfuerzo normal aumenta o disminuye dependiendo de la tendencia de la interfaz (dilatante o contractante).

La tercera modalidad de prueba es una con rigidez normal impuesta y en esta, el esfuerzo normal y el desplazamiento vertical varían proporcionalmente.

4.5. Descripción de los parámetros

Para su validación, el modelo elasto-plástico requiere de un total de seis parámetros; el esfuerzo normal, no es un parámetro sino una condición inicial ya que es un dato que se conoce antes de la etapa de corte. En la Tabla 4.1 se presenta el significado de cada uno de estos parámetros.

Tabla 4.1. Parámetros del modelo elasto-plástico

Símbolo	Descripción
K_{nn}	Rigidez normal
K_{tt}	Rigidez cortante
c	Cohesión
a	Tangente del ángulo de dilatancia
f	Tangente del ángulo de fricción
s_n	Esfuerzo normal
DS	Incremento del esfuerzo normal

Cada uno de los parámetros descritos anteriormente tienen influencia sobre la respuesta del modelo.

K_{nn} influye en la pendiente inicial de la curva del desplazamiento relativo vertical contra desplazamiento relativo tangencial. Su valor se impuso con la condición de una prueba a volumen constante:

$$DU = [(K_{tt} + K_{nn} * f * a) * DS] - (K_{tt} * K_{nn} * a * DW)$$

haciendo $DU = 0$, es decir, imponiendo la condición de que no exista cambio de volumen es posible calcular el valor de la rigidez normal.

donde

DU = incremento del desplazamiento relativo vertical

K_{tt} = rigidez al corte

ϕ = tangente del ángulo de fricción

α = tangente del ángulo de dilatación

DS = pendiente de la curva (σ_n vs $[w]$)

DW = incremento del desplazamiento relativo tangencial

- K_{tt} influye en la pendiente inicial de la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo horizontal, en el comportamiento contractivo, en la resistencia y en la variación del ángulo de fricción movilizado ya que este valor es el que genera el punto de transición del comportamiento elástico al plástico.
- c tiene poca influencia en el comportamiento del material, únicamente hace variar la ubicación de la envolvente de falla.
- α influye principalmente en el comportamiento contractivo, en la resistencia y en la variación del ángulo de fricción movilizado.
- ϕ este parámetro influye en el comportamiento contractivo o dilatante del material.
- DS es el parámetro que va dando la variación de los incrementos del esfuerzo normal.

Los parámetros son fáciles de obtener directamente de los resultados experimentales. Desde luego que, este modelo únicamente reproduce los aspectos más generales del comportamiento de la interfaz, sin esperar alcanzar una simulación más detallada.

4.6. Modelo de interfaz incremental no lineal

La idea básica para establecer la ley de comportamiento es la de calcular la respuesta a una sollicitación dada por interpolación reológica, entre un conjunto de sollicitaciones definidas por las pruebas de corte directo determinadas experimentalmente y por fórmulas analíticas.

La Fig 4.5 permite comprender el funcionamiento de la ley de interfaz. La interpolación es hecha en seis direcciones que representan las pruebas experimentales (ensayos elementales).

1. Esfuerzo normal constante (ENC), en carga.
2. Esfuerzo normal constante (ENC), en descarga.
3. Volumen constante (VC), en carga.
4. Volumen constante (VC), en descarga.
5. Pseudo-odométrica (PO), en carga.
6. Pseudo-odométrica (PO), en descarga.

Realizando la interpolación de una prueba a rigidez normal impuesta $\left(k_n = \frac{d\sigma_n}{d[u]}\right)$, la cual es considerada como constante y como una prueba con una condición intermedia entre la prueba a esfuerzo normal constante ($k = 0$) y la prueba a volumen constante ($k = \infty$). En el lugar donde inicia la sollicitación (Fig 4.5a), se aprecia la simetría que existe entre las direcciones de base con respecto a la horizontal que pasa por el punto $\sigma_n = \sigma_{n0}$, σ_{n0} es el esfuerzo normal inicial. Para el ángulo de fricción máximo movilizado (Fig 4.5b), el incremento de esfuerzo para la dirección 1 es nula mientras que la dirección 3 sigue la trayectoria de la superficie límite. Por otra parte se observa que la dirección correspondiente a la prueba pseudo-odométrica en descarga, no puede salir de la superficie de falla, así, la dirección que sigue es la misma que la de la prueba 3.

4.7. Interpolación reológica

Una relación no lineal entre un incremento de carga $[\dot{u}]dt$ y la correspondiente respuesta incremental $\dot{t}dt$, donde dt es un incremento de tiempo infinitesimal constituye una ley de interfaz.

Considérese una porción de la interfaz (Fig 4.1) donde actúan el vector de esfuerzo \underline{t} y el vector de desplazamiento relativo $[\underline{u}]$. Dada la importancia de la trayectoria de esfuerzos en el comportamiento de interfaz, conviene definir su evolución en términos de velocidades, además de la causa y el efecto de dicha evolución. Para poder tomar en cuenta todas las trayectorias de esfuerzo posibles se eligió a $[\dot{u}]$ como sollicitación incremental y a \dot{t} como respuesta incremental, (Plytas, 1985). La ecuación constitutiva de comportamiento de interfaz es entonces:

$$\dot{\underline{t}} = \underline{d} \cdot [\dot{\underline{u}}] \quad (4.9)$$

donde $\dot{\underline{t}}$ y $[\dot{\underline{u}}]$ son las velocidades del vector de esfuerzos y del vector de desplazamientos relativos respectivamente que se tienen en la interfaz. \underline{d} es la matriz reológica que depende del estado actual del material de interfaz y de la dirección de la sollicitación incremental.

Para poder comparar las diferentes trayectorias de esfuerzos entre sí, es conveniente normalizar los vectores $\dot{\underline{t}}$ y $[\dot{\underline{u}}]$ por la norma $\|[\dot{\underline{u}}]\|$ definida como:

$$\|[\dot{\underline{u}}]\| = ([\dot{u}]^2 + [\dot{w}]^2)^{1/2} \quad (4.10)$$

La dirección de la sollicitación incremental normalizada está definida por los siguientes parámetros:

$$\lambda = \frac{[\dot{w}]}{\|[\dot{\underline{u}}]\|}, \quad \mu = \frac{[\dot{u}]}{\|[\dot{\underline{u}}]\|} \quad (4.11)$$

y la respuesta incremental por:

$$\xi = \frac{\dot{\tau}_s}{\|[\dot{\underline{u}}]\|}, \quad \eta = \frac{\dot{\sigma}}{\|[\dot{\underline{u}}]\|} \quad (4.12)$$

Así, el conjunto de sollicitaciones incrementales posibles está constituido por los puntos de la esfera, con centro en el origen y radio unitario, en el espacio (λ, μ) en el caso en 2D (Fig 4.6a). El conjunto de respuestas incrementales es un conjunto de puntos dependientes de dos parámetros con variación continua, unidos por una relación, formando una superficie en el espacio (ξ, η) , en el caso en 2D se forma una curva (Fig 4.6b).

En las leyes del tipo "interpolación", la idea principal es obtener la respuesta a una sollicitación cualquiera por interpolación reológica, es decir, que si se conoce la respuesta r_i de la sollicitación s_i , la respuesta r a una sollicitación cualquiera se puede obtener por medio de la siguiente relación:

$$r = \sum_{i=1}^N W_i(s) r_i \quad (4.13)$$

donde W_i son las funciones de interpolación que dependen de la distancia angular θ en el espacio de sollicitaciones incrementales.

Además debe suponerse que el material exhibe un comportamiento incremental continuo en la dirección de la sollicitación (λ, μ) . Como existe una correspondencia entre cada punto de los espacios (λ, μ) y (ξ, η) en las direcciones determinadas, se puede obtener la respuesta incremental de una sollicitación dada por interpolación, entre un conjunto de N puntos (ξ_i, η_i) conocidos, de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} \xi \\ \eta \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^N W_i \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \eta_i \end{Bmatrix} \quad (4.14)$$

Actualmente se disponen de seis trayectorias de corte directo para definir a los puntos (λ_i, μ_i) y (ξ_i, η_i) , dichas trayectorias corresponden a los ensayos a esfuerzo normal constante (E), a volumen constante (V) y pseudo-odométrico (PO). Cada uno de estos ensayos se realiza con un ciclo de carga-descarga, lo que completa las seis trayectorias de base. Los ensayos (V) y (PO) tienen una posición fija en el círculo unitario del espacio (λ, μ) , mientras que los puntos correspondientes a los ensayos (E) cambian durante la evolución de la contractancia a la dilatancia. Los puntos (λ_i, μ_i) y (ξ_i, η_i) se definen por derivación de las expresiones analíticas propuestas para las evoluciones de τ y $[u]$ con respecto a $[w]$ para el ensayo (E), de τ y σ_n con respecto a $[w]$ para el ensayo (V) y de σ_n con respecto a $[u]$ para el ensayo (PO).

Esquemas de interpolación

Las funciones de interpolación W_i deben satisfacer ciertas propiedades, entre las cuales están:

$$\forall \underline{s}, \sum_i W_i(\underline{s}) = 1 \quad (4.15)$$

$$\forall i, j \quad W_i(\underline{s}_j) = \delta_{ij}, \text{ (delta de Kronecker)} \quad (4.16)$$

De acuerdo con estas expresiones, cuando la sollicitación toma el valor de una de las pruebas de base, el valor de la función de interpolación debe ser igual a la unidad, cumpliendo con la condición de círculo unitario.

Interpolación a partir de la distancia angular

Considérese el caso bidimensional. Sea $\theta \in \{-\pi, \pi\}$ el ángulo con respecto al eje horizontal (λ) del espacio de sollicitaciones normalizadas. La distancia entre dos pruebas está dada por el ángulo positivo $(\alpha = \|\theta - \theta_i\|)$ entre la dirección de una prueba cualquiera θ y la dirección θ_i de la prueba de base (Fig 4.7). A las pruebas

con trayectorias cercanas a la analizada se les da mayor importancia pero por la condición:

$$W_i \alpha_i^x = \text{cte} \quad (4.17)$$

donde "x" es una constante de forma de estas funciones de ponderación cuyo valor varía entre 0 y 5. De las expresiones (4.15), (4.16) y (4.17) se obtiene:

$$W_i(\underline{s}) = \left[\sum_{j=1}^N \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_j} \right)^x \right]^{-1} \quad (4.18)$$

Estas funciones se definen a partir de variables positivas y principalmente de valores positivos o nulos.

Para tener un cambio de signo en la expresión (4.18) se utiliza una función (Y_i) que contiene los valores +1 o -c, $c \in \mathfrak{R}$, reemplazando α_i^x por $Y_i \alpha_i^x$, lo que permite que los valores de W_i sean positivo o negativos. De la expresión (4.15) y de la condición $W_i Y_i \alpha_i^x = \text{cte}$, tenemos:

$$W_i = \left[\sum_{j=1}^N \left(\frac{\alpha_j}{\alpha_i} \right)^x \frac{Y_j}{Y_i} \right]^{-1} \quad (4.19)$$

4.8. Formulación analítica de las pruebas de base.

La formulación consiste en dividir el comportamiento de interfaz en dos partes. La primera, se debe al reacomodo de las partículas del suelo durante la sollicitación (contractancia-dilatancia) y es función del desplazamiento relativo tangencial $[w]$ únicamente. La segunda parte se debe a la degradación de las partículas, (ruptura de las partículas) fenómeno que es función de la energía unitaria W_r transmitida a la muestra, definida por la ecuación:

$$W_r = \int_0^t \{ \tau \, d[w] - \sigma_n \, d[u] \} \, dt \quad (4.20)$$

4.8.1. Comportamiento debido a la ruptura de granos

La Fig 4.8 muestra la variación del esfuerzo normal con respecto a la energía de ruptura W_r para un ensaye a volumen constante. Después del pico, el esfuerzo normal presenta una disminución lineal con pendiente β . En un cierto dominio de W_r , la pendiente β permanece constante para un esfuerzo normal inicial σ_{n0} y una densidad inicial γ_0 dados.

Al esfuerzo normal debido a la ruptura de las partículas del material se le designa como σ_r , de tal manera que:

$$\sigma_r = \beta(\sigma_{n0}, \gamma)Wr \quad (4.21)$$

La variación del esfuerzo normal con relación al desplazamiento relativo tangencial se dividió en dos: la primera parte se designó como "estructural" y se debe al reacomodo de las partículas y la segunda es vista como un fenómeno de ruptura de partículas. La Fig 4.9 muestra la descomposición cinemática del comportamiento que presentan las partículas del material debido a los desplazamientos durante la evolución del esfuerzo normal. En esa figura se presenta la variación del esfuerzo normal con respecto al desplazamiento relativo tangencial cuando se tiene ruptura de partículas, tomando como referencia el comportamiento sin ruptura. El comportamiento sin ruptura de partículas únicamente presenta la parte estructural debida al reacomodo de las partículas y corresponde a la contractancia inicial. Posteriormente se alcanza un valor de esfuerzo normal pico y a partir de este valor el esfuerzo se vuelve constante. Cuando se tiene ruptura de partículas el comportamiento inicial es similar al descrito anteriormente, se alcanza un valor pico donde ocurre la ruptura y el valor del esfuerzo normal empieza a disminuir.

La expresión que permite determinar la variación del esfuerzo normal con respecto al desplazamiento relativo tangencial $\frac{d\sigma_r}{dw}$ es:

$$\frac{d\sigma_r}{dw} = \beta(\sigma_{n0}, \gamma) \frac{dWr}{dw} \quad (4.22)$$

4.8.2. Comportamiento sin ruptura de los granos

Curvas $[u] - [w]$ y $s_n - [w]$

Para la integración de la ley de interfaz es necesario que las pruebas de base, principalmente a esfuerzo normal constante (curva $[u] - [w]$) y a volumen constante (curva $\sigma_n - [w]$) se formulen coherentemente. En estudios anteriores Marchina (1989) observó que bajo ciertas condiciones, la dirección de la prueba a ENC presentaba un comportamiento dilatante, mientras que la prueba a VC era contractante para un mismo estado de interfaz; físicamente este fenómeno es imposible ya que el comportamiento del material es el mismo sin importar la modalidad de prueba. Por lo tanto, para definir el comportamiento de una prueba a volumen constante se propuso la siguiente expresión, (Garnica, 1993):

$$\frac{\dot{\sigma}_n}{[\dot{w}]} = v e^{-[w]^*/w_{r1}} + \tan \psi \left[e [w]^*/w_{r2} \right]^2 e^{-2[w]^*/w_{r2}} \quad (4.23)$$

donde:

$$\begin{aligned} [w]^* &= [w] - [w]_i \\ [w]_i &= [w] \text{ correspondiente al último cambio del sentido de la sollicitación} \\ w_{r1}, w_{r2} &= \text{desplazamientos de referencia} \end{aligned}$$

La Fig 4.10 permite identificar los parámetros de la ecuación (4.23), donde el primer término de la ecuación corresponde a la contractancia inicial debida al reacomodo de las partículas lo cual provoca un cambio en el sentido de la sollicitación, el parámetro ν es función de σ_{n0} y γ_0 . El parámetro α representa el ángulo de dilatancia máximo el cual también es función de σ_{n0} y γ_0 .

El comportamiento de una prueba a esfuerzo normal constante $\frac{[u]}{[w]}$ sin ruptura de partículas se deduce a partir de $\frac{\dot{u}}{[\dot{w}]}$ por medio de la relación:

$$\frac{[u]}{[w]} = \alpha(\sigma_n) \frac{\dot{\sigma}_n}{[\dot{w}]} \quad (4.24)$$

donde α es una función constante $\alpha(\sigma_n) \geq 0$ que se puede variar por medio de las pendientes iniciales de contractancia de las pruebas a esfuerzo normal constante (ENC) y a volumen constante (VC):

$$\alpha(\sigma_n) = \frac{\left(\frac{du}{dw}\right)_0}{\left(\frac{d\sigma_n}{dw}\right)_0} \quad (4.25)$$

$\left(\frac{du}{dw}\right)_0$ y $\left(\frac{d\sigma_n}{dw}\right)_0$ son las pendientes iniciales de contractancia

Curvas $\frac{\tau}{\sigma_n} - [w]$

La variación del ángulo de fricción movilizado con respecto al desplazamiento relativo tangencial generalmente es el mostrado en la Fig 4.11.

La expresión propuesta para determinar la variación del ángulo de fricción movilizado en el espacio $\frac{\tau}{\sigma_n} - [w]$ es, (Garnica, 1993):

$$\frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)}{[\dot{w}]} = D_{res} \frac{e^{-[w]'/w_1}}{w_1} + (D_{max} - D_{res}) \frac{e^2}{w_2} (-2w^2 + 2w w_2) e^{-2[w]'/w_2} \quad (4.26)$$

w_1 y w_2 son los desplazamientos de referencia (Fig 4.10). Los parámetros $D_{m\acute{a}x}$ y D_{res} corresponden a los ángulos de fricción movilizado máximo y residual, respectivamente.

Pruebas pseudo-odométricas

Con la finalidad de tener una distribución más homogénea de las pruebas base en el espacio de sollicitación y de respuesta incrementales (Marchina, 1989), se llevaron a cabo ensayos en los que $[\dot{w}] = 0$, es decir, los correspondientes a las sollicitaciones señaladas por $\lambda = 0$ en el espacio de sollicitaciones incrementales. Estas pruebas se efectúan a desplazamiento relativo tangencial $[w]$ constante. La sollicitación es odométrica y se realizó con muestras que previamente habían sido sometidas a corte.

A partir de ensayos de corte directo a ENC y a VC se realizó una serie de ensayos pseudo-odométricos (PO), (Hoteit, 1991). Con base en los resultados de estas pruebas la variación del módulo inicial se determina con la expresión:

$$E_0^+ = \frac{E_g}{h} \left(\frac{\gamma}{G}\right)^m \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^l \quad (4.27)$$

donde

E_g	=	módulo de Young del material
P_a	=	presión atmosférica
G	=	densidad del material
h	=	espesor de la interfaz

Con base en observaciones experimentales, la relación entre los módulos de carga (E_0^+) y descarga (E_0^-) se supuso de la siguiente forma (Hoteit, 1990):

$$E_0^- = n E_0^+ \quad (4.28)$$

donde $n \approx 1.5$

4.9. Identificación de las pruebas en los espacios de sollicitación y de respuesta incrementales

Prueba a volumen constante

Para cada incremento de tiempo dt :

$$dw = \dot{w} dt \quad ; \quad d\tau = \dot{\tau} dt \quad (4.29)$$

$$du = 0 \quad ; \quad d\sigma_n = \dot{\sigma}_n dt \quad (4.30)$$

la sollicitación incremental normalizada será:

$$\lambda = \pm 1 \quad (4.31)$$

$$\mu = 0 \quad (4.32)$$

la respuesta incremental normalizada es:

$$\xi = \frac{d\tau}{dw} \quad (4.33)$$

$$\eta = \frac{d\sigma}{dw} \quad (4.34)$$

Prueba a esfuerzo normal constante

Para cada incremento de tiempo dt :

$$dw = \dot{w} dt \quad ; \quad d\tau = \dot{\tau} dt \quad (4.35)$$

$$du = \dot{u} dt \quad ; \quad d\sigma_n = 0 \quad (4.36)$$

la sollicitación incremental normalizada será:

$$\lambda = \frac{1}{\left[1 + (du/dw)^2\right]^{1/2}} \quad (4.37)$$

$$\mu = \frac{du/dw}{\left[1 + (du/dw)^2\right]^{1/2}} \quad (4.38)$$

la respuesta incremental normalizada es:

$$\xi = \frac{d\tau/dw}{[1+(du/dw)^2]^{1/2}} \quad (4.39)$$

$$\eta = 0 \quad (4.40)$$

Prueba pseudo-odométrica

Para cada incremento de tiempo dt:

$$dw = 0 \quad ; \quad d\tau = 0 \quad (4.41)$$

$$du = \dot{u} dt \quad ; \quad d\sigma_n = \dot{\sigma}_n dt \quad (4.42)$$

la sollicitación incremental normalizada será:

$$\lambda = 0 \quad (4.43)$$

$$\mu = \pm 1 \quad (4.44)$$

la respuesta incremental normalizada es:

$$\xi = 0 \quad (4.45)$$

$$\eta = E_0 \quad (4.46)$$

4.10. Integración de la ley de interfaz

Para la solución numérica aproximada de un problema con valores en las fronteras, la ley de comportamiento debe escribirse en forma lineal en la vecindad de una dirección de aplicación de sollicitaciones al utilizar el teorema de Euler de funciones homogéneas. Este teorema permite que los términos de las funciones tengan la misma potencia o grado. Con el criterio anterior es posible obtener las componentes de la matriz reológica de la interfaz para el caso en dos dimensiones. La ley de interfaz esta basada en una ecuación de la forma siguiente:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{\underline{D}}[\underline{\dot{U}}] \quad (4.47)$$

donde $\underline{\underline{D}}$ es la matriz reológica.

$$\underline{\underline{D}} = \underline{\underline{D}}(\lambda, \mu, \xi, \eta) \quad (4.48)$$

Las componentes de la matriz $\underline{\underline{D}}$ se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$D_{ij} = \frac{\partial r^i}{\partial s^j}; \quad i, j \text{ puede referirse a una dirección tangencial o normal}$$

Dado que la respuesta incremental r^i está representada por el vector de esfuerzos y la sollicitación incremental s^j por el vector velocidad de desplazamiento relativo, la ecuación (4.13) puede escribirse de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \tau}{\partial \dot{w}} & \frac{\partial \tau}{\partial \dot{u}} \\ \frac{\partial \sigma}{\partial \dot{w}} & \frac{\partial \sigma}{\partial \dot{u}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{w} \\ \dot{u} \end{Bmatrix} \quad (4.49)$$

Por definición (ec 4.12), $\dot{\tau}$ se puede escribir como una función de la variable ξ :

$$\dot{\tau} = \xi \left\| \left[\dot{U} \right] \right\| \quad (4.50)$$

La primera componente de la matriz reológica $\underline{\underline{D}}$ se escribe como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tau}{\partial \dot{w}} &= \frac{\partial \left\{ \xi (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2} \right\}}{\partial \dot{w}} = \xi \frac{\partial (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2}}{\partial \dot{w}} + (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2} \frac{\partial \xi}{\partial \dot{w}} \\ &= \xi \frac{2\dot{w}}{2(\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2}} + (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2} \frac{\partial \xi}{\partial \dot{w}} = \xi \lambda + (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2} \frac{\partial \xi}{\partial \dot{w}} \end{aligned} \quad (4.51)$$

El segundo término de la ecuación anterior (4.51) puede escribirse de la siguiente manera:

$$(\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2} \frac{\partial \xi}{\partial \dot{w}} = (\dot{u}^2 + \dot{w}^2)^{1/2} \left[\frac{\partial \xi}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial \dot{w}} + \frac{\partial \xi}{\partial \mu} \frac{\partial \mu}{\partial \dot{w}} \right] \quad (4.52)$$

donde

$$\frac{\partial \xi}{\partial \lambda} = \sum \xi_i \frac{\partial W_i}{\partial \lambda} \quad (4.53)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial \mu} = \sum \xi_i \frac{\partial W_i}{\partial \mu} \quad (4.54)$$

Calculando las derivadas $\frac{\partial \lambda}{\partial w}$ y $\frac{\partial \mu}{\partial w}$ con la ecuación (4.48), la ecuación (4.49) puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{\partial \dot{\tau}}{\partial \dot{w}} = \xi \lambda + (1 - \lambda^2) \sum \xi_i \frac{\partial W_i}{\partial \lambda} - \lambda \mu \sum \xi_i \frac{\partial W_i}{\partial \mu} \quad (4.55)$$

considerando que $\lambda = \cos \theta$ y $\mu = \sin \theta$ y derivando $\frac{\partial W_i}{\partial \lambda}$ y $\frac{\partial W_i}{\partial \mu}$ se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial \dot{\tau}}{\partial \dot{w}} = \xi \lambda - 2\mu \sum \xi_i \frac{\partial W_i}{\partial \theta} \quad (4.56)$$

Procediendo de manera similar, las otras componentes de la matriz reológica son las siguientes:

$$\frac{\partial \dot{\tau}}{\partial \dot{u}} = \xi \mu + 2\lambda \sum \xi_i \frac{\partial W_i}{\partial \theta} \quad (4.57)$$

$$\frac{\partial \dot{\sigma}}{\partial \dot{u}} = \eta \lambda - 2\lambda \sum \eta_i \frac{\partial W_i}{\partial \theta} \quad (4.58)$$

$$\frac{\partial \dot{\sigma}}{\partial \dot{u}} = \eta \mu + 2\lambda \sum \eta_i \frac{\partial W_i}{\partial \theta} \quad (4.59)$$

4.11. Validación de la ley de interfaz

Los parámetros de la ley de interfaz se determinan a partir de ensayos de corte directo. La validez se verifica mediante pruebas también de corte directo pero con rigidez normal impuesta. El algoritmo para verificar la ley de interfaz se compone de los siguientes puntos.

1. Estado inicial: $[w] = 0$, $\sigma = \sigma_{n0}$ (esfuerzo normal inicial), $\gamma = \gamma_0$ (densidad inicial).
2. Definición de la sollicitación, la cual se define por la condición $k_n = \frac{d\sigma_n}{d[u]}$ (rigidez normal impuesta) y con un paso de integración constante $d[w]$.
3. Definición del paso de integración (número N)
4. Cálculo de los puntos base de las pruebas a volumen constante (3 y 4) verificando el estado actual de la interfaz. Determinación de los puntos (λ_3, μ_3) y (λ_4, μ_4) en el espacio de sollicitaciones incrementales normalizadas del círculo unitario y de los puntos (ξ_3, η_3) y (ξ_4, η_4) en el espacio de respuestas incrementales normalizadas.

5. Cálculo de los puntos base de las pruebas a esfuerzo normal constante (1 y 2) verificando el estado actual de la interfaz. Determinación de los puntos (λ_1, μ_1) y (λ_2, μ_2) en el espacio de solicitaciones incrementales normadas del círculo unitario y de los puntos (ξ_1, η_1) y (ξ_2, η_2) en el espacio de respuestas incrementales normalizadas.
6. Cálculo de los puntos base de las pruebas pseudo-odométricas (5 y 6) verificando el estado actual de la interfaz. Determinación de los puntos (λ_5, μ_5) y (λ_6, μ_6) en el espacio de solicitaciones incrementales normalizadas del círculo unitario y de los puntos (ξ_5, η_5) y (ξ_6, η_6) en el espacio de respuestas incrementales normalizadas.
7. Inicio de la investigación direccional: Se propone una hipótesis para la dirección θ de la prueba a interpolar, este se supone verificando la condición de rigidez normal.
8. Aplicación del teorema de Euler con las funciones homogéneas y determinación de los incrementos $d\tau$, $d\sigma$ y $d[u]$.
9. Si se cumple la condición de que $k_n = \frac{d\sigma_n}{d[u]}$ se pasa a la siguiente etapa, en caso contrario se modifica la hipótesis propuesta para la dirección θ de la prueba y se regresa a la etapa anterior.
10. Se actualiza el estado de la interfaz y se regresa a la etapa 4.

4.12. Descripción de los parámetros

El modelo incremental no lineal requiere de siete parámetros para poder simular el comportamiento de la interfaz suelo-estructura. En la Tabla 4.2 se presenta el significado de cada uno de los parámetros de éste modelo.

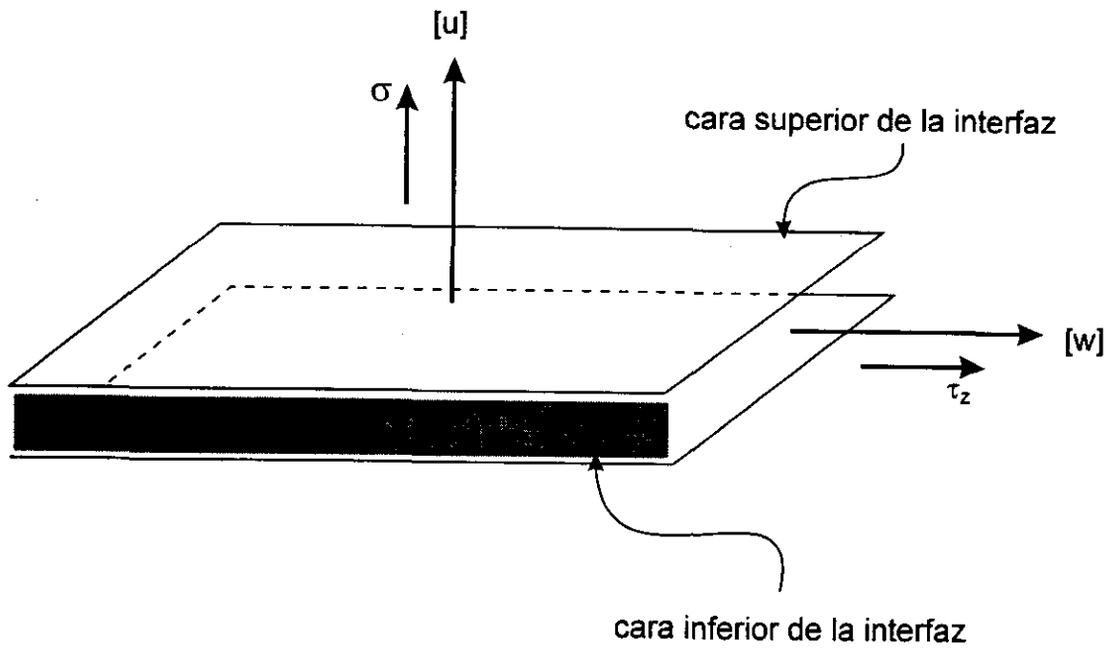
Tabla 4.2 Parámetros del modelo incremental no lineal

Símbolo	Descripción
w_1	Desplazamiento de referencia inicial
w_2	Desplazamiento de referencia final
v	Ángulo de contractancia
$\tan \varphi$	Tangente del ángulo de dilatancia
$\tan \phi$	Tangente del ángulo de fricción residual
$\tan \delta$	Tangente del ángulo de fricción pico
DS	Pendiente de la curva σ_{n0} vs $[w]$

Cada uno de los parámetros mencionados anteriormente influye en la simulación del comportamiento de la interfaz suelo-estructura.

- w_1 este parámetro correspondiente al desplazamiento de referencia inicial tiene influencia en el comportamiento contractivo, en la pendiente inicial de la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial y en la variación del ángulo de fricción movilizado con respecto al desplazamiento, así como en el comportamiento dilatante.
- w_2 influye principalmente en el comportamiento esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo horizontal y en la variación del ángulo de fricción movilizado.
- v este parámetro que es función del esfuerzo normal, influye en el comportamiento contractivo de la simulación.
- $\tan \phi$ su influencia recae en el comportamiento dilatante que presente el material.
- $\tan \phi$ influye en la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo horizontal, ya que hace variar la resistencia del material y por lo consiguiente el ángulo de fricción movilizado.
- $\tan \delta$ este parámetro al igual que la tangente del ángulo de fricción residual presenta una influencia sobre el comportamiento esfuerzo cortante con respecto al desplazamiento relativo horizontal y del ángulo de fricción movilizado.
- DS es la pendiente de la curva esfuerzo normal contra desplazamiento relativo tangencial.

Con el modelo incremental no lineal se pueden modelar todos los fenómenos interdependientes como la dilatancia y contractancia durante la etapa de corte, la degradación del material por la presencia de bandas de corte y la magnitud de los desplazamientos relativos.



componentes del vector de esfuerzos \underline{t}

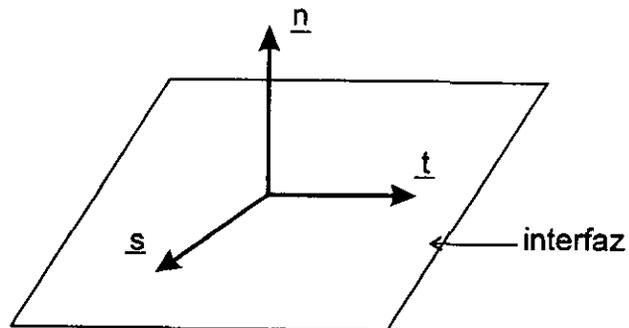


Fig 4.1 Interfaz suelo-estructura bajo sollicitación bidimensional (Garnica, 1993)

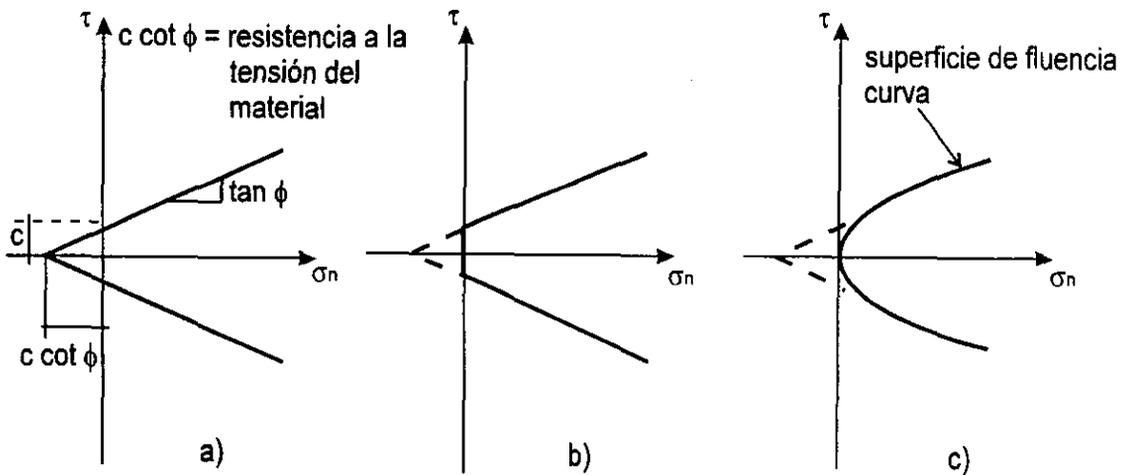


Fig 4.2 Superficie de fluencia del tipo Coulomb (Boulon y Garnica, 1995)

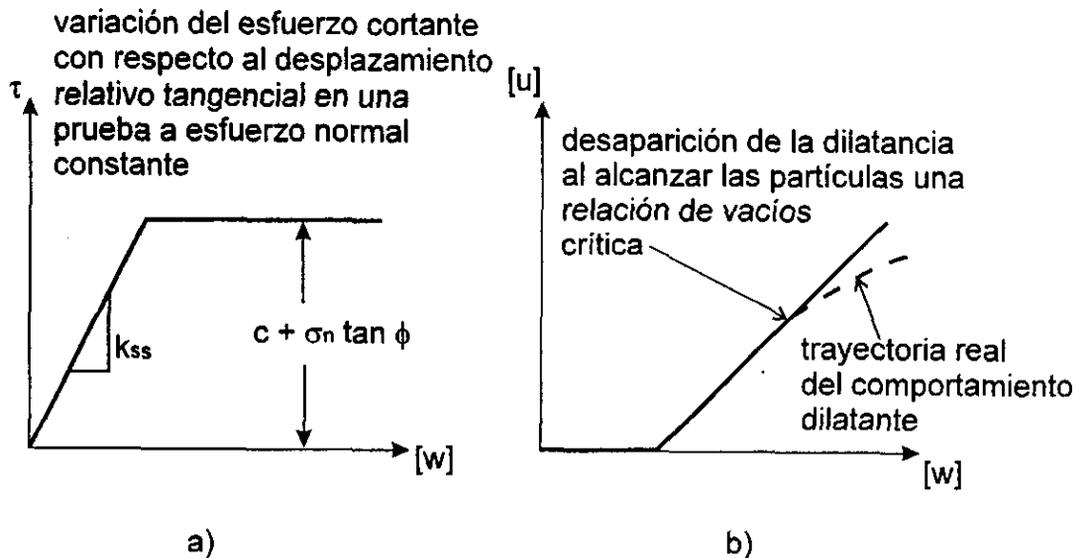
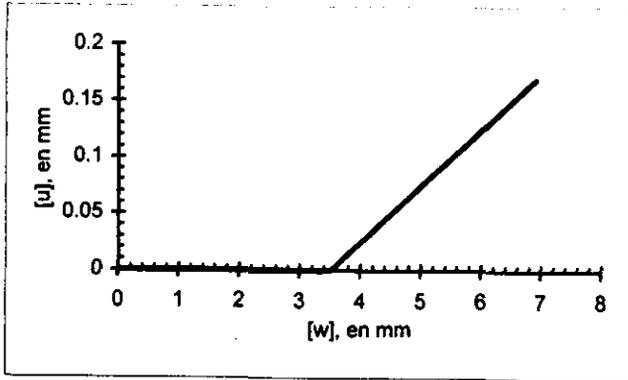
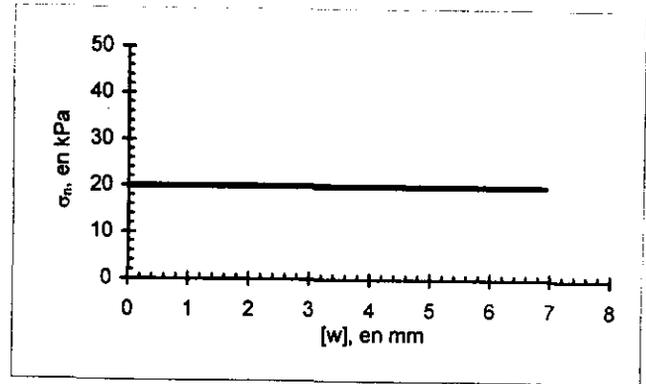


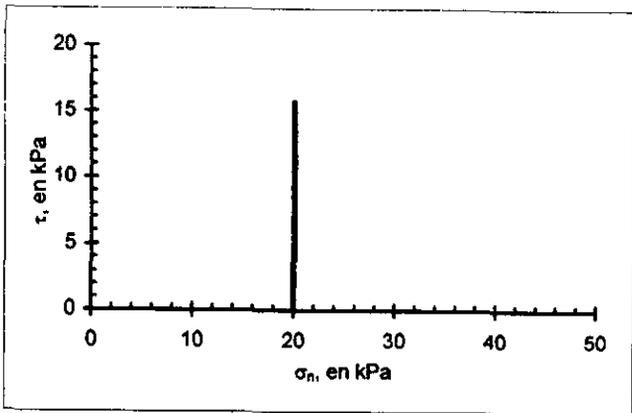
Fig 4.3 Comportamiento del modelo de Mohr-Coulomb en una prueba a esfuerzo normal constante (Boulon y Garnica, 1995)



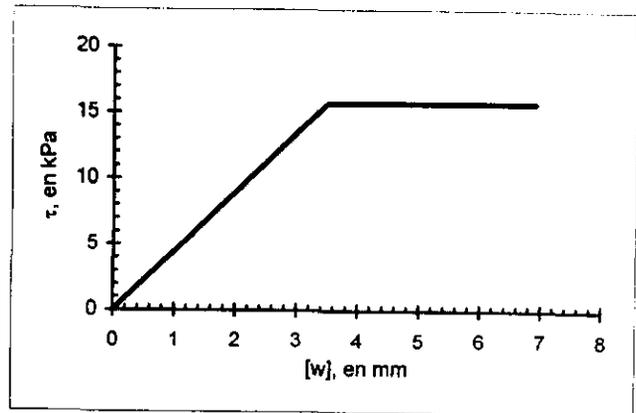
Curva de desplazamientos



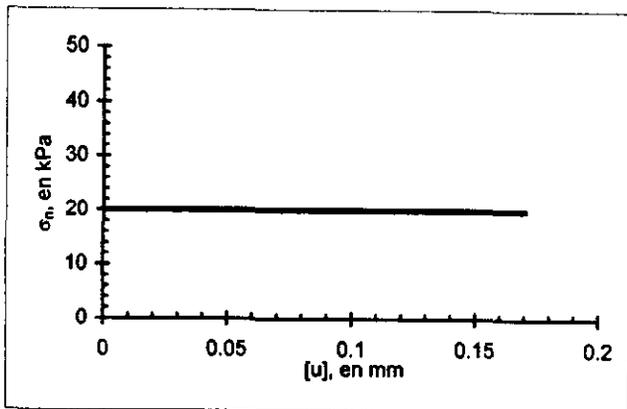
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo horizontal



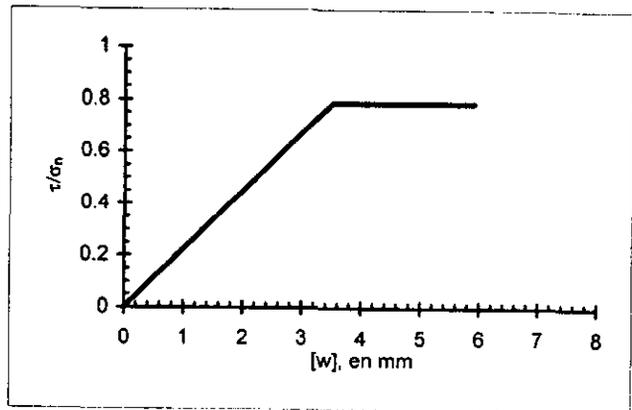
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo horizontal



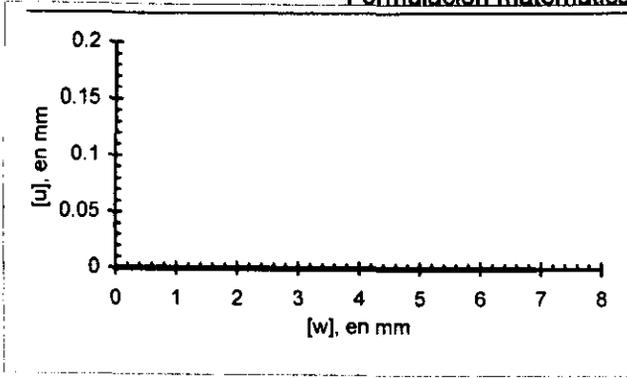
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical



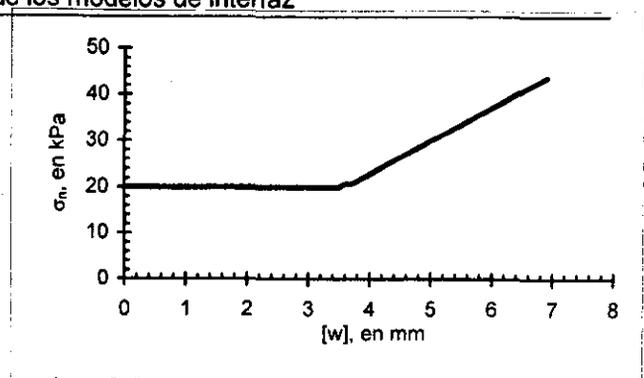
Relación de esfuerzos vs desplazamiento relativo horizontal

Fig 4.4a Comportamiento elasto-plástico: resultados de la integración de una prueba a esfuerzo normal constante (ENC)

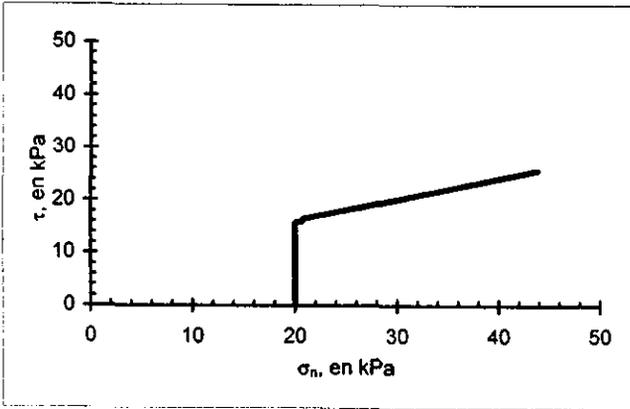
Formulación matemática de los modelos de interfaz



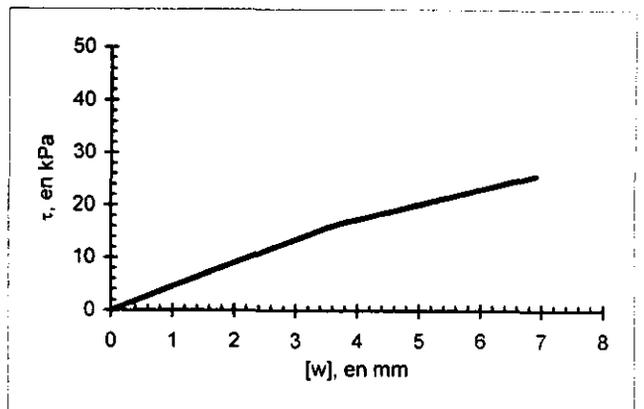
Curva de desplazamientos



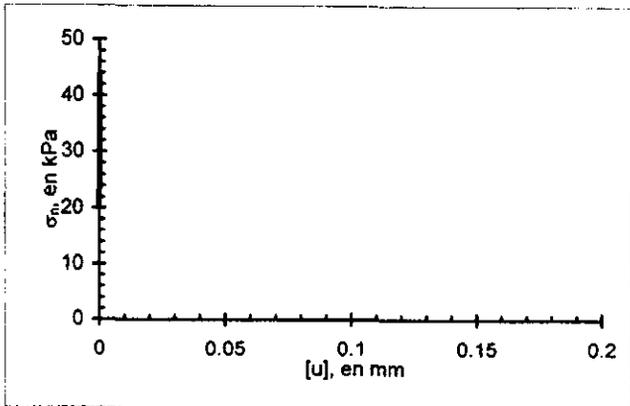
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



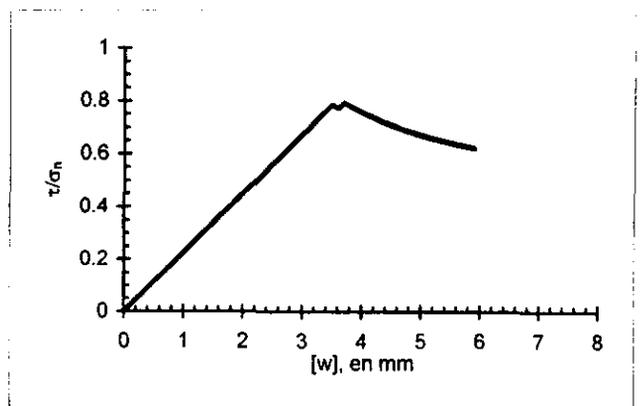
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo horizontal



Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical



Relación de esfuerzos vs desplazamiento relativo horizontal

Fig 4.4b Comportamiento elasto-plástico: resultados de la integración de una prueba a volumen constante (VC)

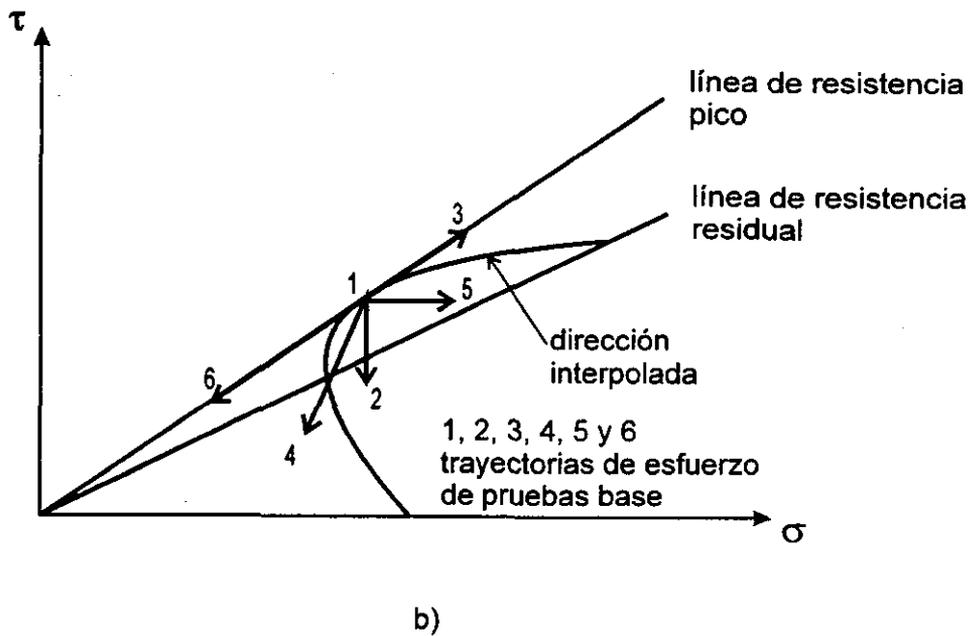
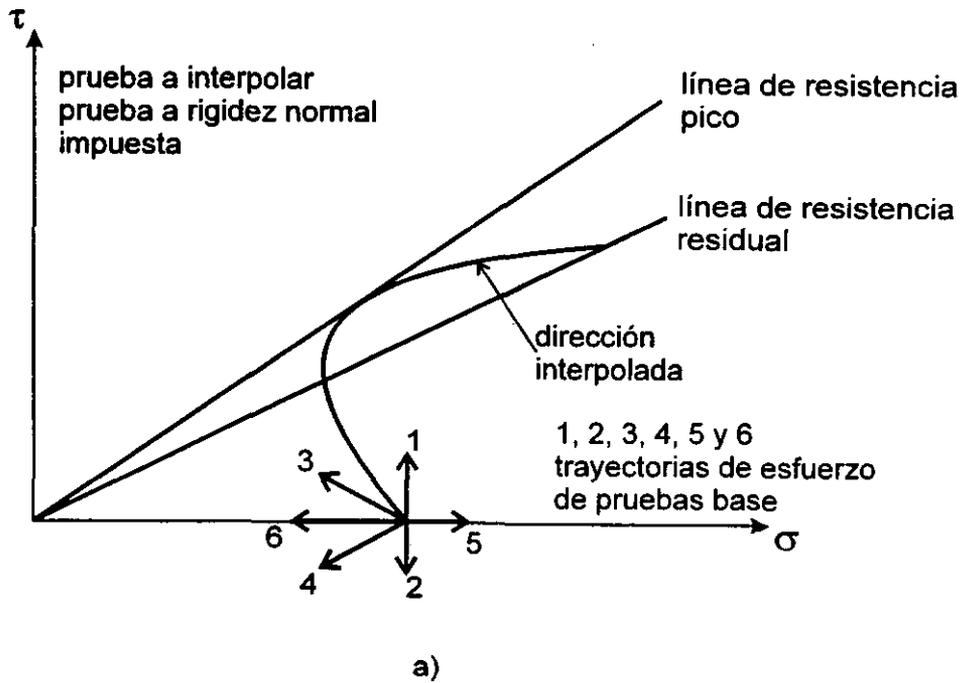
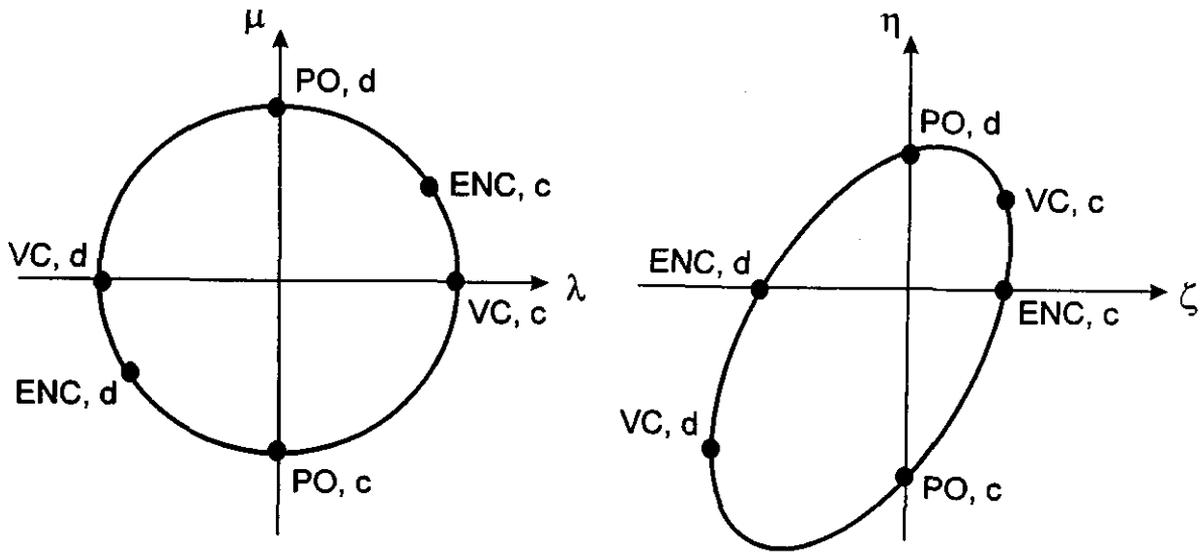


Fig 4.5 Esquema de interpolación reológica entre las seis direcciones de las pruebas base en el espacio de esfuerzos, (Garnica, 1993)



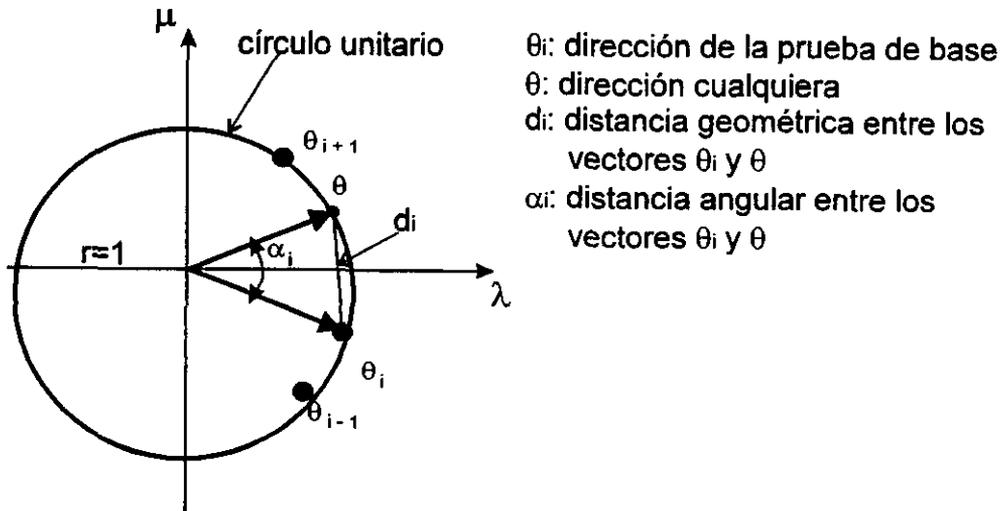
a) sollicitaciones normalizadas

VC: volumen constante
ENC: esfuerzo normal constante

b) respuestas normalizadas

PO: pseudo-odométrica
c: carga
d: descarga

Fig 4.6 Espacios incrementales normalizados, sollicitación y respuesta (Garnica, 1993)



θ_i : dirección de la prueba de base
 θ : dirección cualquiera
 d_i : distancia geométrica entre los vectores θ_i y θ
 α_i : distancia angular entre los vectores θ_i y θ

Fig 4.7 Definición de la distancia angular α_i en el espacio de sollicitaciones incrementales, (Garnica, 1993)

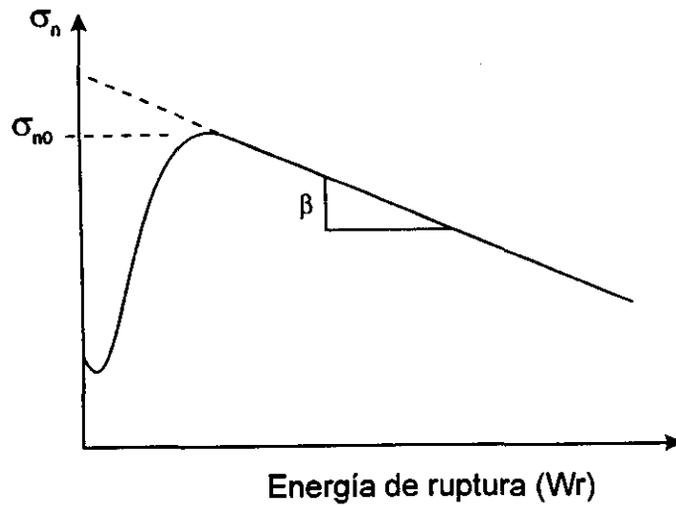


Fig 4.8 Evolución del esfuerzo normal con respecto a la energía unitaria Wr (Garnica, 1993)

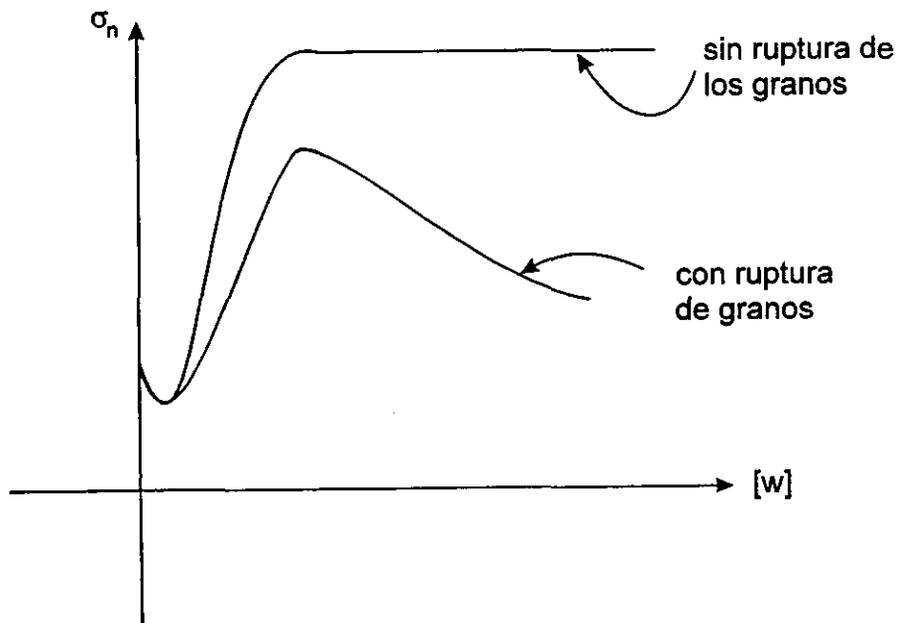


Fig 4.9 Cambios en el comportamiento del desplazamiento relativo tangencial durante la evolución del esfuerzo normal (Garnica, 1993)

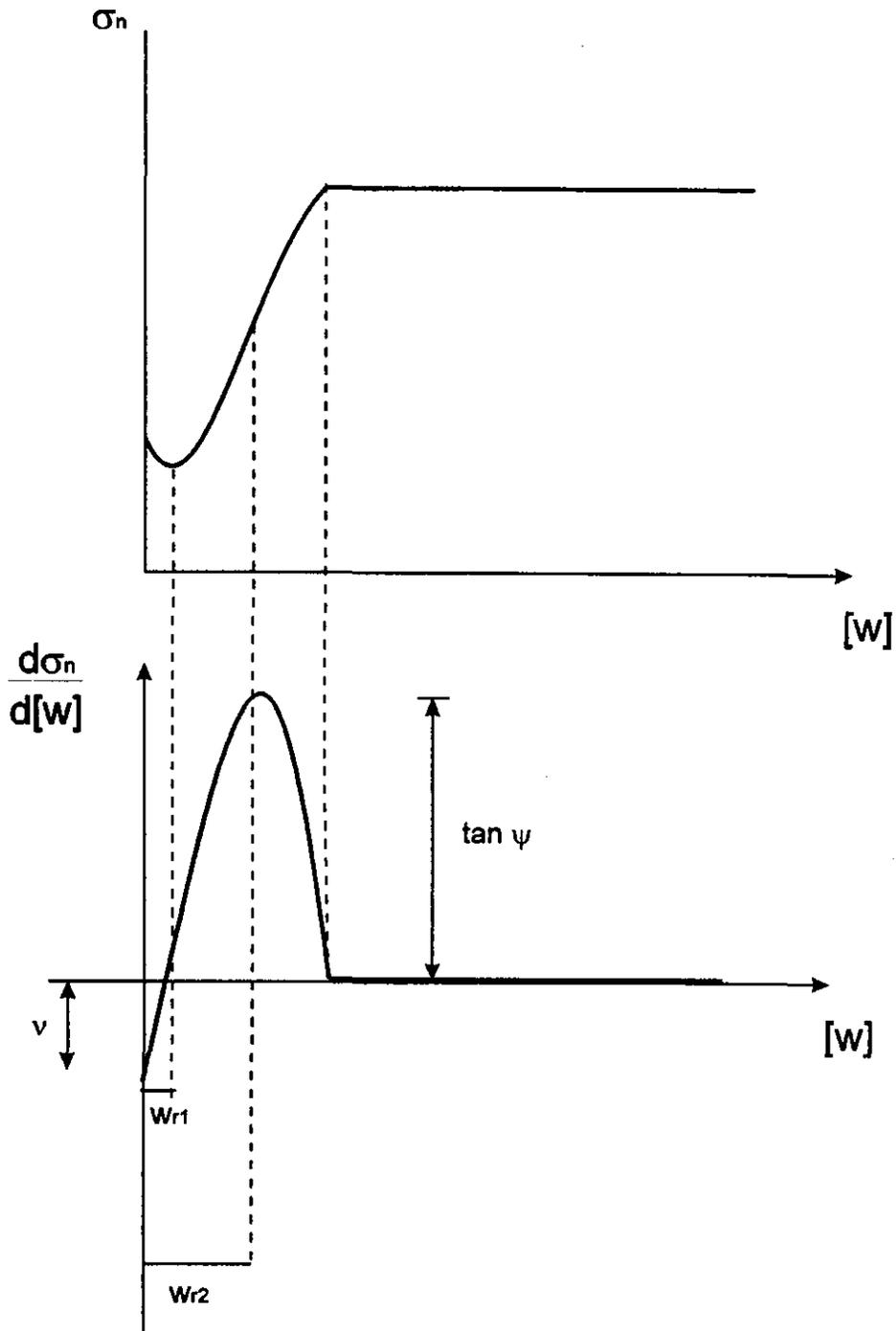


Fig 4.10 Identificación de los parámetros de la expresión que describe la evolución del esfuerzo normal cuando no se presenta ruptura de partículas (Garnica, 1993)

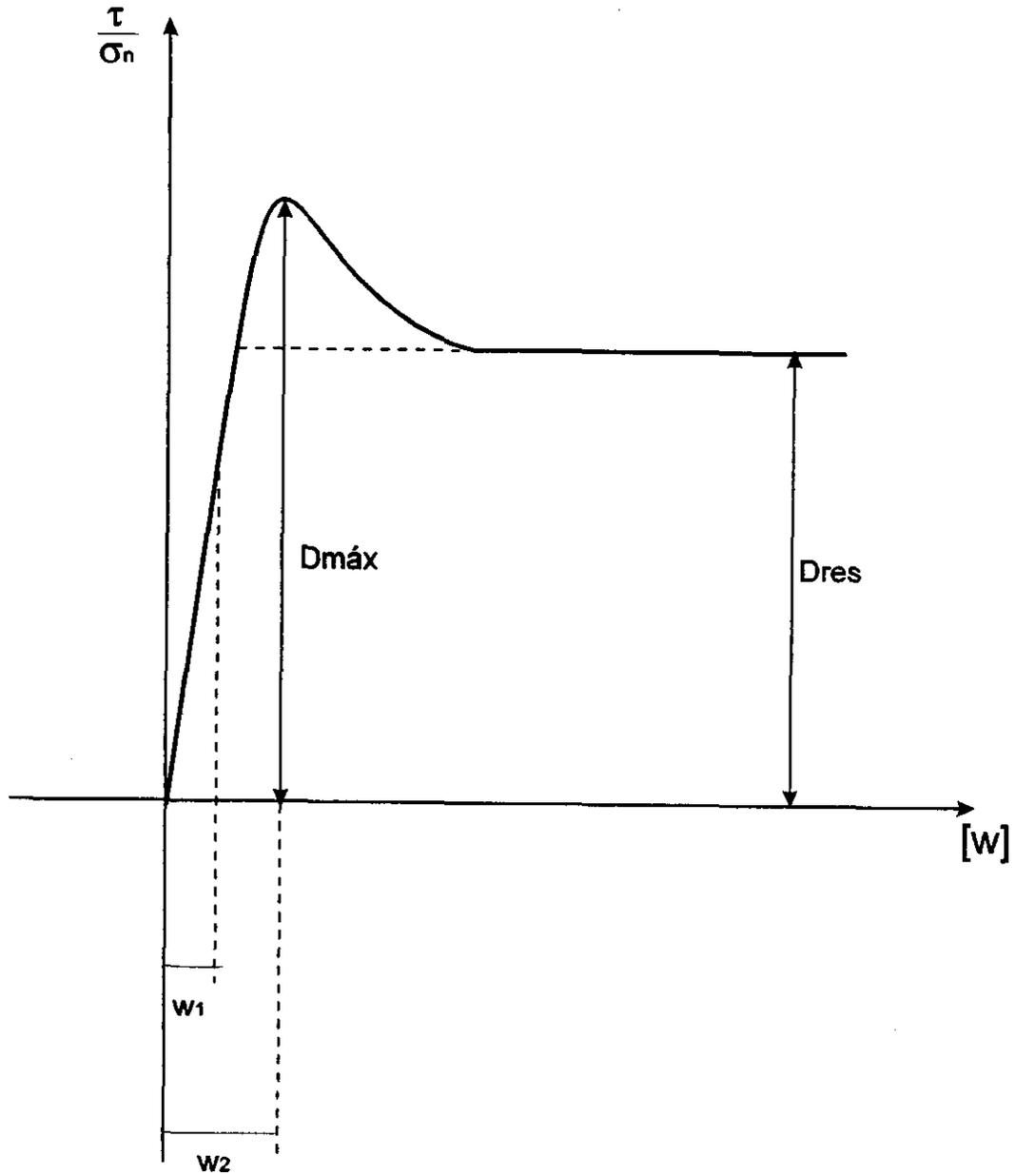


Fig 4.11 Variación del ángulo de fricción movilizado con respecto al desplazamiento relativo tangencial (Garnica, 1993)

5. Técnicas experimentales

En este capítulo se describen las características del suelo en estudio, así como del equipo utilizado para efectuar las pruebas; se especifican las condiciones de los ensayos realizados y se presentan los resultados obtenidos para observar el comportamiento del material y así poderlo interpretar a través de los modelos elasto-plástico e incremental no lineal.

El programa experimental fue definido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Dicho programa se desarrolló en el Laboratorio de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería.

5.1. Aparato de prueba

El equipo para efectuar las pruebas es un aparato de corte simple por lo que se modificó para desarrollar pruebas de corte directo y pruebas de interfaz. Su diseño está basado en el aparato de corte simple desarrollado en el Instituto Geotécnico Sueco (Kjelman, 1951) y posteriormente modificado en el Instituto Geotécnico Noruego (Bjerrum y Landva, 1966). Las muestras ensayadas en este aparato son cilíndricas y pueden ser confinadas dentro de una membrana flexible o semi-flexible. En la presente investigación, la muestra se coloca dentro de una cámara lo que permite la aplicación de una presión de confinamiento isotrópica. Las Figs 5.1 y 5.2 dan una representación esquemática del aparato en su forma original.

El aparato está provisto de dos pistones neumáticos para la aplicación del esfuerzo cortante horizontal así como de esfuerzo vertical normal. Las cargas verticales son controladas manualmente por medio de un regulador de presión. El pistón horizontal está conectado a un sistema de control mediante el cual puede aplicarse el esfuerzo cortante cíclico sobre el espécimen. Consecuentemente, el aparato únicamente puede operar con carga controlada. Para poder estudiar el comportamiento del suelo y del suelo con otros materiales en la interfaz usando un aparato de corte directo se propusieron pruebas con deformación controlada dado que este tipo de prueba proporciona una clara definición de las características de esfuerzo-deformación del material ensayado, especialmente después de haber alcanzado el esfuerzo cortante pico.

En vista de la finalidad y objetivos de la presente investigación, se observó que alguna de las funciones del aparato no se necesitaban y que era necesario efectuar modificaciones a alguna de sus características para adecuarlas al tipo de pruebas requeridas en el programa experimental. Para llevar a cabo las pruebas fue necesario realizar modificaciones y adaptaciones. El aparato fue modificado de tal modo que pueda cumplir con los siguientes requerimientos:

- a). Poder realizar pruebas de corte directo, es decir, pruebas en la cual el espécimen es confinado dentro de fronteras laterales rígidas.
- b). Aplicar la carga lateral en un valor constante de deformación, permitiendo además, si es necesario, invertir la dirección de la aplicación del esfuerzo cortante.
- c). Desarrollar pruebas manteniendo constante el esfuerzo vertical normal y que también se efectúen pruebas en las cuales después de la consolidación la altura del espécimen se mantenga constante durante la etapa de corte (pruebas a volumen constante, pruebas VC).

Los cambios que se hicieron al aparato original para convertirlo en un aparato de corte directo son los siguientes: Se eliminó la cámara para la aplicación de esfuerzos isotrópicos. Para confinar los especímenes se utilizan dos anillos de bronce (altura = 27.5 y 37.5 mm, diámetro interior = 71.3 mm). El anillo inferior se fija a la base del aparato, mientras que el anillo superior actúa como un anillo móvil cuando tiene lugar el corte. Durante la consolidación, entre los anillos de bronce se colocó una lámina de cobre partida en dos de pequeño espesor (0.25 mm) y diámetro exterior e interior iguales a los anillos de confinamiento. La función de esta lámina es dejar un pequeño espacio para evitar la fricción entre los anillos durante la aplicación del esfuerzo cortante. Los anillos de confinamiento y la lámina de cobre se sujetan con tres pernos colocados a 120°. Antes de iniciar la etapa de corte se retiran los pernos y los anillos separadores (Fig 5.1). Los elementos del aparato original que permanecieron durante el desarrollo del programa de pruebas fueron el pistón para la aplicación del esfuerzo vertical y las conexiones para la medición de la presión de poro en la base de los especímenes. Los anillos pueden colocarse dentro de una cámara para evitar pérdidas de humedad en las muestras, y si es necesario, se puede suministrar agua a la cámara.

Con la finalidad de efectuar pruebas de corte directo se sustituyó el pistón que aplica la carga horizontal por un motor a velocidad constante que está conectado a un tornillo continuo, el cual desplaza a un vástago conectado a la cámara de carga fijada en la parte superior del espécimen. El motor proporciona velocidades continuas que varían entre 0.005 mm/min y 0.25 mm/min.

Para mantener el esfuerzo normal constante se modifica la carga aplicada por el pistón vertical de tal manera que tome en cuenta la reducción del área que se presenta durante la etapa de corte. Esto requiere que la fuerza vertical se reduzca proporcionalmente a la variación del área. La proporción de reducción de la carga vertical es una función cuadrática de los desplazamientos horizontales (ec 5.1). Para alcanzar las trayectorias requeridas se efectuaron pruebas con el equipo descrito previamente, pero los resultados no fueron satisfactorios. Por lo tanto, las pruebas a

esfuerzo normal constante no pudieron llevarse a cabo. En lugar de estas, se realizaron pruebas con fuerza normal constante (FC) en muestras naturales de arcilla de la ciudad de México; con las muestras de suelo reconstituido se efectuaron pruebas aumentando y disminuyendo la carga vertical en una proporción constante al desplazamiento relativo tangencial, (Ovando, Castellanos, Roque y López, 1996).

Para realizar pruebas a volumen constante VC, se diseñó un sistema neumático que modifica automáticamente la presión en el pistón de carga vertical. El sistema se conecta a una servo válvula electrónica que regula la presión en el pistón. La válvula opera, incrementando o disminuyendo la presión, dependiendo de la magnitud de la señal de voltaje proporcionado por un transductor. Durante la operación se aplica una presión constante para consolidar la muestra. Un transductor de desplazamiento colocado en la base del espécimen mide los desplazamientos relativos del pistón vertical. Si se producen pequeños desplazamientos, el cambio de voltaje abre o cierra la válvula que regula la presión en el pistón. Este proceso se estableció con base en resultados experimentales y en la sensibilidad del equipo, el cual puede operar manteniendo constante la altura del espécimen con un rango de tolerancia de ± 0.01 mm (equivalente al ± 0.02 % de la deformación axial). Este nivel de precisión se alcanzó progresivamente.

5.2. Instrumentación y registro de datos

El aparato de corte directo está equipado con transductores eléctricos para medición de las cargas y desplazamientos horizontales y verticales. La celda de carga fue adquirida de Interface Corp (USA) y opera bajo cargas de tensión y compresión; la celda para medición de las cargas horizontales tiene una capacidad de ± 1.1 kN (modelo 500/94159) y la capacidad de la celda que mide las cargas verticales es ± 0.5 kN (modelo 1210/OB). Para que el sistema pueda operar se requieren tres transductores de desplazamiento, dos de los cuales miden las deformaciones horizontales y verticales y el tercero se utiliza para generar la señal de error en las pruebas VC, (Fig 5.3). Uno de los transductores tiene una capacidad de 38.0 mm, mientras que los otros dos únicamente miden alrededor de 25.4 mm. Los transductores están conectados a las unidades de acondicionamiento de señal. Para poder contar con lecturas de los desplazamientos horizontales y verticales que corroboren las señales dadas por los transductores se colocaron dos micrómetros.

Las señales de los transductores (que miden las cargas y desplazamientos horizontales y verticales) son recibidas por un oscilógrafo de puntas calientes que proporciona lecturas continuas durante una prueba. Los registros son digitalizados manualmente después de la prueba para realizar el procesamiento de los datos obtenidos. Se utilizan voltímetros digitales como medios auxiliares para verificar las lecturas durante el desarrollo de un ensaye.

5.3. Procedimientos experimentales

Las pruebas se realizaron en arcilla inalterada de la ciudad de México extraídas con tubos muestreadores de pared delgada de dos sitios de la zona de lago, así como en muestras de material reconstituido, usando arcilla reconsolidada en el laboratorio. Los procedimientos experimentales para el desarrollo de las pruebas y el manejo de los materiales se presentan en los párrafos siguientes.

En el caso de las muestras inalteradas, primeramente fueron removidas del tubo muestreador de pared delgada y posteriormente extraídas y cortadas de tal manera que su eje vertical fuera perpendicular al eje del tubo muestreador, ya que en esta dirección la condición de carga impuesta a la muestra simula las cargas que actúan sobre un elemento de suelo a lo largo de la cara del pilote. El manejo de las muestras de material reconstituido se presenta posteriormente. El material sobrante de los cortes de las muestras de arcilla inalterada y material reconstituido se usaron para determinar el contenido de agua, la densidad específica y los límites de consistencia de cada una de las muestras.

La etapa de consolidación de la prueba se efectuó aplicando incrementos de esfuerzo vertical operando manualmente el pistón vertical. Los incrementos del esfuerzo vertical se aplican a razón de 1.2 kPa/min hasta alcanzar el valor requerido. El esfuerzo horizontal aplicado a la muestra es igual al esfuerzo horizontal calculado in situ, suponiendo un valor de K_0 de 0.5. Una vez que se ha fijado el valor del esfuerzo vertical, se permite la consolidación de la muestra durante 24 hrs. El registro de las deformaciones axiales fue similar al de una prueba de consolidación convencional.

Después de completarse el proceso de consolidación, se retiran los pernos y la lámina de cobre de los anillos de bronce, permitiendo así el movimiento libre de la parte superior del anillo de confinamiento. El esfuerzo cortante se aplicó mediante un motor de velocidad constante. En una prueba FC, la fuerza vertical se mantiene constante durante la etapa de corte, mientras que en una prueba VC desde el inicio de la misma se utiliza el sistema neumático para modificar el esfuerzo vertical con el objeto de evitar el cambio de volumen en la muestra.

5.4. Pruebas con arcilla inalterada

Las muestras de arcilla inalterada fueron extraídas de dos sitios localizados dentro de la zona de lago de la ciudad de México, ambos localizados dentro del viejo lecho lacustre cercanos a la zona oeste de la ciudad (Fig 5.4). En estos sitios el subsuelo está constituido por estratos de arcilla suave con lentes de arena limosa fina intercalados. La distancia entre los dos sitios es de aproximadamente 400.0 m.

5.4.1. Antecedentes geotécnicos

Los dos sitios de la zona lacustre del valle de México de donde se tomaron las muestras se identifican como: "El Águila" e "IMSS".

La investigación geotécnica en el sitio "El Águila" incluye diversas pruebas de penetración con cono Holandés, así como sondeos para obtener muestras inalteradas, además, se instaló una estación con varios piezómetros abiertos. Los resultados de las pruebas de campo y el conocimiento a detalle de la estratigrafía proporcionan un marco de trabajo conveniente para interpretar las pruebas de corte directo desarrolladas en esta investigación.

La estratigrafía del sitio se ilustra tomando como referencia los resultados de una de las pruebas de cono eléctrico (Fig 5.5). El sondeo se realizó con un cono Holandés para sondeos de suelos suaves hasta los 35.0 m. Después de esta profundidad, la perforación se llevó a cabo con una broca tricónica hasta 55.0 m. Para el propósito de este trabajo, el estrato importante es el de las arcillas blandas, las cuales se encontraron hasta la profundidad que puede ser estudiada con el cono eléctrico. La gráfica presentada en la Fig 5.5 muestra los resultados de una de las pruebas de penetración, la distribución de las presiones de poro y del esfuerzo vertical efectivo del sitio "El águila".

La exploración de campo en el sitio "IMSS" consistió de dos pruebas de penetración con cono eléctrico hasta 33.0 m (Fig 5.6). También se instalaron piezómetros abiertos a 18.0, 29.0 y 34.0 m. La estratigrafía de este sitio es muy similar a la encontrada en el sitio El Águila como puede verse al comparar los resultados de las pruebas efectuadas en ambos lugares. La resistencia por punta es casi idéntica pues los suelos de ambos sitios tienen el mismo origen y la misma edad.

5.4.2. Resultados experimentales

Las pruebas a FC y a VC se efectuaron con muestras de los sitios El Águila y el IMSS. Los ensayos incluyen pruebas de corte directo realizadas para investigar las características de corte del suelo. A estas pruebas se les denominarán pruebas "suelo-suelo"; así como pruebas de corte con suelo y pastillas de concreto y acero, a las que se le llamarán "pruebas de interfaz". Las primeras proporcionan un marco de referencia que servirá para interpretar las pruebas de interfaz.

En las pruebas de interfaz la altura de las muestras de suelo fue de 18.0 mm, mientras que para las pruebas suelo-suelo, de 30.0 mm. Las muestras fueron colocadas sobre las pastillas de concreto o acero, las cuales tienen una altura de 12.0 mm y un diámetro igual al del espécimen de suelo. Las pastillas de concreto se saturaron antes de cada prueba para evitar la migración de agua del suelo hacia el concreto.

Los resultados de cada una de las pruebas realizadas durante esta etapa de la investigación se dan en las Figs 5.7 a 5.27 por medio de curvas de consolidación que fueron obtenidas antes de la etapa de corte. La etapa de consolidación de las pruebas es presentada en la forma convencional en gráficas de deformación vertical contra el logaritmo del tiempo. En todas las pruebas señaladas aquí, el esfuerzo cortante durante la etapa de falla se aplicó monótonicamente en una dirección, la cual se invirtió cuando se alcanzó un desplazamiento de 7 mm; aplicando entonces el esfuerzo cortante hasta un desplazamiento de -7 mm. También se incluyen gráficas de deformación horizontal contra esfuerzo cortante aplicado ($\tau - \delta_h$), de deformación horizontal contra deformación vertical ($\delta_v - \delta_h$) y las trayectorias de esfuerzo, esfuerzo normal efectivo contra esfuerzo cortante ($\tau - \sigma'_n$).

Las condiciones de prueba y las propiedades índice de las muestras ensayadas se resumen en la Tabla 5.1. En dicha tabla puede observarse que el contenido de agua inicial varía entre 159 y 377 %; el contenido de agua después de la consolidación también presenta un amplio rango de variación que va de 141 a 331 %. Sin embargo, se observa que para el mismo tipo de prueba (suelo-suelo, suelo-concreto o suelo-acero), la variación del contenido de agua inicial no es grande.

Las muestras se consolidaron aplicando incrementos de esfuerzo vertical como se mencionó anteriormente. El tiempo de aplicación de los incrementos de esfuerzo fue corto comparado al requerido para alcanzar el 100 % de consolidación primaria y no proporciona el tiempo suficiente para permitir la disipación de la presión de poro después de cada incremento de carga. Cuando la muestra alcanzó la totalidad del esfuerzo vertical requerido, se consolidó durante 24 hrs. Este tiempo permite la disipación de la presión de poro, cuidando que las deformaciones debidas a la consolidación secundaria sean pequeñas.

5.4.3. Pruebas suelo-suelo

Se efectuaron cuatro pruebas de este tipo (muestras 1, 2, 3, y 4), cuyos resultados se dan en las gráficas de las Figs 5.7 a 5.10. Dos de estas pruebas fueron planeadas como pruebas VC y las otras dos como FC. En las pruebas VC las condiciones a volumen constante no fueron alcanzadas, debido principalmente a que estas fueron las primeras pruebas y el aparato aún estaba sujeto a modificaciones.

Comportamiento esfuerzo-deformación. En la primera aplicación del esfuerzo cortante se obtuvo un esfuerzo cortante máximo o pico. El esfuerzo cortante pico ocurrió cerca de los 2.0 mm de desplazamiento horizontal. Posteriormente, el esfuerzo cortante permanece prácticamente constante. La relación entre el esfuerzo cortante pico y el esfuerzo cortante movilizado después del pico es de 0.84 en promedio en la primera etapa de carga. Los valores de los esfuerzos cortantes pico y post-pico, así como los de los ángulos de fricción movilizado se indican en la Tabla 5.2. Aunque los valores del

ángulo de fricción son relativamente altos, estos son consistentes con los valores del ángulo de fricción efectivo obtenidos por otros investigadores, (Marsal y Mazari, 1957).

En estas pruebas se observó que en el tramo de recarga de la curva (τ vs δ_h) no se observó fragilidad; es decir, no hay una disminución en el esfuerzo cortante al alcanzar el valor pico. Lo anterior sugiere la reorientación de partículas o modificación estructural a lo largo del plano de corte durante el primer tramo de carga. Consecuentemente, puede suponerse que el ángulo de fricción movilizado después del esfuerzo cortante pico en el tramo de descarga-recarga se aproxima al ángulo de fricción residual.

Evolución del comportamiento ($\delta_v - \delta_h$). En las figuras 5.7 a 5.10 se presenta la evolución de las deformaciones verticales como una función de los desplazamientos horizontales. En estas curvas los desplazamientos verticales positivos indican dilatación, mientras que los negativos indican un comportamiento contractivo. Del análisis de estas gráficas se puede concluir lo siguiente:

- a) El comportamiento de todas las muestras ensayadas fue predominantemente contractivo. Las muestras 1 y 2 exhiben deformaciones puramente contractivas; las muestras 3 y 4 muestran inicialmente una débil tendencia contractiva, seguida de pequeñas deformaciones dilatantes y posteriormente se manifiesta la contractancia.
- b) Al alcanzar el esfuerzo cortante post-pico en el primer tramo de carga, el comportamiento contractivo se detiene o se incrementa ligeramente al proseguir la deformación
- c) Al invertir la dirección del corte, todas las muestra presentan contractancia, la cual se detiene al alcanzar el esfuerzo cortante pico.
- d) Al final de las pruebas, se observa que la deformación contractiva máxima fue menor del 10 % del desplazamiento horizontal máximo alcanzado.

5.4.4. Pruebas suelo-concreto

Los resultados de las 11 pruebas realizadas con la modalidad de interfaz suelo-concreto se presentan en las Figs 5.11 a 5.21. Las muestras 7, 8, 11, 13 y 14 fueron pruebas VC (Figs 5.11 a 5.15), mientras que las muestras 9, 10, 15, 16, 17 y 18 se efectuaron bajo la condición de FC (Figs 5.16 a 5.21). Las condiciones iniciales de estas pruebas se resumen en la Tabla 5.1.

En las Figs 5.11 a 5.15 se observa que no se lograron las condiciones a volumen constante en las pruebas VC. Sin embargo, de manera general se aprecia que durante

el primer tramo de carga, los desplazamientos verticales se mantuvieron por debajo de 0.1 mm. La compresión más grande ocurrió al invertir la dirección del esfuerzo cortante.

Comportamiento esfuerzo-deformación. Las curvas $(\tau - \delta_h)$ de las Figs 5.11 a 5.21 muestran que el comportamiento de las muestras durante el primer tramo de carga es cercano al elasto-plástico. El esfuerzo cortante post-pico alcanza un valor aproximado del 90 % del esfuerzo cortante pico, con excepción de la prueba 7 (Fig 5.11). También se observa que en algunas de estas pruebas el esfuerzo cortante se incrementó cuando la deformación alcanzó el valor máximo de desplazamiento tangencial que se puede aplicar con el equipo utilizado (7 mm), por lo que no se alcanzó la condición de falla. En el tramo de recarga se observó un comportamiento cualitativamente similar. Al final del primer tramo de carga y en la condición residual (tramo de recarga), el ángulo de fricción movilizado fue menor que en las pruebas suelo-suelo.

Evolución del comportamiento $(\delta_v - \delta_h)$. Todas las pruebas FC presentaron un comportamiento contractivo. Durante el primer tramo de carga los cambios de volumen fueron relativamente pequeños, por lo que el comportamiento en el espacio $(\tau - \sigma'_n)$ es bastante aproximado al observado en las pruebas VC. La mayor parte del cambio de volumen ocurre al invertir la dirección del esfuerzo cortante. Al alcanzar el esfuerzo cortante pico en el tramo de recarga, los cambios de volumen se vuelven pequeños. En algunas pruebas no se alcanzó la condición de volumen constante.

5.4.5. Pruebas suelo-acero

En las Figs 5.22 a 5.27 se presentan los resultados de las seis pruebas suelo-acero. Las pruebas con las muestras 19 a 21 se efectuaron bajo la modalidad de volumen constante VC y las tres restantes, muestras 22 y 23, a fuerza constante FC. En las Figs 5.22 a 5.24 se observa que en la primera etapa de carga de las pruebas se alcanzó la condición de volumen constante con una muy buena aproximación.

Comportamiento esfuerzo-deformación. El comportamiento observado en estas pruebas es similar al que presentaron las pruebas suelo-concreto, es decir, los especímenes ensayados se comportaron como sólidos elasto-plásticos. Sin embargo, en las pruebas suelo-acero el esfuerzo cortante pico se alcanzó a una deformación horizontal muy pequeña (entre 0.8 y 1.0 mm). El valor del esfuerzo cortante pico y del ángulo de fricción movilizado también fue pequeño así como el valor del esfuerzo cortante residual.

Evolución del comportamiento $(\delta_v - \delta_h)$. El comportamiento de las pruebas FC también fue contractivo y de igual forma, la mayor compresión del material ocurrió al invertir la dirección del esfuerzo cortante pero con una magnitud menor que en las pruebas suelo-concreto.

Análisis cualitativo del comportamiento esfuerzo-deformación. Las curvas de las trayectorias de esfuerzo y de desplazamientos obtenidas de las pruebas con arcilla inalterada muestran que su comportamiento es principalmente contractivo. Los pequeños cambios de volumen parecen tener influencia sobre la forma de las trayectorias de esfuerzo. En el primer tramo de carga, se observaron pequeños cambios de volumen. Inicialmente se presentó una pequeña contracción, pero cuando tuvo lugar la deformación por cortante se invirtió la tendencia y ocurrió la dilatación. Con base en estas observaciones se supone que estas pequeñas deformaciones de compresión o expansión afectan las trayectorias de esfuerzo seguidas por las muestras (primer tramo de carga). Estas trayectorias son cualitativamente similares a las de los materiales dilatantes, especialmente después de la fluencia. Lo que ocurre realmente es que, cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia el esfuerzo cortante continúa incrementándose con una pequeña rigidez en las curvas $(\tau - \delta_n)$, siguiendo una trayectoria paralela a la envolvente de falla en el espacio $(\tau - \sigma'_n)$. Se pueden hacer observaciones similares con respecto al comportamiento de algunas pruebas suelo-concreto.

5.4.6. Evaluación de las técnicas experimentales

Los resultados obtenidos durante los experimentos son consistentes con los que podrían haber sido considerados a priori para el comportamiento esperado de estas arcillas altamente plásticas. Es decir, ellas se comportan generalmente como materiales contractivos. La historia de esfuerzos representa una importante influencia sobre este tipo de respuesta dado que las muestras ensayadas fueron normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas.

El aparato empleado para efectuar los ensayos permite el control del pistón neumático, el cual es usado para aplicar la carga normal. La técnica desarrollada para realizar las pruebas VC se fue mejorando gradualmente durante el transcurso del programa experimental con muestras de arcilla inalterada. Los mejores resultados en términos de la restricción de la deformación vertical se obtuvieron en las pruebas suelo-acero, ya que la compresión de las muestras fue menor de 0.05 mm durante la primera etapa de carga. El único problema que no pudo corregirse fue el incremento de la deformación vertical cuando se invertía el sentido de aplicación del esfuerzo cortante, aunque también se minimizó en estas últimas pruebas.

5.4.7. Interpretación de los resultados experimentales

Las muestras inalteradas usadas en esta investigación fueron ensayadas bajo varias condiciones, dependiendo principalmente de la profundidad de la que fueron extraídas del campo, su relación de vacíos inicial y contenido de agua, el esfuerzo de

consolidación aplicado en el laboratorio y la modalidad de prueba. A continuación se presenta una interpretación de los aspectos más relevantes de los resultados experimentales.

El contenido de agua de las muestra presenta una amplia variación, atribuyéndole a este fenómeno algunas de las variaciones encontradas en las curvas esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzo obtenidas durante los experimentos. Para determinar la forma en que son afectados los resultados por el contenido de agua, se calculó la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal efectivo $\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)$ para el esfuerzo cortante pico, post-pico y residual, los resultados obtenidos se graficaron contra el contenido de agua al final de la etapa de consolidación. La gráfica dada en la Fig 5.28 muestra una clara tendencia de disminución de la relación de esfuerzos al aumentar el contenido de agua en los resultados de todas las pruebas. Las gráficas de las Figs 5.29 a 5.31 muestran los mismos datos para las pruebas suelo-suelo, suelo-concreto y suelo-acero.

En las Figs 5.32 a 5.34 se presenta la localización del esfuerzo cortante pico, post-pico y residual en el espacio $(\tau - \sigma_n)$ para las pruebas suelo-suelo, suelo-concreto y suelo-acero respectivamente. Es evidente que la resistencia friccionante en la interfaz está relacionado con el tipo de material. De estas figuras se observa que el ángulo de fricción movilizado es considerablemente menor en las pruebas de interfaz suelo-concreto y suelo-acero que en las pruebas suelo-suelo.

5.5. Pruebas con arcilla reconstituida

Es común que las muestras de suelo natural presenten variaciones en sus propiedades índice y mecánicas debido principalmente a las alteraciones producidas por la extracción y el manejo en el laboratorio. En muchas ocasiones estas variaciones pueden influir en los resultados experimentales. Una forma de evitar estas desventajas es realizando pruebas con suelo reconstituido.

Los suelos reconstituidos se han utilizado en muchos proyectos de investigación relacionados con la formulación de leyes constitutivas. Estos materiales pueden simular los principales aspectos del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo natural. Por lo tanto, un material reconstituido puede considerarse como el modelo físico de un suelo real. El proceso de reconstitución, comprende sedimentación y consolidación, dicho proceso puede durar de varios meses hasta un par de años, para alcanzar las condiciones de esfuerzo del material que se requiere modelar.

Para este proyecto se decidió efectuar un programa experimental usando muestras reconstituidas de arcilla de la ciudad de México para desarrollar una ley constitutiva de interfaz suelo-pilote. La reconstitución del material se realizó para reproducir las

condiciones de campo de un estrato localizado a 10.0 m de profundidad del sitio donde se realizaron pruebas con pilotes instrumentados. En la Fig 5.35 se presenta la estratigrafía del sitio. El estrato pertenece a la primera formación arcillosa.

5.5.1. Material y técnica de reconstitución

El material usado para la formación de la arcilla reconstituida se extrajo del fondo de un pozo localizado bajo la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. La extracción de la arcilla moldeada se realizó con tubos hincados horizontalmente a una profundidad de 20.0 m.

Al recibir el material en el laboratorio, este presentó un contenido de agua promedio de 206 %. Los límites líquido y plástico promedio fueron de 229 y 77 % respectivamente. Posteriormente, con un agitador mecánico se procedió a formar una suspensión usando 6.7 kg de suelo con su contenido natural de agua y adicionándole agua destilada hasta que el contenido de agua de la suspensión alcanzó un valor promedio de 460 %. Las partículas grandes y los grumos se quitaron al hacer pasar la suspensión a través de la malla #200 (ASTM).

La suspensión se colocó dentro de un tanque para desairearla, este a la vez fue sumergido en agua con una temperatura de 60° C. Cuando se alcanzó esta temperatura, al tanque que contenía la suspensión se le aplicó vacío durante 4 horas.

Después del desaireado, la suspensión fue sifonada fuera del tanque y depositada dentro de una cámara de consolidación. La cámara tiene un diámetro interior de 18.2 cm y una altura de 56.5 cm, está provista de un vástago para que se le pueda adicionar peso y poder consolidar el material. La base del vástago descansa sobre un filtro proporcionando una frontera de drenaje libre; el espécimen también puede drenarse por la parte baja de la cámara de consolidación. En la Fig 5.36 se presenta un esquema de la cámara de consolidación.

Inicialmente, la suspensión fue sometida a un proceso de sedimentación por peso propio. Posteriormente, al material se le aplicó peso hasta que alcanzó una consistencia suficiente. El comportamiento del material se observó durante la consolidación, llevando un registro de los desplazamientos verticales y del volumen de agua expulsado. Después de aplicar un incremento el esfuerzo total se mantenía constante hasta alcanzar la consolidación primaria y se aplicaba un nuevo incremento. La presión de consolidación máxima fue de 11.8 kPa y cada incremento de carga duplicaba al incremento previo. El proceso de reconstitución tuvo una duración de 158 días.

El suelo reconstituido se extrajo de la cámara de consolidación y se dividió en pequeñas muestras, las cuales fueron cubiertas con manta de cielo y cera para posteriormente ser guardadas en un cuarto con control de humedad. Después de la

reconstitución el contenido de agua promedio del material fue de 259 %. Al material sobrante del labrado de cada uno de los especímenes se les determinó el contenido de agua y sus propiedades índice. La variación del contenido de agua de las muestras ensayadas varió entre 2 y 3 % por lo que se consideró despreciable.

En las Fig 5.37a a 5.37f se presentan las curvas de consolidación del material reconstituido durante cada una de las etapas de carga.

5.5.2. Condiciones iniciales y estados de esfuerzo antes del corte

El proceso de reconstitución fue diseñado de tal forma que los estados de esfuerzo del material pudieran representar las condiciones del sitio experimental en la ciudad de México Las características del material reconstituido fueron tomadas de un sitio en el cual otros investigadores efectuaron pruebas de campo estáticas y cíclicas sobre pilotes de concreto, (Jaime et al, 1988). En la Fig 5.35 se dieron las condiciones geotécnicas del sitio en estudio hasta una profundidad de 15.0 m. La figura muestra la estratigrafía, así como los perfiles de las propiedades índice, contenido de agua, esfuerzo cortante no drenado y la resistencia a la penetración medida en una prueba de cono eléctrico.

La estratigrafía del sitio es cualitativamente similar al que existe en los dos sitios de donde se extrajo el material inalterado. El objetivo principal fue que muestras formadas con material reconstituido pudieran simular las condiciones promedio del estrato de arcilla entre 5.0 y 15.0 m de profundidad del sitio experimental. La variación del contenido de agua está entre 250 y 400 %, los suelos arcillosos están divididos en estratos separados por delgados lentes de arena. El contenido de agua promedio de las arcillas blandas es de cerca del 300 %. El contenido de agua disminuye considerablemente abajo de los 13 m. El valor del esfuerzo vertical efectivo en el sitio fue calculado suponiendo que la distribución de la presión de poro es hidrostática. El nivel freático se localizó a una profundidad cercana a los 2.0 m; el peso volumétrico promedio del material fue de 12 kN/m^3 . El valor del esfuerzo vertical efectivo fue de 40 kPa y del esfuerzo horizontal efectivo de 20 kPa a una profundidad de 10.0 m, suponiendo un valor del coeficiente de presión de tierra K_0 de 0.5.

El procedimiento para igualar las condiciones del sitio de prueba en el laboratorio consta de dos etapas. La primera es el proceso de reconstitución (sedimentación y consolidación); la segunda, es la aplicación de los esfuerzos a las muestras colocadas en el aparato de corte. El esfuerzo de consolidación aplicado durante el proceso de reconstitución fue de 11.8 kPa. Esta carga fue retirada cuando se extrajo el material de la cámara de consolidación. Después a las muestras se les aplicó cargas normales que representarán el esfuerzo horizontal efectivo in situ.

$$\sigma'_n \approx \sigma'_h = K_o \sigma'_v \quad (5.1)$$

Los valores de los esfuerzos normales aplicados varían aproximadamente entre 20 y 40 kPa. Esto permitió observar el comportamiento del suelo en un razonable rango de esfuerzo. El esfuerzo vertical se aplicó en incrementos para permitir la consolidación primaria y posteriormente efectuar otro incremento. Al alcanzar el valor final del esfuerzo vertical el proceso de consolidación tenía una duración de 12 horas, antes de iniciar la etapa de corte.

El estado de esfuerzos aplicado con el aparato de corte no simula exactamente el estado de esfuerzos en el elemento de suelo localizado en la interfaz suelo-pilote, donde el esfuerzo normal paralelo a la interfaz, igual al esfuerzo vertical efectivo en la cara del pilote es mayor que el esfuerzo normal que actúa sobre la cara del pilote. Esta es una de las limitaciones de la caja de corte directo. No obstante, esto hace simular el estado de esfuerzos actuante en los elementos de la cara del pilote. Esta es una importante consideración para modelar el comportamiento de la interfaz tomando como base los experimentos realizados en esta investigación.

Durante esta etapa de la investigación se realizaron 15 pruebas con muestras de material reconstituido de las cuales 6 fueron suelo-suelo, 5 suelo-concreto y 4 suelo-acero.

En la Tabla 5.3 se presentan los contenidos de agua de las muestras de material reconstituido antes y después de la reconsolidación. De la tabla puede observarse que los contenidos de agua después de la etapa de consolidación en la caja de corte cayó dentro de un rango bajo de los valores de campo, entre 200 y 230 %.

Con la finalidad de obtener una mejor información experimental se modificaron las trayectorias de esfuerzos durante el corte para modelar el comportamiento de los especímenes usando los modelos matemáticos desarrollados en la Universidad Joseph Fourier en Grenoble, Francia (Boulon 1988, Garnica, 1993 y Garnica y Boulon 1995), dado que las pruebas VC y FC usadas en los ensayos con arcilla inalterada producen trayectorias similares durante una gran parte de la etapa de corte. Consecuentemente, se decidió realizar pruebas aumentando y disminuyendo el esfuerzo vertical en proporción a la deformación horizontal.

Los resultados de las pruebas realizadas con suelo reconstituido se presentan igual que las pruebas con suelo inalterado, es decir, a través de curvas de consolidación, gráficas de desplazamiento relativo vertical contra desplazamiento relativo horizontal $(\delta_v - \delta_h)$, esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo horizontal $(\tau - \delta_h)$ y trayectoria de esfuerzos $(\tau - \sigma'_n)$. Las curvas de consolidación se dibujaron usando una escala aritmética en el eje del tiempo, dado que la consolidación se efectuó mediante incrementos y los tiempos para alcanzar el 100 % de la consolidación primaria generalmente fueron menores a 10 min.

5.5.3. Pruebas suelo-suelo

En las Figs 5.38 a 5.43 se presentan los resultados de las pruebas suelo-suelo. Las Figs 5.38 y 5.39 muestran resultados obtenidos de pruebas con disminución del esfuerzo vertical durante el corte, mientras que los resultados obtenidos de las pruebas donde se incrementó el esfuerzo vertical efectivo se muestran en las Figs 5.40 a 5.43. En la Tabla 5.4 se resumen los resultados de todas las muestras con material reconstituido.

Curvas de desplazamientos. Las primeras dos pruebas, que se realizaron reduciendo el esfuerzo vertical efectivo durante el corte, presentan dos diferentes etapas (Figs 5.38 y 5.39), en la primera despliegan una ligera contractancia, mientras que en la segunda presentan una fuerte dilatancia la cual fue inducida por la reducción del esfuerzo vertical. En las pruebas donde se incrementa el esfuerzo vertical efectivo se observó un comportamiento totalmente contractivo.

Comportamiento esfuerzo-deformación. Las pruebas con decremento del esfuerzo vertical efectivo presentan un comportamiento cercano al elasto-plástico, con un esfuerzo pico, después del cual los esfuerzos permanecen más o menos constante hasta comenzar una reducción gradual. Por otra parte, los resultados de las pruebas donde se incrementa el esfuerzo vertical efectivo indican que las muestras continúan sosteniendo la carga después de la fluencia inicial pero con una rigidez reducida.

Trayectorias de esfuerzo. Las trayectorias de esfuerzo de las pruebas realizadas con disminución de σ'_v son similares a las trayectorias de pruebas no drenadas que son pruebas a volumen constante, durante la primera etapa. Cuando el esfuerzo pico se alcanzó, la trayectoria de esfuerzo cambió de dirección dirigiéndose hacia el origen, y al final de la prueba, el valor del esfuerzo vertical actuando sobre la muestra se volvió nulo. La trayectoria de esfuerzo obtenida de las pruebas donde se incrementa el esfuerzo vertical efectivo muestra dos etapas. En la primera, la trayectoria asciende con un cierto ángulo, el cual posteriormente se reduce después de que la muestra alcanzó el esfuerzo de fluencia.

5.5.4. Pruebas suelo-concreto

Se efectuaron cinco pruebas de corte entre material reconstituido y una pastilla de concreto. La altura del espécimen fue de 18.0 mm y la de la pastilla de concreto de 12.0 mm. En las Figs 5.44 y 5.45 se presentan los resultados de las pruebas desarrolladas con decremento en el esfuerzo vertical efectivo, y en las Figs 5.46 a 5.48 se dan los resultados de las pruebas con incremento en el esfuerzo vertical efectivo. Las condiciones iniciales de las pruebas suelo-concreto se resumen en la Tabla 5.3.

Curvas de desplazamientos. El comportamiento de estas pruebas es cualitativamente similar al observado en las pruebas suelo-suelo: las pruebas con reducción en el esfuerzo vertical presentan un pequeño cambio de volumen durante el corte y se dilatan al alcanzar el esfuerzo cortante pico; en las pruebas con incremento del esfuerzo vertical, el comportamiento fue totalmente contractivo.

Comportamiento esfuerzo-deformación. El comportamiento esfuerzo deformación de las pruebas suelo-concreto es parecido al obtenido en las pruebas suelo-suelo, los resultados se presentan en las Figs 5.44 a 5.48.

Trayectoria de esfuerzos. El comportamiento de las pruebas con interfaz de concreto en el espacio $(\tau - \sigma'_n)$, presenta las mismas características a las observadas en las pruebas suelo-suelo.

5.5.5. Pruebas suelo-acero

Estas pruebas se realizaron con muestras de material reconstituido y una pastilla de acero, ambas con las mismas dimensiones que en las pruebas suelo-concreto. El número de pruebas realizadas bajo esta modalidad fue de cuatro. Dos de estas pruebas fueron con disminución y las dos restantes con incremento del esfuerzo vertical durante la aplicación del esfuerzo cortante (Figs 5.49 y 5.50) y (Figs 5.51 y 5.52) respectivamente. Las condiciones iniciales de estas pruebas se dan en la Tabla 5.3.

Curvas de desplazamiento. Aún cuando el comportamiento observado en las dos pruebas con disminución del esfuerzo vertical es parecido al de las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto, el cambio de volumen experimentado en estas pruebas fue mucho menor. Además se observó ausencia de dilatancia en la prueba con esfuerzo de consolidación de 20 kPa, en la otra prueba la dilatancia fue menor a la observada en las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto. En las pruebas con incremento del esfuerzo vertical, las curvas de desplazamientos son similares, ya que su comportamiento es únicamente contractivo.

Comportamiento esfuerzo-deformación. Las pruebas de interfaz suelo-acero con decremento en el esfuerzo vertical, inicialmente presentaron mayor rigidez que las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto. En las pruebas con incremento del esfuerzo vertical, el comportamiento fue igual al observado en las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto.

Trayectorias de esfuerzo. Las trayectorias de esfuerzo obtenidas de las pruebas con interfaz de acero son similares a las de las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto con la particularidad de que el cambio de dirección hacia el origen es más brusco en estas pruebas. Las pruebas con incremento en el esfuerzo vertical también presentan un

cambio de dirección más pronunciado, con un incremento de resistencia después de alcanzar el esfuerzo de fluencia.

5.6. Evaluación e interpretación de los resultados de las pruebas

Durante la consolidación de las muestras en el aparato de corte directo ocurrieron cambios de volumen y de contenido de agua. Como consecuencia, las muestras de suelo reconstituido alcanzaron un valor menor de humedad al del suelo localizado en el sitio para el cual se trataron de reproducir sus propiedades. Los resultados del material reconstituido pueden compararse únicamente en forma cualitativa con los resultados obtenidos en las pruebas a FC con material inalterado. En este aspecto, fue evidente la similitud del comportamiento en todas las pruebas en que las muestras presentaban un esfuerzo de fluencia inicial, después del cual se incrementaba la capacidad de tomar esfuerzo adicional conforme avanzaba el corte, debido a la aplicación simultánea de incrementos de esfuerzo vertical. En las pruebas suelo-suelo con material reconstituido no se definió un esfuerzo post-pico como en las pruebas con material inalterado. Esta es la principal diferencia en el comportamiento de arcilla inalterada y reconstituida la cual refleja la incapacidad para reproducir los efectos de envejecimiento, el cual podrá ser modelado en pruebas posteriores induciendo una pequeña preconsolidación.

Influencia de la trayectoria de esfuerzos en los resultados. En las pruebas realizadas con material reconstituido se observó principalmente un comportamiento contractivo, el cual concuerda con el esperado a ocurrir con arcillas blandas, normalmente consolidadas. Sin embargo, en las pruebas con disminución del esfuerzo vertical se indujo la dilatancia después del esfuerzo de fluencia inicial de las muestras. También se observaron notorias diferencias en las curvas $(\tau - \delta_h)$ y $(\tau - \sigma'_n)$ de las muestras ensayadas con incremento y disminución del esfuerzo vertical.

Envolventes de esfuerzo. Al graficar el esfuerzo cortante pico contra el esfuerzo normal efectivo de las pruebas suelo-suelo, suelo-concreto y suelo-acero (con disminución e incremento en el esfuerzo vertical) (Figs 5.53, 5.54 y 5.55), se definieron dos envolventes. Las pruebas con disminución del esfuerzo vertical desarrollaron un ángulo de fricción menor que el de las pruebas con incremento del esfuerzo vertical. El valor de la cohesión y del ángulo de fricción de cada una de las envolventes se presenta en la Tabla 5.5.

Tabla 5.1. Condiciones iniciales de las muestras inalteradas

Sitio	Muestra	Tipo de prueba	Prof. m	W _i %	W _L %	W _P %	W _f %	E _i	E _f	IL %
Aguila	1	suelo-suelo	20.3	178	184	71.6	165.3	4.853	4.634	83.36
Aguila	2	VC	20.3	189.2	188	72.3	179.1	5.065	4.91	92.31
Aguila	3	suelo-suelo	15.5	159	159	64.7	150.68	4.064	3.98	91.18
Aguila	4	FC	15.5	155	162	63.9	147.32	3.987	3.894	85.04
Aguila	7		15.1	196	268	68.1	180.97	5.34	5.04	56.46
Aguila	8		15.1	200	268	68.1	184.84	5.34	5.05	58.4
IMSS	11	suelo-concreto	7	183.8	241	41.9	159.55	4.41	4.05	59.09
IMSS	13	VC	7	185.2	241	41.9	141.39	4.86	3.77	49.97
IMSS	14		7	188.4	241	41.9	154.29	4.76	4	56.45
IMSS	9		6.5	236	269.5	88.6	206.15	5.52	5.08	64.98
IMSS	10		6.5	243	269.5	88.6	228	5.93	5.69	77.06
IMSS	15	suelo-concreto	10.1	287.7	375.3	86.8	246.8	7.29	6.41	55.46
IMSS	16	FC	10.1	290.1	375.3	86.8	252.93	7.18	6.42	57.58
IMSS	17		8.2	224.4	293	59.2	197.4	5.98	5.4	59.11
IMSS	18		8.2	226.5	293	59.2	202.95	7.18	6.42	61.48
IMSS	19		21.9	220.3	277.5	86.5	211.86	6.129	5.989	65.63
IMSS	20	suelo-acero	21.9	217.4	275	86.3	209.66	5.945	5.83	65.37
IMSS	21	VC	21.9	223.2	279	87.2	214.19	6.141	6.001	66.21
IMSS	22		10.7	372.8	104	104	328.58	8.149	8.006	99.37
IMSS	23	suelo-acero	10.7	377.2	103.5	103.5	325.45	8.727	7.97	97.71
IMSS	24	FC	10.7	375.4	104.8	104.8	331.31	8.236	8.088	101.48

W_i=contenido de agua inicial; W_L=límite líquido; W_P=límite plástico; w_f=contenido de agua después de la consolidación
 E_i=relación de vacíos inicial; E_f=relación de vacíos después de la consolidación; LI=índice de liquidez después de la consolidación; VC=volumen constante; FC=fuerza constante.

Tabla 5.2. Resumen de resultados de los ensayos con muestras inalteradas

Muestra	Tipo de prueba	σ'_n kPa	τ_p kPa	τ_{pp} kPa	τ_r kPa	ϕ'_p	ϕ'_{pp}	ϕ'_r	C'_p kPa	C'_{pp} kPa	C'_r kPa	δ_p mm	δ_r mm
1	suelo-suelo	60.3	82	72	64	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	2	2.5
2	VC	58.5	95	80	62	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	2.3	4.0
3	suelo-suelo	38	61	72	48	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	1.7	2.5
4	FC	38	57	80	27	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	2.0	2.3
7		36	68	45	33	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.8	2.4
8		37	42	-	30	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.0	2.2
11	suelo-concreto	32	40	36	28	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.4	1.4
13	VC	50	55	50	35	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.6	2.0
14		62	70	-	45	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.8	2.0
9		20	30	-	17	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.2	1.6
10		44	50	-	-	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.4	-
15	suelo-concreto	47	40	-	25	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.0	2.0
16	FC	48	45	-	30	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.2	2.8
17		38	35	-	27	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.8	2.0
18		46	40	-	25	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.3	2.2
19		33	37	-	22	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.8	1
20	suelo-acero	47.7	43	-	29	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	3.0	1.8
21	VC	53.5	50	-	31	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.8	0.9
22		37.3	32	-	25	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.7	1.2
23	suelo-acero	49	38	-	29	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	1.0	1.0
24	FC	58	33	-	31	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.8	1.0

σ'_n =esfuerzo normal de consolidación; τ_p =esfuerzo cortante pico; τ_{pp} =esfuerzo cortante post-pico; τ_r =esfuerzo cortante residual; ϕ'_p =ángulo de fricción pico; ϕ'_{pp} =ángulo de fricción post-pico; ϕ'_r =ángulo de fricción residual; C'_p =cohesión pico; C'_{pp} =cohesión post-pico; C'_r =cohesión residual; δ_p =deformación en el esfuerzo cortante pico; δ_r =deformación en el esfuerzo cortante residual.

Tabla 5.3 Condiciones iniciales de las muestras de arcilla reconstituida

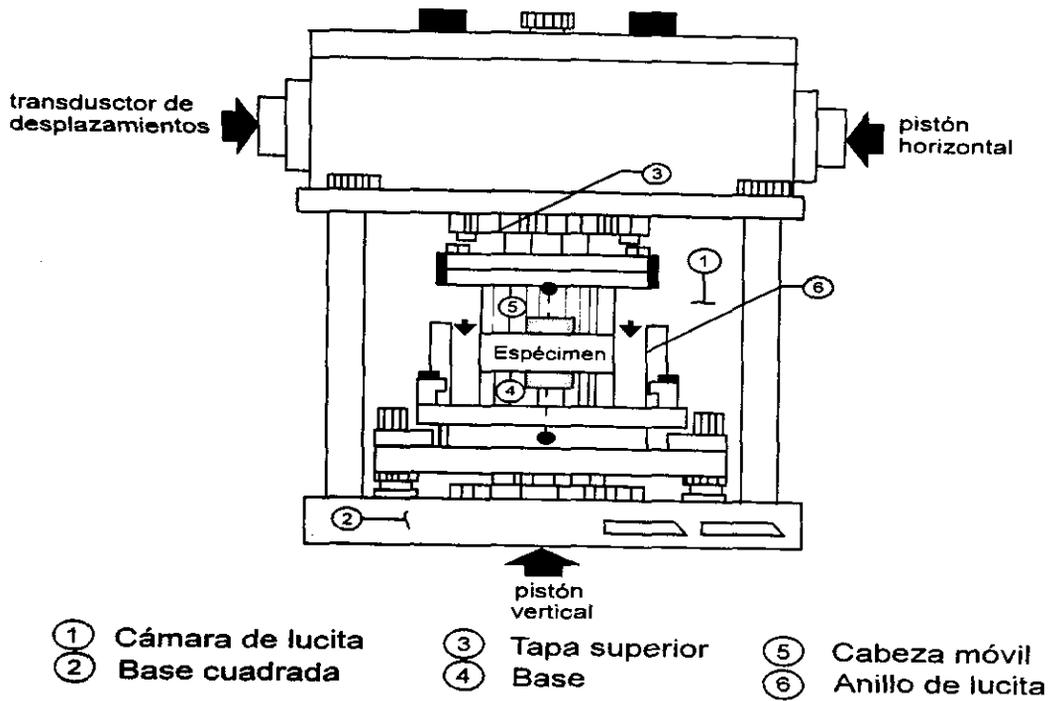
Muestra	Tipo de prueba	Prof. m	W _i %	W _L %	W _P %	W _f %	E _i	E _f	IL %
1	suelo-suelo	12	262.6	262.5	84.0	231.5	6.98	6.70	82.64
2		12	264.9	262.5	84.0	194.2	7.02	5.46	61.72
3		12	262.5	262.5	84.0	233.5	7.36	7.15	83.75
4		12	261.4	262.5	84.0	236.3	7.62	7.53	85.29
5		12	261.8	262.5	84.0	236.4	7.20	7.12	85.35
6		12	259.5	262.5	84.0	232.4	6.90	6.74	83.15
7	suelo-concreto	12	253.9	239.0	77.0	232.9	6.19	6.14	96.23
8		12	256.4	239.0	77.0	213.7	6.24	5.68	84.37
9		12	254.3	239.0	77.0	227.7	6.27	6.09	93.03
10		12	254.8	239.0	77.0	225.3	6.08	5.84	91.52
11		12	255.2	239.0	77.0	216.2	6.23	5.81	85.94
12	suelo-acero	12	262.0	238.0	84.6	219.5	7.15	6.50	87.95
13		12	261.6	238.0	84.6	218.8	6.94	6.32	87.45
14		12	260.4	238.0	84.6	231.0	7.00	6.70	95.43
15		12	263.2	238.0	84.6	206.1	6.83	5.81	79.22

W_i=contenido de agua inicial; W_L=límite líquido; W_P=límite plástico; w_f=contenido de agua después de la consolidación; E_i=relación de vacíos inicial; E_f=relación de vacíos después de la consolidación; IL=índice de liquidez después de la consolidación.

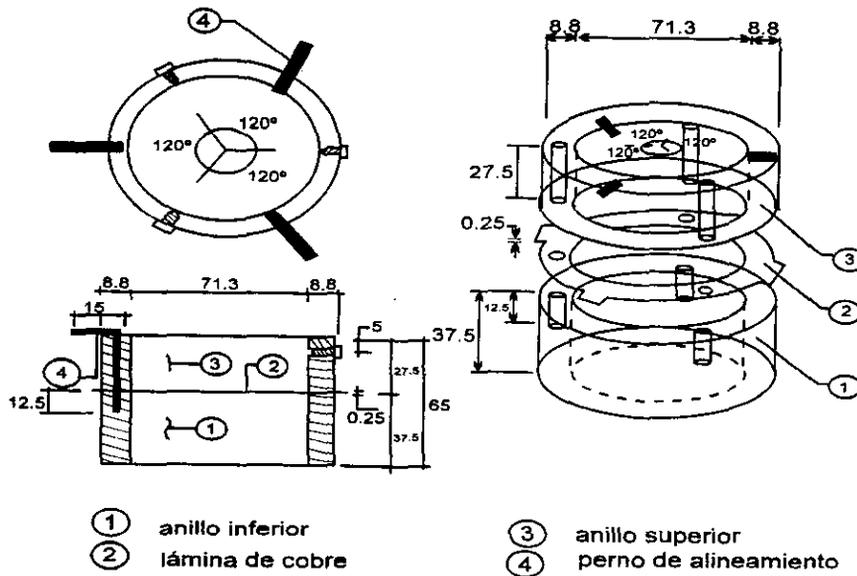
Tabla 5.4 Resumen de resultados de los ensayos con arcilla reconstituida

Muestra	Tipo de prueba	σ'_n kPa	τ_p kPa	ϕ'_p	ϕ'_r	C'_p kPa	δ_p mm
1		26	11	-	8.5	10	0.8
2		41	18	-	8.5	10	0.9
3	suelo-suelo	18	21	43.5	-	10	1.3
4		20	22	43.5	-	10	1.6
5		37	56	43.5	-	10	1.8
6		25	29	43.5	-	10	2.2
7		20	11	-	12.4	8	1.2
8		44	15	-	12.4	8	1.2
9	suelo-concreto	20	33	54.9	-	8	1.9
10		40	72	54.9	-	8	1.8
11		20	35	54.9	-	8	1.2
12		20	13.5	-	16.7	10	1.2
13	suelo-acero	43	21	-	16.7	10	1.4
14		20	25	38.7	-	10	1.0
15		40	41	38.7	-	10	1.6

σ'_n = esfuerzo normal de consolidación; τ_p =esfuerzo cortante pico;
 ϕ'_p =ángulo de fricción pico; C'_p =cohesión pico; δ_p =deformación en el esfuerzo cortante pico.



Equipo de confinamiento



Anillos de corte directo

Fig 5.1 Vista general del equipo de confinamiento

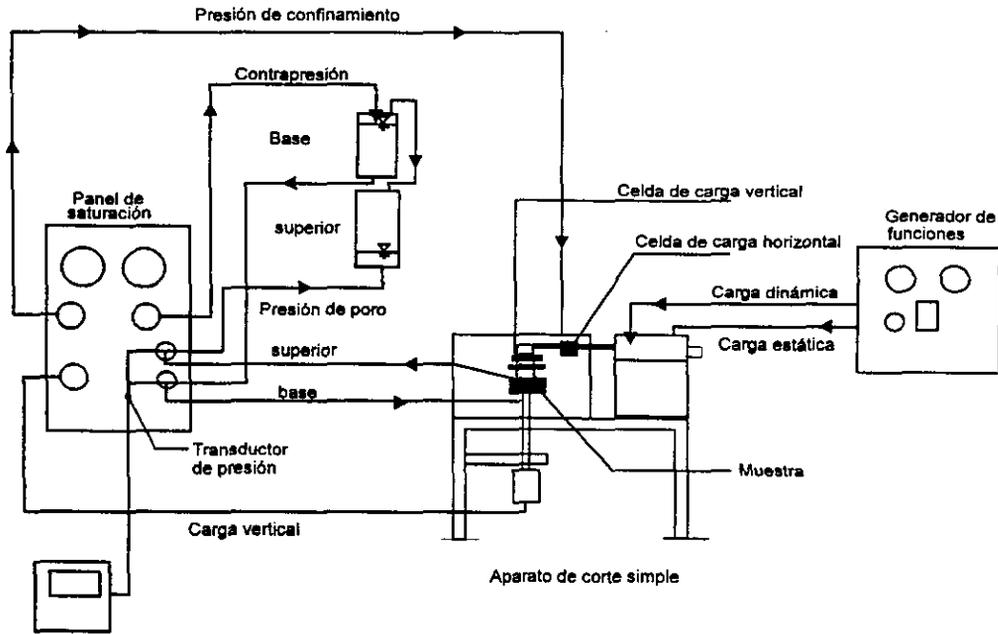


Fig 5.2 Esquema del aparato de corte simple

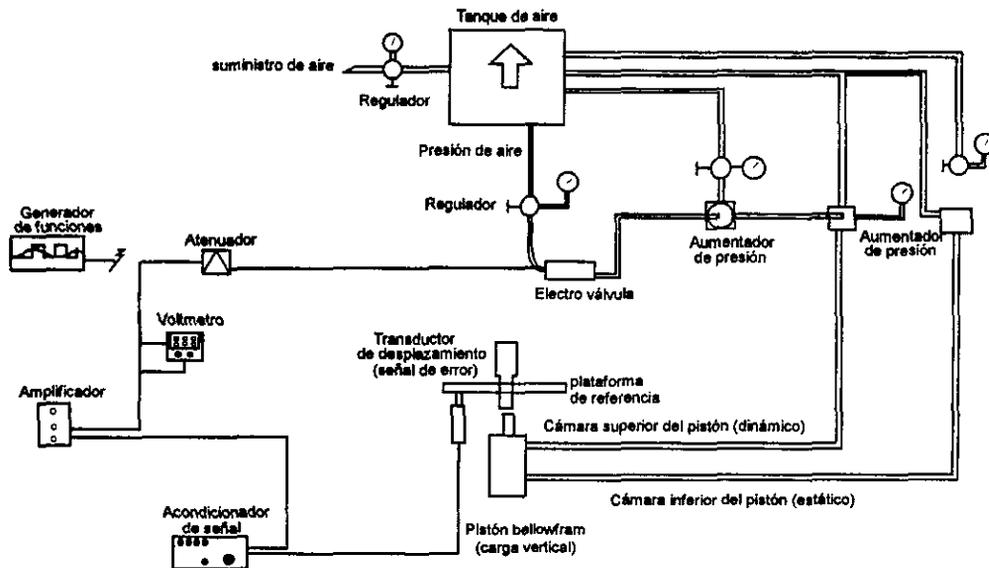


Fig 5.3 Sistema de control para desarrollar pruebas de corte directo a volumen constante

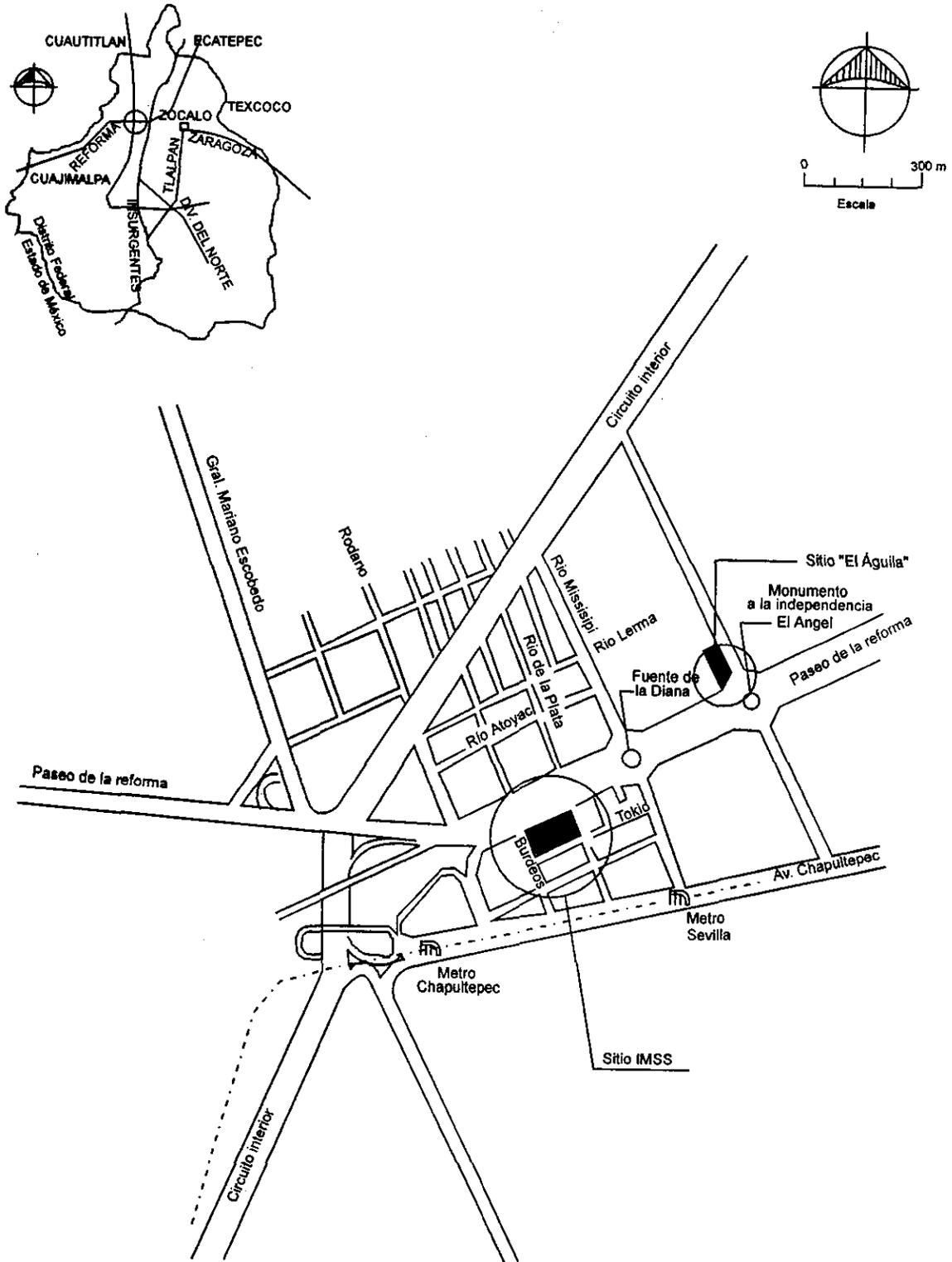


Fig 5.4 Localización de los sitios en estudio

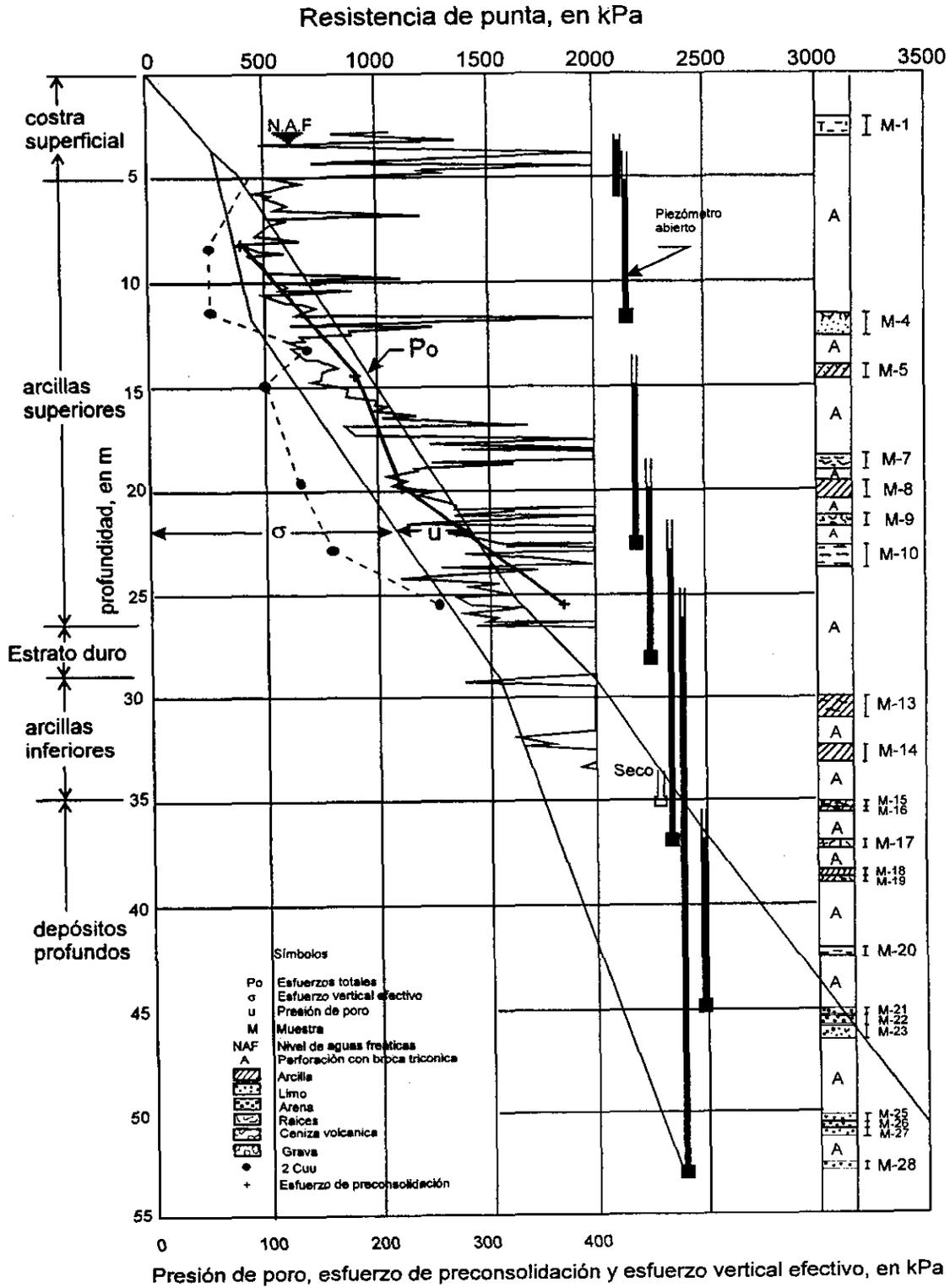


Fig 5.5 Condiciones geotécnicas en el sitio El Águila

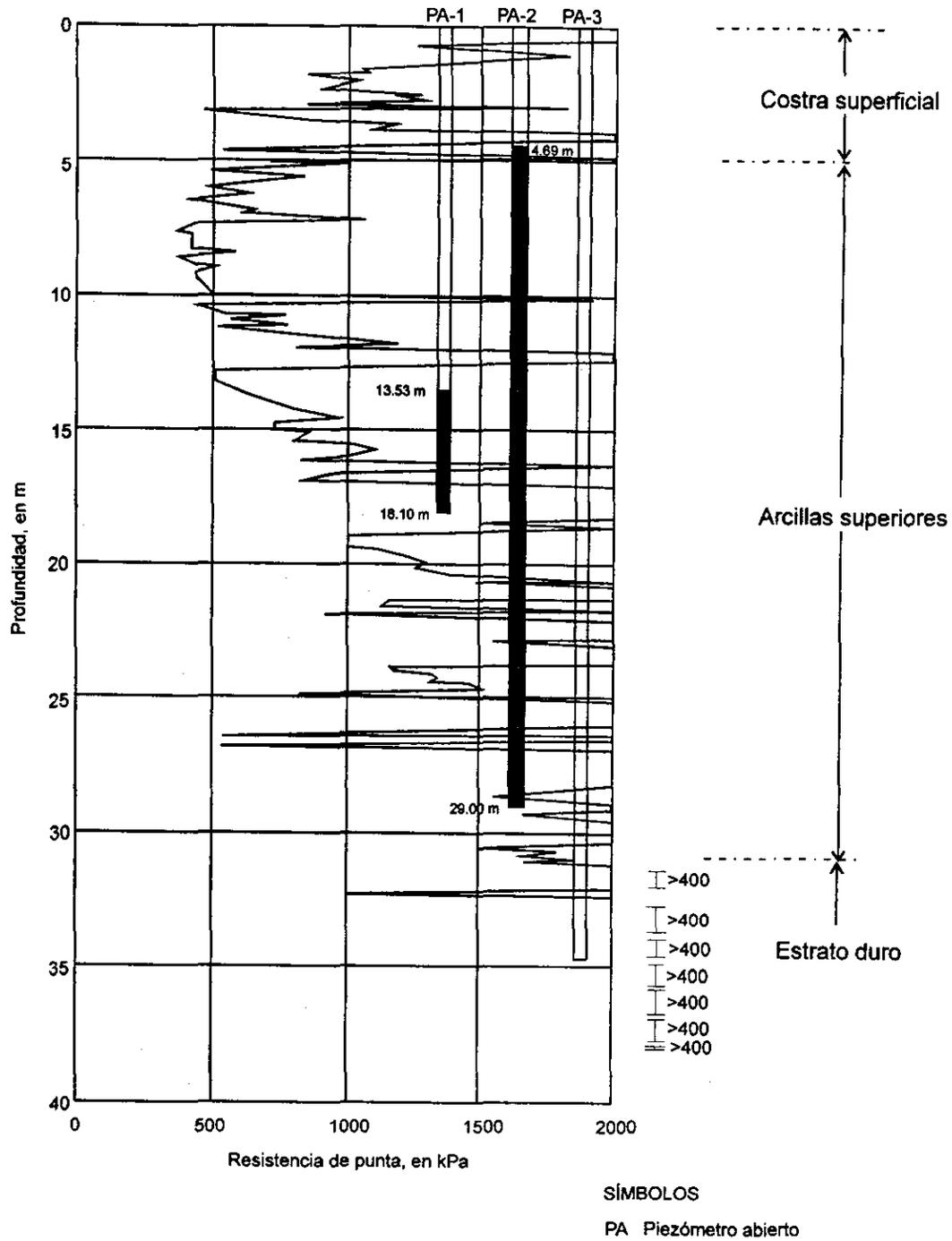
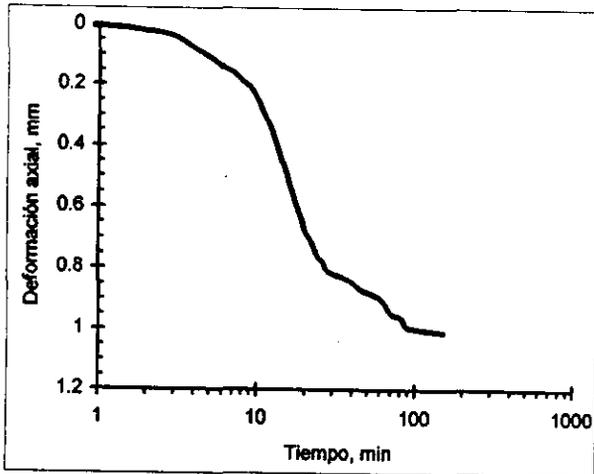
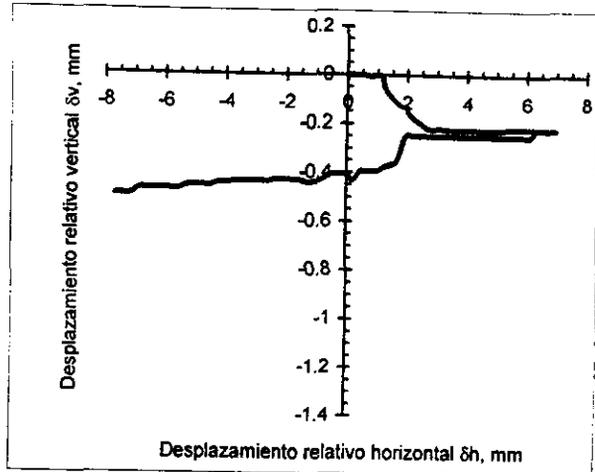


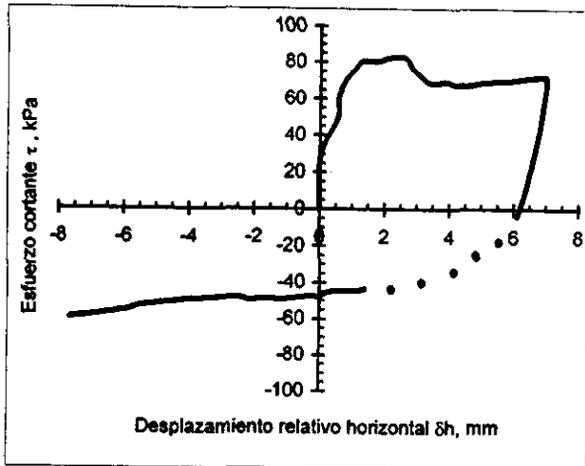
Fig 5.6 Condiciones geotécnicas en el sitio El IMSS



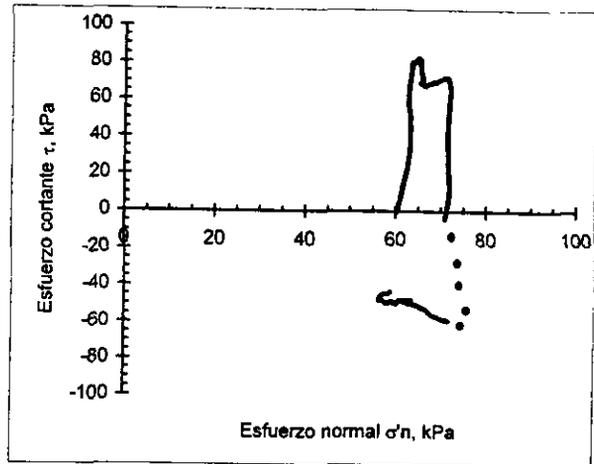
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

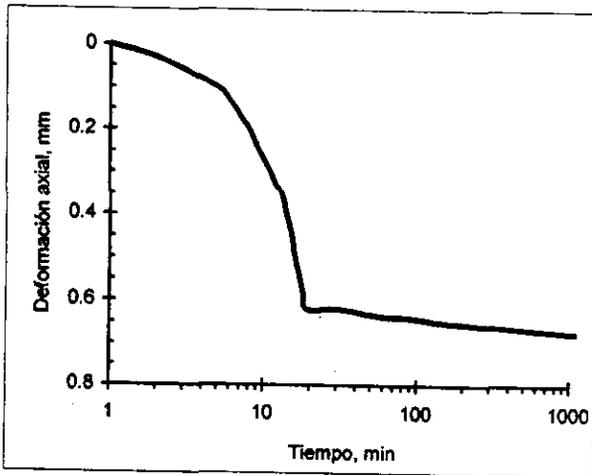


Esfuerzo cortante-deformación

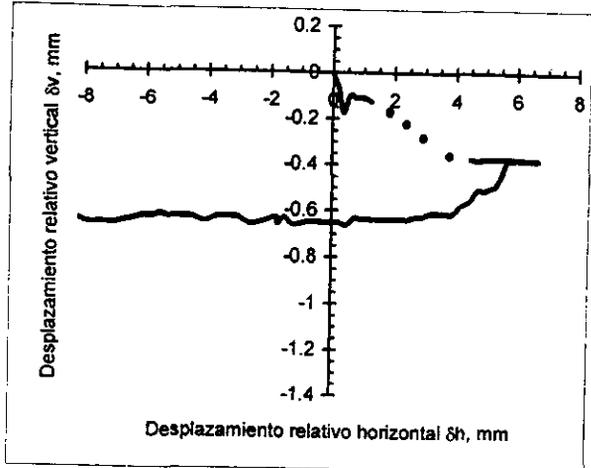


Trayectoria de esfuerzos

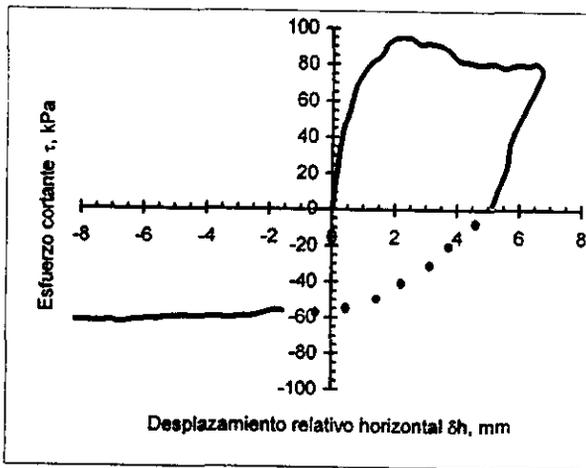
Fig 5.7 Resultados de la muestra 1: Prueba a VC, interfaz suelo-suelo (arcilla inalterada)



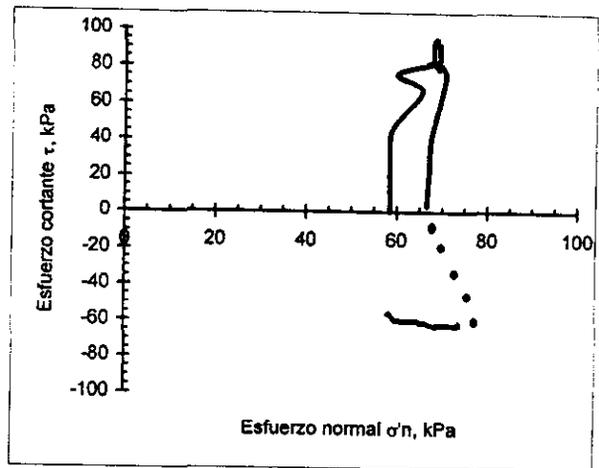
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

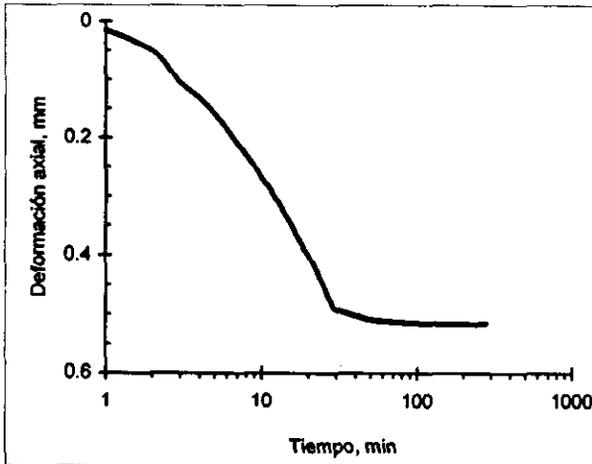


Esfuerzo cortante-deformación

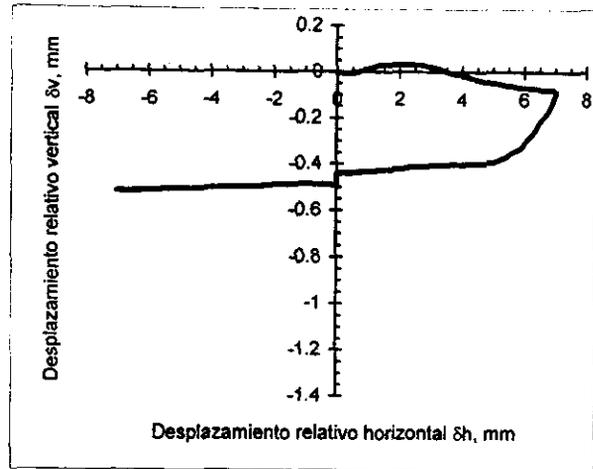


Trayectoria de esfuerzos

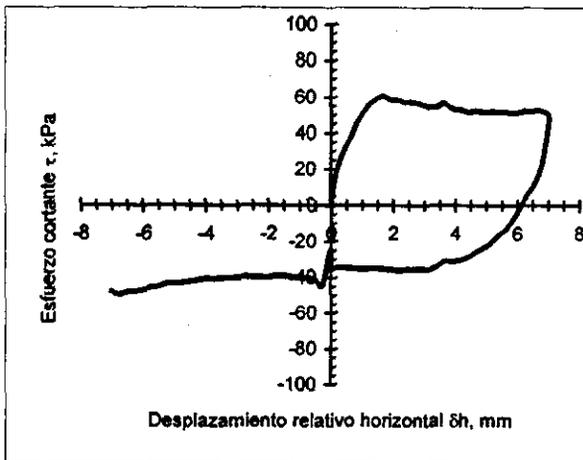
Fig 5.8 Resultados de la muestra 2: Prueba a VC, interfaz suelo-suelo (arcilla inalterada)



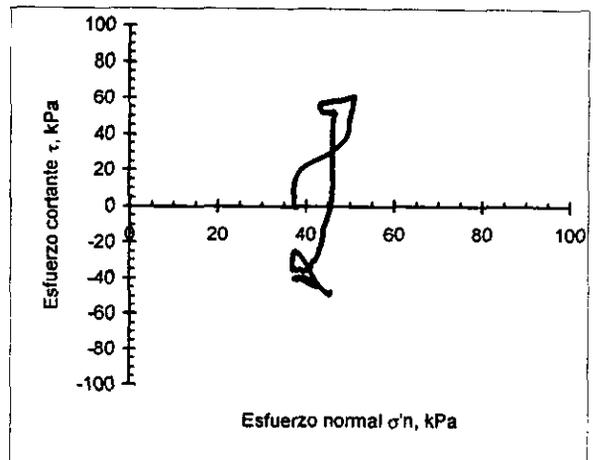
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

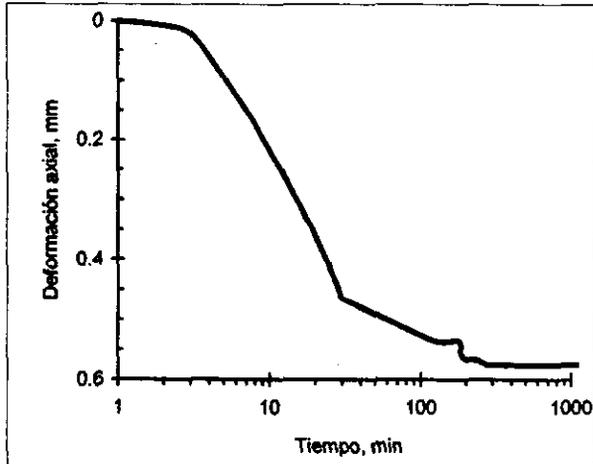


Esfuerzo cortante-deformación

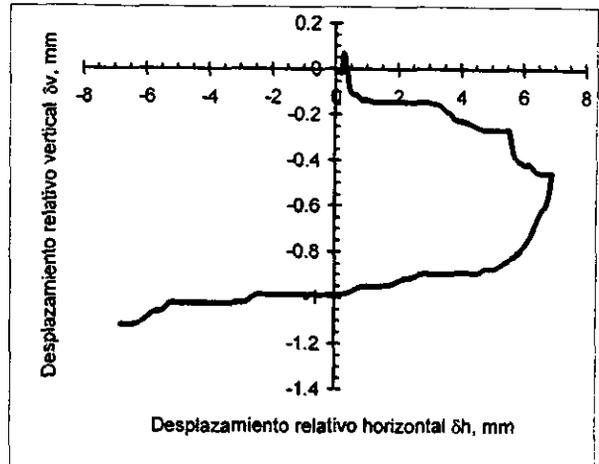


Trayectoria de esfuerzos

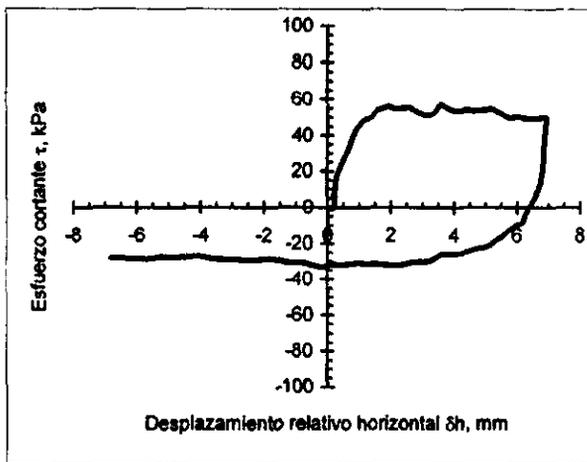
Fig 5.9 Resultados de la muestra 3: Prueba a FC, interfaz suelo-suelo (arcilla inalterada)



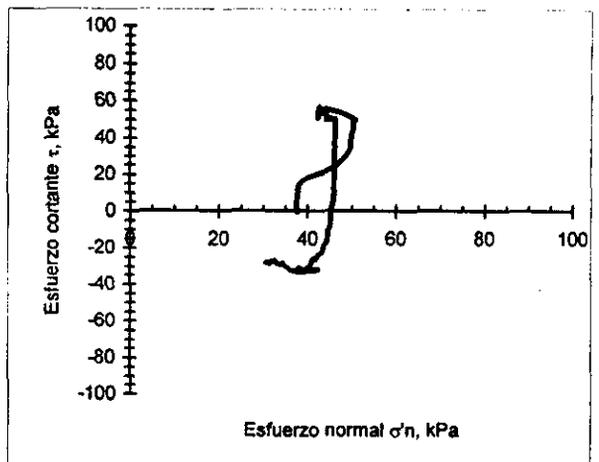
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

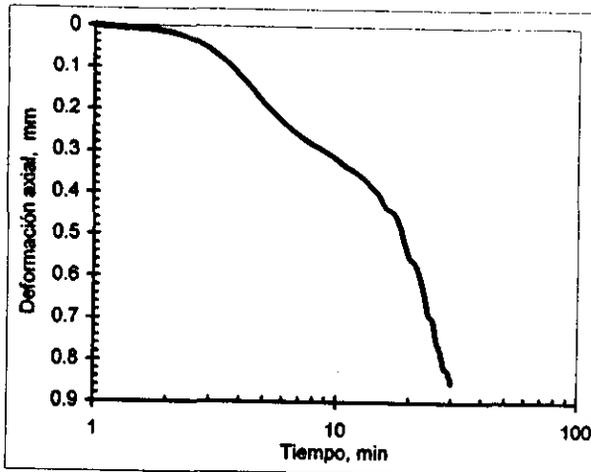


Esfuerzo cortante-deformación

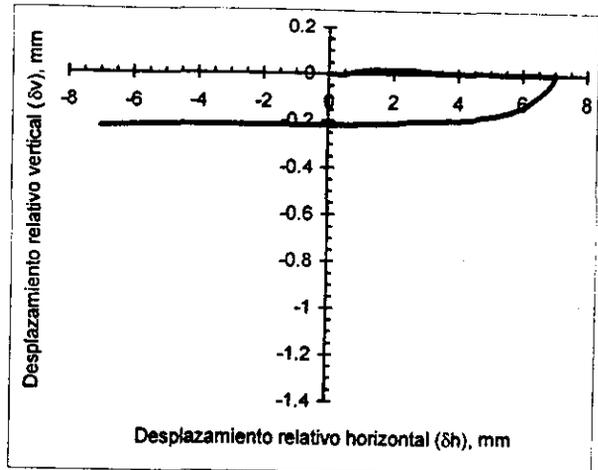


Trayectoria de esfuerzos

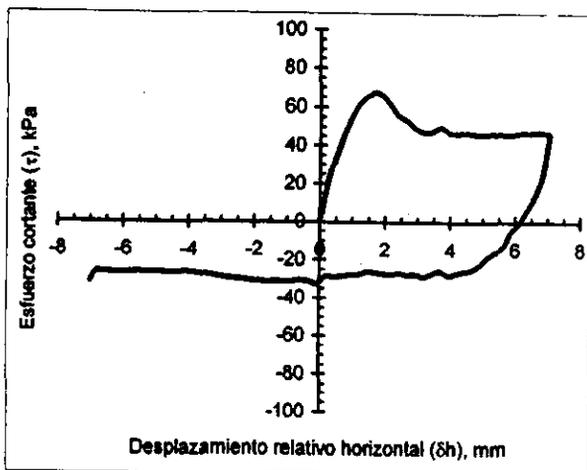
Fig 5.10 Resultados de la muestra 4: Prueba a FC, interfaz suelo-suelo (arcilla inalterada)



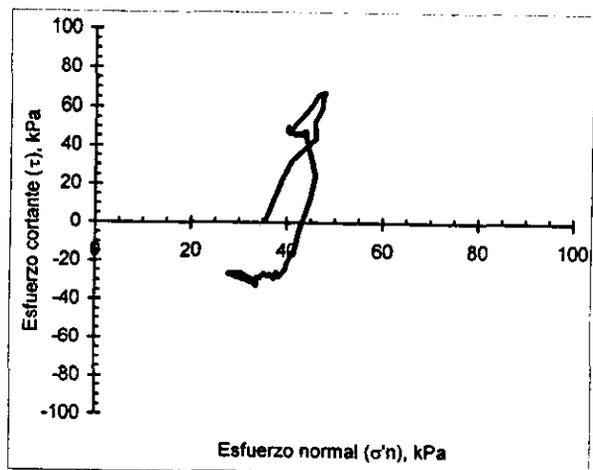
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

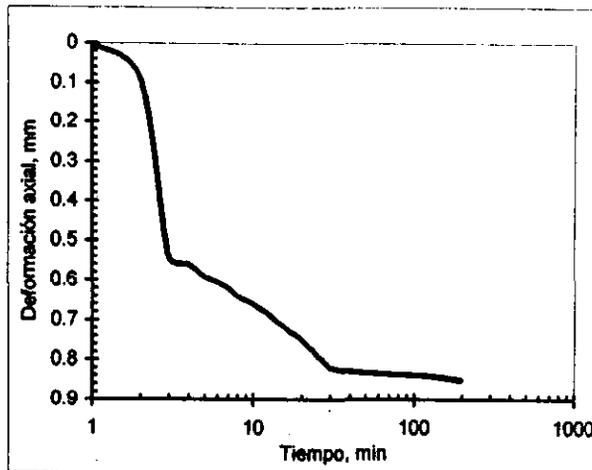


Esfuerzo cortante-deformación

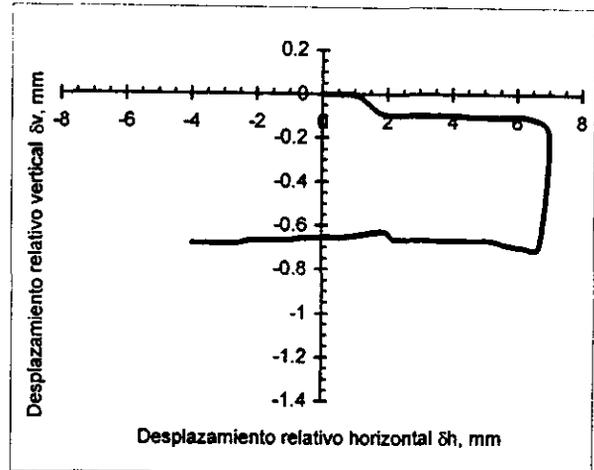


Trayectoria de esfuerzos

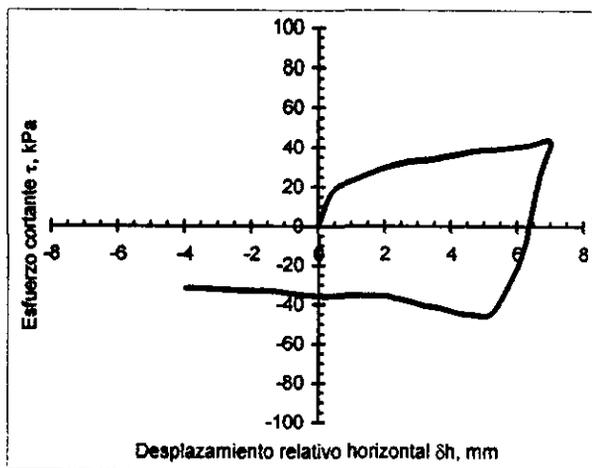
Fig 5.11 Resultados de la muestra 7: Prueba a VC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



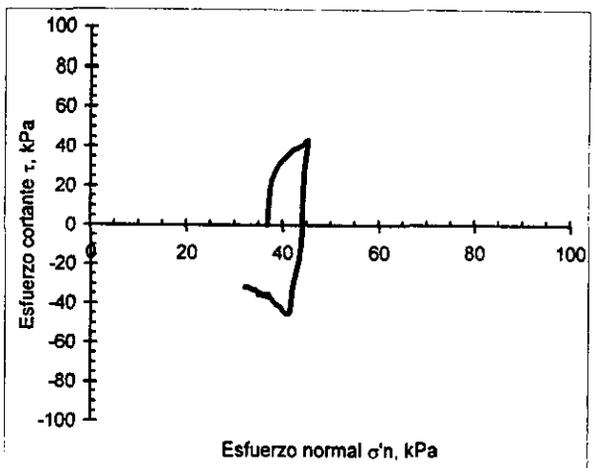
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

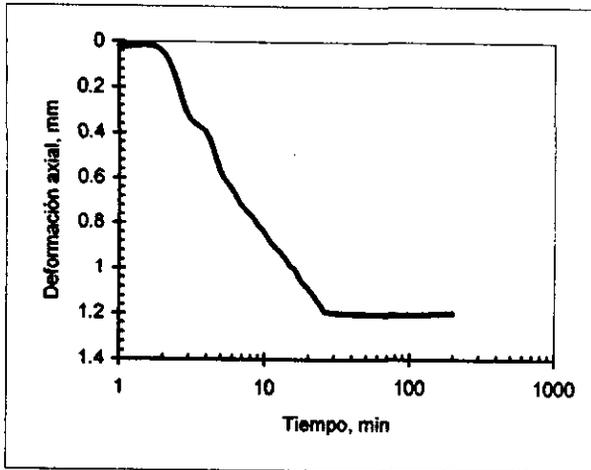


Esfuerzo cortante-deformación

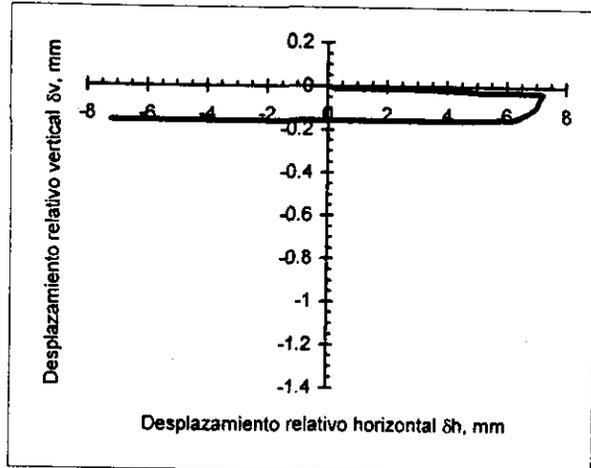


Trayectoria de esfuerzos

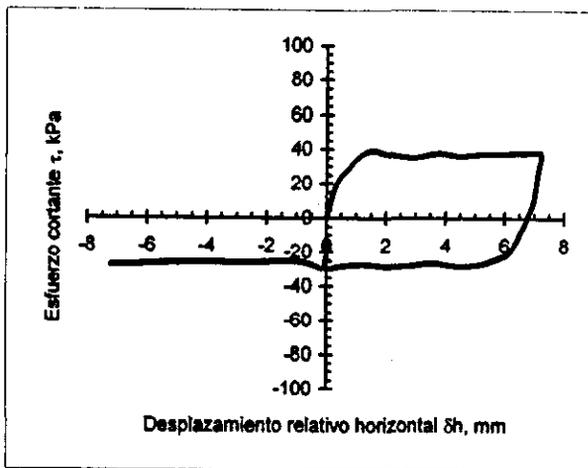
Fig 5.12 Resultados de la muestra 8: Prueba a VC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



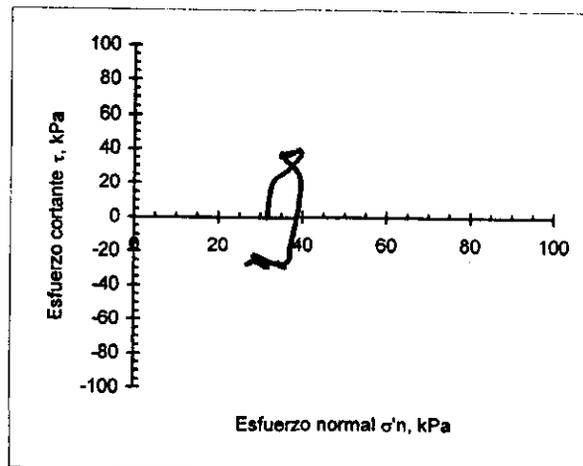
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

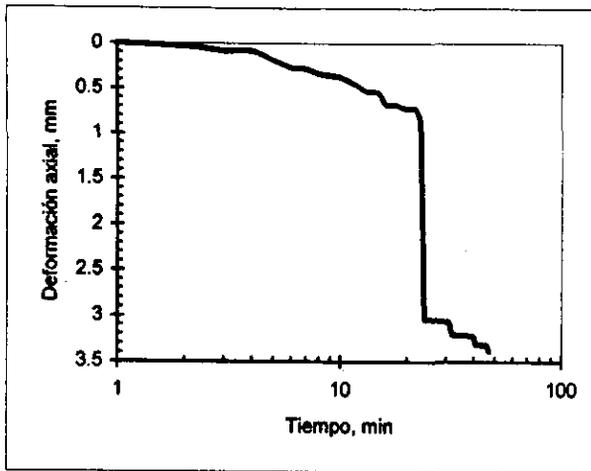


Esfuerzo cortante-deformación

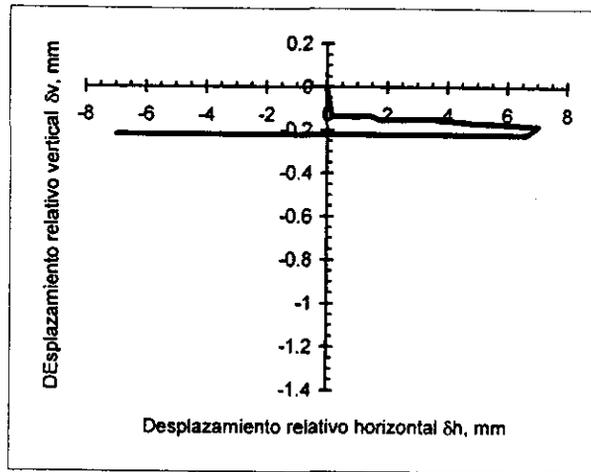


Trayectoria de esfuerzos

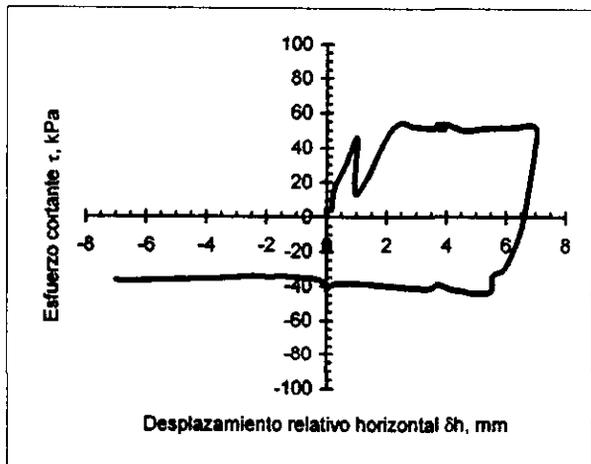
Fig 5.13 Resultados de la muestra 11: Prueba a VC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



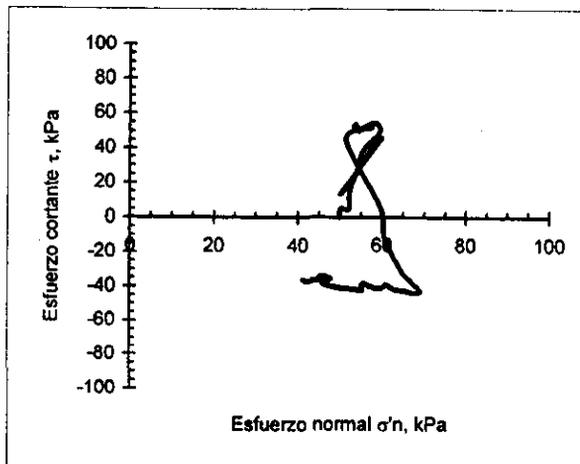
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

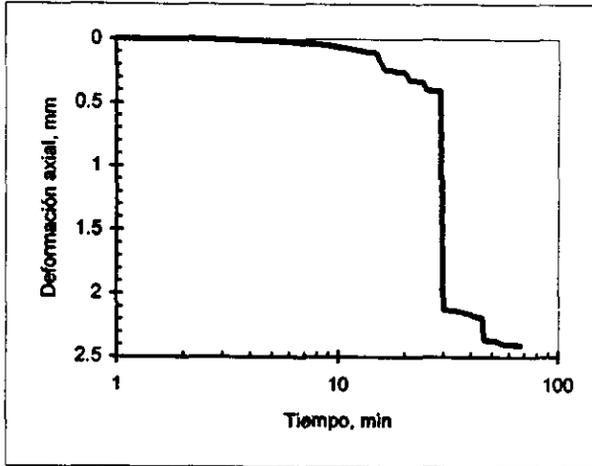


Esfuerzo cortante-deformación

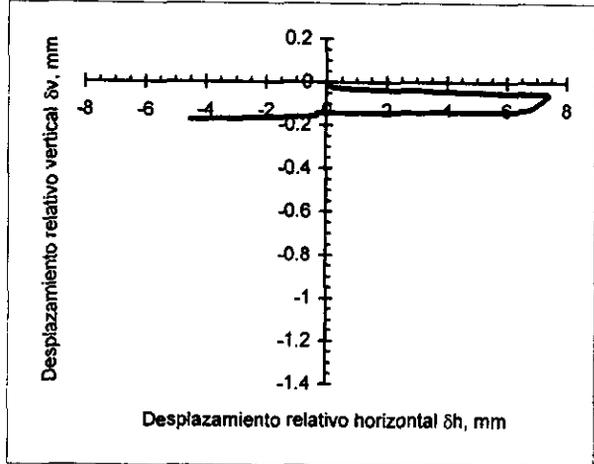


Trayectoria de esfuerzos

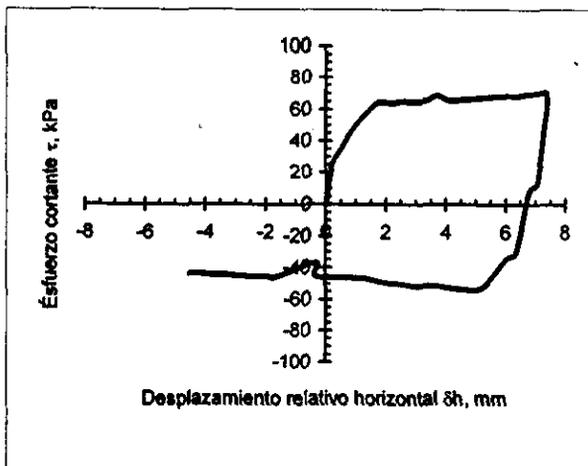
Fig 5.14 Resultados de la muestra 13: Prueba a VC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



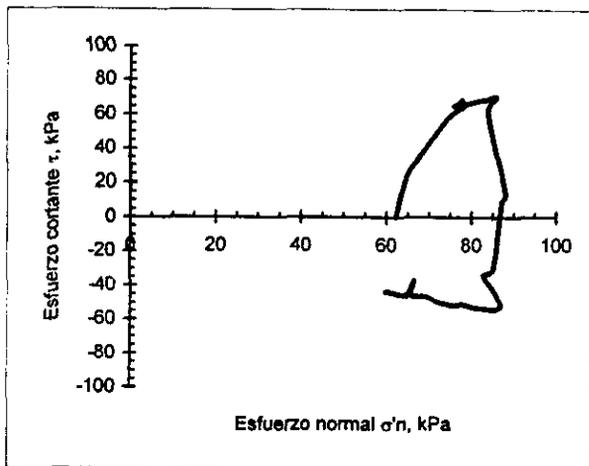
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

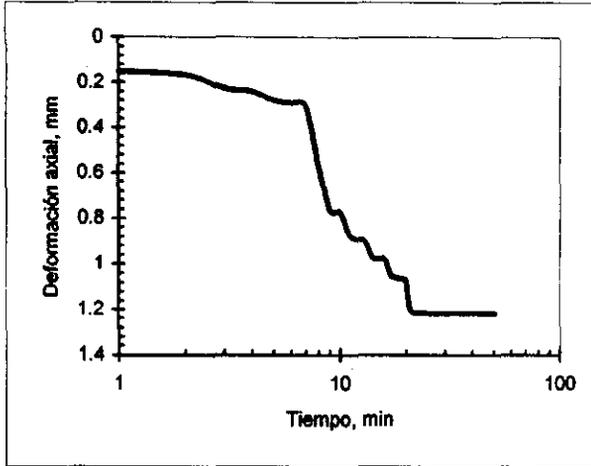


Esfuerzo cortante-deformación

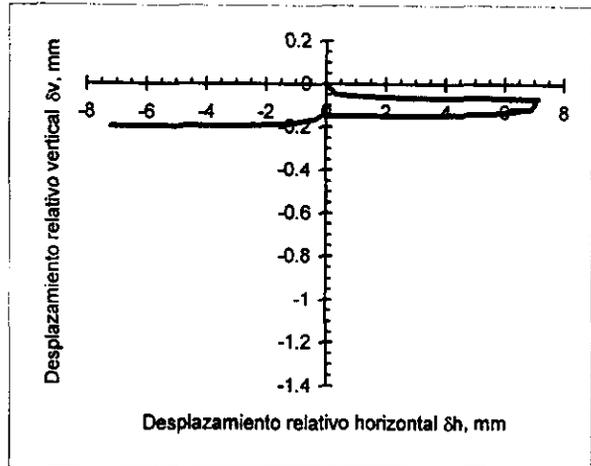


Trayectoria de esfuerzos

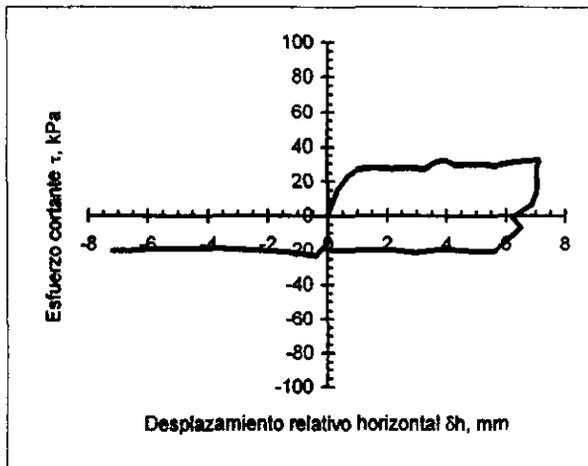
Fig 5.15 Resultados de la muestra 14: Prueba a VC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



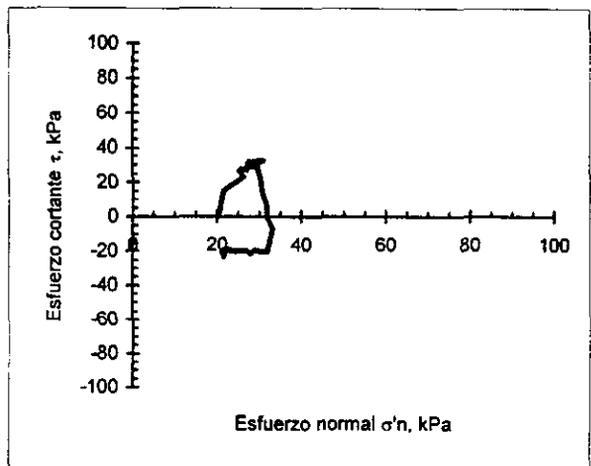
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

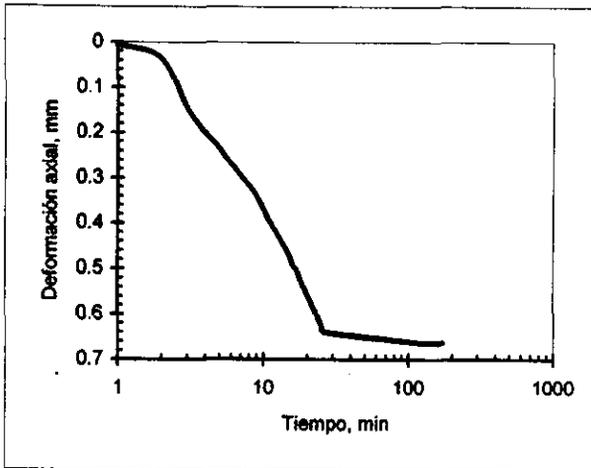


Esfuerzo cortante-deformación

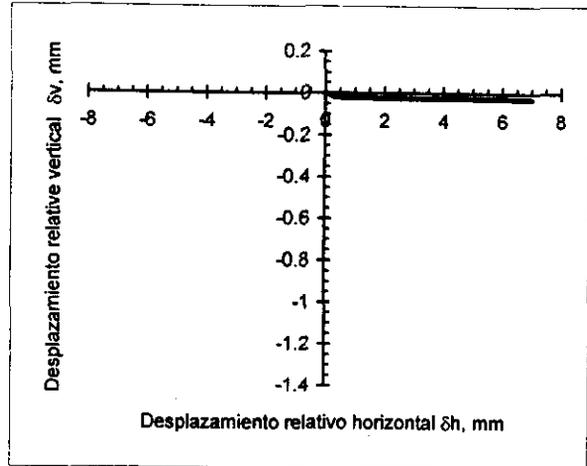


Trayectoria de esfuerzos

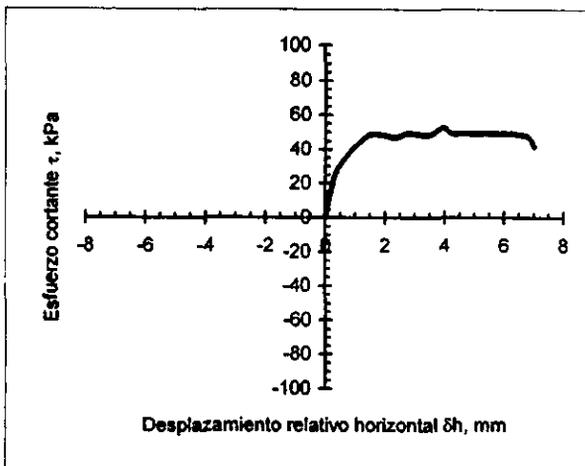
Fig 5.16 Resultados de la muestra 9: Prueba a FC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



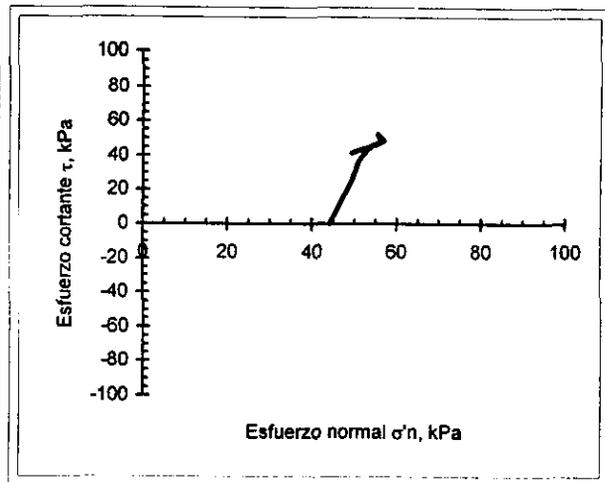
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

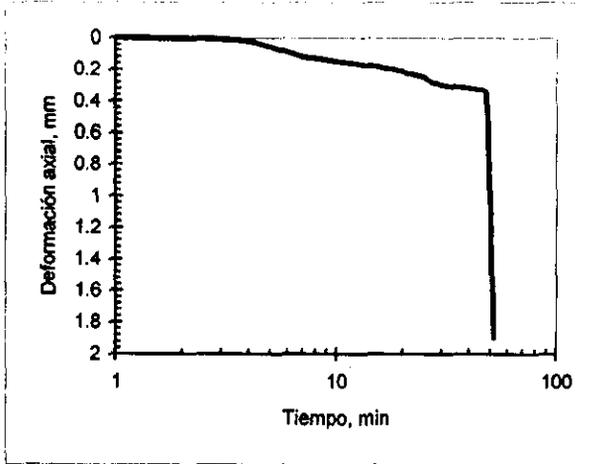


Esfuerzo cortante-deformación

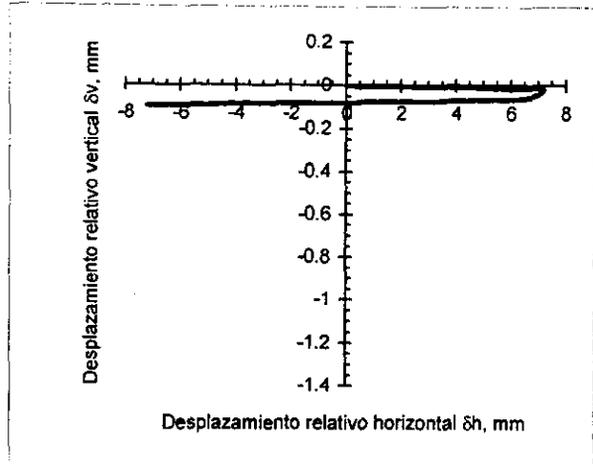


Trayectoria de esfuerzos

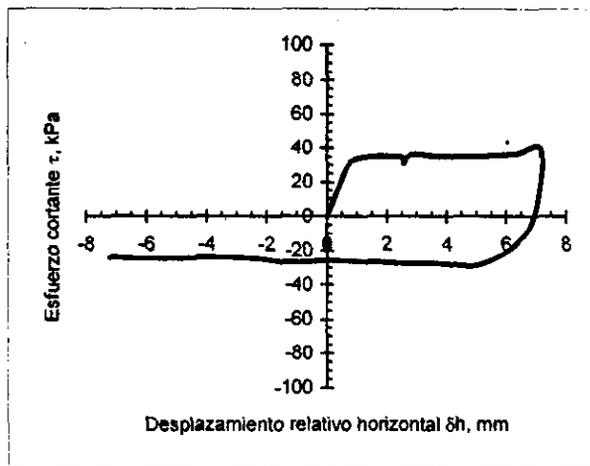
Fig 5.17 Resultados de la muestra 10: Prueba a FC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



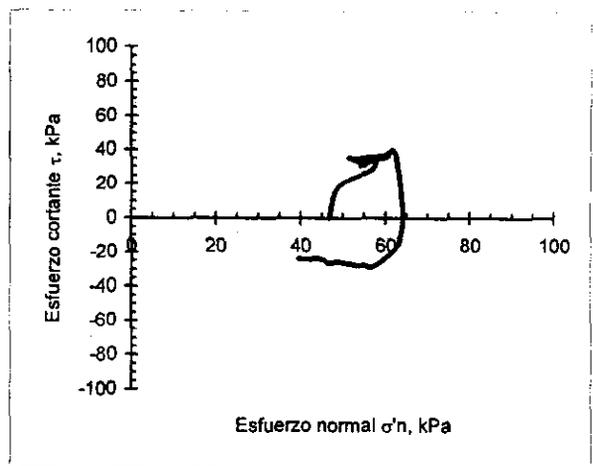
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

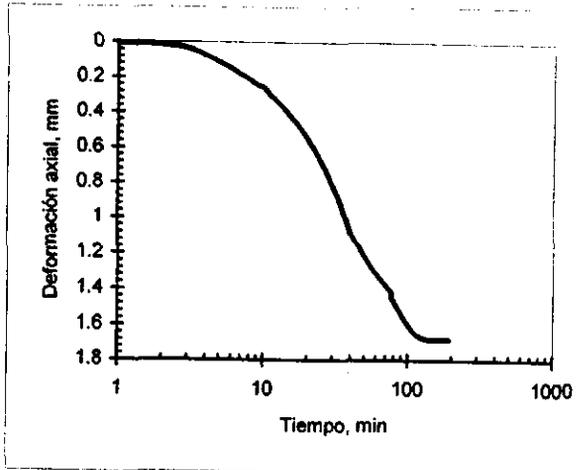


Esfuerzo cortante-deformación

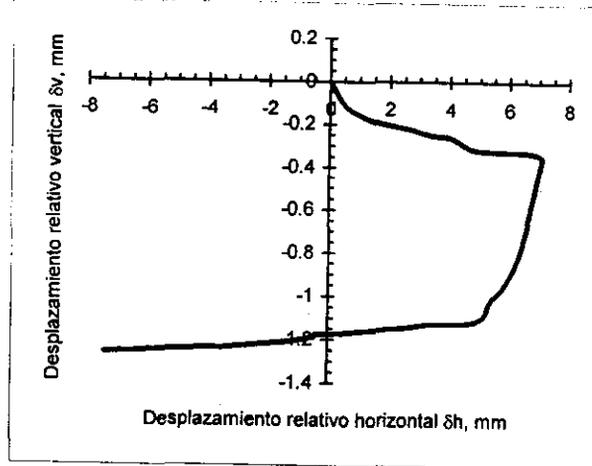


Trayectoria de esfuerzos

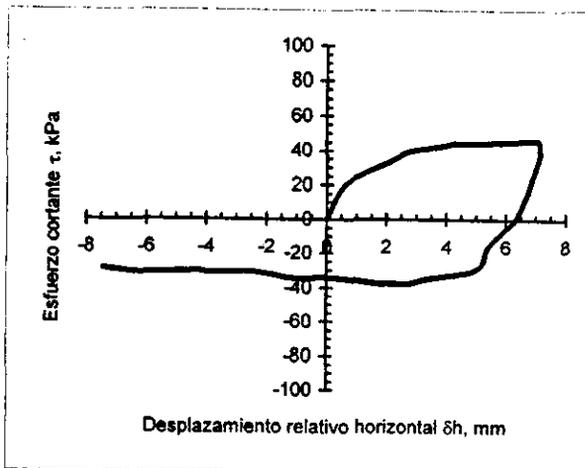
Fig 5.18 Resultados de la muestra 15: Prueba a FC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



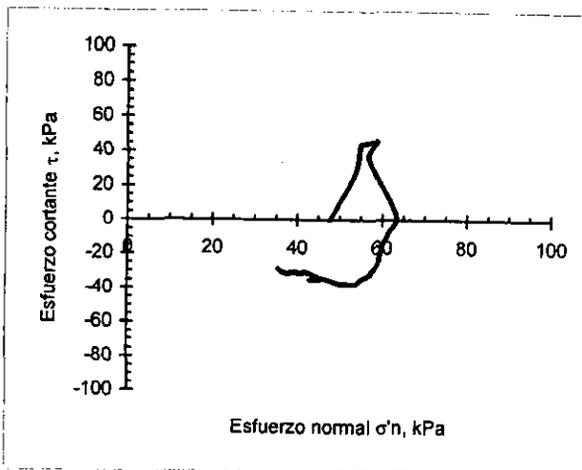
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

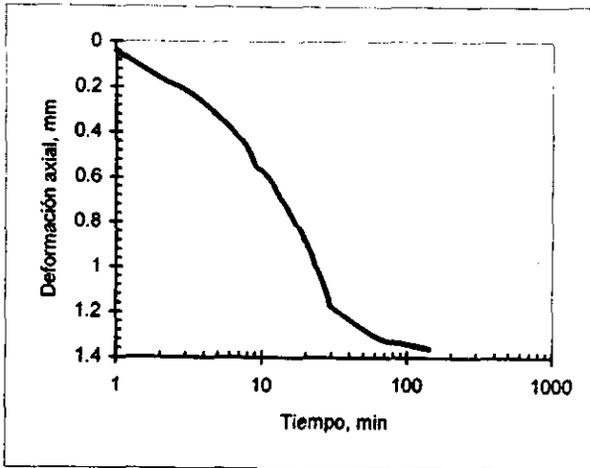


Esfuerzo cortante-deformación

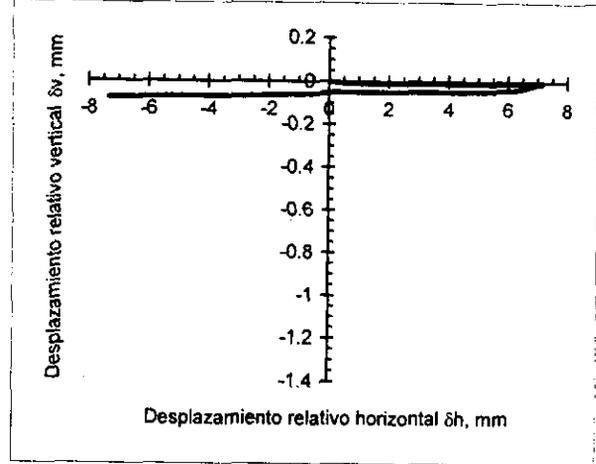


Trayectoria de esfuerzos

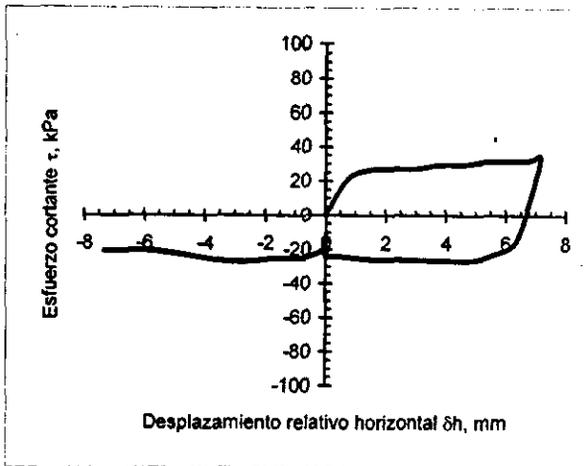
Fig 5.19 Resultados de la muestra 16: Prueba a FC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



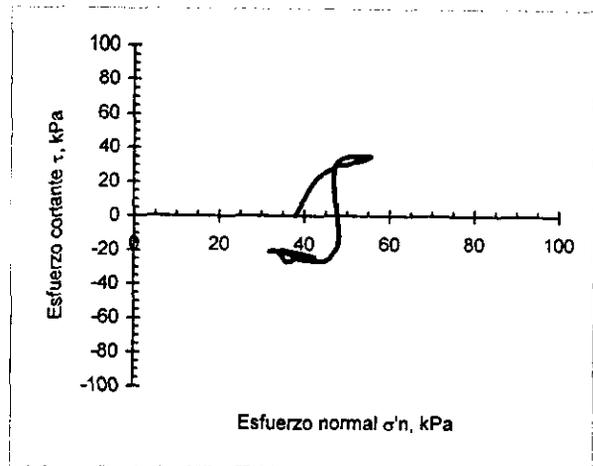
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

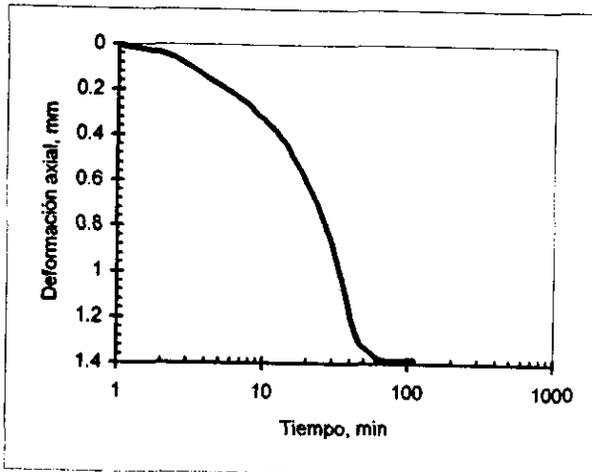


Esfuerzo cortante-deformación

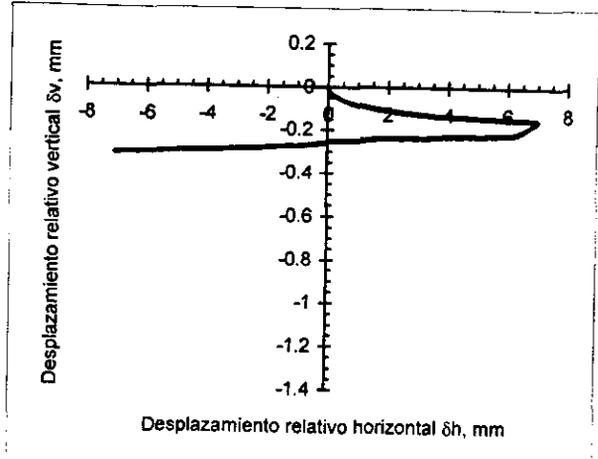


Trayectoria de esfuerzos

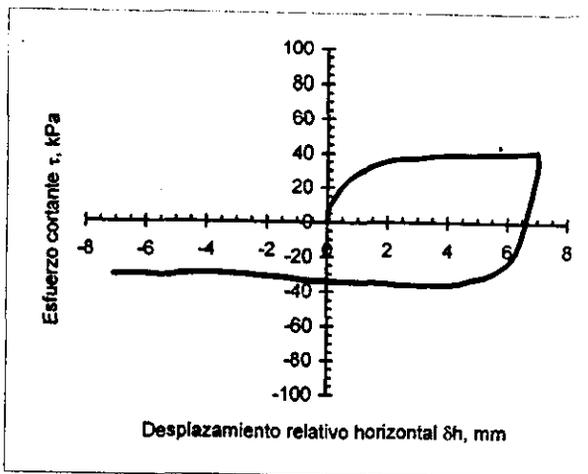
Fig 5.20 Resultados de la muestra 17: Prueba a FC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



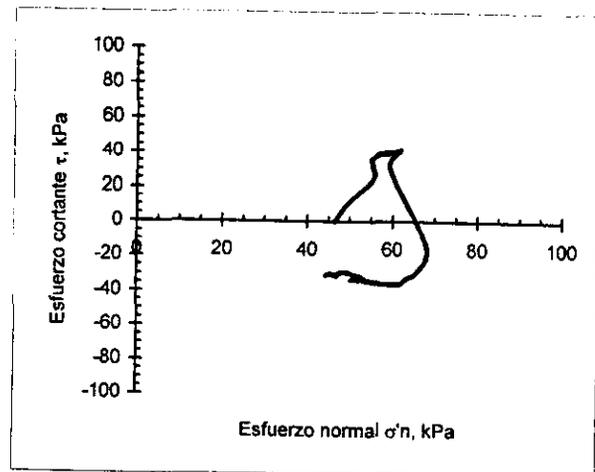
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

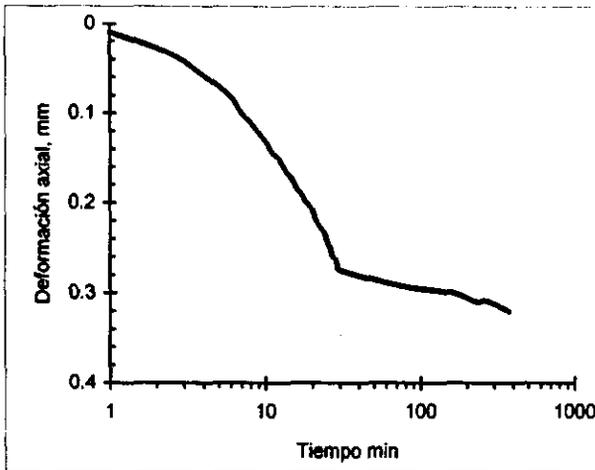


Esfuerzo cortante-deformación

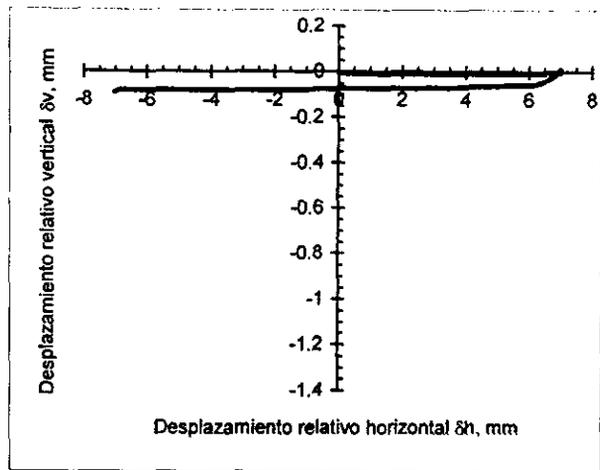


Trayectoria de esfuerzos

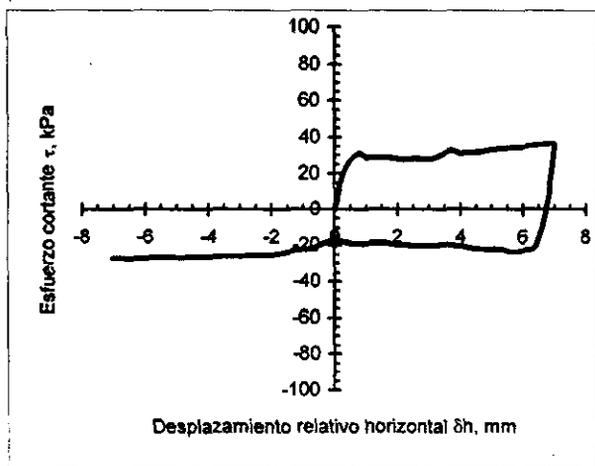
Fig 5.21 Resultados de la muestra 18: Prueba a FC, interfaz suelo-concreto (arcilla inalterada)



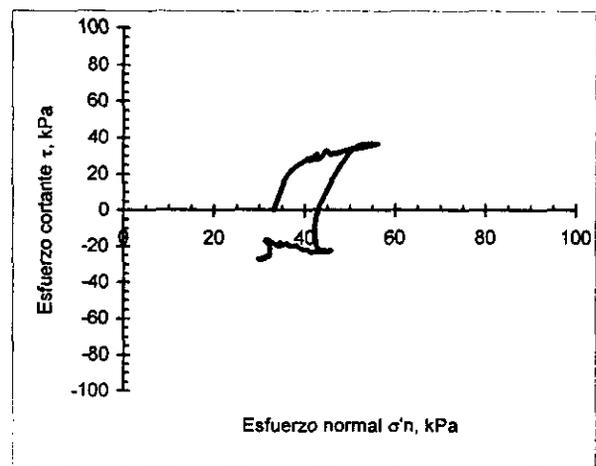
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

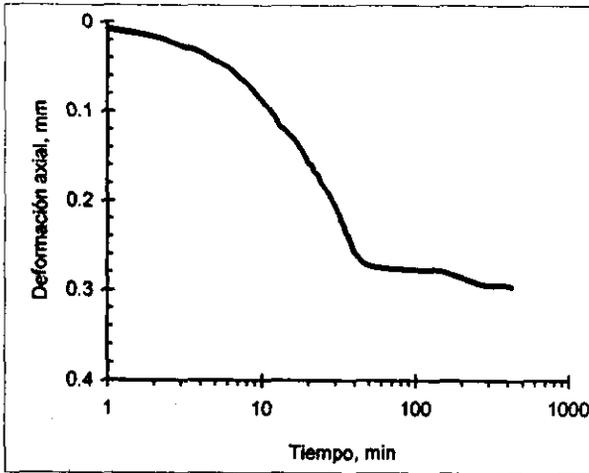


Esfuerzo cortante-deformación

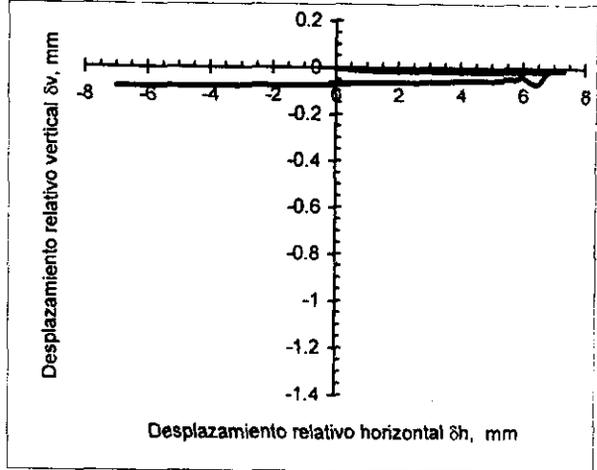


Trayectoria de esfuerzos

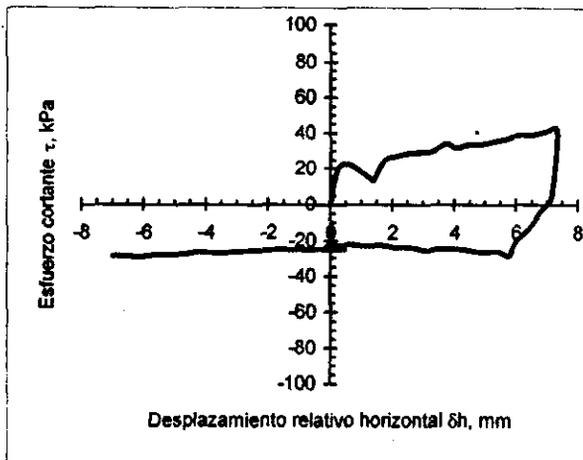
Fig 5.22 Resultados de la muestra 19: prueba a VC, interfaz suelo-acero (arcilla inalterada)



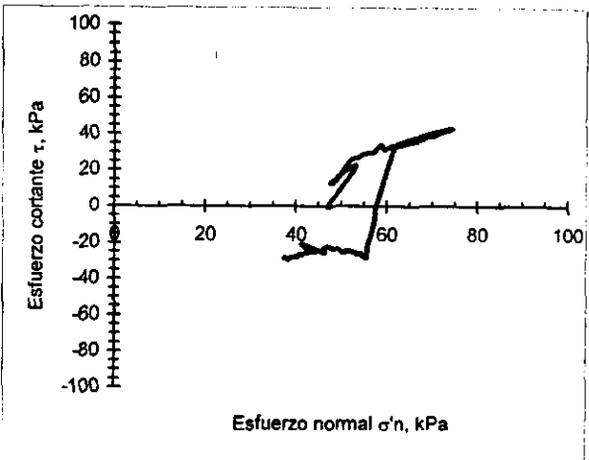
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

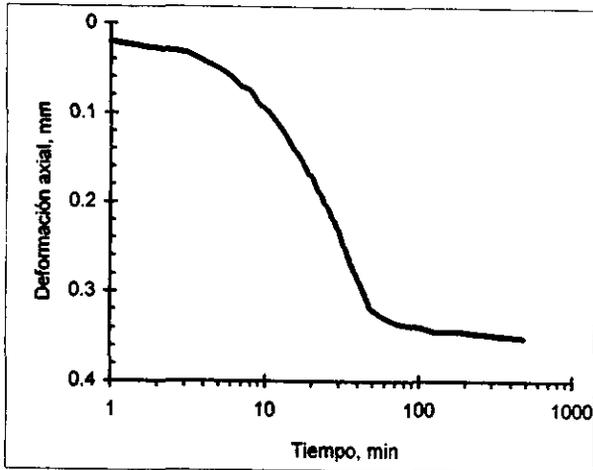


Esfuerzo cortante-deformación

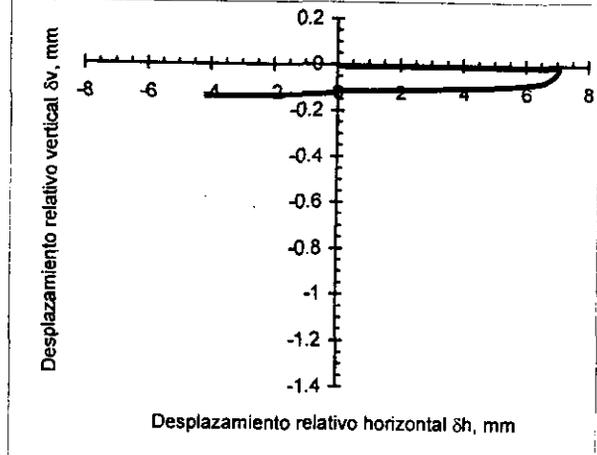


Trayectoria de esfuerzos

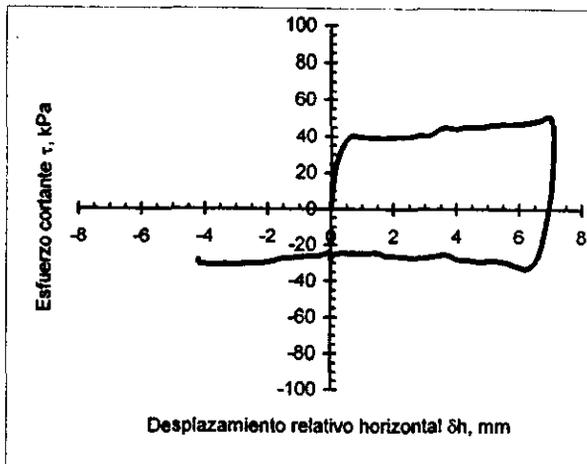
Fig 5.23 Resultados de la muestra 20: prueba a VC, interfaz suelo-acero (arcilla inalterada)



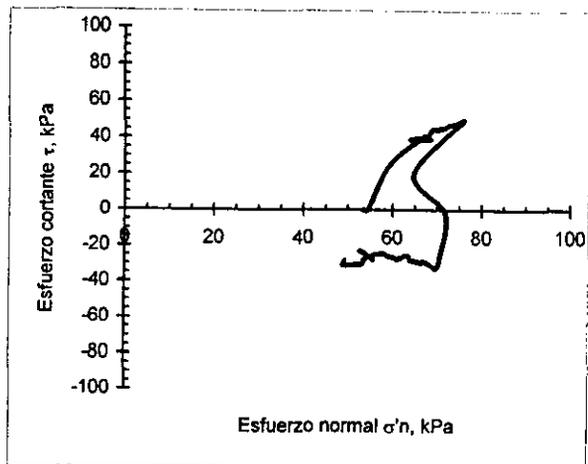
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

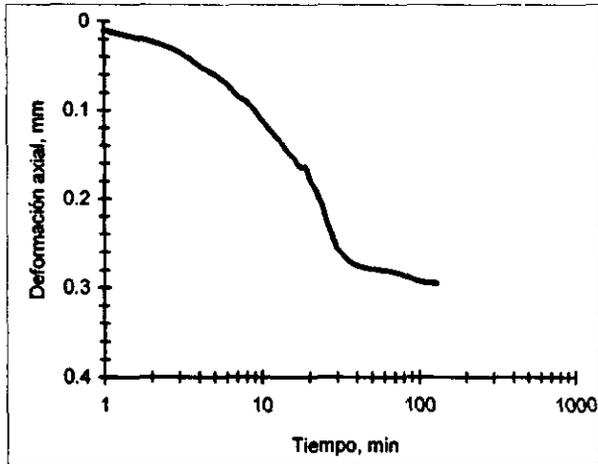


Esfuerzo cortante-deformación

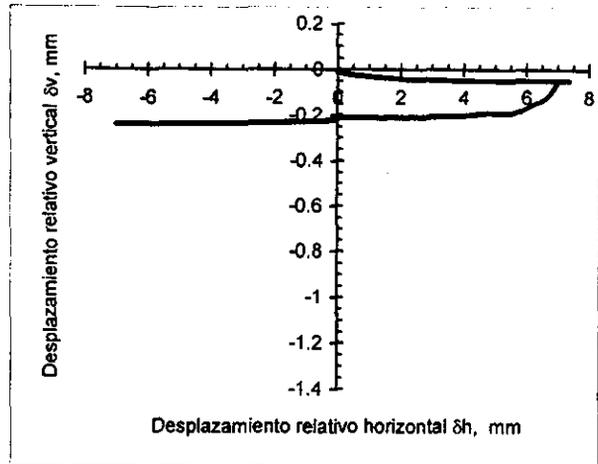


Trayectoria de esfuerzos

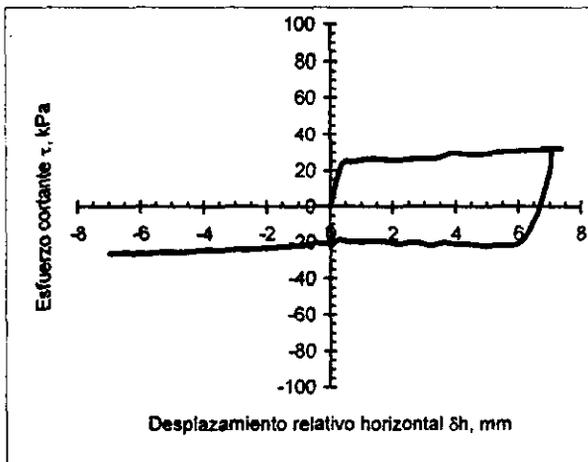
Fig 5.24 Resultados de la muestra 21: prueba a VC, interfaz suelo-acero (arcilla inalterada)



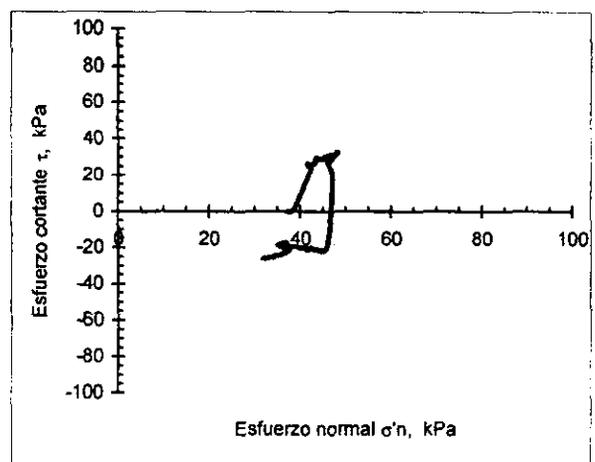
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

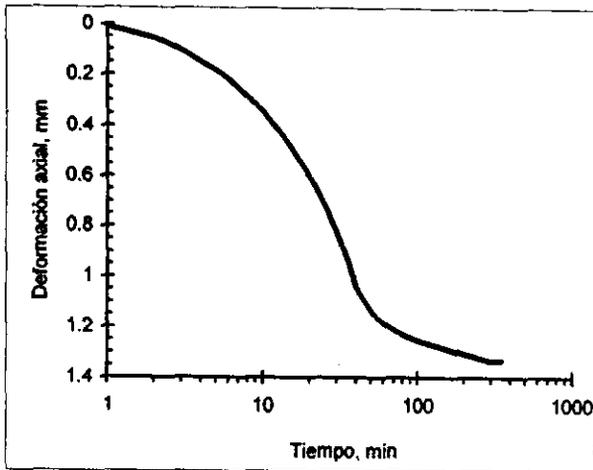


Esfuerzo cortante-deformación

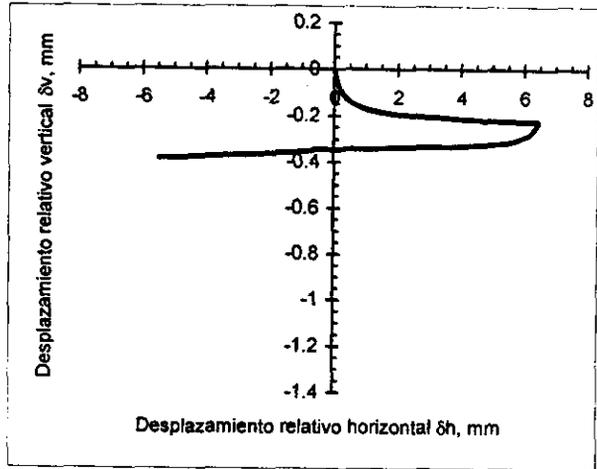


Trayectoria de esfuerzos

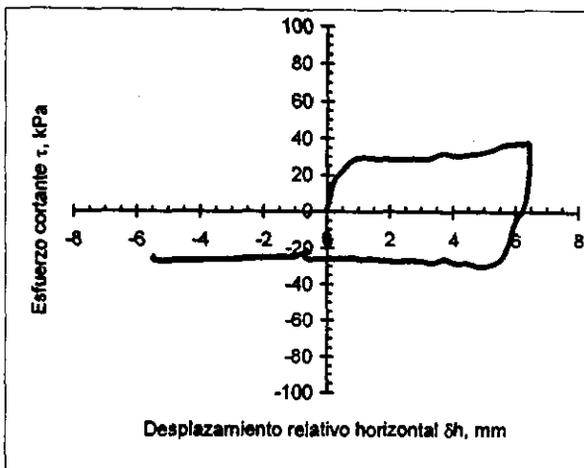
Fig 5.25 Resultados de la muestra 22: prueba a FC, interfaz suelo-acero (arcilla inalterada)



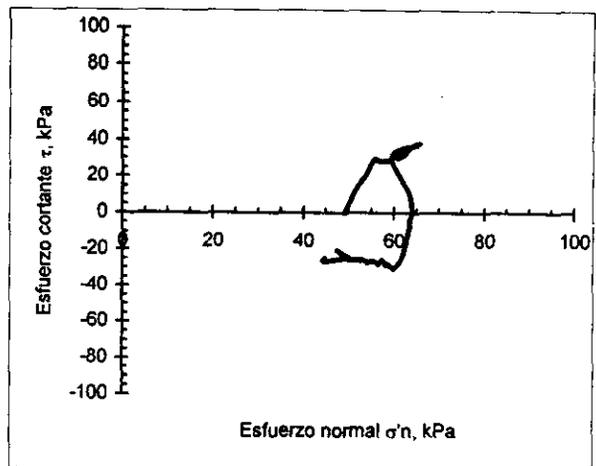
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

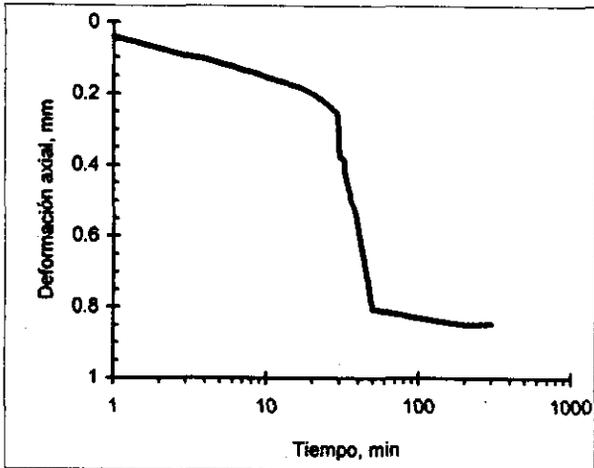


Esfuerzo cortante-deformación

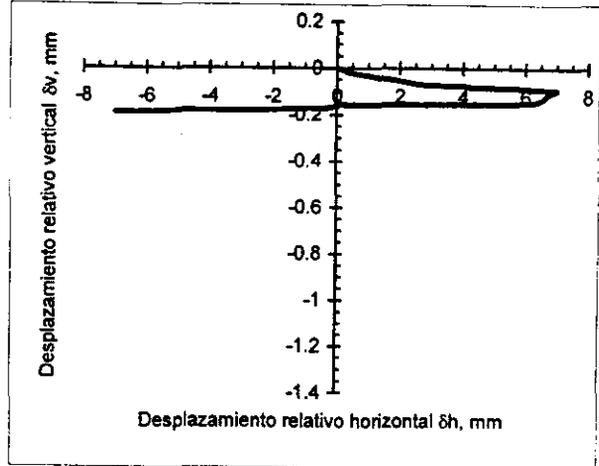


Trayectoria de esfuerzos

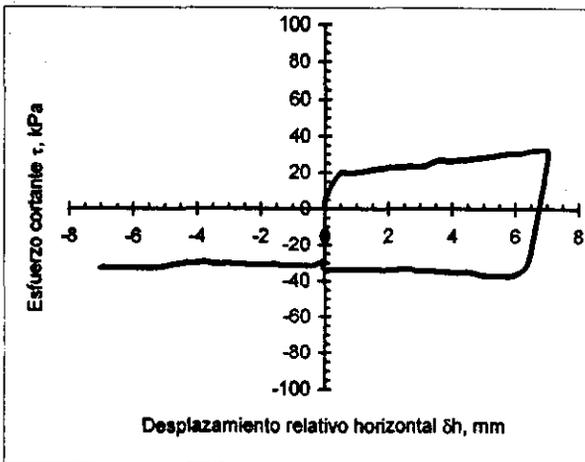
Fig 5.26 Resultados de la muestra 23: prueba a FC, interfaz suelo-acero (arcilla inalterada)



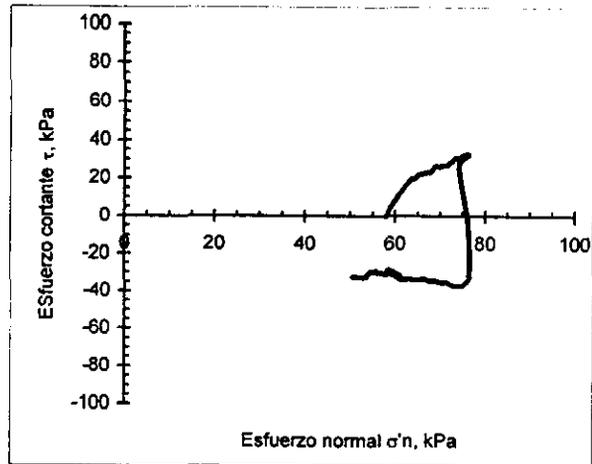
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos



Esfuerzo cortante-deformación



Trayectoria de esfuerzos

Fig 5.27 Resultados de la muestra 24: prueba a FC, interfaz suelo-acero (arcilla inalterada)

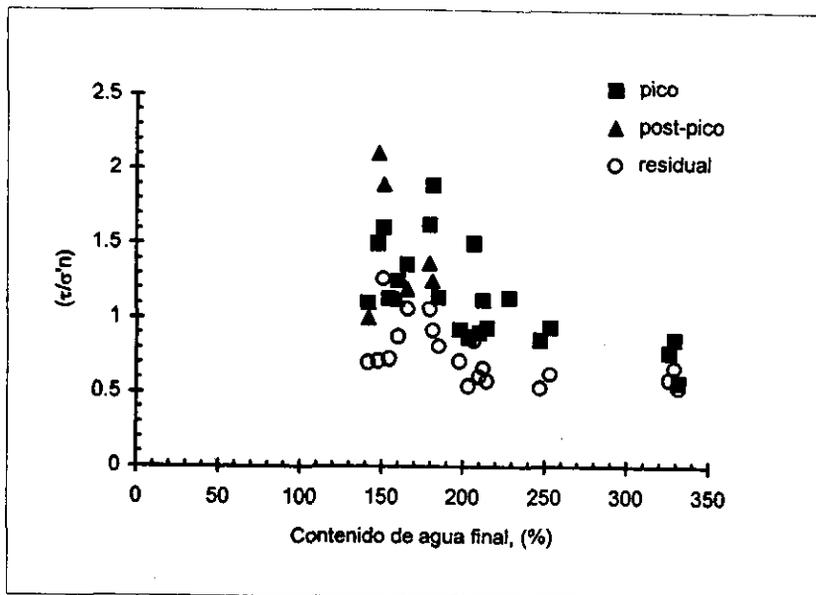


Fig 5.28 Influencia del contenido de agua en la relación de esfuerzos (todas las pruebas con arcilla inalterada)

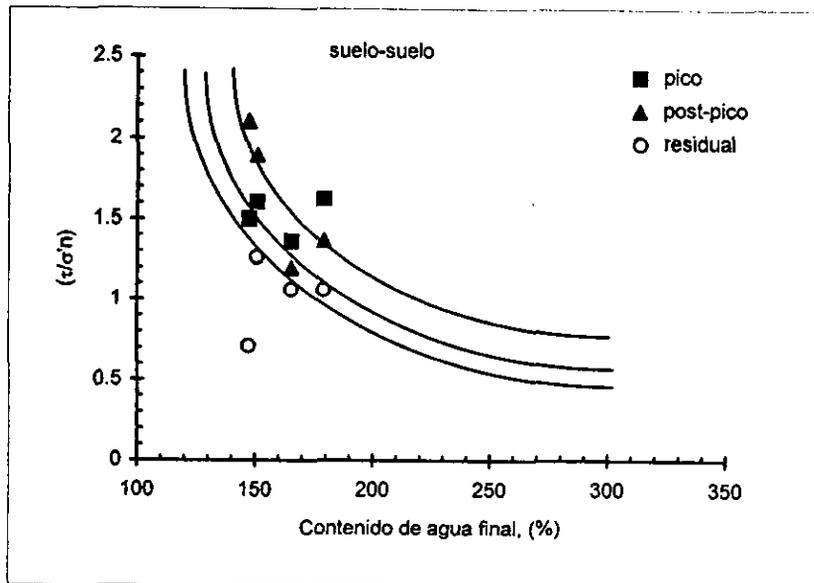


Fig 5.29 Influencia del contenido de agua en la relación de esfuerzos (pico, post-pico y residual) Pruebas suelo-suelo con arcilla inalterada

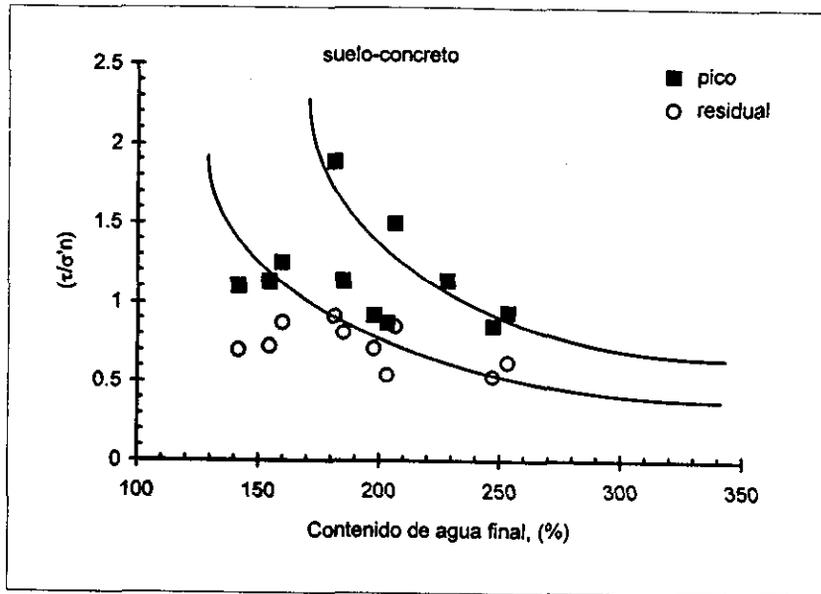


Fig 5.30 Influencia del contenido de agua en la relación de esfuerzos (pico y residual). Pruebas suelo-concreto con arcilla inalterada

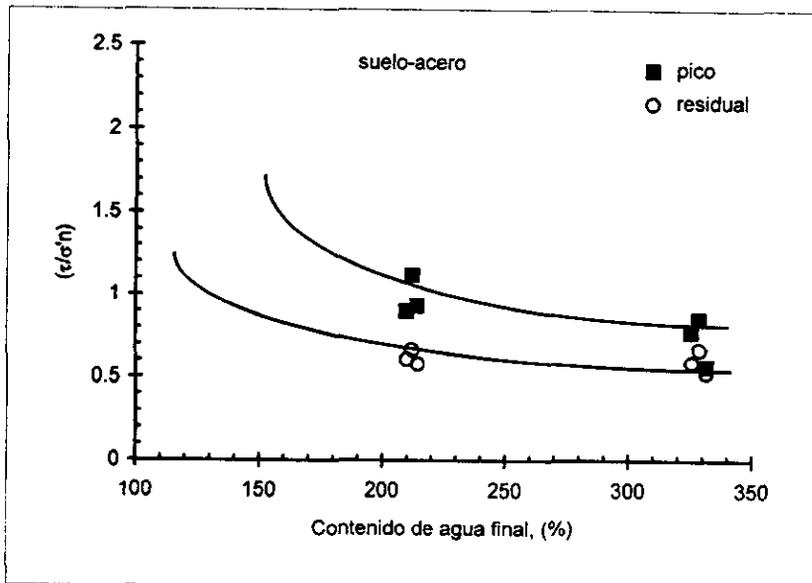


Fig 5.31 Influencia del contenido de agua en la relación de esfuerzos (pico y residual). Pruebas suelo-acero con arcilla inalterada

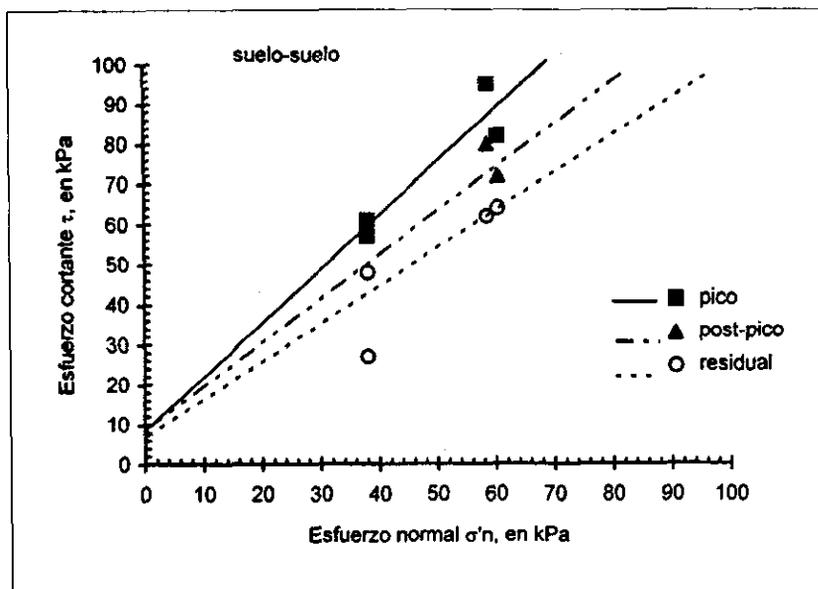


Fig 5.32 Envolventes de esfuerzo para el esfuerzo cortante pico, post-pico y residual; pruebas suelo-suelo con arcilla inalterada

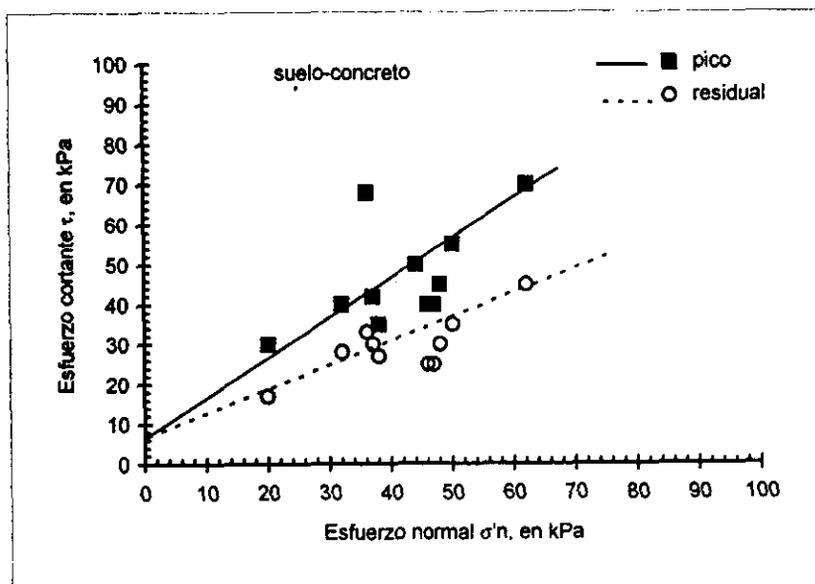


Fig 5.33 Envolventes de esfuerzo para el esfuerzo cortante pico y residual; pruebas suelo-concreto con arcilla inalterada

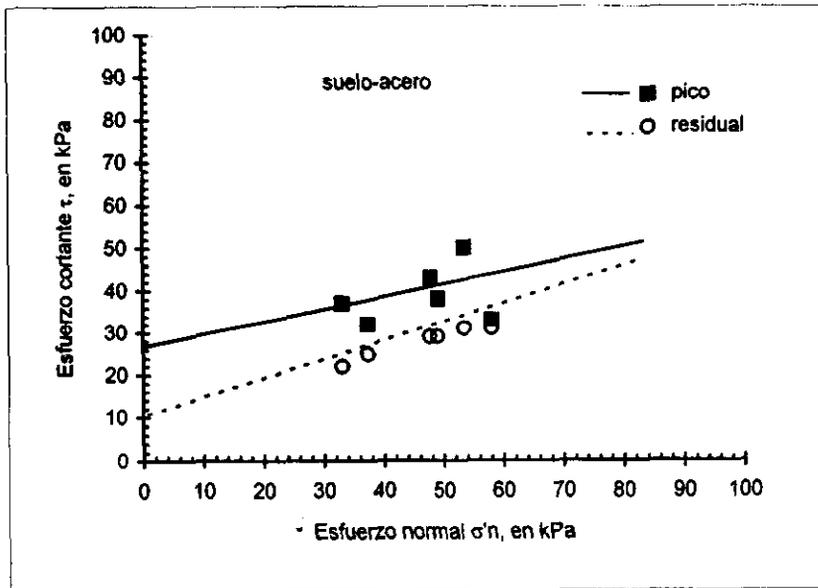
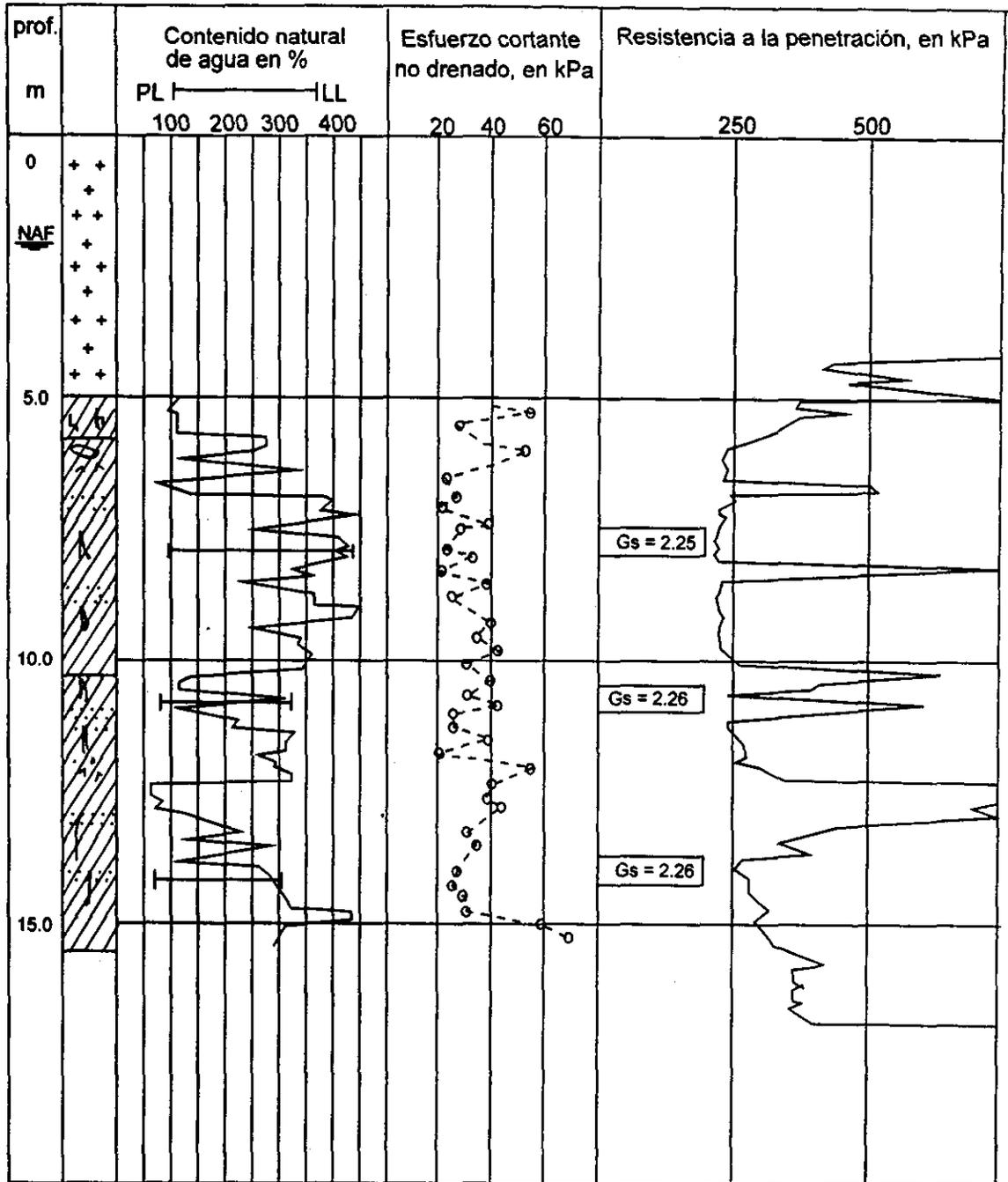


Fig 5.34 Envolventes de esfuerzo para el cortante pico y residual; pruebas suelo-acero con arcilla inalterada



S Shelby

- Relleno
- Arena
- Raices
- Ceniza volcanica
- Arcilla
- Fosiles
- Fisuras

Fig 5.35 Características geotécnicas del sitio utilizado para reproducir las condiciones de campo con la arcilla reconstituida, (Jaime et al, 1988)

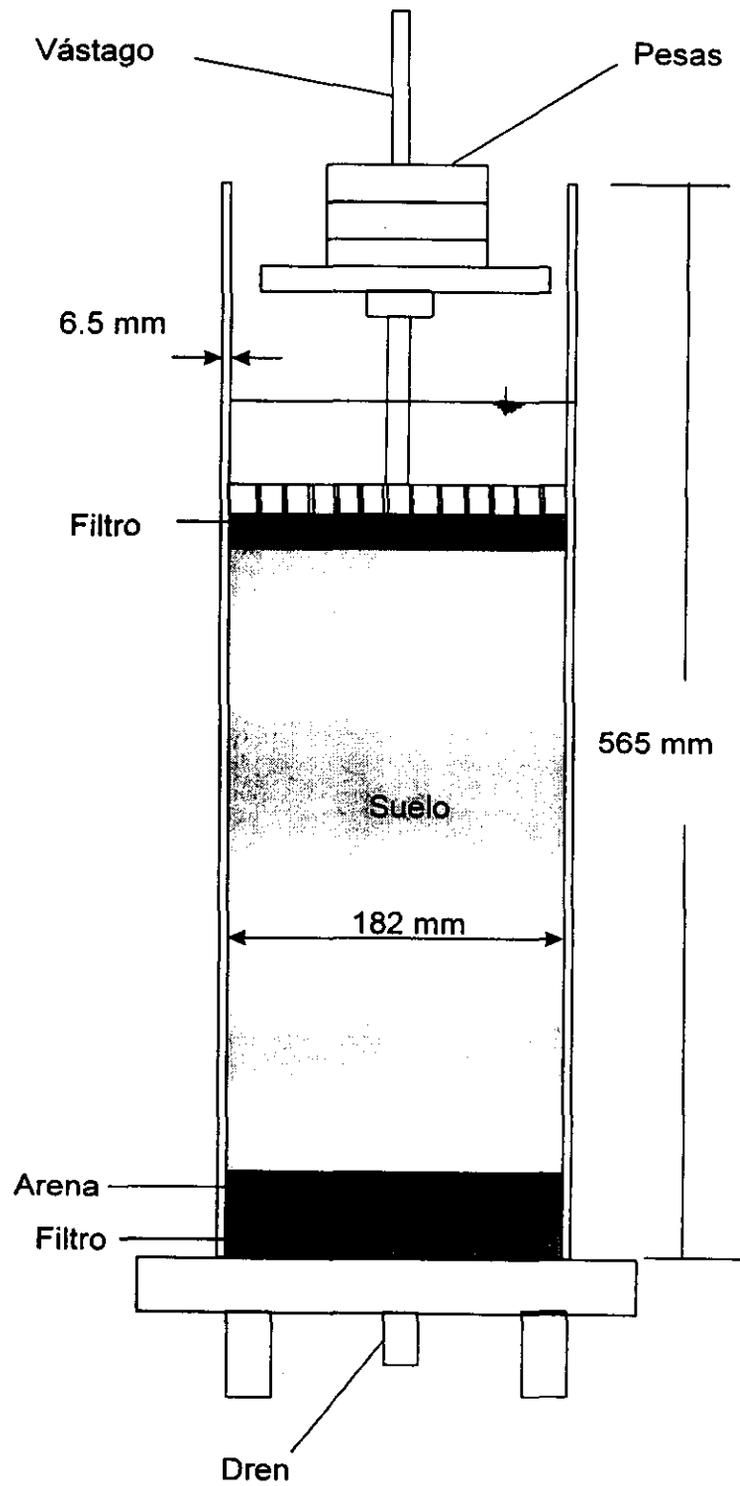
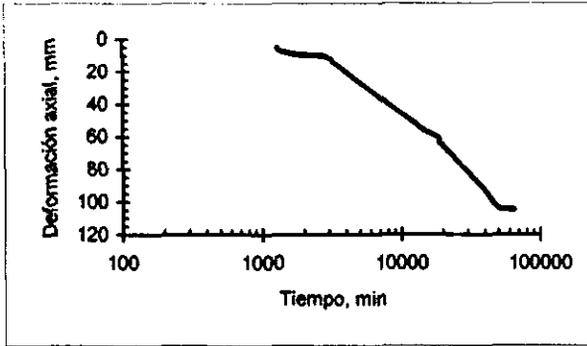
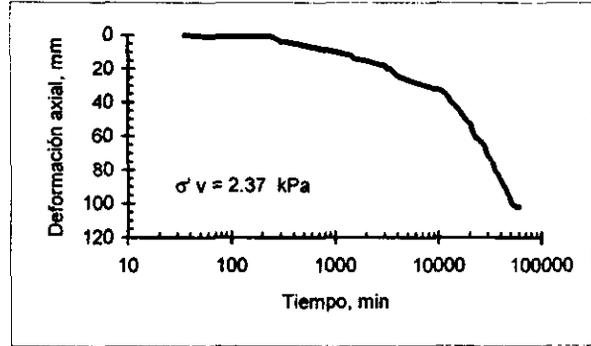


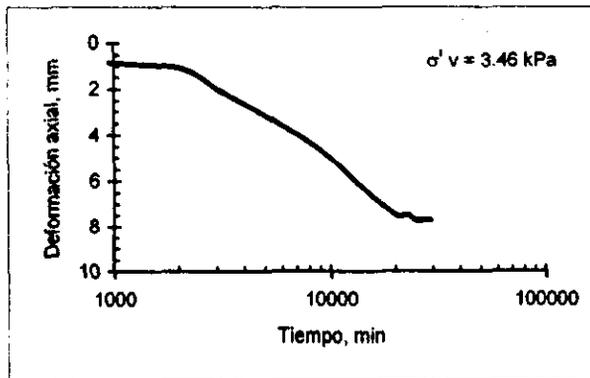
Fig 5.36 Consolidómetro para el material reconstituido



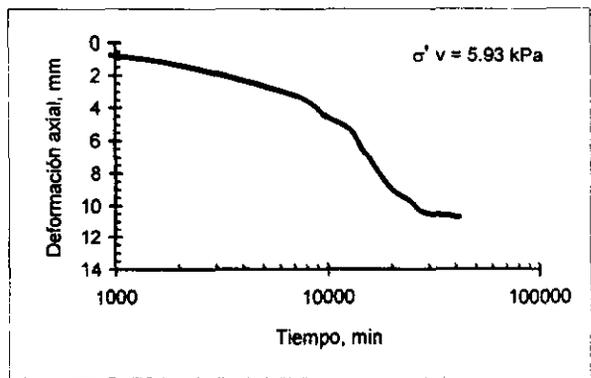
a) Sedimentación por peso propio



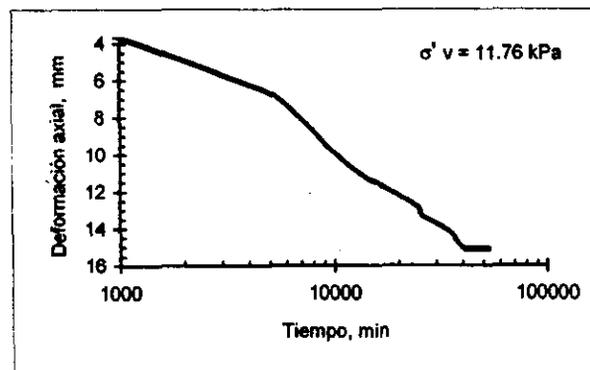
b) Curva de consolidación



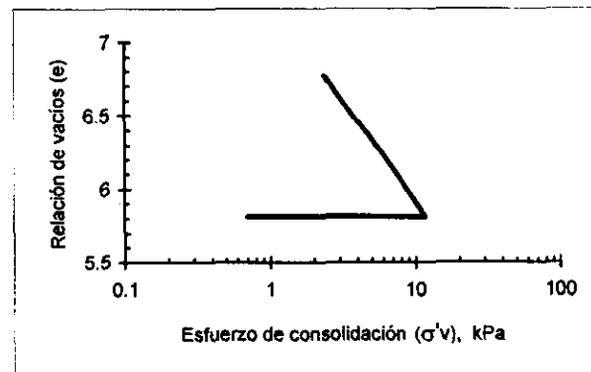
c) Curva de consolidación



d) Curva de consolidación

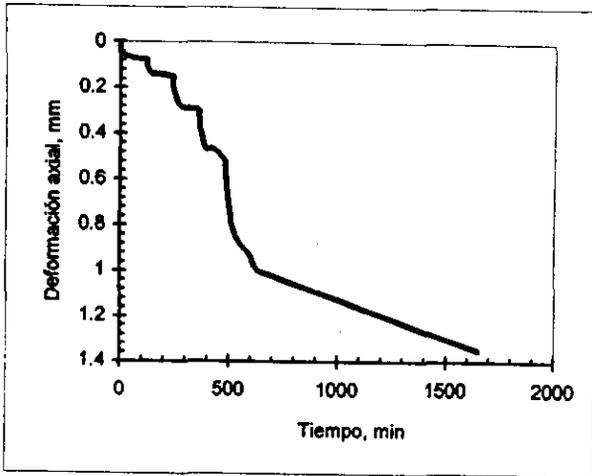


e) Curva de consolidación

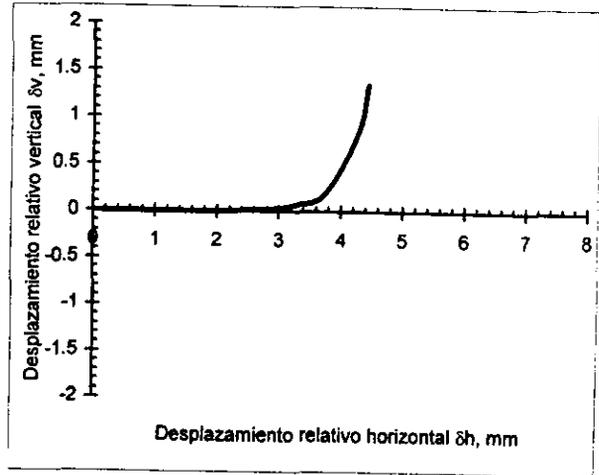


f) Curva de compresibilidad

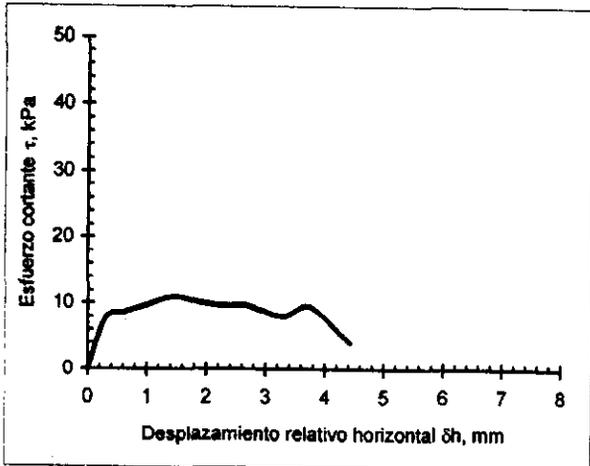
Fig 5.37 Etapas de consolidación del material reconstituido



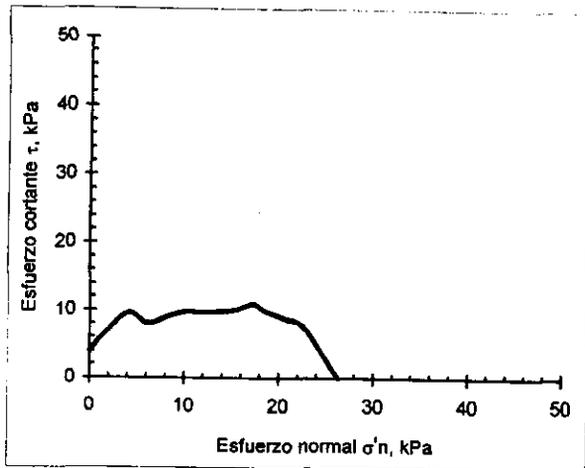
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

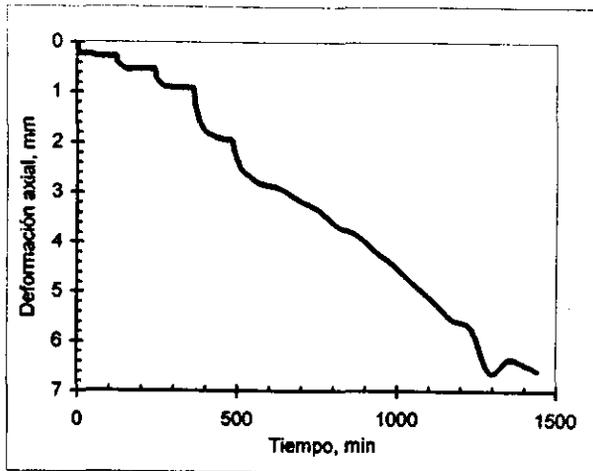


Esfuerzo cortante-deformación

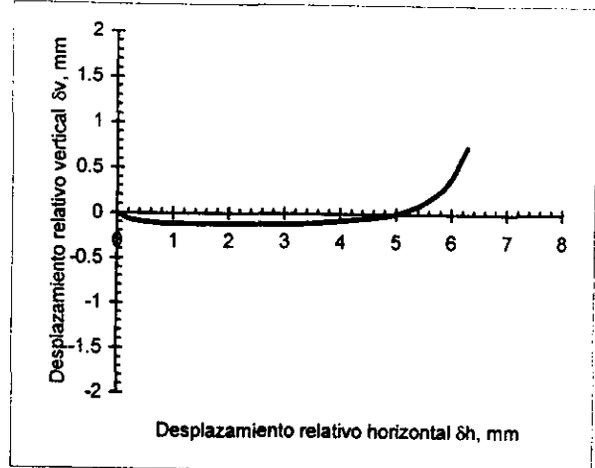


Trayectoria de esfuerzos

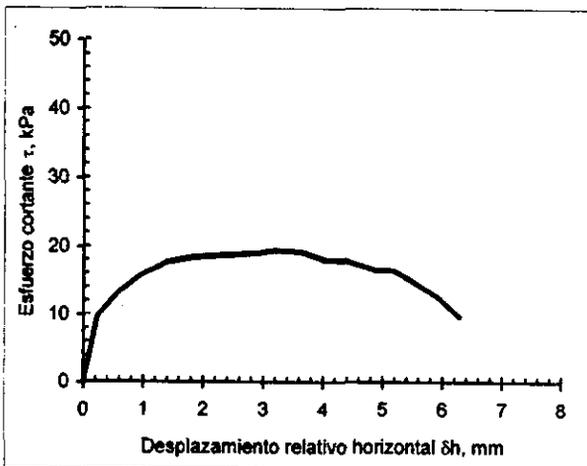
Fig 5.38 Resultados de la muestra 1: interfaz suelo-suelo, disminuyendo σ'_v (material reconstituido)



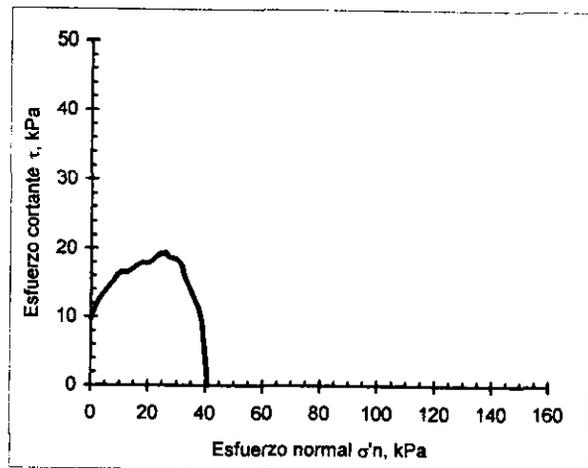
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

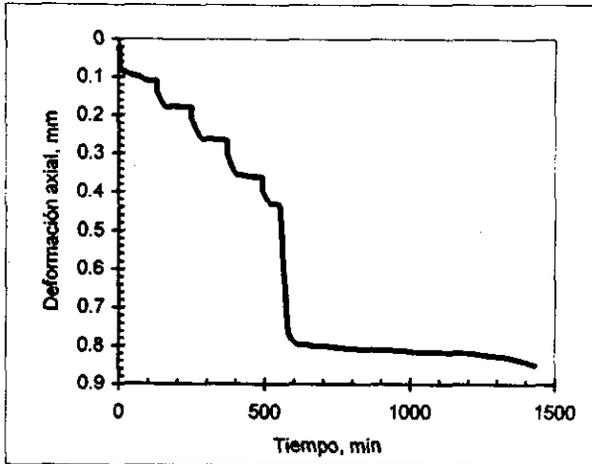


Esfuerzo cortante-deformación

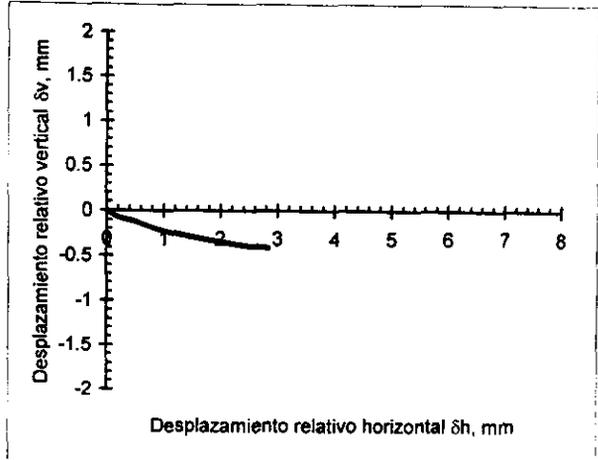


Trayectoria de esfuerzos

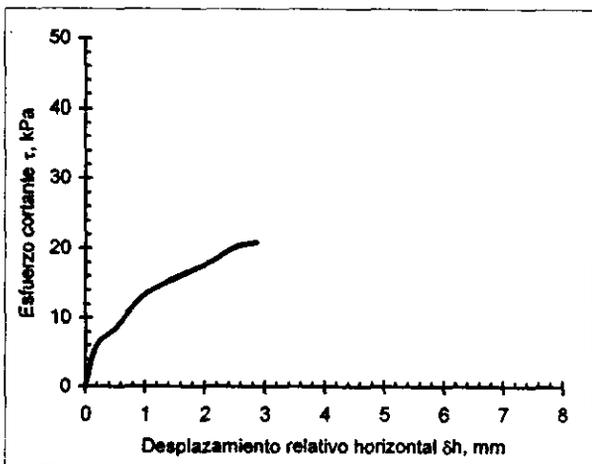
Fig 5.39 Resultados de la muestra 2: interfaz suelo-suelo, disminuyendo σ'_v (material reconstituido)



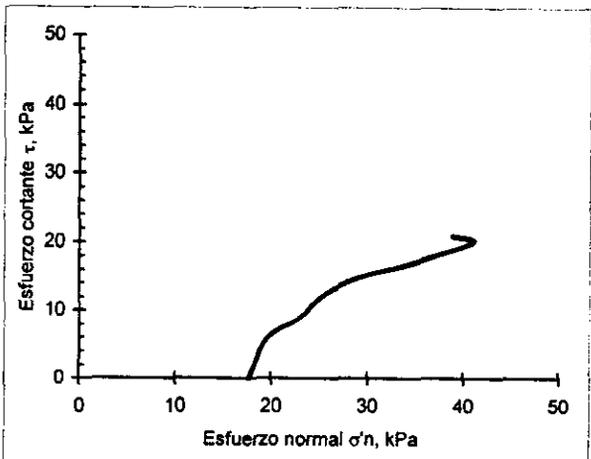
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

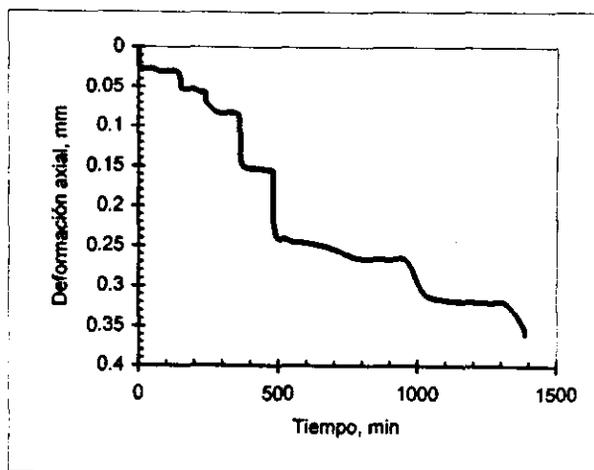


Esfuerzo cortante-deformación

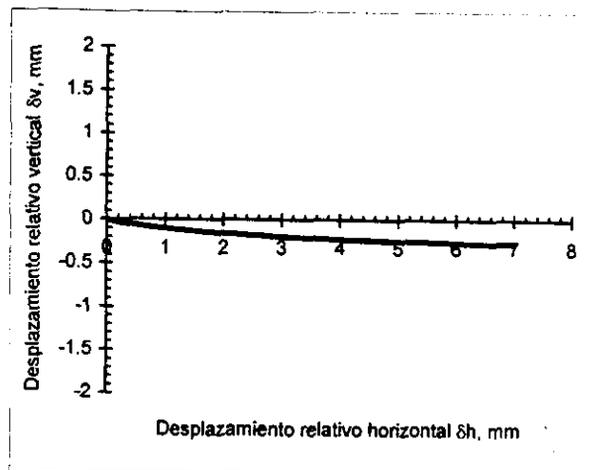


Trayectoria de esfuerzos

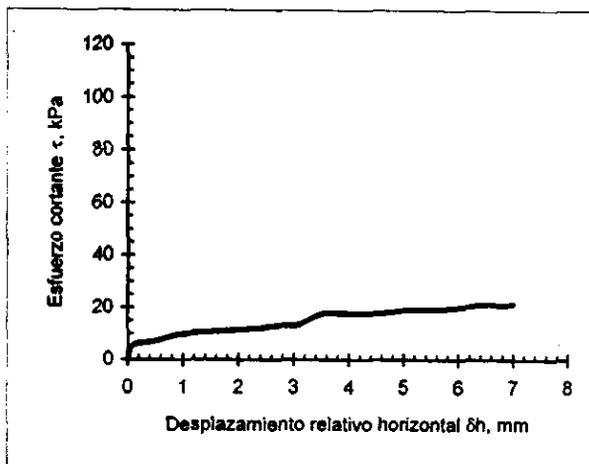
Fig 5.40 Resultados de la muestra 3: interfaz suelo-suelo, aumentando σ'_v (material reconstituido)



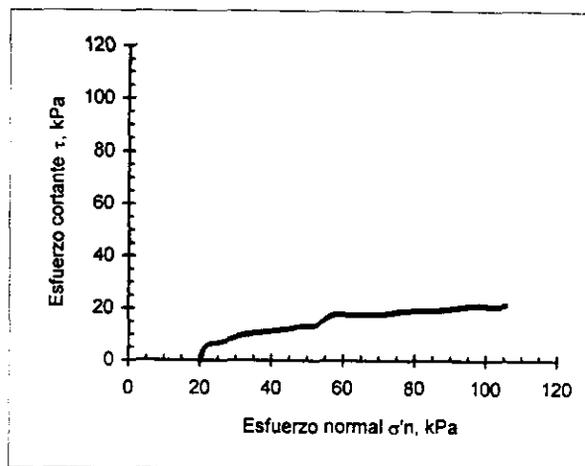
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

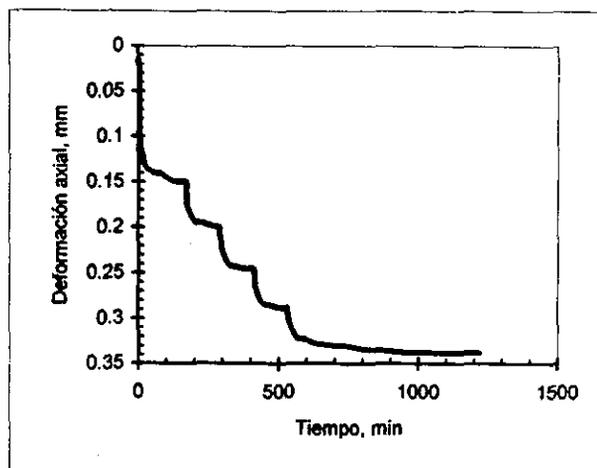


Esfuerzo cortante-deformación

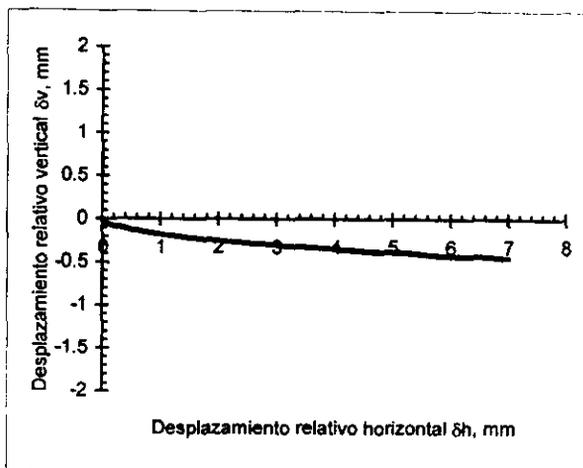


Trayectoria de esfuerzos

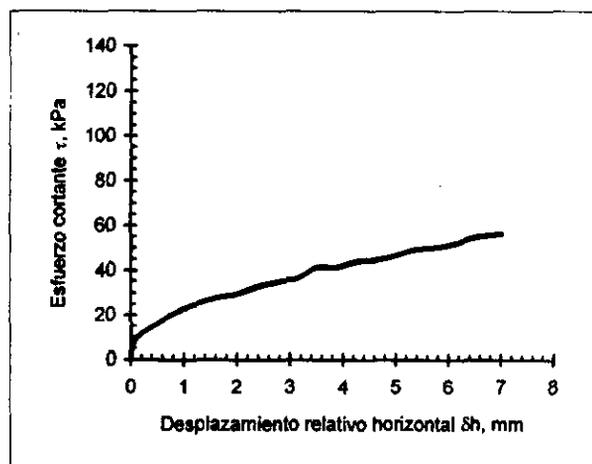
Fig 5.41 Resultados de la muestra 4: interfaz suelo-suelo, aumentando σ'_v (material reconstituido)



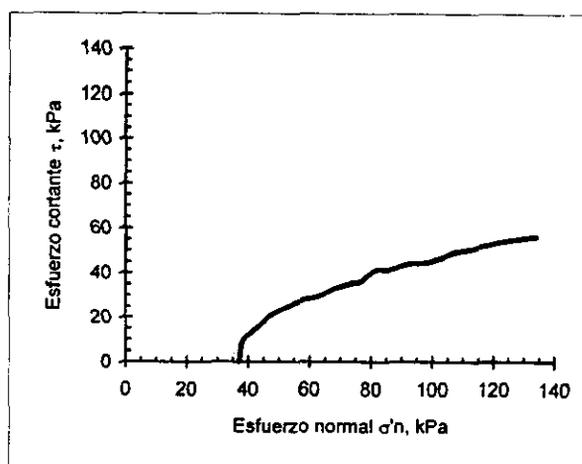
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

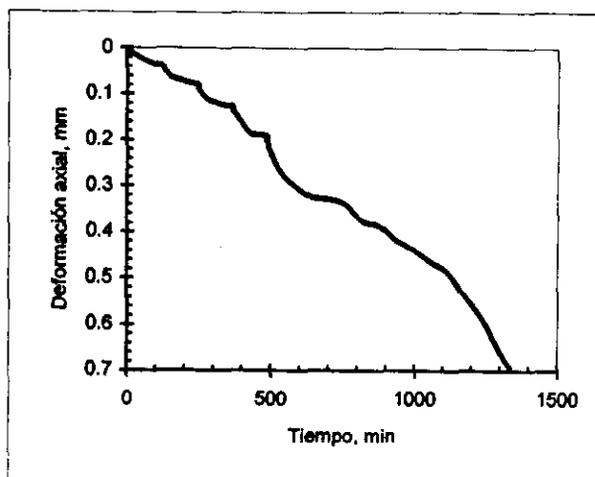


Esfuerzo cortante-deformación

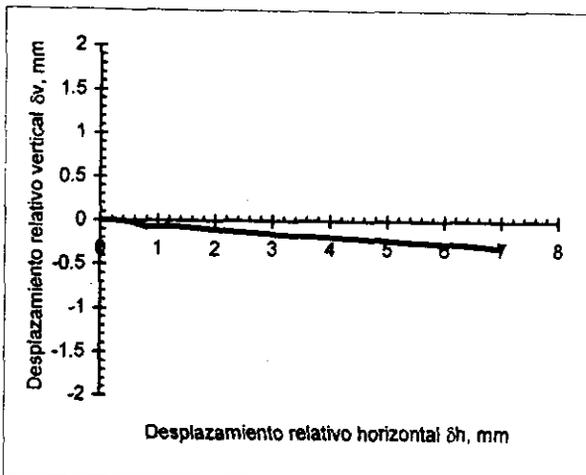


Trayectoria de esfuerzos

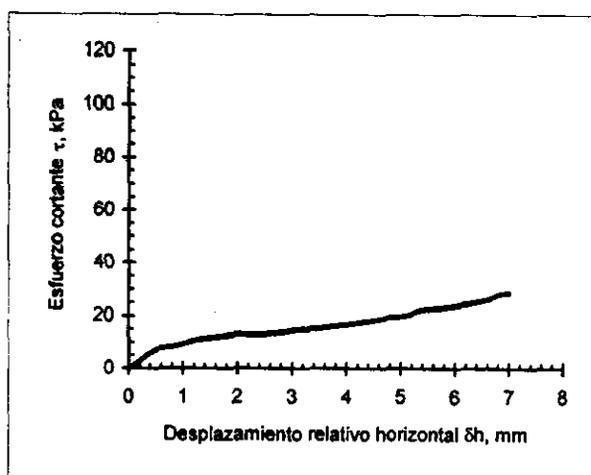
Fig 5.42 Resultados de la muestra 5: interfaz suelo-suelo, aumentando σ'_v (material reconstituido)



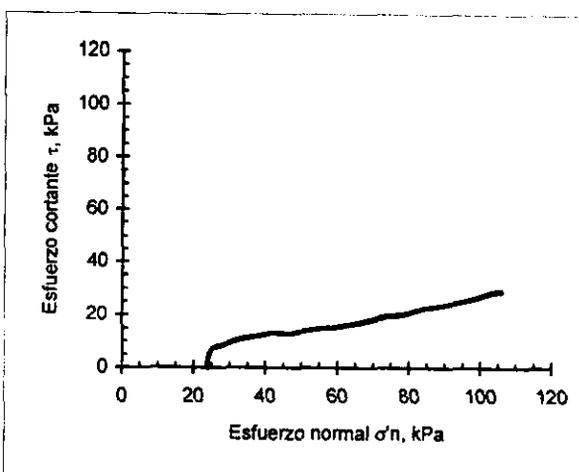
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

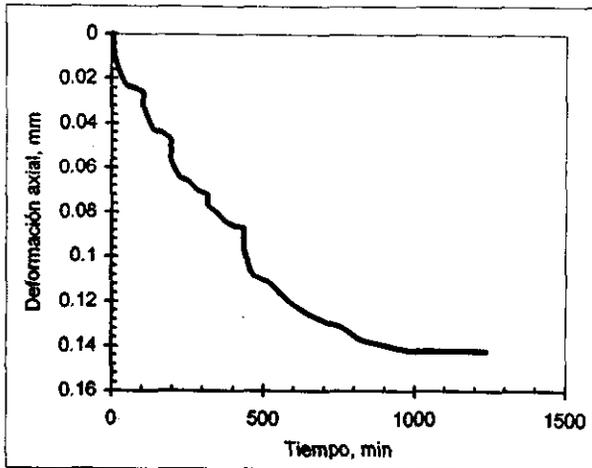


Esfuerzo cortante-deformación

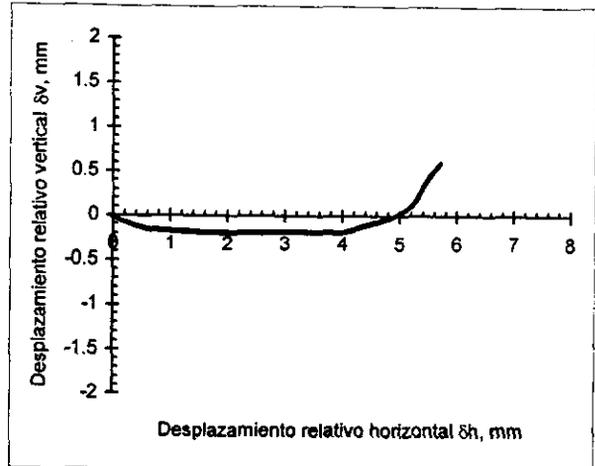


Trayectoria de esfuerzos

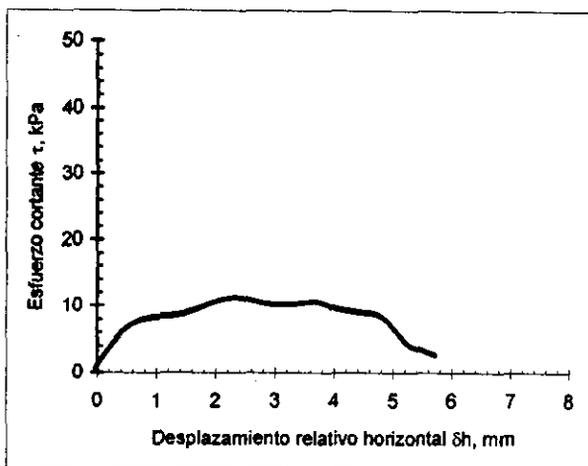
Fig 5.43 Resultados de la muestra 6: interfaz suelo-suelo, aumentando σ'_v (material reconstituido)



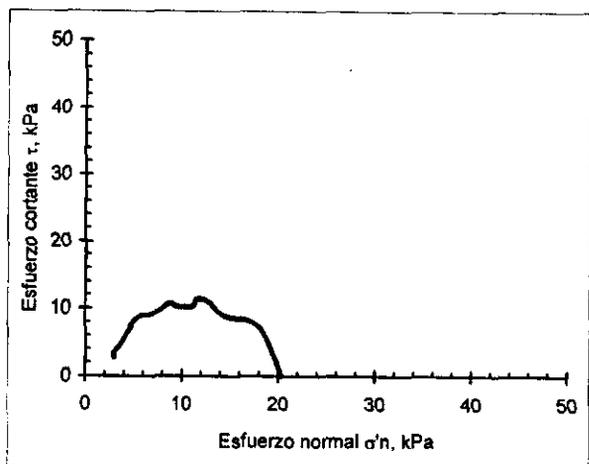
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

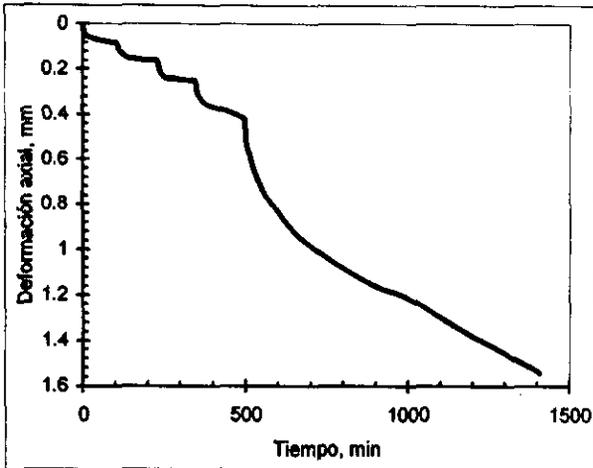


Esfuerzo cortante-deformación

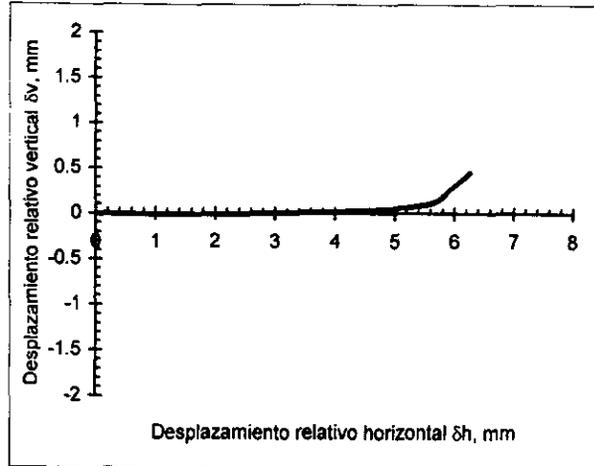


Trayectoria de esfuerzos

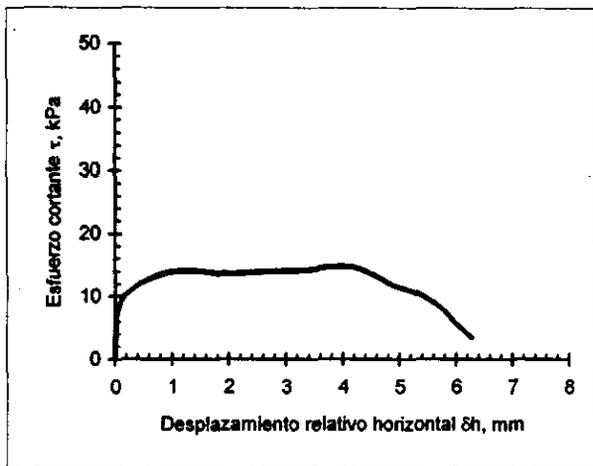
Fig 5.44 Resultados de la muestra 7: interfaz suelo-concreto, disminuyendo σ'_v (material reconstituido)



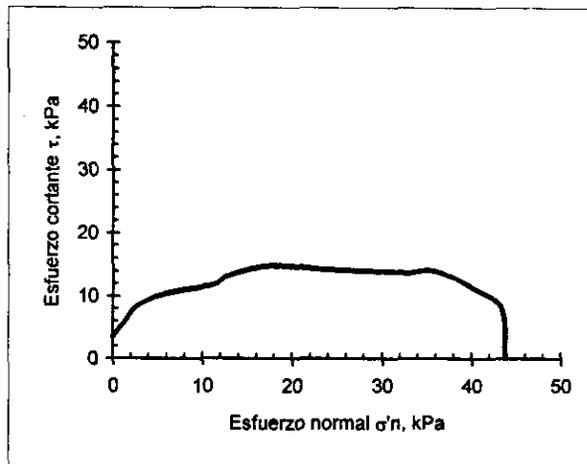
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

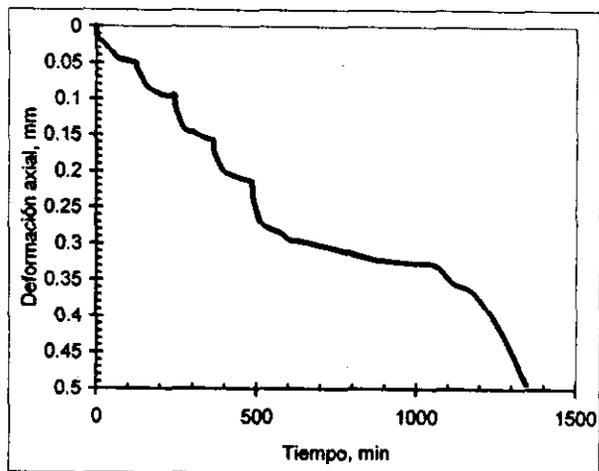


Esfuerzo cortante-deformación

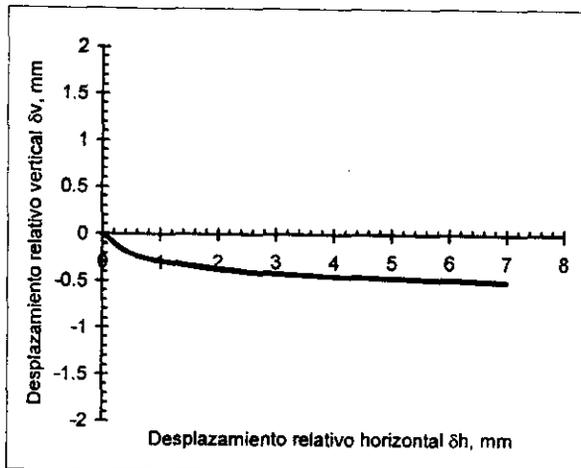


Trayectoria de esfuerzos

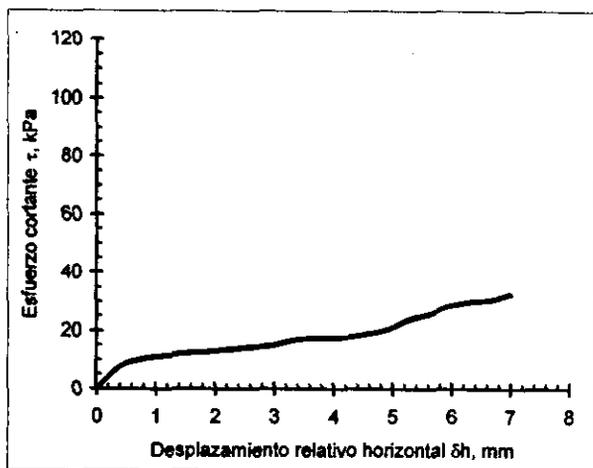
Fig 5.45 Resultados de la muestra 8: interfaz suelo-concreto, disminuyendo σ'_v (material reconstituido)



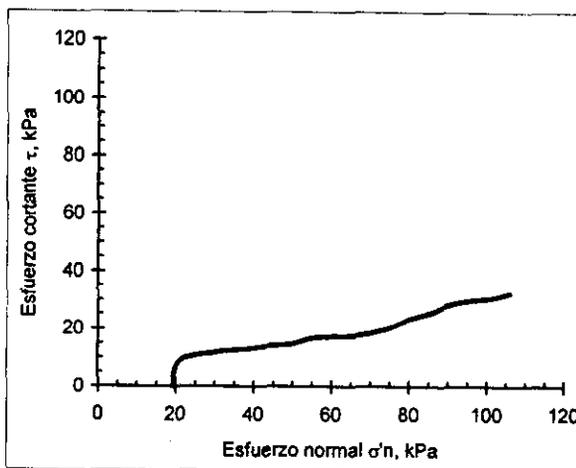
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

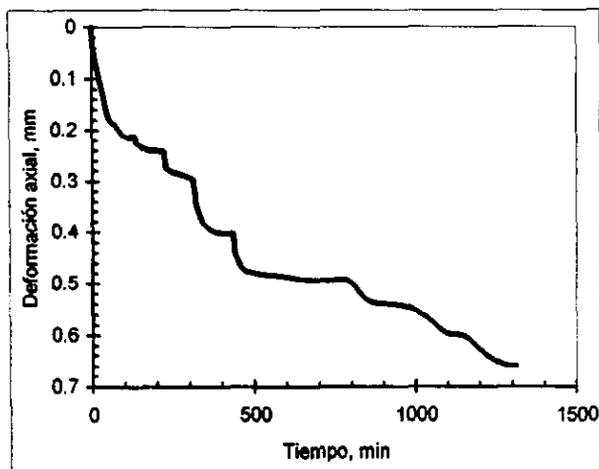


Esfuerzo cortante-deformación

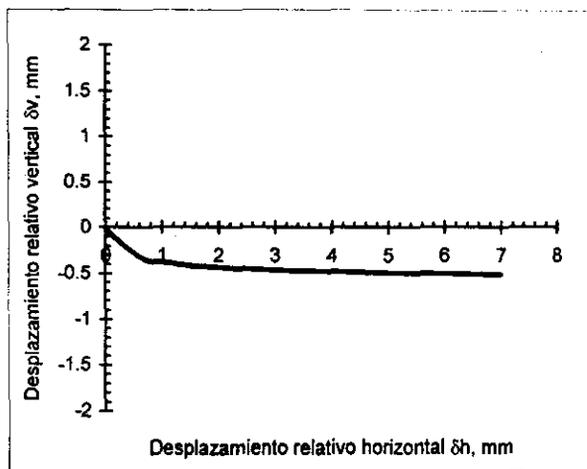


Trayectoria de esfuerzos

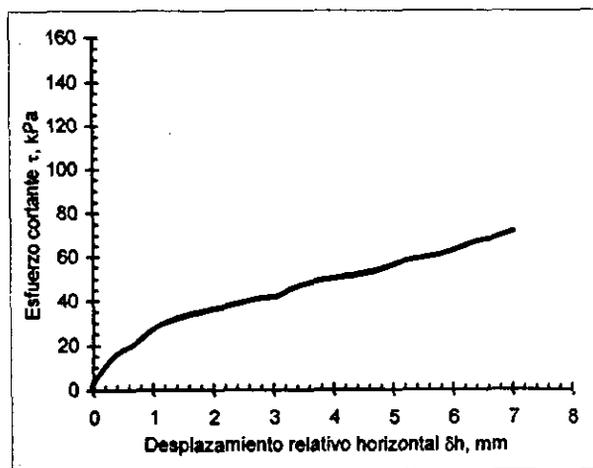
Fig 5.46 Resultados de la muestra 9: interfaz suelo-concreto, aumentando σ'_v (material reconstituido)



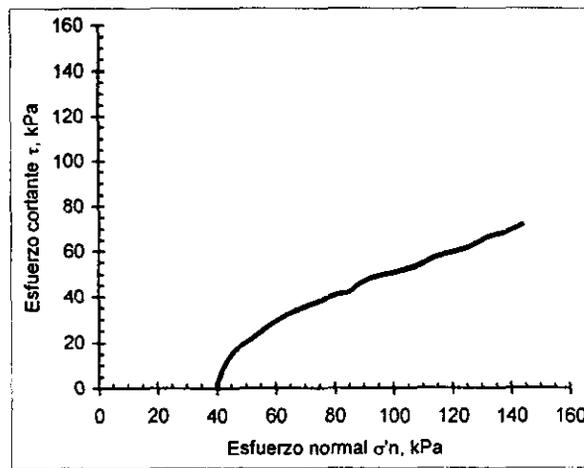
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

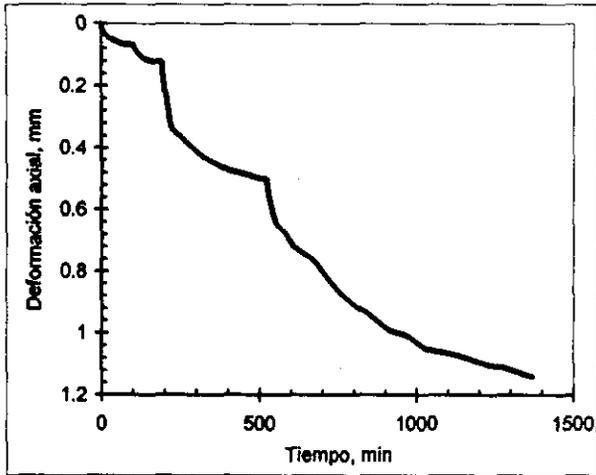


Esfuerzo cortante-deformación

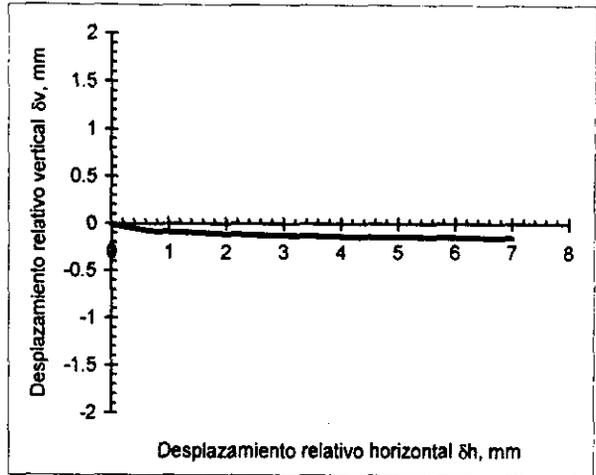


Trayectoria de esfuerzos

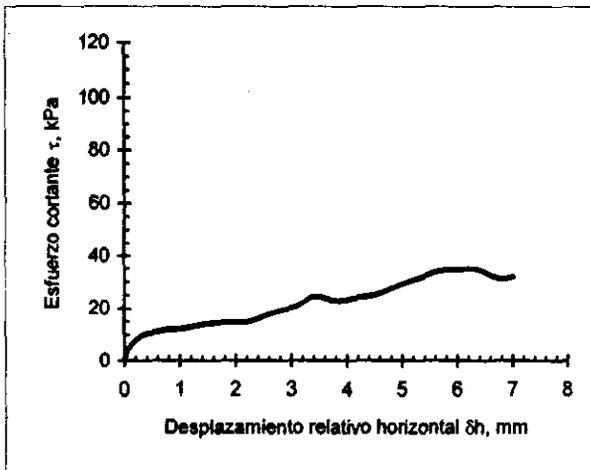
Fig 5.47 Resultados de la muestra 10: interfaz suelo-concreto, aumentando σ'_v (material reconstituido)



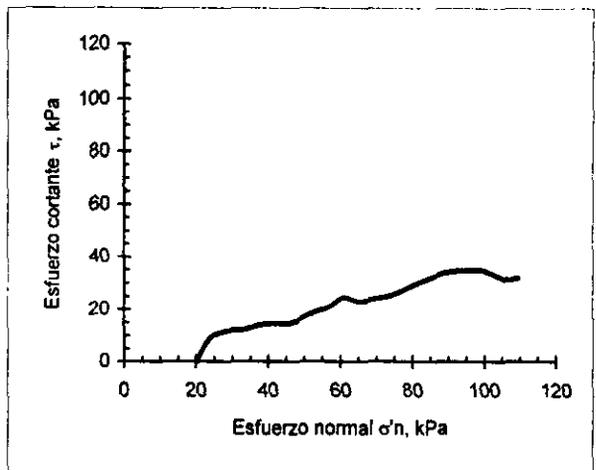
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

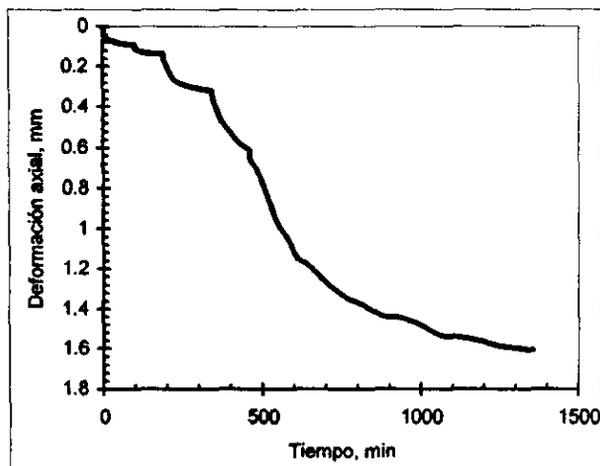


Esfuerzo cortante-deformación

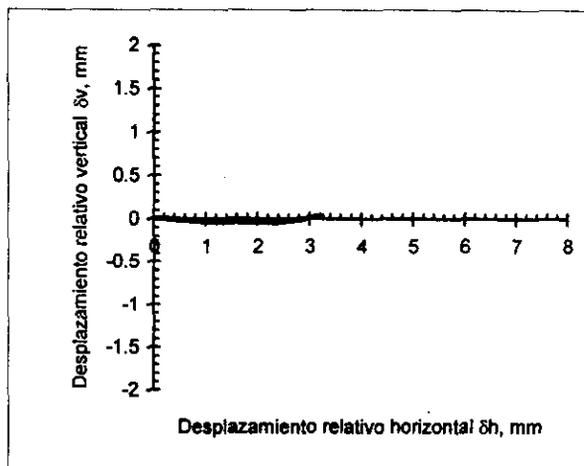


Trayectoria de esfuerzos

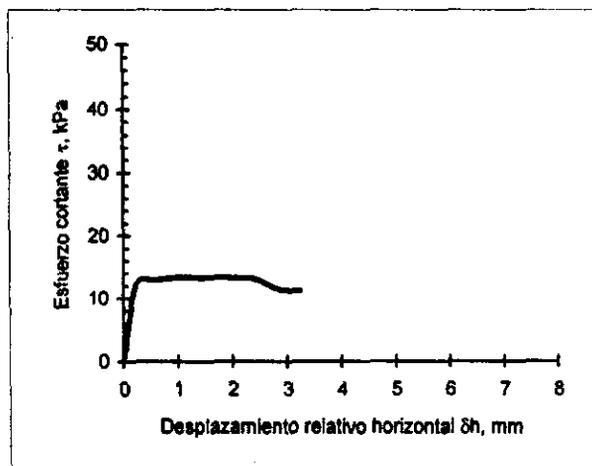
Fig 5.48 Resultados de la muestra 11: interfaz suelo-concreto, aumentando σ'_v (material reconstituido)



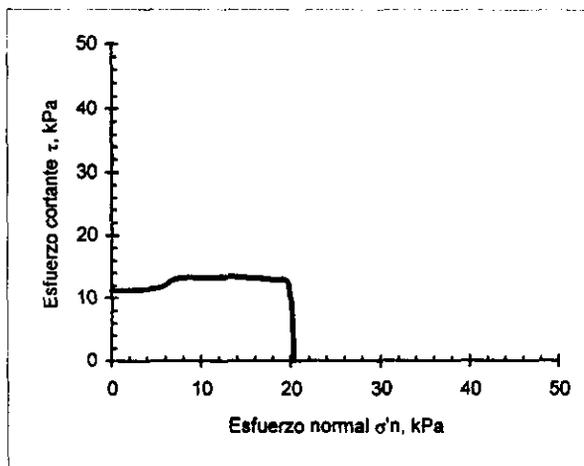
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

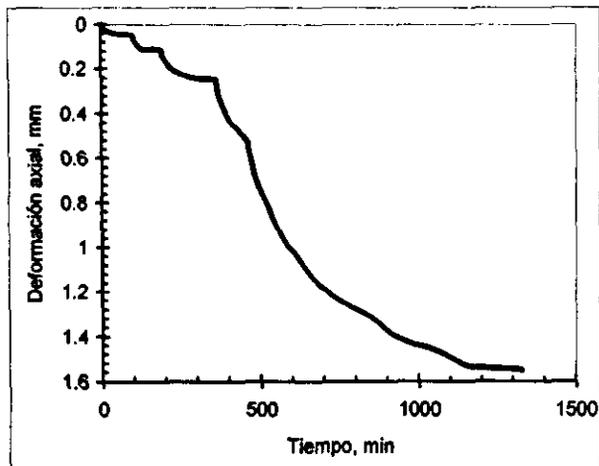


Esfuerzo cortante-deformación

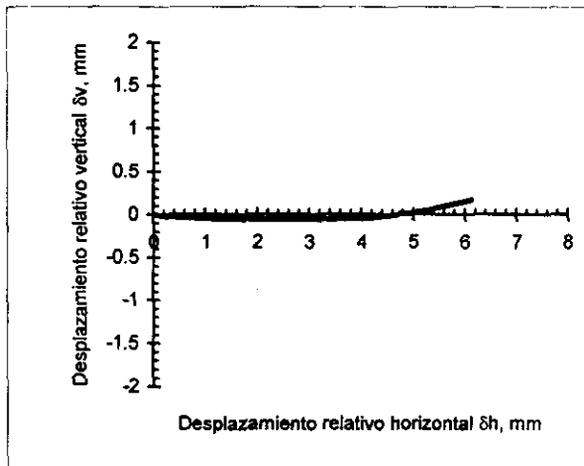


Trayectoria de esfuerzos

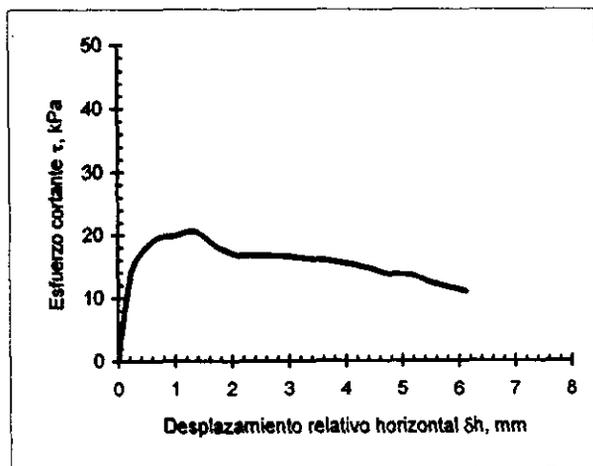
Fig 5.49 Resultados de la muestra 12: interfaz suelo-acero, disminuyendo σ'_v (material reconstituido)



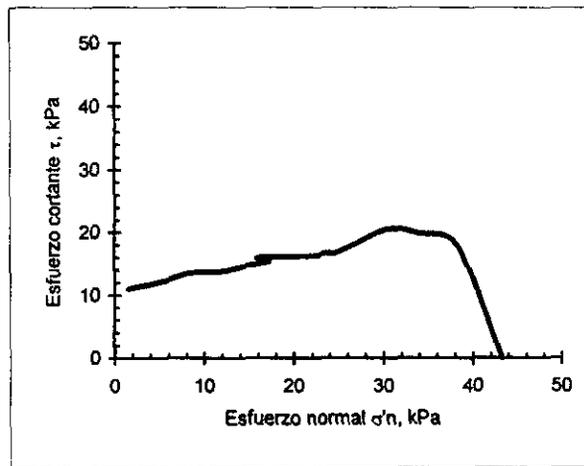
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

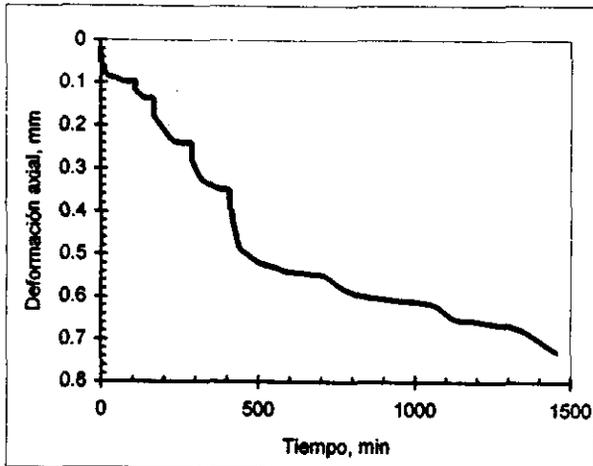


Esfuerzo cortante-deformación

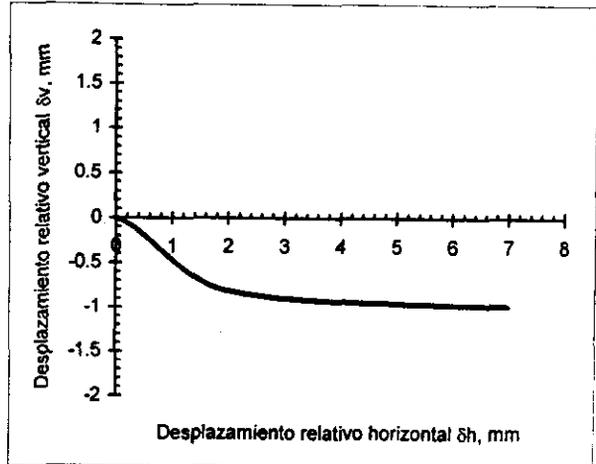


Trayectoria de esfuerzos

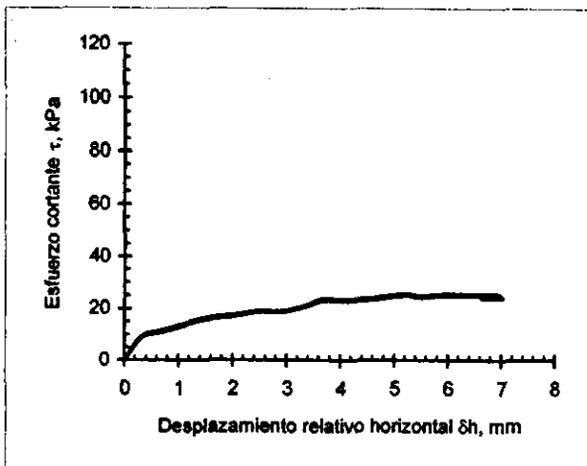
Fig 5.50 Resultados de la muestra 13: interfaz suelo-acero, disminuyendo σ'_v (material reconstituido)



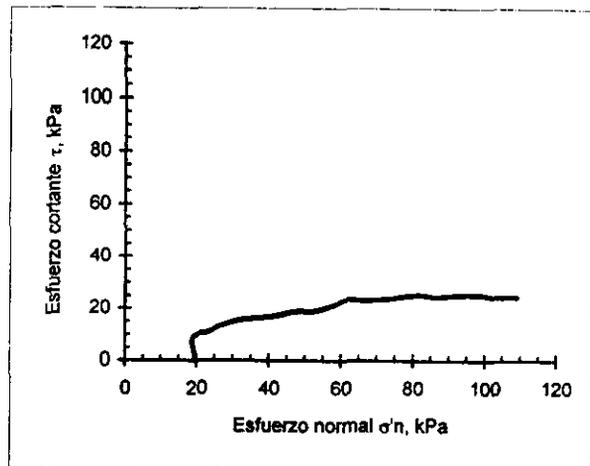
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos

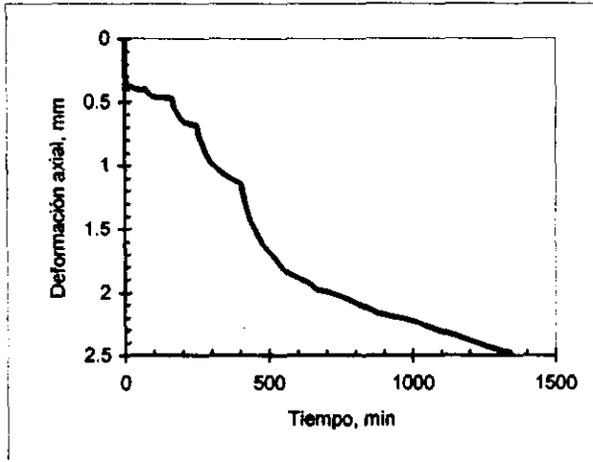


Esfuerzo cortante-deformación

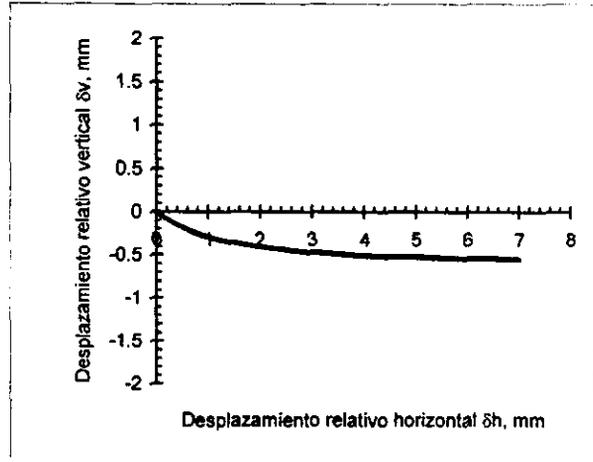


Trayectoria de esfuerzos

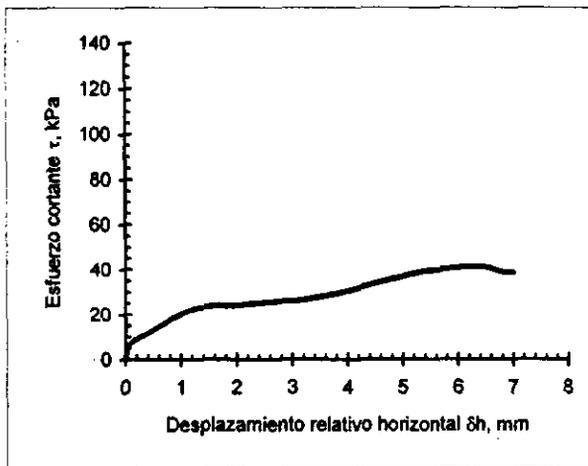
Fig 5.51 Resultados de la muestra 14: interfaz suelo-acero, aumentando σ'_v (material reconstituido)



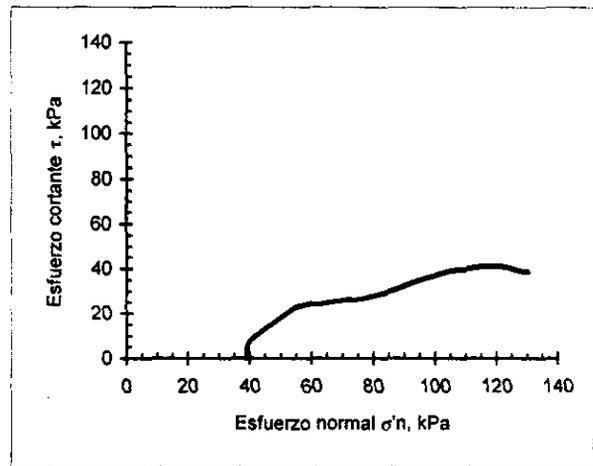
Curva de consolidación



Curva de desplazamientos



Esfuerzo cortante-deformación



Trayectoria de esfuerzos

Fig 5.52 Resultados de la muestra 15: interfaz suelo-acero, aumentando σ'_v (material reconstituido)

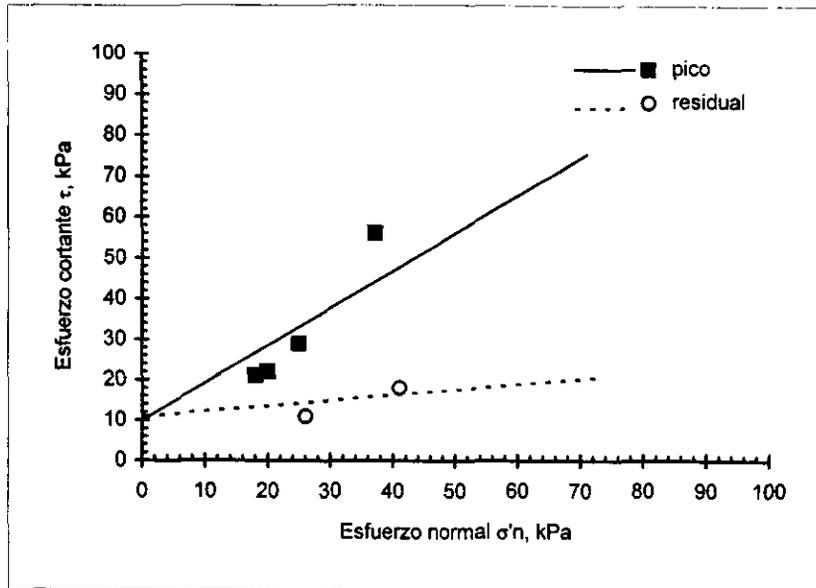


Fig 5.53 Envolventes de esfuerzo, pruebas suelo-suelo con material reconstituido

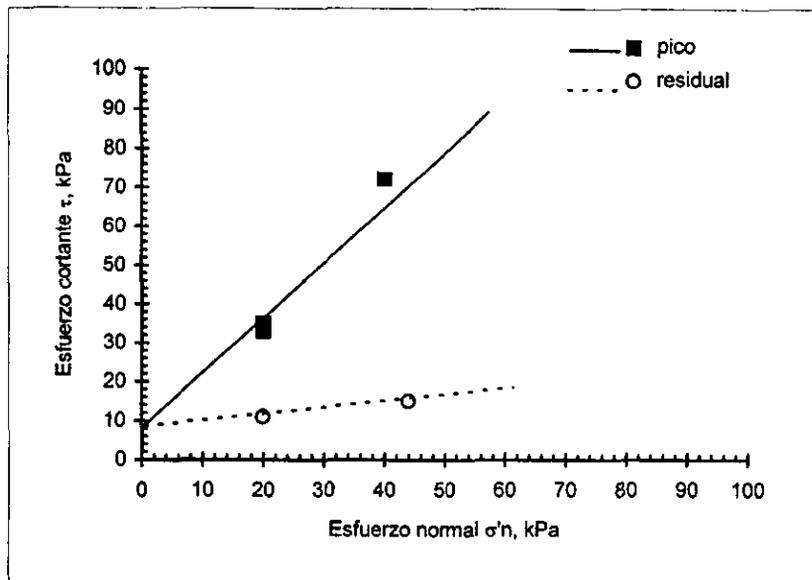


Fig 5.54 Envolventes de esfuerzo, pruebas suelo-concreto con material reconstituido

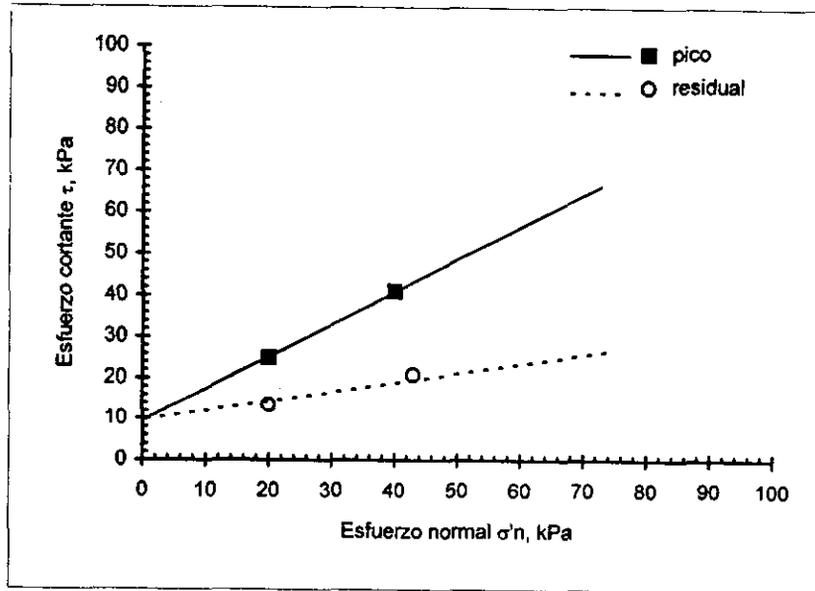


Fig 5.55 Envolventes de esfuerzo, pruebas suelo-acero con material reconstituido

6. Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas

En este capítulo se comparan los resultados experimentales y las predicciones teóricas obtenidas con los modelos elasto-plástico e incremental no lineal.

Para realizar las simulaciones se utilizaron los programas LEYEP (Ley elasto-plástica) para el modelo elasto-plástico y GILMEX (Grenoble Interface Law-Mexico) para el modelo incremental no lineal, (Garnica, 1993). Los algoritmos de ambos programas fueron implementados por el Dr. Paul Garnica Anguas (Instituto Mexicano del Transporte), el primero de ellos durante el desarrollo de esta tesis.

Para efectuar las comparaciones teórico-experimentales se utilizaron los resultados de dos series de ensayos de corte directo con diferente material de interfaz, suelo-concreto y suelo-acero realizados en el aparato de corte directo modificado con la finalidad de obtener trayectorias a esfuerzo normal constante y a volumen constante (ver inciso 5.1).

La simulación numérica se efectuó siguiendo las mismas trayectorias de deformaciones que las impuestas experimentalmente, estimando con estas los esfuerzos.

La comparación se realizó en los siguientes sistemas de ejes: desplazamiento relativo vertical contra desplazamiento relativo tangencial ($[u]$ vs $[w]$); esfuerzo normal contra desplazamiento relativo tangencial (σ_n vs $[w]$); trayectoria de esfuerzos (τ vs σ_n); esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial (τ vs $[w]$); esfuerzo normal contra desplazamiento relativo vertical (σ_n vs $[u]$) y relación de esfuerzos contra desplazamiento relativo tangencial ((τ/σ_n) vs $[w]$).

6.1. Determinación de los parámetros del modelo elasto-plástico

El modelo elasto-plástico utiliza seis parámetros que se calculan de los resultados experimentales de pruebas de corte directo, según se describió en el Cap 4 (ec. 4.3 a 4.8). El primer parámetro es la rigidez al corte K_{tt} que es la pendiente de la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial, (Fig 6.3).

La cohesión c y la tangente del ángulo de fricción ϕ se determinaron por medio de la envolvente de falla de cada una de las series de ensayos (suelo-concreto y suelo-acero), (Fig 6.4).

La tangente del ángulo de dilatación α se obtiene de la curva de desplazamientos (Fig 6.5)

Finalmente, el incremento del esfuerzo normal DS es la pendiente de la curva (σ_n vs [w]), (Fig 6.6).

El valor de la rigidez normal K_{nn} se obtuvo imponiendo la condición de una prueba a volumen constante:

$$DU = [(K_{tt} + K_{nn} * \phi * \alpha) * DS] - (K_{tt} * K_{nn} * \alpha * DW)$$

donde

DU = incremento del desplazamiento relativo vertical

K_{tt} = rigidez al corte

ϕ = tangente del ángulo de fricción

α = tangente del ángulo de dilatación

DS = pendiente de la curva (σ_n vs [w])

DW = incremento del desplazamiento relativo tangencial

Haciendo $DU = 0$, es decir, imponiendo la condición de que no exista cambio de volumen es posible calcular el valor de la rigidez normal.

Procedimiento de integración local de la ley elasto-plástica. Cualquiera que sea el estado inicial A de la interfaz, cuando se tiene el primer incremento se calcula $\underline{t}^C = \underline{t}^A + K d[u]$ como si el paso de integración fuese totalmente elástico.

Evaluando el criterio de plasticidad si $f(\underline{t}^C) \leq 0$, el comportamiento es efectivamente elástico y se verifica que para el estado B al final del incremento, $\underline{t}^B = \underline{t}^C$. Por el contrario, si $f(\underline{t}^C) > 0$, el estado B es plástico por lo que es necesario restablecer la condición de coherencia $\underline{t}^B = \underline{t}^C + \underline{D}^P d[u]$ que es donde se toma en cuenta el comportamiento elástico y plástico, (Garnica, 1993). En la fig 6.1 se presenta el diagrama de flujo que utiliza el programa LEYEP para evaluar numéricamente la respuesta con este modelo.

6.2. Comparación de resultados, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)

Los valores de los parámetros obtenidos de los resultados experimentales de pruebas de corte se resumen en la Tabla 6.1.

Ensayes con disminución del esfuerzo vertical durante la etapa de corte. En las figs 6.7 y 6.8 se comparan los resultados de las pruebas con disminución del esfuerzo vertical durante la aplicación del esfuerzo cortante con las predicciones teóricas

correspondientes. Estas simulaciones se refieren a ensayos en los que se varió el esfuerzo de consolidación (muestra 7, 20 kPa y muestra 8, 44 kPa, ver Tabla 5.4).

En estas figuras se observa que el modelo reproduce con buena aproximación el comportamiento general de cada una de las gráficas presentadas, excepto la gráfica de desplazamientos donde el modelo no simula el comportamiento contractivo, sino que predice uno totalmente dilatante. Lo anterior se debe a que el modelo elasto-plástico, supone que los valores de los parámetros α y ϕ son constantes por lo que el comportamiento predicho siempre es del mismo tipo (contractivo o dilatante), como se explico en el inciso 4.4.

En la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial (Fig 6.7 y 6.8) se aprecia que el modelo predice la cedencia plástica del material a mayores esfuerzos y deformaciones que los observados experimentalmente, ocasionando que el comportamiento elástico se acentúe.

La curva $\left(\frac{\tau}{\sigma_n} \text{ vs } [w] \right)$ de la Fig 6.7 representa la variación de la tangente del ángulo de fricción movilizado. En dicha figura se aprecia que a los 5.0 mm de desplazamiento relativo tangencial, la trayectoria de los resultados teóricos difiere notablemente de la que se obtuvo experimentalmente. Esto se debe a que la disminución del valor del esfuerzo cortante fue mayor que el del esfuerzo vertical. Cabe mencionar que el esfuerzo vertical alcanzó un valor muy cercano a cero hacia el final de las pruebas lo cual fue una condición impuesta por el equipo utilizado. Esta disminución provocó una separación de los anillos de confinamiento aumentando el espesor de la franja de corte y por lo consiguiente la terminación de las pruebas antes de alcanzar los 7.0 mm de desplazamiento tangencial.

Ensayos con incremento del esfuerzo vertical durante la etapa de corte. La comparación entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas del modelo se da en las figs 6.9 a 6.11. El esfuerzo de consolidación de estos ensayos fue de 20, 40 y 20 kPa para las muestras 9, 10 y 11 respectivamente, (Tabla 5.4).

Los resultados de la simulación numérica son aceptables en términos generales para estos tres ensayos. La diferencia entre las predicciones teóricas y los resultados experimentales es que el comportamiento contractivo teórico crece linealmente, mientras que el experimental lo hace de manera gradual.

La variación del cociente de esfuerzos τ/σ'_n , que es una medida de la tangente del ángulo de fricción movilizado con respecto al desplazamiento relativo tangencial de las muestras 9 y 11, se presenta en las Figs 6.9 y 6.11, en donde se observa que los valores teóricos son mayores que los obtenidos experimentalmente, debido a que el esfuerzo cortante pico teórico es mayor que el experimental con lo que la envolvente de falla teórica está por encima de la envolvente experimental. Por el contrario, el valor del ángulo de fricción pico teórico de la muestra 10 (Fig 6.10) es muy similar al

experimental, con la diferencia de que el primero se alcanza a menor desplazamiento relativo tangencial ocasionada por la rigidez al corte que tuvo este ensaye. Además, los valores del cociente de esfuerzos post-pico obtenidos experimentalmente permanecen prácticamente constantes, mientras que los teóricos decrecen ya que el modelo predice una disminución del esfuerzo cortante a deformaciones grandes.

6.3. Comparación de resultados, interfaz suelo-acero (modelo elasto-plástico)

Los valores de los parámetros obtenidos de los resultados experimentales de pruebas de corte directo con interfaz suelo-acero se resumen en la Tabla 6.2.

Ensayes con disminución del esfuerzo vertical durante la etapa de corte. En las figs 6.12 a 6.15 se presentan las comparaciones entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas (esfuerzos y deformaciones) de las pruebas con disminución en el esfuerzo vertical durante la aplicación del esfuerzo cortante. Los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas con el modelo elasto-plástico son similares a las obtenidas en las pruebas de interfaz suelo-concreto, es decir, el modelo no simula adecuadamente el comportamiento contractivo-dilatante que presentaron las muestras 12 y 13 (Fig 6.12 y 6.13) durante la etapa de corte. En la fig 6.12 se observa que el valor teórico del esfuerzo cortante pico es igual al valor experimental, además, de que se alcanza al mismo valor de desplazamiento horizontal. Sin embargo, después del cortante pico los valores experimentales se mantienen casi constantes, con una ligera disminución al final de la prueba, mientras que los valores teóricos disminuyen linealmente después de alcanzar dicho valor. Lo anterior se debe a que en la ley elasto-plástica el esfuerzo cortante toca la línea de falla y posteriormente desciende sobre esta hasta el valor de la cohesión.

Ensayes con incremento del esfuerzo vertical durante la etapa de corte. La comparación entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas de los ensayes con incremento del esfuerzo vertical durante la etapa de corte se presenta en las figs 6.14 y 6.15, en estas figuras se observa que en la curva de desplazamientos los valores teóricos decrecen linealmente no así los experimentales que los hacen en forma gradual. Además, en la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial de la fig 6.14 se aprecia que el punto de fluencia teórico se alcanza a mayores esfuerzos y desplazamientos tangenciales que los observados experimentalmente, lo que provoca que el comportamiento elástico se acentúe.

6.4. Evaluación del modelo elasto-plástico

Existen limitantes que restringen la capacidad del modelo elasto-plástico para reproducir los resultados experimentales. Una de estas es la transición brusca entre el comportamiento elástico y plástico, implícita al adoptar la ley elasto-plástica, lo cual puede apreciarse en cada una de las simulaciones descritas anteriormente. Otra de las

limitantes del modelo es que los vectores de desplazamiento vertical no simulan el comportamiento contractivo que se obtuvo en los resultados experimentales.

El comportamiento general que describe el modelo en el espacio de esfuerzos es tal que en las pruebas con disminución del esfuerzo vertical durante la aplicación del esfuerzo cortante, el primero crece linealmente hasta tocar la envolvente de falla y decrece siguiendo esta envolvente hasta alcanzar el valor de la cohesión. En pruebas con incremento del esfuerzo vertical, la trayectoria de esfuerzos toca la envolvente de falla y posteriormente el esfuerzo cortante crece siguiendo la misma envolvente. Este comportamiento es cualitativamente similar al que se observó en los experimentos y por ello se puede considerar como adecuado para simular las trayectorias de esfuerzos que se obtienen experimentalmente en las pruebas de corte directo.

La evaluación de la rigidez normal K_{nn} que es uno de los parámetros que utiliza el modelo se hizo para la condición de una prueba a volumen constante ($DU = 0$). Esta última condición no se logró en los experimentos realizados. Sin embargo, el modelo conduce a buenas aproximaciones de las curvas esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial y variación de la tangente del ángulo de fricción contra el desplazamiento relativo tangencial, pero los desplazamientos relativos verticales $[u]$ asociados a la deformación volumétrica, no quedan debidamente representados. Las relaciones τ vs $[w]$ y τ/σ'_n vs $[w]$ interesan en problemas prácticos y por ello resultará interesante estudiar en el futuro la aplicabilidad del mismo al análisis de pilotes reales de fricción instalados en la arcilla de la ciudad de México, utilizando los parámetros que se obtuvieron en esta investigación.

6.5. Determinación de los parámetros del modelo incremental no lineal

El modelo incremental emplea siete parámetros que se determinan de los ensayos experimentales de pruebas de corte directo. En la Fig 6.16 se presentan cada uno de estos.

w_1 = es la distancia de referencia 1 la cual se mide a partir del origen hasta donde se presenta el punto de transición del cambio de comportamiento contractivo a dilatante.

w_2 = es la distancia de referencia 2 que se mide a partir del origen hasta donde se tiene el valor de la dilatación máxima, en este caso se tomó el valor máximo de desplazamiento tangencial dado que el comportamiento fue contractivo.

v = la tangente del ángulo de contractancia obtenido de la curva de desplazamientos relativos.

$\tan \psi$ = es la pendiente del tramo del comportamiento dilatante del material y que también se obtiene de la curva de desplazamientos relativos.

$\tan \varphi$ = es la tangente del ángulo de fricción movilizado máximo.

$\tan \delta$ = es la tangente del ángulo de fricción movilizado residual.

DS = es la pendiente de la curva esfuerzo normal contra desplazamiento relativo tangencial, (Fig 6.6).

El modelo incremental no lineal utiliza un método de interpolación reológica según se describió en el Cap 4 (ec. 4.9 a 4.19) que permite obtener la respuesta a una sollicitación cualquiera.

El funcionamiento del algoritmo del esquema de interpolación reológica para una cierta distribución de direcciones θ_i de las pruebas base en el espacio de sollicitaciones incrementales y para una dirección θ de una prueba actual dada se describe de la siguiente manera:

1. Introducción de datos base

θ_i = direcciones de las pruebas base descritas en el inciso 4.7 ($i = 1, \dots, 6$)

θ = valor de la dirección variacional de la prueba real. Se obtiene verificando la condición de rigidez normal.

2. Cálculo de la distancia angular α_i y de la función de signo Y_i .

3. Cálculo de las funciones de ponderación W_i y de sus derivadas ($dW_i / d\theta$), con estos valores se pueden calcular los coeficientes de la matriz reológica \underline{D} , Cap. 4 (ec. 4.49 a 4.59), (Garnica, 1993).

El método de interpolación incremental de las funciones de ponderación descrito en el inciso 4.7 permite obtener valores aceptables de la respuesta incremental no importando el número de sollicitaciones que se tengan en el círculo unitario.

En la figura 6.2 se presenta el diagrama de flujo que utiliza el modelo GILMEX para realizar la evaluación numérica de la respuesta con este modelo.

6.6. Comparación de resultados con interfaz suelo-concreto (modelo incremental no lineal)

Con este modelo únicamente se realizaron comparaciones con las pruebas donde el esfuerzo vertical aumentaba durante la etapa de corte, debido a que el programa no simula las pruebas con decremento del esfuerzo vertical durante la etapa de corte.

Los valores de los parámetros obtenidos de los resultados experimentales de las pruebas de corte con interfaz suelo-concreto se resumen en la Tabla 6.3.

Como el material presentó un comportamiento totalmente contractivo no se pudieron determinar adecuadamente las distancias de referencia por lo que se hizo la consideración de que la distancia w_1 se tenía a los 0.3 mm y la distancia w_2 se alcanzaba a los 7 mm, es decir, cuando finalizaba la prueba de corte. En realidad, el valor de la distancia w_1 es cercano a cero ($w_1 \rightarrow 0$) y la distancia w_2 tiende a un valor infinito pues el comportamiento fue totalmente contractivo ($w_2 \rightarrow \infty$), pero al realizar la simulación con estos valores se presentó una inestabilidad matemática por lo que propusieron los valores antes mencionados.

En las figuras 6.17 a 6.19 se muestran las simulaciones de las pruebas de interfaz suelo-concreto, en donde se aprecia que las curvas obtenidas con la simulación son muy aproximadas a las experimentales aunque en la curva esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial el esfuerzo cortante experimental presenta un incremento a los 5 mm de desplazamiento, que el modelo no simula. Sin embargo, el resultado de las simulaciones es satisfactorio en lo general.

6.7. Comparación de resultados con interfaz suelo-acero (modelo incremental no lineal)

Los valores de los parámetros obtenidos de los resultados experimentales de las pruebas de corte con interfaz suelo-acero se resumen en la Tabla 6.4.

En estas simulaciones (Figs 6.20 y 6.21) se observan muy pocas diferencias entre el comportamiento teórico y el comportamiento experimental. Las pequeñas diferencias que pueden mencionarse es que en las gráficas de desplazamiento el comportamiento contractivo experimental sigue una trayectoria lineal hasta alcanzar un cierto valor, después presenta un cambio de dirección tomando un valor prácticamente constante, mientras que el comportamiento teórico sigue una trayectoria descendente gradual hasta alcanzar el mismo valor experimental del desplazamiento relativo vertical al final de la prueba.

6.8. Evaluación del modelo incremental no lineal

De acuerdo con los resultados presentados, puede afirmarse que el modelo incremental reproduce con buena aproximación el comportamiento de las muestras ensayadas, apreciándose únicamente pequeñas variaciones en los valores del esfuerzo cortante y del desplazamiento relativo vertical. En estudios futuros, deberá evaluarse la aplicabilidad de este modelo para conocer las condiciones de esfuerzo y desplazamiento en pilotes de fricción hincados o instalados en la arcilla de la ciudad de México.

Tabla 6.1. Parámetros del modelo elasto-plástico para interfaz suelo-concreto

Mta No.	K_{nn}	K_{tt}	c (kPa)	$\tan \phi$	$\tan \alpha$	σ_n (kPa)	DS
7	30	20	8.0	0.30	0.80	20	-3.10
8	350	200	8.0	0.30	0.20	44	-7.30
9	180	30	8.0	0.30	0.00	20	12.14
10	200	70	8.0	0.30	0.00	40	15.00
11	500	70	8.0	0.30	0.00	20	13.00

Tabla 6.2. Parámetros del modelo elasto-plástico para interfaz suelo-acero

Mta No.	K_{nn}	K_{tt}	c (kPa)	$\tan \phi$	$\tan \alpha$	σ_n (kPa)	DS
12	500	60	10	0.30	0.10	20	-6.25
13	350	70	10	0.30	0.15	43	-6.94
14	90	30	10	0.30	0.00	20	12.14
15	180	100	10	0.30	0.00	40	13.00

Tabla 6.3. Parámetros del modelo incremental no lineal para interfaz suelo-concreto

Mta No.	w_1	w_2	v	$\tan \psi$	$\tan \phi$	$\tan \delta$	DS
	mm	mm	kPa/mm	kPa/mm			kPa/mm
9	0.3	7	2	0	0.5	0.1	12.14
10	0.3	7	2	0	0.5	0.4	15
11	0.3	7	7	0	0.5	0.3	13

Tabla 6.4. Parámetros del modelo incremental no lineal para interfaz suelo-acero

Mta No.	w_1	w_2	v	$\tan \psi$	$\tan \phi$	$\tan \delta$	DS
	mm	mm	kPa/mm	kPa/mm			kPa/mm
14	0.3	7	2	0	0.6	0.1	12.14
15	0.3	7	3	0	0.4	0.2	13

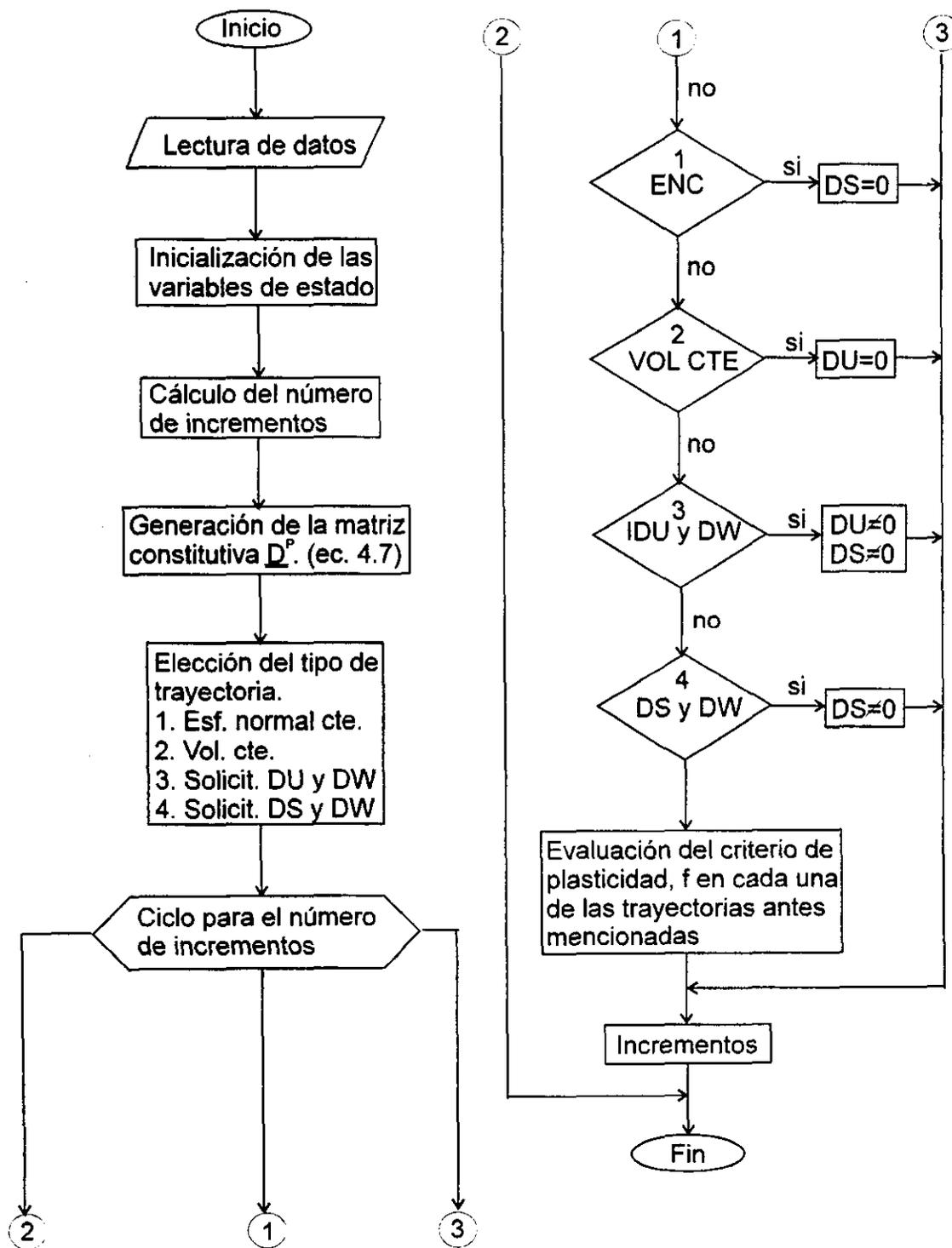


Fig 6.1 Diagrama de flujo del programa LEYEP (Garnica, 1993)

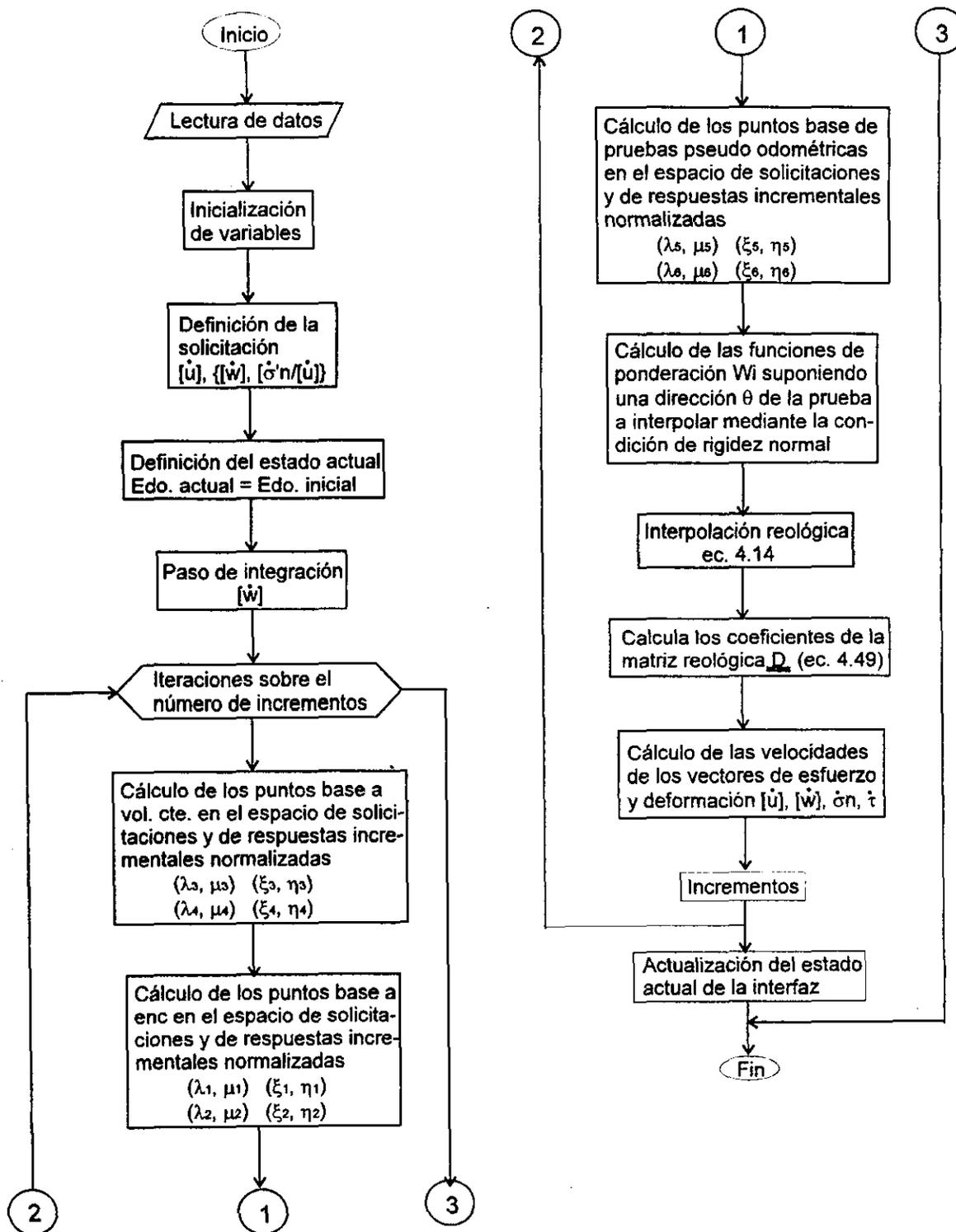


Fig 6.2 Diagrama de flujo del programa GILMEX (Garnica, 1993)

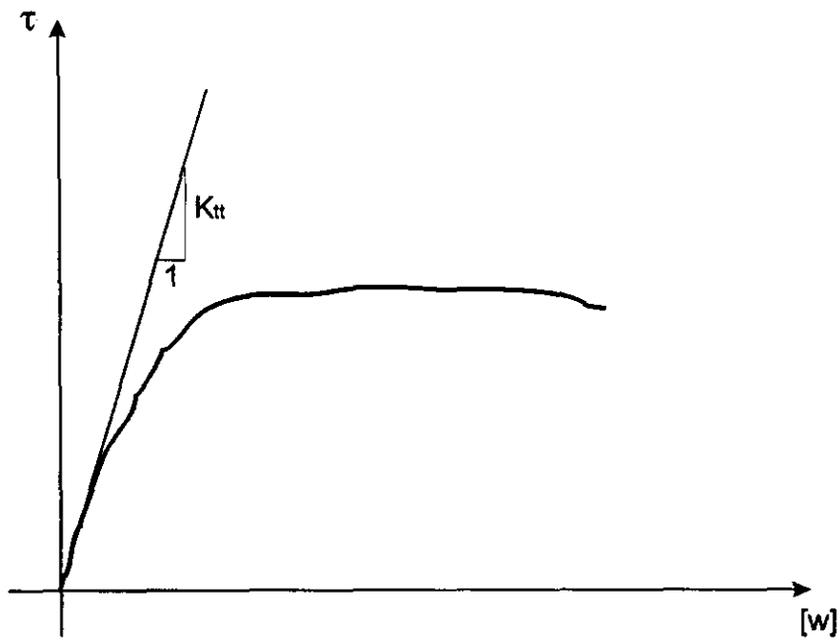


Fig 6.3 Obtención de la rigidez al corte, parámetro del modelo elasto-plástico

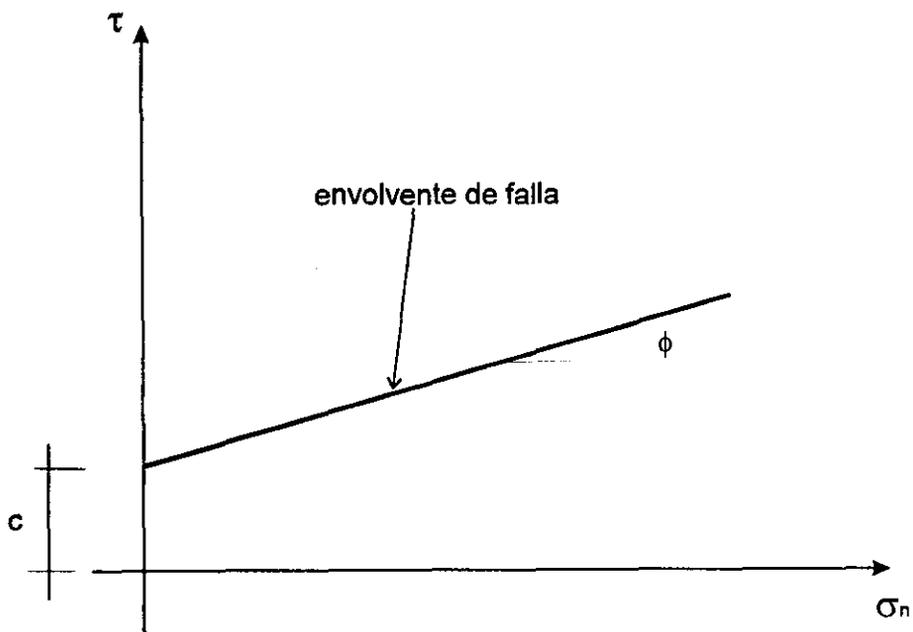


Fig 6.4 Obtención de la cohesión y de la tangente del ángulo de fricción, parámetros del modelo elasto-plástico

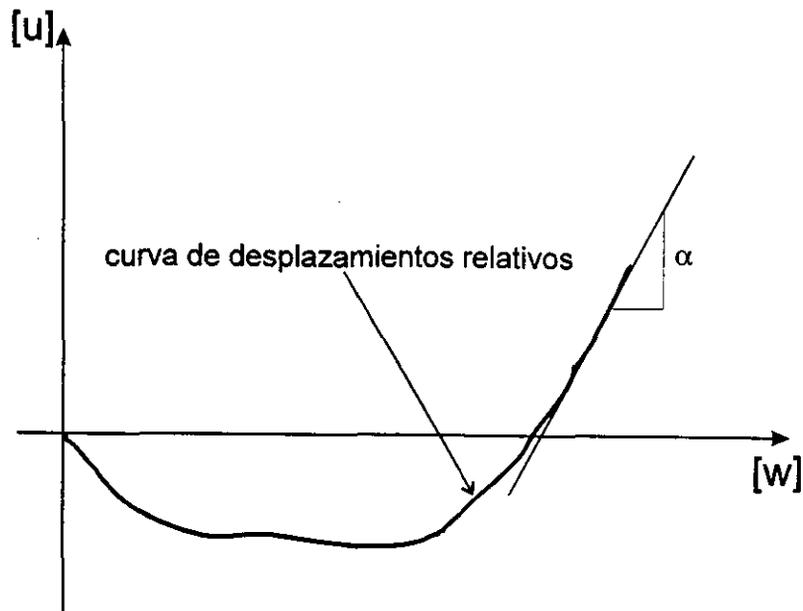


Fig 6.5 Obtención de la tangente del ángulo de dilatación, parámetro del modelo elasto-plástico

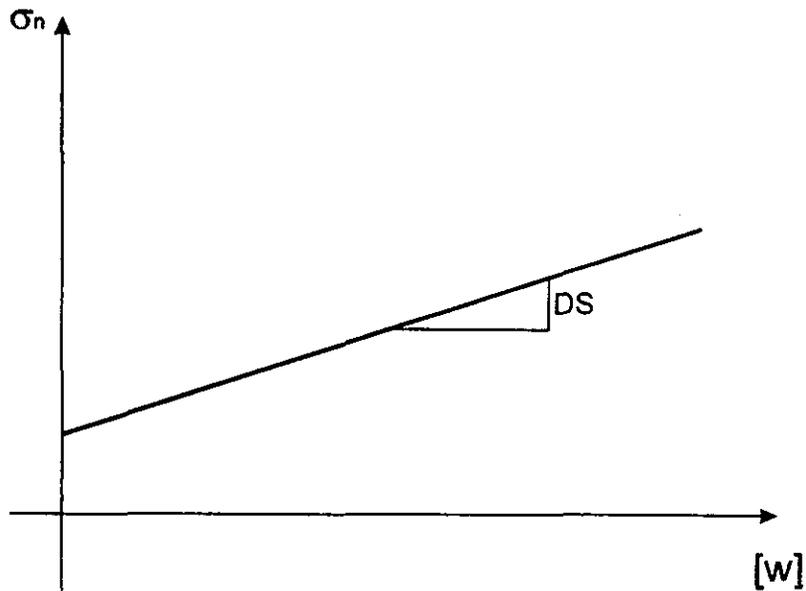
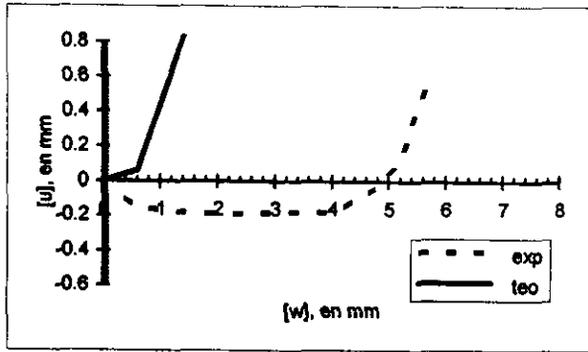
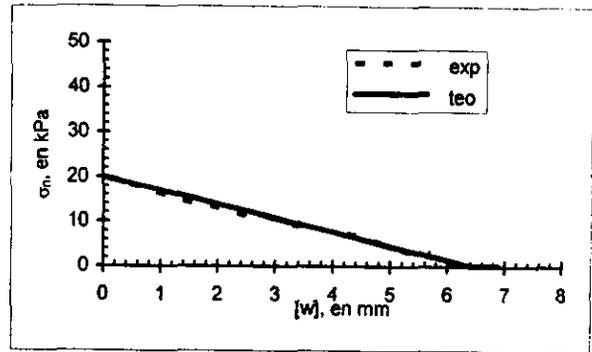


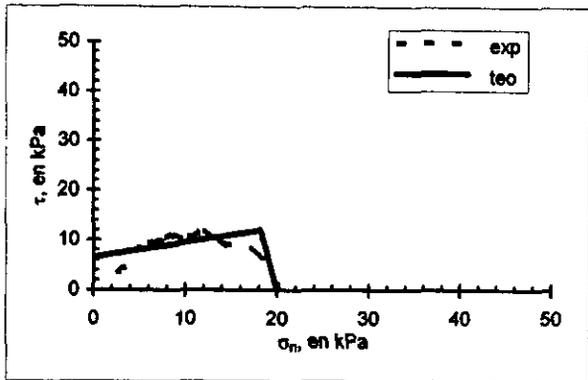
Fig 6.6 Tangente de la curva esfuerzo normal contra desplazamiento relativo tangencial, parámetro del modelo elasto-plástico



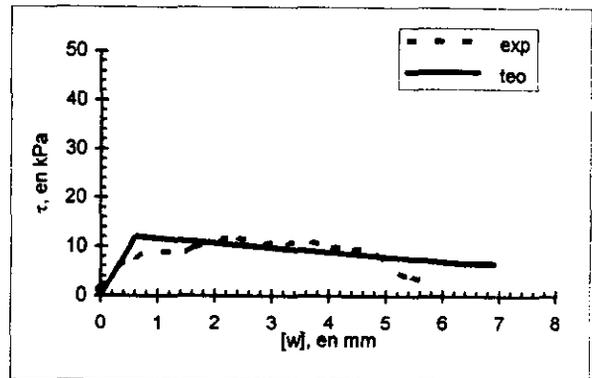
Curva de desplazamientos



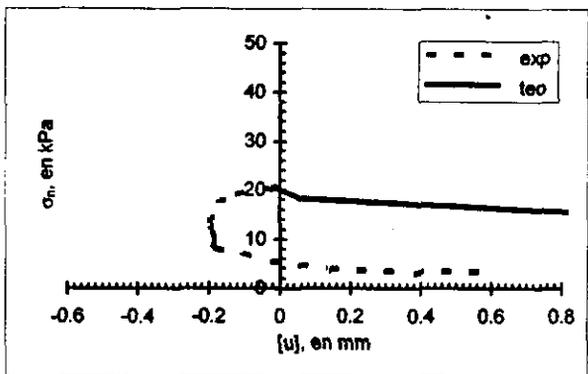
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



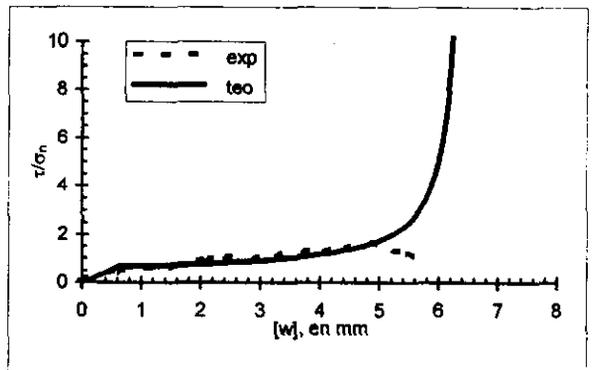
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo tangencial



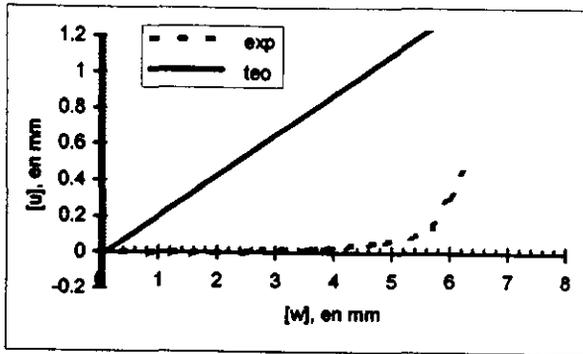
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical



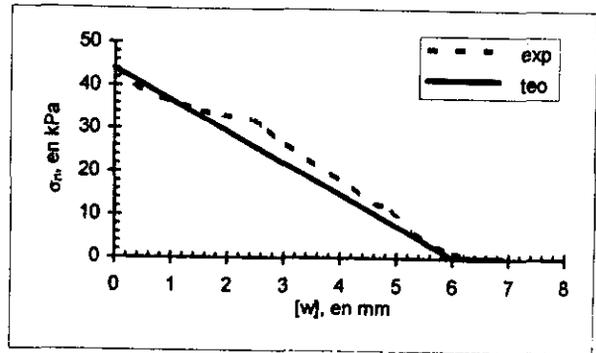
Variación de la tangente del ángulo de fricción

Fig 6.7 Comparación teórico-experimental: muestra 7, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)

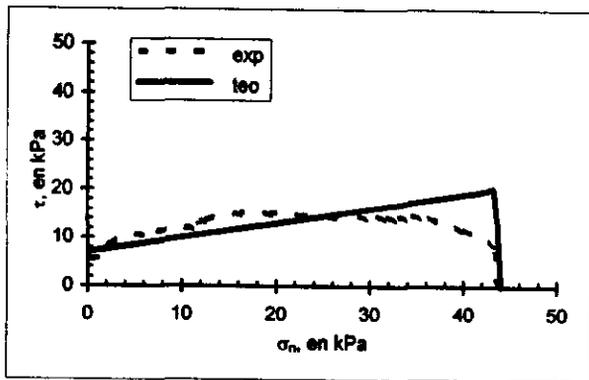
Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas



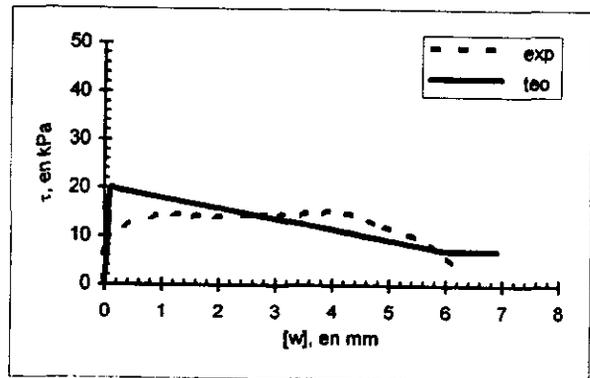
Curva de desplazamientos



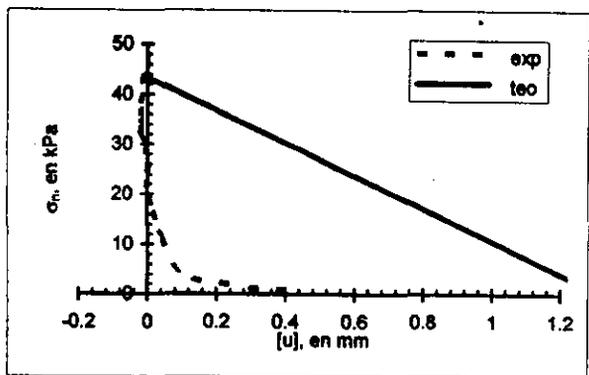
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



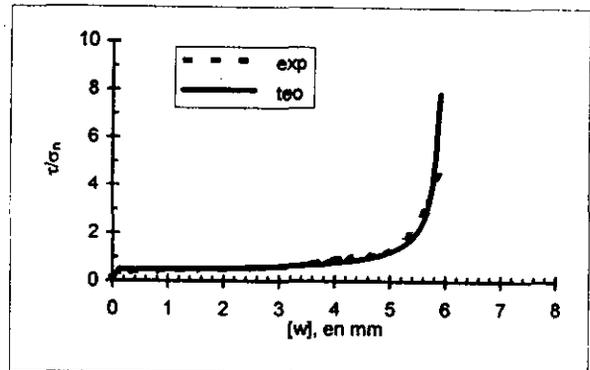
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

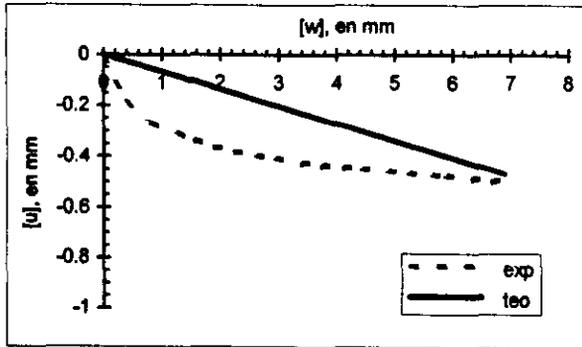


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

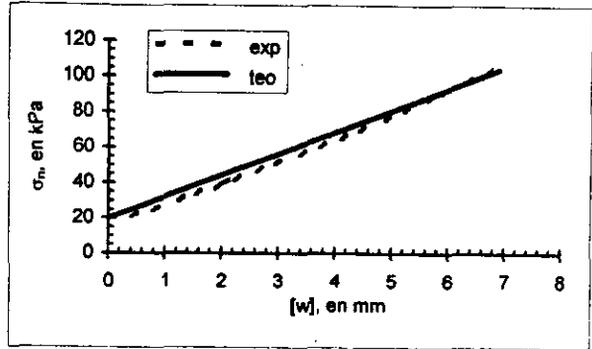


Variación de la tangente del ángulo de fricción

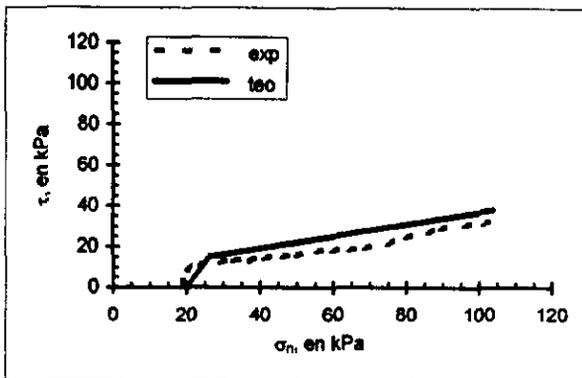
Fig 6.8 Comparación teórico-experimental: muestra 8, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)



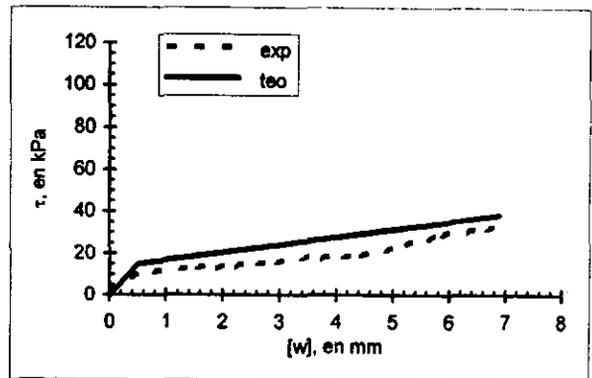
Curva de desplazamientos



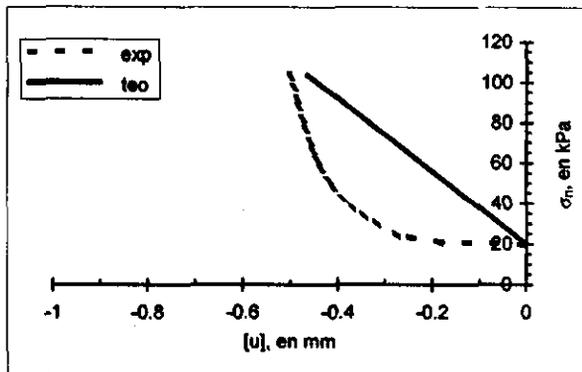
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



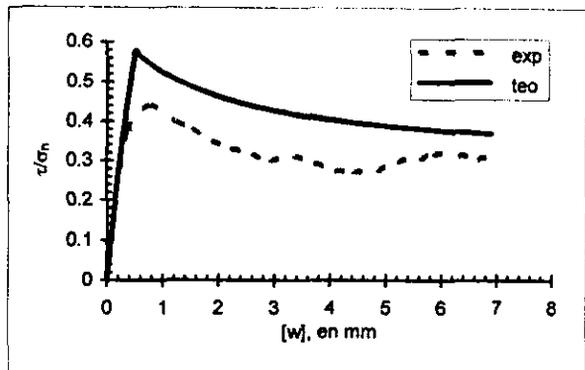
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

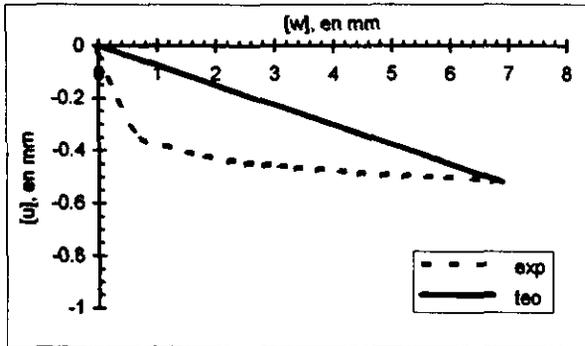


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

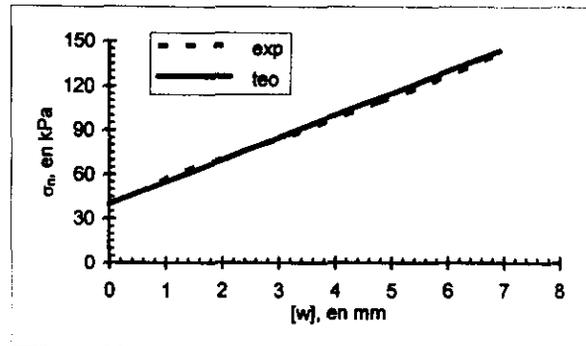


Variación de la tangente del ángulo de fricción

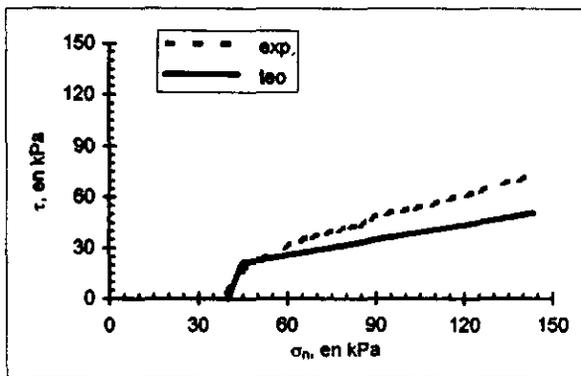
Fig 6.9 Comparación teórico-experimental: muestra 9, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)



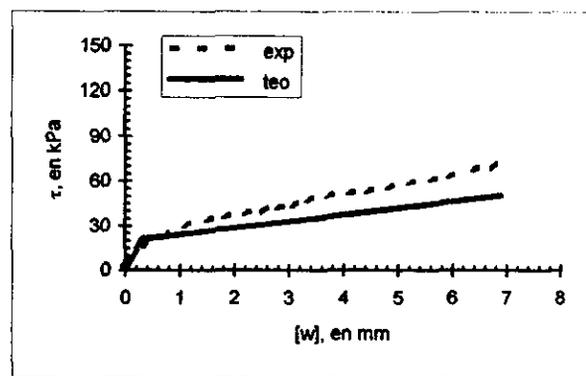
Curva de desplazamientos



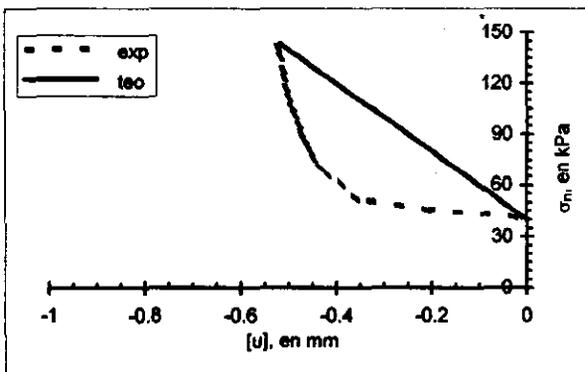
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



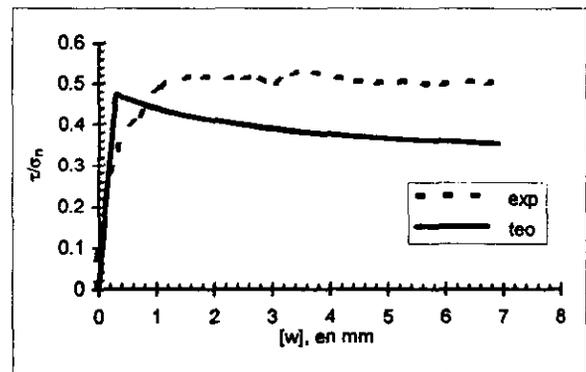
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo



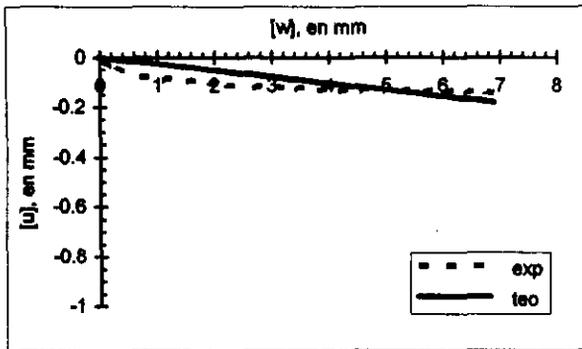
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical



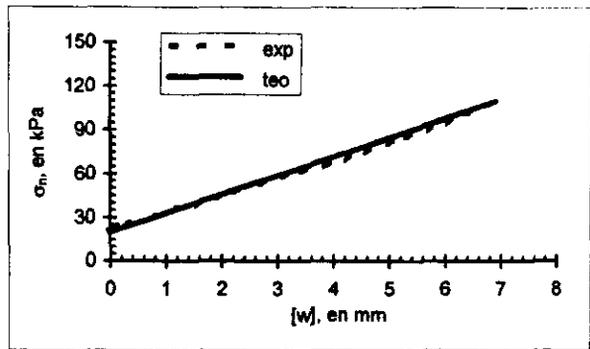
Variación de la tangente del ángulo de fricción

Fig 6.10 Comparación teórico-experimental: muestra 10, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)

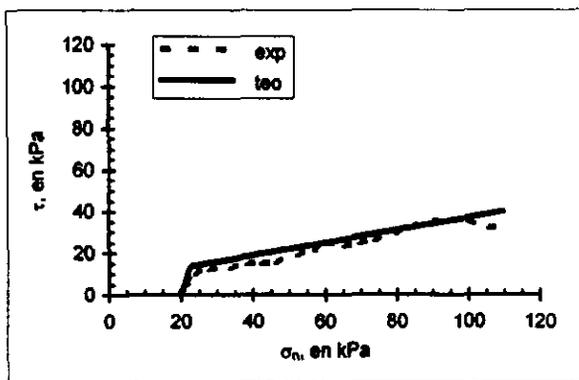
Comparación entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas



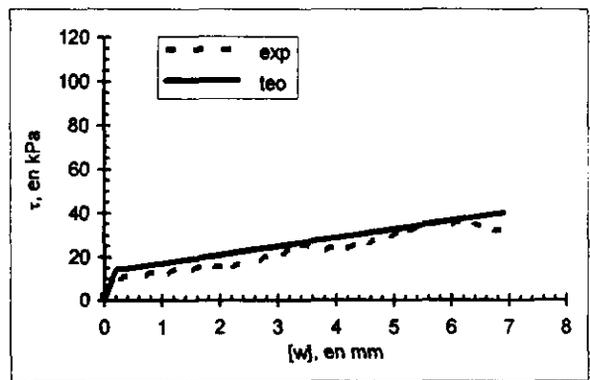
Curva de desplazamientos



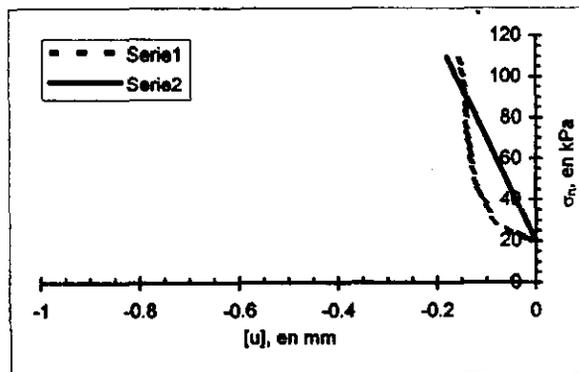
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



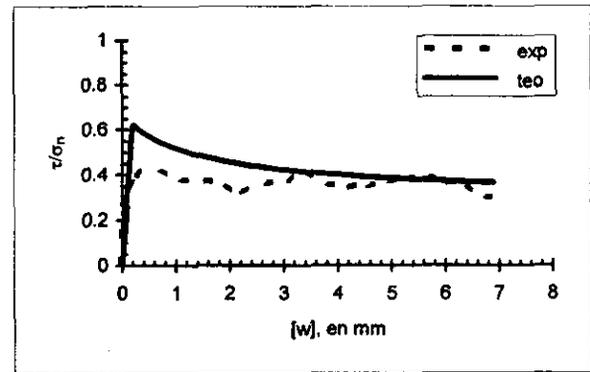
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

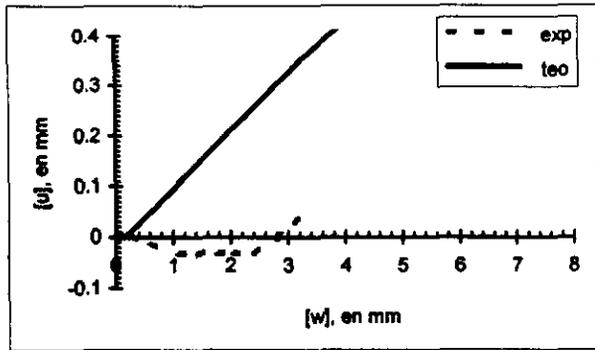


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

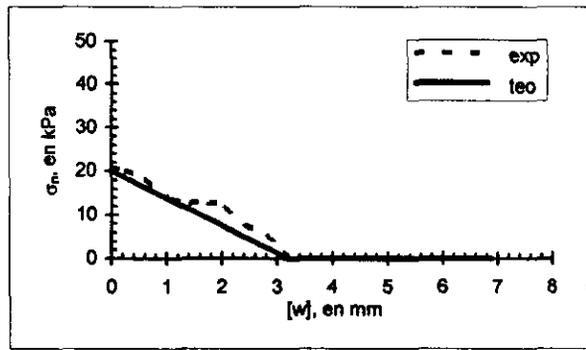


Variación de la tangente del ángulo de fricción

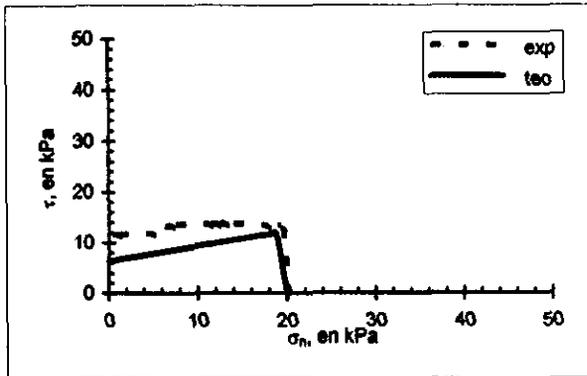
Fig 6.11 Comparación teórico-experimental: muestra 11, interfaz suelo-concreto (modelo elasto-plástico)



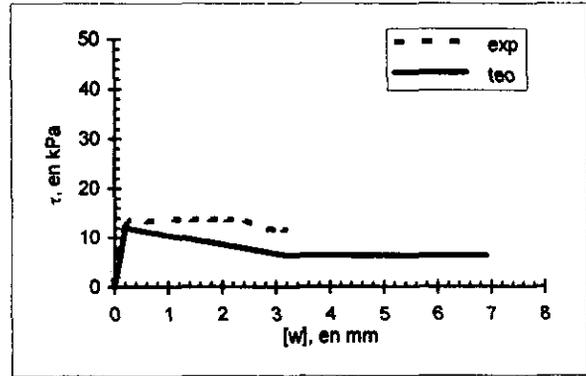
Curva de desplazamientos



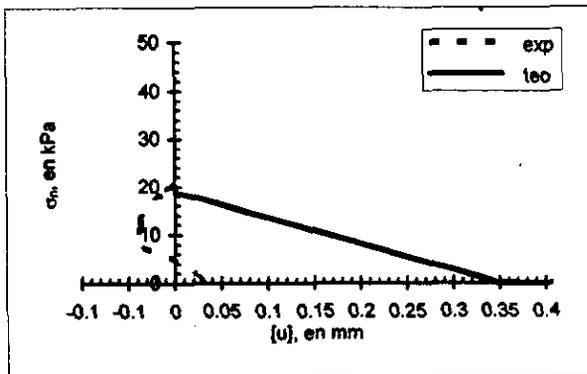
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



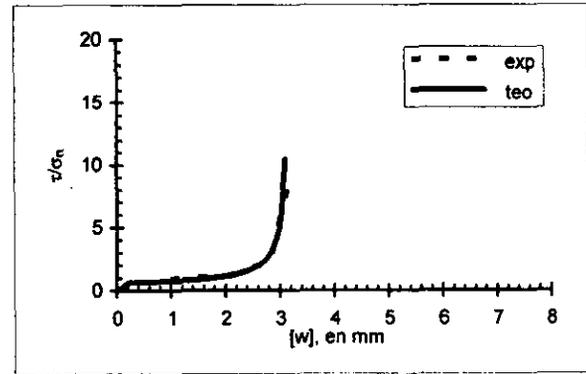
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

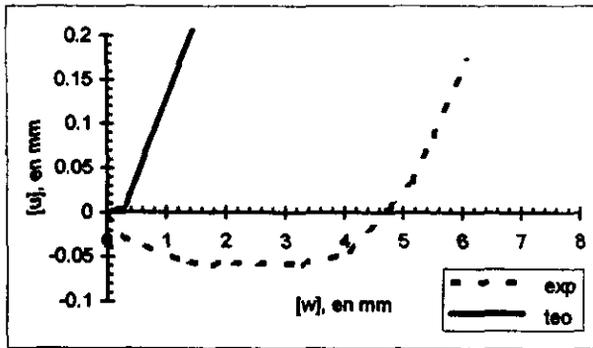


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

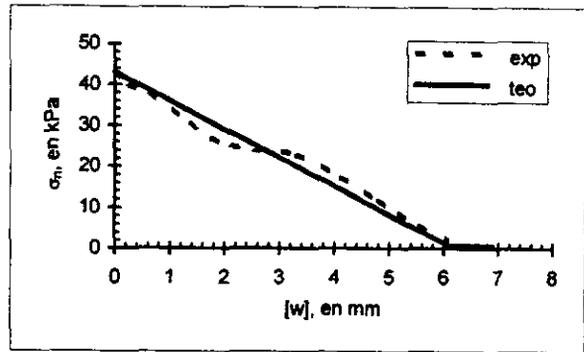


Variación de la tangente del ángulo de fricción

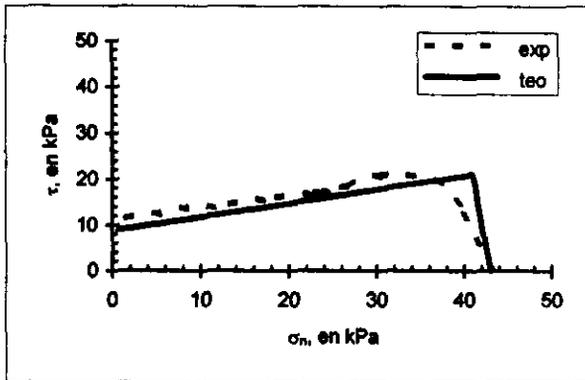
Fig 6.12 Comparación teórico-experimental: muestra 12, interfaz suelo-acer (modelo elasto-plástico)



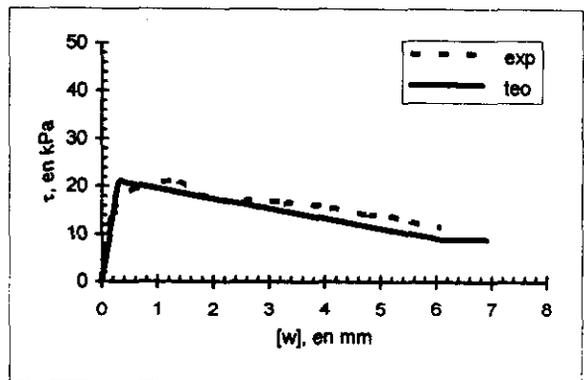
Curva de desplazamientos



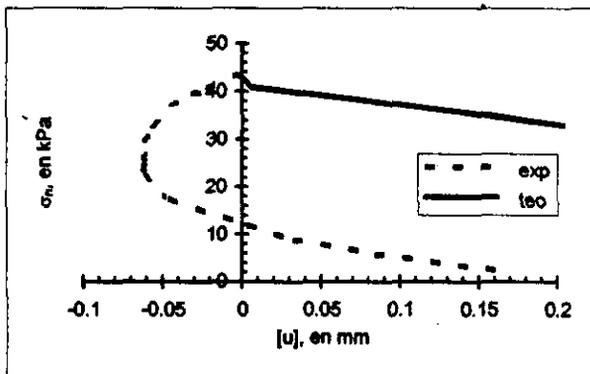
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



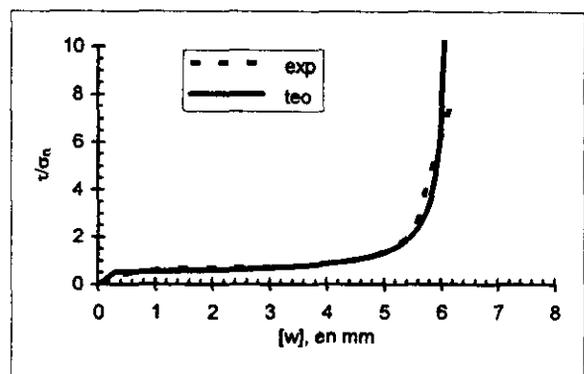
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

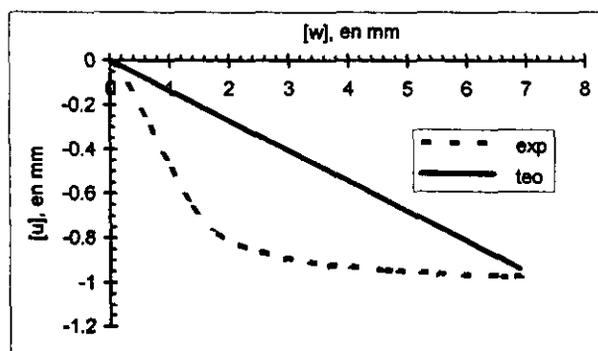


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

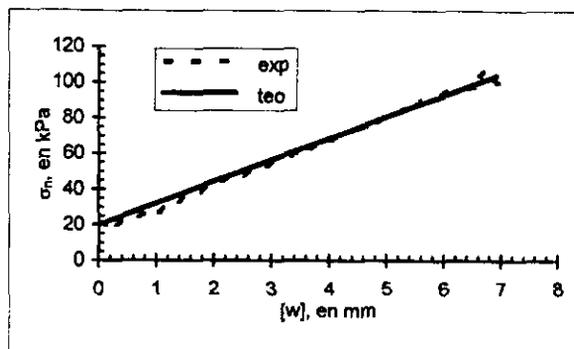


Variación de la tangente del ángulo de fricción

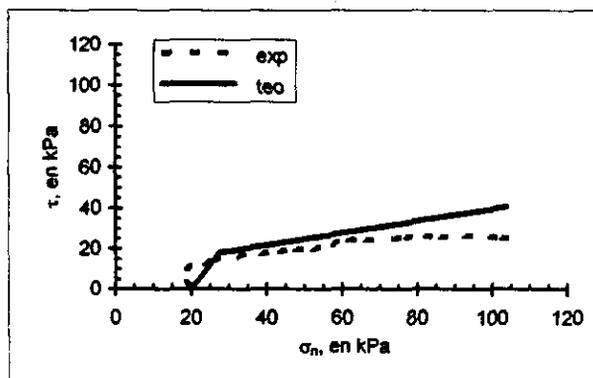
Fig 6.13 Comparación teórico-experimental: muestra 13, interfaz suelo-acero (modelo elasto-plástico)



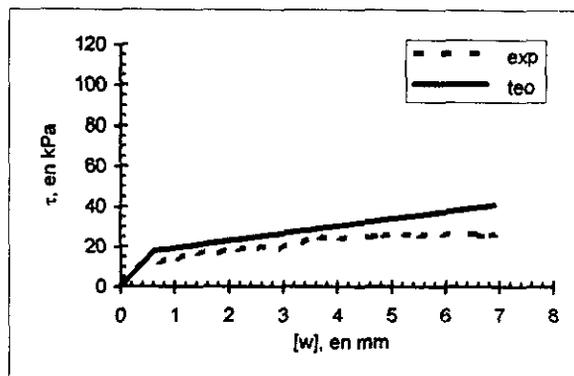
Curva de desplazamientos



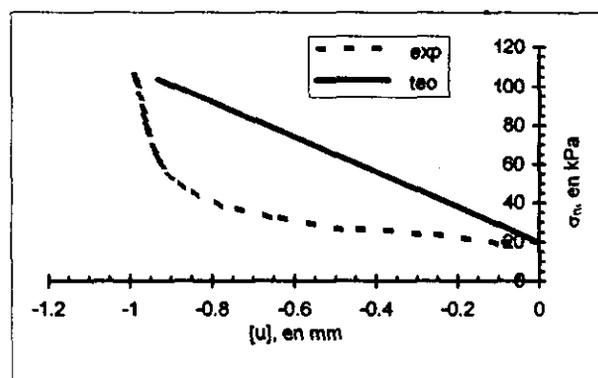
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



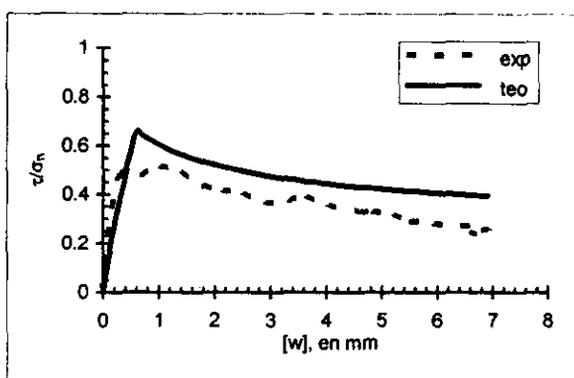
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

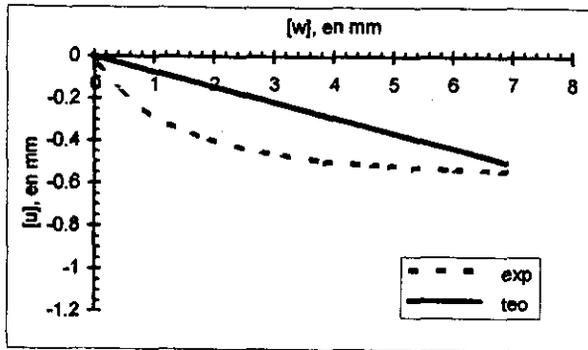


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

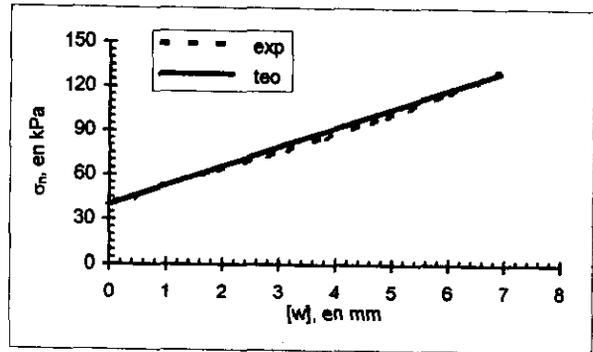


Variación de la tangente del ángulo de fricción

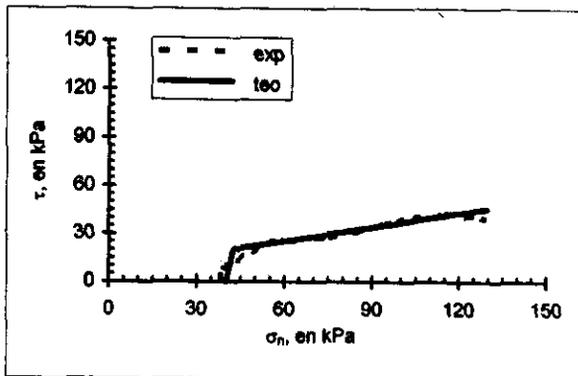
Fig 6.14 Comparación teórico-experimental: muestra 14, interfaz suelo-acero (modelo elasto-plástico)



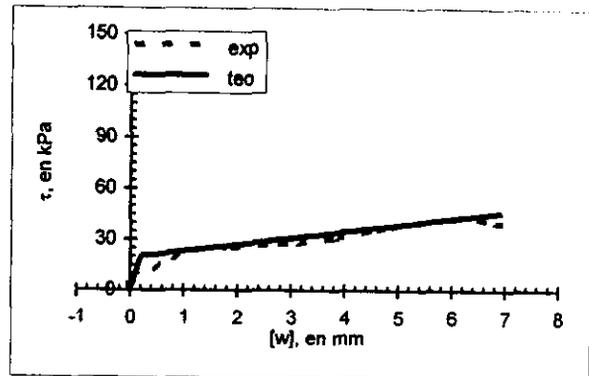
Curva de desplazamientos



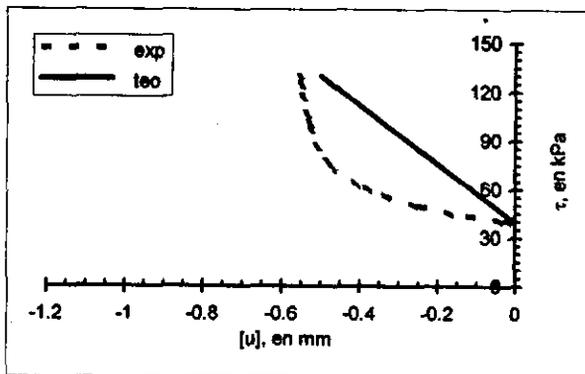
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



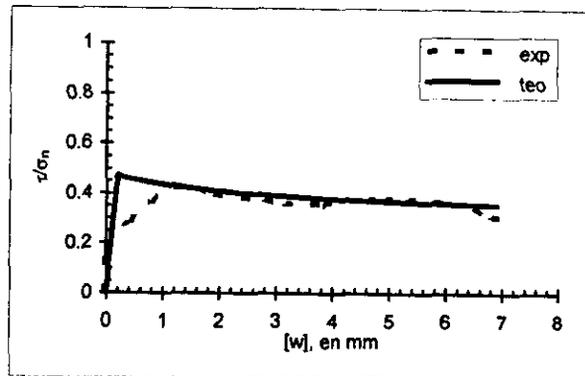
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo



Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical



Variación de la tangente del ángulo de fricción

Fig 6.15 Comparación teórico-experimental: muestra 15, interfaz suelo-acero (modelo elasto-plástico)

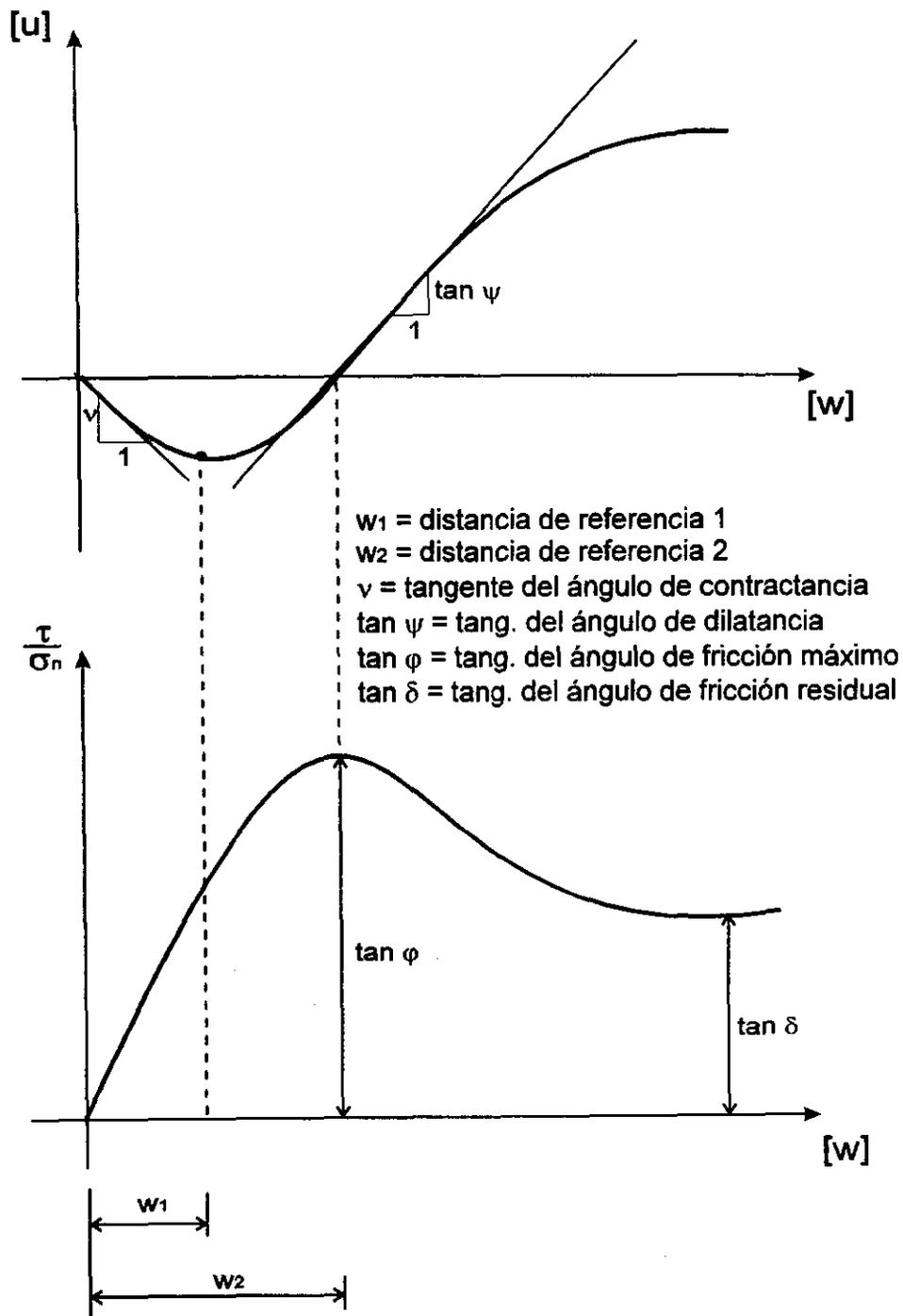
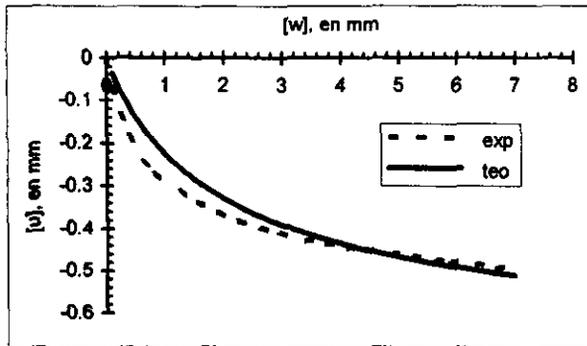
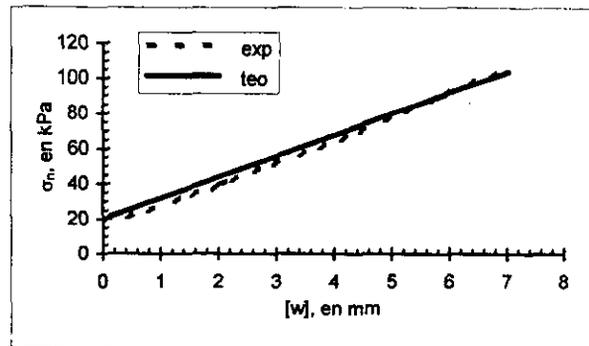


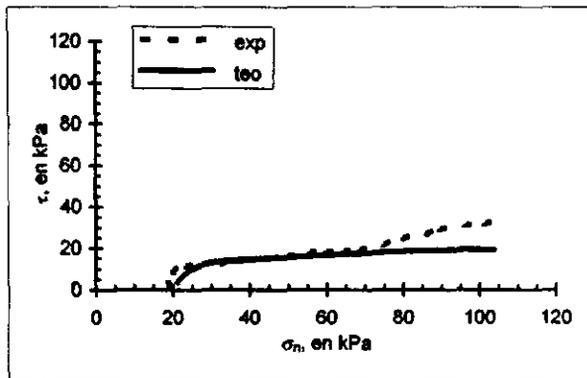
Fig 6.16 Identificación de los parámetros del modelo incremental no lineal (Garnica, 1993)



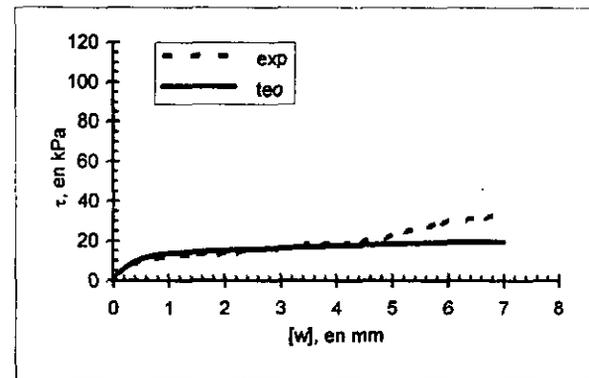
Curva de desplazamientos



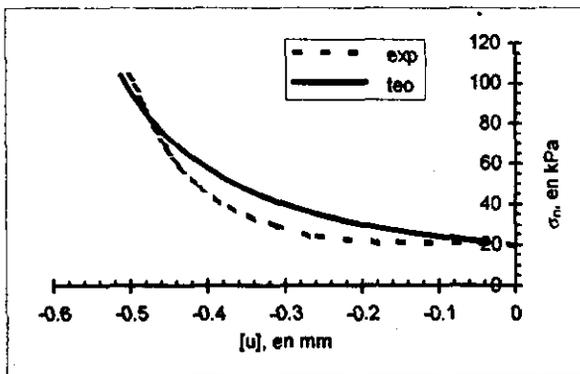
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



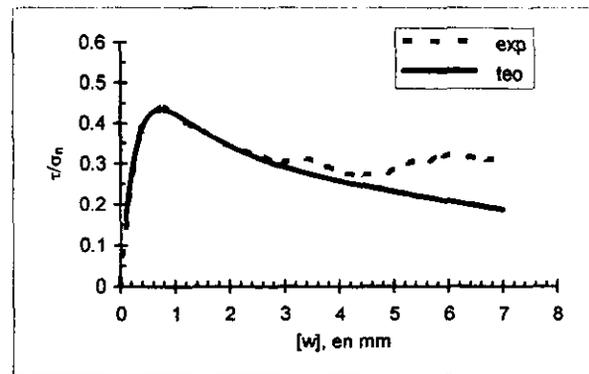
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

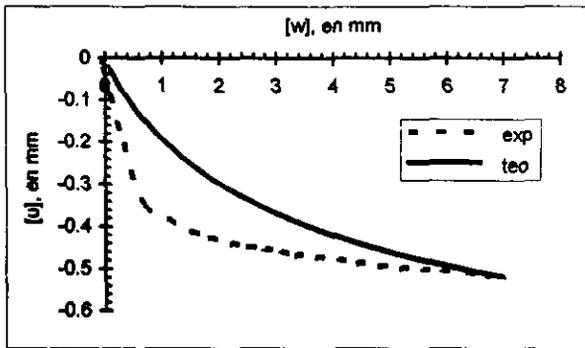


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

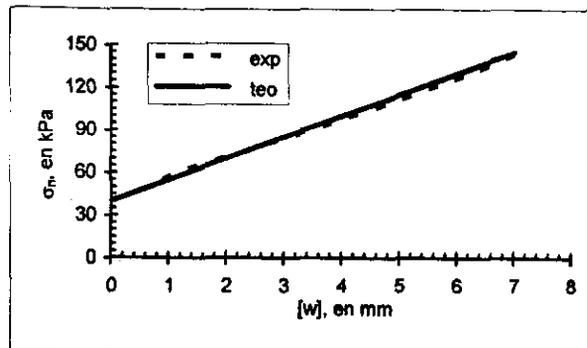


Variación de la tangente del ángulo de fricción

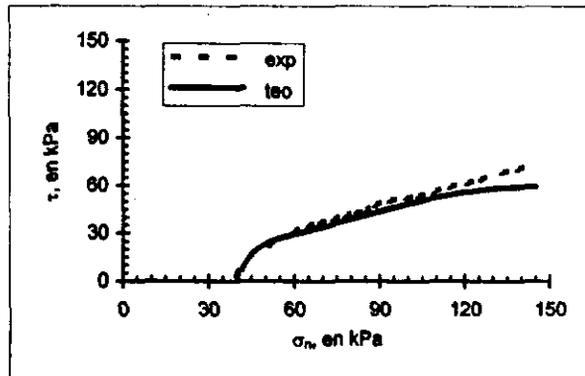
Fig 6.17 Comparación teórico-experimental: muestra 9, interfaz suelo-concreto (modelo incremental no lineal)



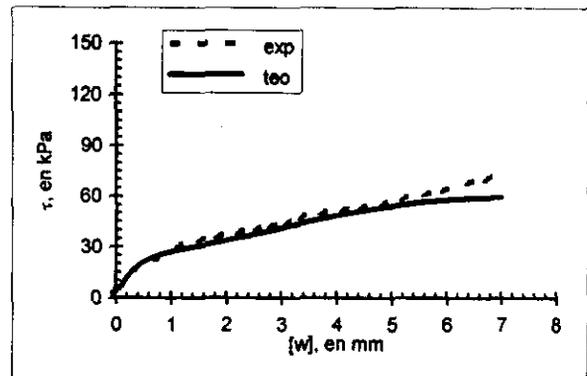
Curva de desplazamientos



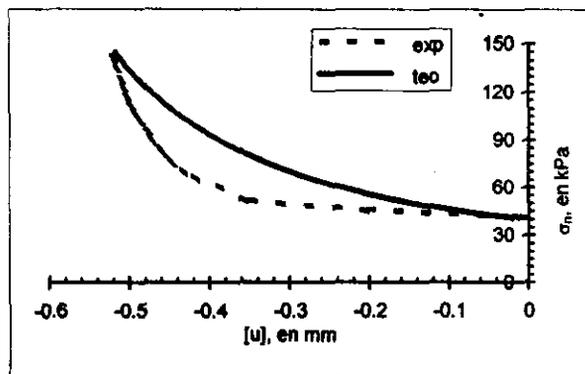
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



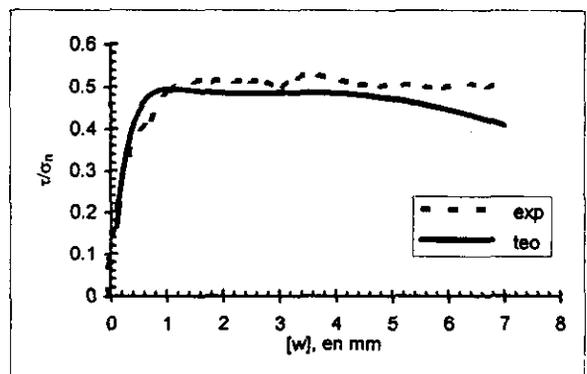
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

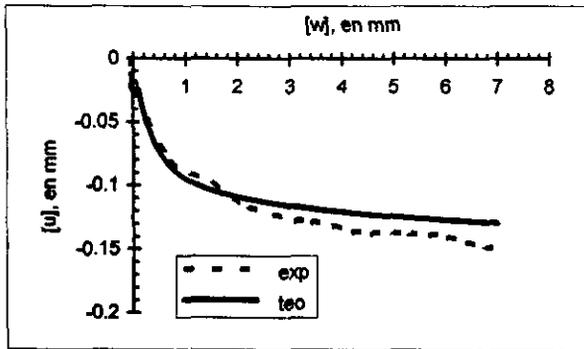


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

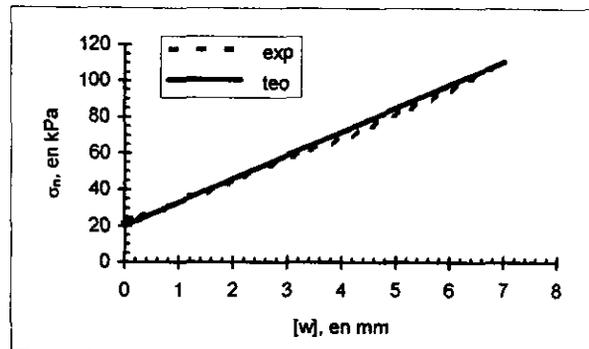


Variación de la tangente del ángulo de fricción

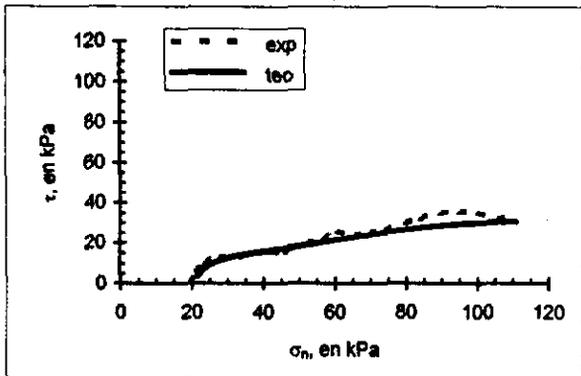
Fig 6.18 Comparación teórico-experimental: muestra 10, interfaz suelo-concreto (modelo incremental no lineal)



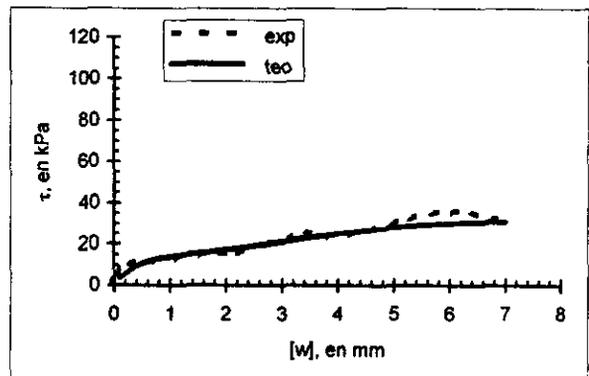
Curva de desplazamientos



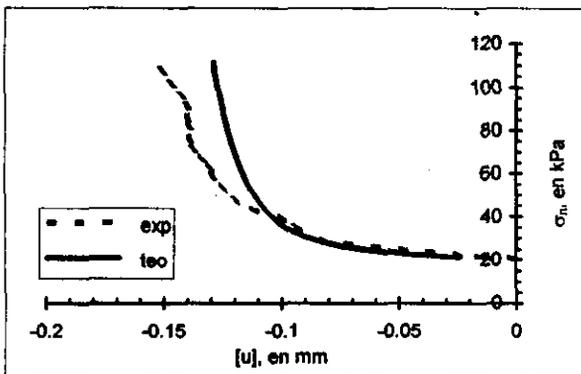
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



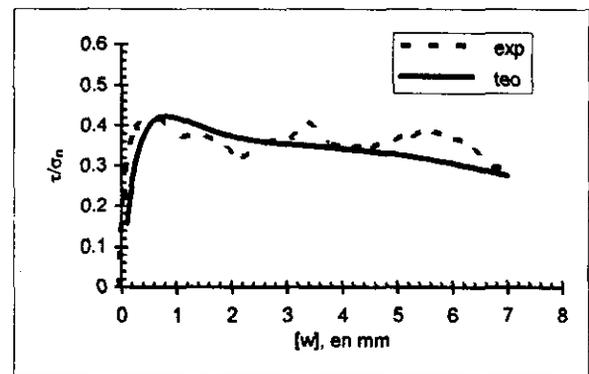
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

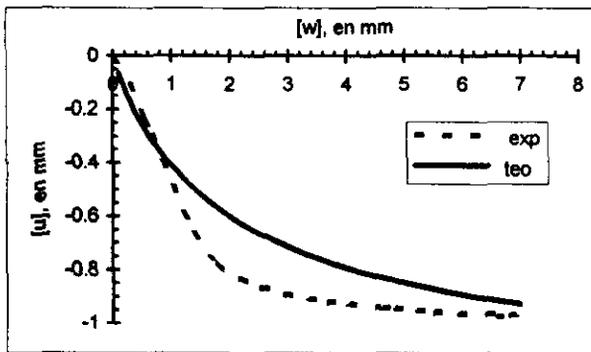


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

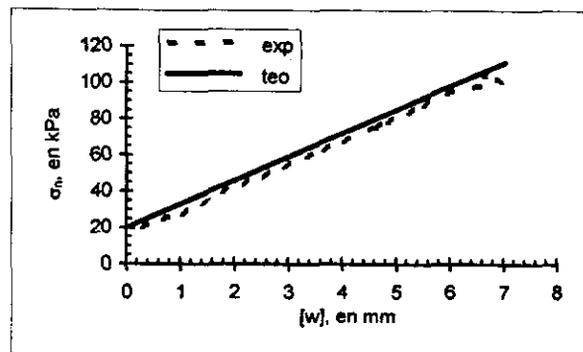


Variación de la tangente del ángulo de fricción

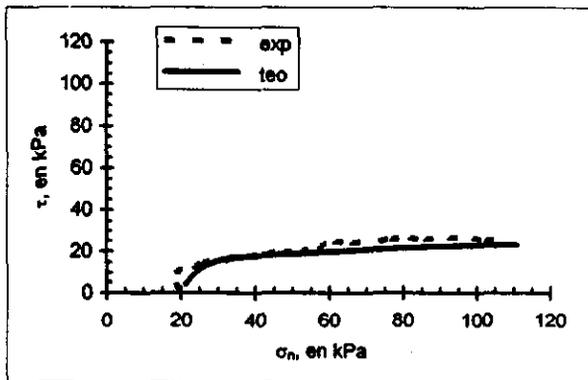
Fig 6.19 Comparación teórico-experimental: muestra 11, interfaz suelo-concreto (modelo incremental no lineal)



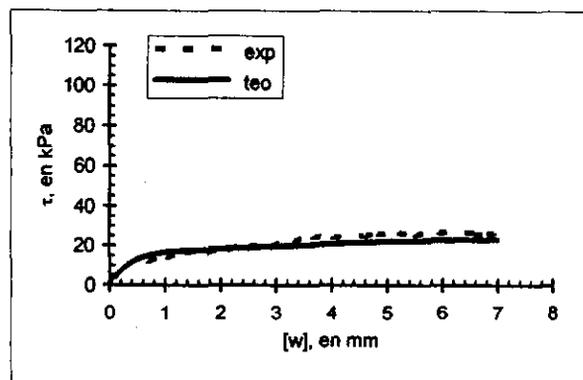
Curva de desplazamientos



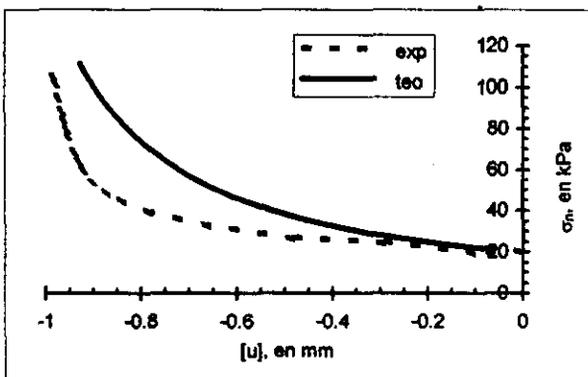
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



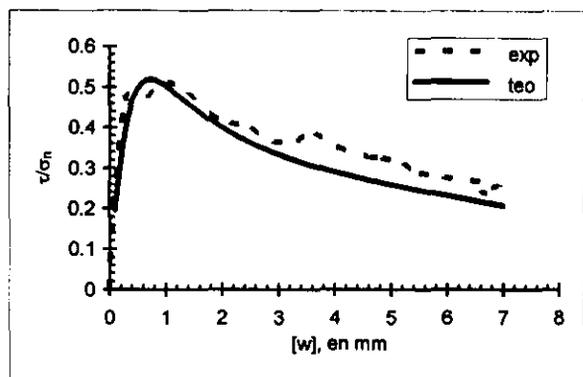
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo

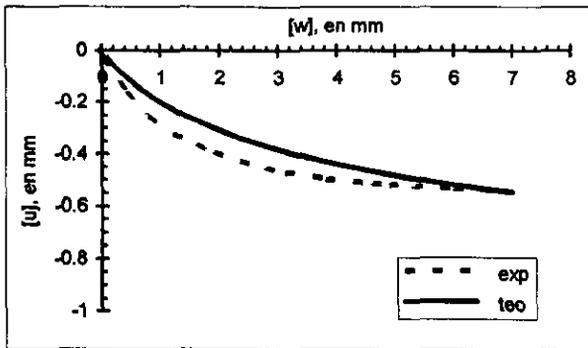


Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical

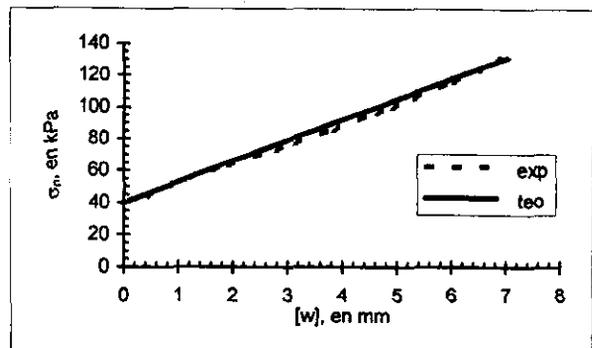


Variación de la tangente del ángulo de fricción

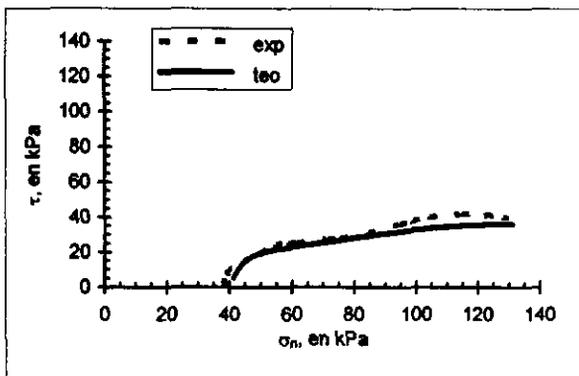
Fig 6.20 Comparación teórico-experimental: muestra 14, interfaz suelo-acero (modelo incremental no lineal)



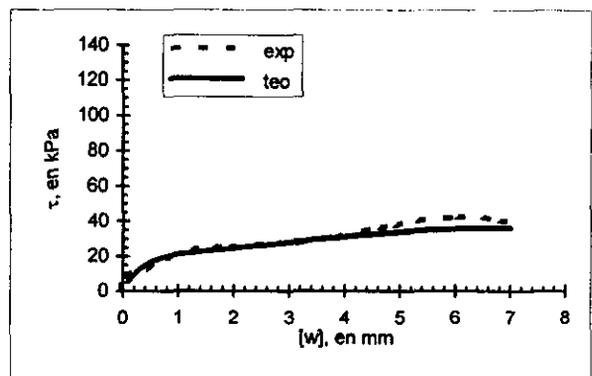
Curva de desplazamientos



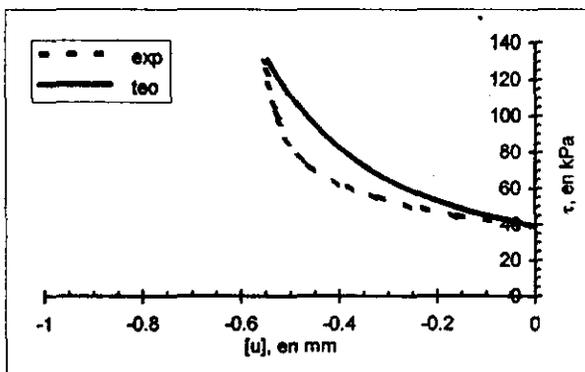
Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo



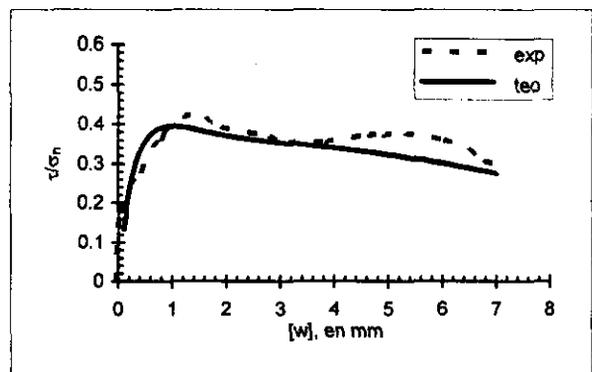
Trayectoria de esfuerzos



Esfuerzo cortante vs desplazamiento relativo



Esfuerzo normal vs desplazamiento relativo vertical



Variación de la tangente del ángulo de fricción

Fig 6.21 Comparación teórico-experimental: muestra 15, interfaz suelo-acero (modelo incremental no lineal)

7. Conclusiones

Se revisaron las condiciones de trabajo de cimentaciones profundas resueltas con pilotes de fricción en la ciudad de México.

De la revisión se hizo evidente la necesidad de profundizar en algunos aspectos, en especial el de la interfaz entre el suelo y el pilote que es una zona en donde se localizan los esfuerzos y deformaciones debido a los desplazamientos relativos de gran magnitud que ocurren durante el hincado e instalación del pilote y durante la vida útil de los mismos.

El estudio de las peculiaridades del comportamiento en la interfaz requiere técnicas experimentales especiales, que permitan evaluar su comportamiento bajo condiciones controladas en el laboratorio. El equipo que permite estudiar el comportamiento de la interfaz es el aparato de corte directo.

Se presentaron y discutieron resultados de ensayos de corte realizados en un aparato modificado para efectuar pruebas a volumen constante y a carga normal constante. El sistema mantiene aproximadamente constante el volumen de las muestras con una tolerancia de ± 0.01 mm en la deformación axial, aunque en algunas pruebas este nivel de deformación permisible fue rebasado. En este respecto, los mejores resultados se obtuvieron con las pruebas hechas en probetas de material natural con interfaz suelo-acero.

Los resultados de los ensayos realizados se presentaron en términos de curvas de consolidación, curvas de desplazamiento relativo vertical contra desplazamiento relativo tangencial, curvas esfuerzo cortante contra desplazamiento relativo tangencial y trayectoria de esfuerzos, interpretando el comportamiento de la interfaz dentro del marco de la teoría de plasticidad.

Las muestras con material natural presentan un esfuerzo cortante pico cerca de los 2 mm de desplazamiento relativo tangencial y posteriormente alcanza un valor residual del orden de 16 % menor que el esfuerzo cortante pico. Todas las muestras presentaron un comportamiento contractivo. Estas muestras inalteradas usadas en esta investigación fueron ensayadas bajo varias condiciones, dependiendo principalmente de la profundidad de la que fueron extraídas del campo, su relación de vacíos inicial y contenido de agua, el esfuerzo de consolidación aplicado en el laboratorio y la modalidad de prueba.

El contenido de agua de las muestras presentó una amplia variación, lo que explica, al menos parcialmente, la dispersión o incongruencia que se observó en algunos de los ensayos efectuados en arcilla natural.

De los experimentos con material inalterado suelo-suelo se definieron los ángulos de fricción pico, post-pico y residual. Los ángulos residuales se obtuvieron de la etapa de recarga de las muestras. De las pruebas suelo-concreto y suelo-acero sólo fue posible definir los ángulos de fricción pico y residual.

Las curvas de las trayectorias de esfuerzo y de desplazamientos obtenidas de las pruebas con arcilla inalterada muestran que su comportamiento es principalmente contractivo. Los pequeños cambios de volumen parecen tener influencia sobre la forma de las trayectorias de esfuerzo.

Se describió el procedimiento de reconstitución de la arcilla de la ciudad de México. El contenido de agua inicial y el estado de esfuerzos después de la reconstitución fue muy parecido al de las condiciones del sitio donde se efectuaron las pruebas de campo con pilotes de fricción, aunque la compresión durante el proceso de reconsolidación del material reconstituido en el aparato de corte fue mayor que la esperada.

Se modificó el procedimiento de prueba en los ensayos con material reconstituido debido a las limitaciones del aparato de corte para proporcionar datos útiles para realizar simulaciones con los modelos propuestos. Por ello se llevaron a cabo pruebas aumentando y disminuyendo el esfuerzo vertical durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Durante la consolidación de las muestras en el aparato de corte directo ocurrieron cambios de volumen y de contenido de agua. Como consecuencia, las muestras de suelo reconstituido alcanzaron un valor menor de humedad al del suelo localizado en el sitio para el cual se trataron de reproducir sus propiedades.

El material reconstituido no es tan frágil como el natural. Esta diferencia es atribuible al efecto del envejecimiento, presente en los suelos naturales pero ausente en los reconstituidos.

En las pruebas realizadas con material reconstituido también se observó un comportamiento principalmente contractivo, que concuerda con el que cabría esperar en arcillas blandas, normalmente consolidadas.

A partir de la teoría de plasticidad se propusieron dos modelos, uno elasto-plástico y otro incremental no lineal para describir el comportamiento de la interfaz suelo-concreto o suelo-acero.

Para realizar las simulaciones se utilizaron los programas LEYEP (Ley elasto-plástica) para el modelo elasto-plástico y GILMEX (Grenoble Interface Law - Mexico) para el modelo incremental no lineal. Ambos programas pueden ser incluidos en un programa de elementos finitos o de elementos frontera para simular las condiciones de esfuerzo y deformaciones que ocurren durante el hincado y la vida útil de los pilotes.

El modelo de interfaz elasto-plástico consta de seis parámetros cada uno de ellos tiene un significado físico. Por su parte, el modelo incremental involucra siete parámetros. Los parámetros de ambos modelos pueden obtenerse de los resultados de los ensayos de corte directo.

Las comparaciones teórico experimentales muestran que el modelo elasto-plástico en términos generales reproduce razonablemente bien los resultados experimentales obtenidos en las dos modalidades de pruebas de interfaz con arcilla reconstituida (aumentando y disminuyendo el esfuerzo vertical). Las principales diferencias entre las predicciones teóricas y los resultados experimentales se deben a que no reproduce el fenómeno de contractancia que se presenta en las pruebas con disminución del esfuerzo vertical pues este modelo supone que los valores de los parámetros que lo definen son constantes. La transición brusca de comportamiento elástico a plástico implícita en el modelo elasto-plástico, así como la sobrestimación del rango de esfuerzos y deformaciones dentro del cual el material se comporta elásticamente también contribuye a estas diferencias.

La ley incremental no lineal permite simular el comportamiento de la interfaz a partir de un número de pruebas base mínimo. Esta ley toma en cuenta el acoplamiento entre los fenómenos tangenciales y normales desarrollados durante la etapa de corte, por lo que arroja resultados muy parecidos a los obtenidos experimentalmente.

El método de interpolación incremental de las funciones de ponderación W_i permite obtener valores aceptables de la respuesta incremental sin importar el número de solicitaciones que se tengan en el círculo unitario. Además, consiste en derivadas continuas que se describen paso a paso durante la integración numérica de la ley de interfaz, permitiendo con ello la obtención de los coeficientes de la matriz reológica \underline{D} .

El modelo incremental reproduce con buena aproximación los resultados experimentales. Únicamente se observan pequeñas variaciones en los valores del esfuerzo cortante y del desplazamiento relativo vertical, siendo mayores los obtenidos experimentalmente para un cierto desplazamiento relativo tangencial.

Las leyes para interfaz suelo-estructura son diferentes de las leyes para suelos debido a tres características principales: el tamaño de los desplazamientos relativos, el alto nivel de dilatancia y contractancia durante la etapa de corte y la presencia de un intenso efecto de degradación resultado de la localización de una banda de corte. Las ecuaciones constitutivas de interfaz elasto-plástica son muy sencillas pero no modelan todos estos efectos, mientras que las ecuaciones constitutivas de interfaz incremental no lineal parecen ser más adecuadas para modelar todos esos fenómenos interdependientes tal como pudo observarse en las comparaciones teórico-experimentales.

Algunos de los problemas geotécnicos donde es útil el empleo de modelos de interfaz son: el análisis de interacción suelo-estructura en pilotes sometidos a tensión o

compresión, anclas, cimentaciones sometidas a cargas laterales o en el desarrollo de bandas de corte en el interior de la masa de suelo. La ley de interfaz describe los grandes desplazamientos, rotaciones y deformaciones después de pequeños desplazamientos tangenciales que se presentan en la banda de corte dentro del suelo a lo largo de la estructura, en los problemas antes referidos.

Finalmente, este trabajo constituye un primer paso en la simulación numérica para conocer las condiciones de esfuerzo-deformación de pilotes o de estructuras en contacto con el suelo. Se requieren trabajos experimentales adicionales para clarificar algunos aspectos del comportamiento general de la arcilla natural y reconstituida de la ciudad de México. Los futuros programas de pruebas deberán realizarse en un aparato de corte que permita controlar las trayectorias de esfuerzo e imponer trayectorias a volumen constante y a esfuerzo normal constante.

Referencias.

Auvinet, G. y Mendoza, M., 1986, "*Comportamiento de diversos tipos de cimentaciones en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985*", Memoria, Simposio, "Los sismos de 1985; casos de mecánica de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F.

Rosenblueth, E., 1965, "*Nota sobre el uso de pilotes de fricción en el Valle de México*", Series del Instituto de Ingeniería, No 117, México, D.F.

Auvinet, G. y Reséndiz, D., 1991, "*Foundations on soft soils: design criteria*", Special invited lecture, published in: Proceedings, IXth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña del Mar, Chile.

Jaime, A., Romo, M. y Reséndiz, D. 1988. "*Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México*". Series del Instituto de Ingeniería, No. 515, México, D.F.

Jaime, A., Rojas, E. y Legorreta, H., 1991, "*Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda. Respuesta bajo carga estática*", Series del Instituto de Ingeniería No 534, Agosto, México, D.F.

Cooke, R.W., Price, G. and Tarr, K. "*Jacked piles in London clay: Interaction and group behaviour under working conditions*". Geotechnique 29, No. 2, 113-147.

Sommer, H., Wittmann, P. and Ripper, P., 1985. "*Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay*". Proceedings, Xith International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Fco. USA.

Enríquez, R. y Rosenblueth, E., 1959, "*Pruebas de extracción con pilotes a escalas reducidas en las arcillas típicas del Valle de México*", Proceedings, First Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, D.F.

Auvinet, G. y Hanell, J.J., 1978, "*Fricción negativa en pilotes, Estado actual del conocimiento*", Memoria, Simposio "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F.

Zeevaert, L., 1973, "*Foundation Engineering for difficult subsoil conditions*", Van Nostrand Reinhold Co. New York, USA.

Blanchet, R et al, 1980, "*Behaviour of friction piles in soft sensitive clays*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, Number 2.

Auvinet, G., 1995, "*Friction piles in soft clays, A review based on Mexican experience*", Partial report of Seismic behaviour of friction piles in soft clays project, Instituto de Ingeniería, UNAM and Institut de Mécanique de Grenoble.

Meyerhof, G., 1976, "*Bearing capacity and settlement of pile foundations*", ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102, GT3.

Rosenblueth, E. y Ovando, E. (1990), "*Riesgo sísmico en el valle de México: una perspectiva geotécnica*", El subsuelo en la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Hill, R. (1956), "*The mathematical theory of plasticity*", Oxford at the Clarendon Press. Great Britain.

Scott, R. F., (1985), "*Plasticity and constitutive relations in soil mechanics*", Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 111 No. 5, EUA.

Chen, W. F: and Mizuno, E., (1990), "*Nonlinear analysis in soil mechanics, teory and implementation*", Elsevier Science Publishing Company Inc. Netherlands

Lubliner, J., (1990), "*Plasticity theory*", Macmillan Publishing Company. USA

Malvern, L. E., (1969), "*Introduction to the mechanics of a continuous medium*", Prentice-Hall, Inc. USA.

Salençon, J., (1977), "*Applications of the theory of plasticity in soil mechanics*", John Wiley and Sons. U.K.

Hoteit, N., (1989), "*Etude du cisaillement d'interface à rigidité normale imposée et applications*", Thèse Doctorat, Université Joseph Fourier de Grenoble, France.

Garnica, P., (1993), "*Simulation numérique du frottement entre solides par équations intégrales aux frontières et modèle d'interface non linéaire. Application aux pieux*", Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.

Boulon, M., (1988), "*Contribution à la mécanique des interfaces sols-structures. Application au frottement lateral des pieux*". Mémoire d'habilitation, Université Joseph Fourier de Grenoble, France.

Garnica, P. and Boulon, M., (1995), "*Soil-structure interface behaviour*", Proc. Xth Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, México, vol 2.

Boulon, M., Garnica, P. and Vermeer, P. A., (1995), "*Soil-structure interaction: FEM computations*", Mechanics of Geomaterial Interfaces, Elsevier Science B. V., Netherlands.

Ovando, E., Castellanos, E., Roque, G. and López, O., (1996), "*Final report submitted by: Instituto de Ingeniería, UNAM; Mexico, City to European Economic Community*"

Plytas, C., (1985), "*Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures*", Thèse Doctorat, USMG-INPG, Grenoble, France.

Marchina, P., (1989), "*Modélisation de l'interaction sol-structure par la méthode des équations intégrales aux frontières et loi d'interface*", Thèse Doctorat, Université de Grenoble, France.

Kjellman, W., (1951), "*Testing the shear strength of clay in Sweden*", Geotechnique, 2, No. 3.

Bjerrum, L. and Landva, A., (1966), "*Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay*", Geotechnique, 16, No.1.

Cuanalo, O., (1993), "*Estudio experimental de interfaz arcilla-concreto*", Tesis de maestría, DEPMI, UNAM, México.

Apéndice

Utilizando el criterio de fluencia, la regla de flujo y la matriz $\underline{\underline{K}}^e$ se pueden obtener todos los términos de la matriz $\underline{\underline{D}}^p$, (ver 4.4)

Obtención de la matriz elasto-plástica $\underline{\underline{D}}^p$

$$\underline{\underline{D}}^p = - \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^T \underline{\underline{K}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^T \underline{\underline{K}} \left(\frac{\partial g}{\partial t}\right)} \underline{\underline{K}} \left(\frac{\partial g}{\partial t}\right) \quad (\text{A1})$$

$$f = (t_1^2 + t_s^2)^{1/2} - c - t_n \tan \phi \quad (\text{A2})$$

$$g = (t_1^2 + t_s^2)^{1/2} - t_n \tan \alpha \quad (\text{A3})$$

$$\underline{\underline{K}}^e = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_s \end{bmatrix} \quad (\text{A4})$$

$$\frac{\partial f}{\partial t_n} = -\tan \phi$$

$$\frac{\partial f}{\partial t_1} = \frac{t_1}{(t_1^2 + t_s^2)^{1/2}} = n_t$$

$$\frac{\partial f}{\partial t_s} = \frac{t_s}{(t_1^2 + t_s^2)^{1/2}} = n_s$$

$$\frac{\partial g}{\partial t_n} = -\tan \alpha$$

$$\frac{\partial g}{\partial t_1} = \frac{t_1}{(t_1^2 + t_s^2)^{1/2}} = n_t$$

$$\frac{\partial g}{\partial t_s} = \frac{t_s}{(t_t^2 + t_s^2)^{1/2}} = n_s$$

$$\{-\tan \phi, n_t, n_s\} \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_s \end{bmatrix} = \{-\tan \phi K_n, K_t n_t, K_s n_s\} \quad (A5)$$

$$\{-\tan \phi, n_t, n_s\} \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\tan \alpha \\ n_t \\ n_s \end{bmatrix} = \{\tan \alpha \tan \phi K_n, K_t n_t^2, K_s n_s^2\} \quad (A6)$$

$$\begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\tan \alpha \\ n_t \\ n_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\tan \alpha K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t n_t & 0 \\ 0 & 0 & K_s n_s \end{bmatrix} \quad (A7)$$

Si al denominador de la expresión de la matriz $\underline{\underline{D}}^p$ le damos el nombre de K , tenemos:

$$K = \alpha \phi K_n + K_t n_t^2 + K_s n_s^2 \quad (A8)$$

Resolviendo (5) y (7) y multiplicando dicho resultado por (6) se obtienen los términos de la matriz $\underline{\underline{D}}^p$

$$\underline{\underline{D}}^p = -\frac{1}{K} \begin{bmatrix} \tan \alpha \tan \phi K_n^2 & -\tan \alpha K_n K_t n_t & -\tan \alpha K_n K_s n_s \\ -\tan \phi K_t K_n n_t & K_t^2 n_t^2 & K_t K_s n_t n_s \\ -\tan \phi K_s K_n n_s & K_s K_t n_t n_s & K_s^2 n_s^2 \end{bmatrix}$$

La matriz $\underline{\underline{D}}^p$, es la matriz que liga los incrementos plásticos del vector de esfuerzos con los incrementos del vector desplazamiento relativo y es representada por la expresión:

$$d[t] = \underline{\underline{D}}^p d[U]$$

$$\begin{Bmatrix} dt_n^p \\ dt_t^p \\ dt_s^p \end{Bmatrix} = -\frac{1}{K} \begin{bmatrix} \tan \alpha \tan \phi K_n^2 & -\tan \alpha K_n K_t n_t & -\tan \alpha K_n K_s n_s \\ -\tan \phi K_t K_n n_t & K_t^2 n_t^2 & K_t K_s n_t n_s \\ -\tan \phi K_s K_n n_s & K_s K_t n_t n_s & K_s^2 n_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d[U]_n \\ d[U]_t \\ d[U]_s \end{Bmatrix}$$