



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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 papás, Araceli y José Luis, con amor y gratitud.

A mis hermanos Miguel Ángel y Alejandra, tan necesitados de un buen ejemplo.

A mi abuela Concha.

A mi abuelita Chepa, que me enseñó todo lo que sé de la bondad y la belleza de la vida.

A Eugenia. Por tu apoyo incondicional. Por tu amor y tu respeto.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Miguel Romo y al Dr. Efraín Ovando por su interés y asesoramiento para la realización de este trabajo.

Al Dr. Daniel Reséndiz, Dr. Raúl Flores Berrones y Dr. Roberto Gómez por el tiempo dedicado a la revisión de este trabajo.

Al Sr. Amador Sámano por su invaluable ayuda para todos los trabajos de instalación, operación y mantenimiento de los equipos.

A la M. en Ing. Beatriz Elena Pérez, por su ayuda en los inicios de esta epopeya.

Al Ing. Manuel Sánchez Guerrero por su amistad y colaboración.

INDICE.

I.- INTRODUCCIÓN.

II.- COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ARCILLAS.

- II.i) Introducción.
- II.ii) Aspectos generales del comportamiento dinámico de arcillas.
- II.iii) Métodos de campo.
- II.iv) Métodos de laboratorio.
- II.v) Arcillas de la ciudad de México.
- II.vi) Arcillas de la sonda de Campeche.

III.- INTERACCIÓN ESTÁTICA Y PSEUDOESTÁTICA PILOTE-SUELO.

IV.- INTERACCIÓN DINÁMICA PILOTE-SUELO.

V.- CURVAS P-Y.

- V.i) Curvas P-Y estáticas y pseudoestáticas.
- V.ii) Curvas P-Y dinámicas.
- V.iii) Curvas T-Z.

VI.- CONCLUSIONES.

-BIBLIOGRAFÍA.

-TABLAS.

-FIGURAS.

I.- INTRODUCCION

I.- INTRODUCCIÓN.

Esta tesis fue elaborada en virtud de la importancia que en tiempos recientes ha adquirido la dinámica de suelos en nuestro país, ya que a pesar de la indiscutible relevancia que tiene esta materia dentro de la ingeniería civil en general y la mecánica de suelos y la ingeniería sísmica en particular, existen muchas lagunas de información y en muchos casos de comprensión de la física de estos fenómenos.

Uno de los objetivos del presente trabajo es hacer una revisión general de los conceptos más importantes de la dinámica de suelos, bases teóricas, métodos de campo y laboratorio, y técnicas empíricas o semiempíricas para conocer el comportamiento dinámico del suelo.

El objetivo final del trabajo está encaminado a la obtención de curvas P-Y dinámicas, para lo cual se estudiaron suelos de la ciudad de México y la sonda de Campeche, sitios en los cuales es frecuente que las sollicitaciones laterales sobre elementos de cimentación dominen el diseño.

Se describe el método estático y pseudoestático para la obtención de curvas P-Y, se ilustra su aplicación; de ésta se obtienen resultados que permiten conclusiones interesantes. De la misma manera se revisa y aplica el método dinámico, incluyendo un procedimiento para el cálculo del efecto del número de aplicaciones de carga. Ambos métodos se aplicaron a muestras diferentes de cada lugar, considerando secciones de cimentación distinta y variación en el número de aplicaciones de carga. Esto permitió contar con información para comparar los diversos factores, y obtener conclusiones.

II.- COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ARCILLAS

II.i.- INTRODUCCIÓN.

Para poder calcular las curvas P-Y , y para entender los aspectos ingenieriles en que se fundamentan, se hizo una revisión del comportamiento dinámico de arcillas en general, y luego se particularizó para los casos de arcillas típicas de la ciudad de México, y arcillas marinas de la sonda de Campeche.

En este capítulo se aclararán los diferentes aspectos del comportamiento dinámico de las arcillas, tanto en ensayos de laboratorio como en sus implicaciones para el diseño de cimentaciones , de las que nos interesará el caso particular de cimentaciones a base de pilas o pilotes cargados lateralmente.

II.ii.- ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ARCILLAS .

El desarrollo de la mecánica de suelos ha centrado su atención preponderantemente en los aspectos estáticos del comportamiento de los suelos , y solo hasta épocas relativamente recientes se ha dado mayor importancia al comportamiento dinámico de los suelos.

Hoy se sabe que los suelos no muestran el mismo comportamiento ante cargas permanentes que ante sollicitaciones de tipo dinámico , sean las que se presentan durante los sismos o las debidas al oleaje en estructuras marinas. Este tipo de cargas pueden presentarse también en cimentaciones de determinados tipos de maquinaria.

Además de la respuesta durante la sollicitación dinámica , se debe considerar la repercusión que tiene en el comportamiento posterior del suelo el hecho de haber sido sometido a sollicitaciones dinámicas. El cambio de comportamiento depende tanto de la magnitud y duración de la sollicitación , como del tipo de material , su contenido de finos , la compacidad relativa en arenas , la microestructura de las arcillas y la historia de cargas del suelo.

Otra razón por la que es importante determinar el comportamiento dinámico del suelo es conocer la forma en que se propagan las ondas sísmicas. A partir de un registro sísmico o bien de un sismo de diseño en un determinado punto o estrato , se puede conocer con aceptable aproximación el espectro en otro punto, siempre que se conozcan los parámetros del medio a través del cual se propaga la onda sísmica. La aproximación será mejor cuanto más representativas sean las propiedades del suelo utilizadas en el cálculo.

En esta tesis se considerará arcilloso todo material cuyo comportamiento esté gobernado por la fracción fina del material, independientemente del contenido de suelo granular. Las arcillas marinas de la sonda de Campeche y de la ciudad de México no son arenosas , aun cuando dentro de la estratigrafía se encuentren depósitos y lentes arenosos.

Para la cimentación de plataformas marinas en la sonda de Campeche, las sollicitaciones cíclicas son producidas por las fuerzas del oleaje que pueden ser muy grandes durante tormentas y eventualmente fuerzas dinámicas causadas por eventos sísmicos, aun cuando el A.P.I. (American Petroleum Institute) solo considera en el diseño las sollicitaciones debidas al oleaje. Para la ciudad de México las sollicitaciones se deben a cargas sísmicas, principalmente a las producidas por la propagación de ondas de corte a través de la masa de suelo.

PARÁMETROS DINÁMICOS. Desde el punto de vista del cálculo de la respuesta de depósitos de suelo, los parámetros dinámicos de interés son:

- 1) Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones dinámicas, incluyendo la generación de presión de poro.
- 2) Rigidez del suelo, expresada a través del módulo de Young (E), o del módulo de esfuerzo cortante (G).
- 3) Relación de Poisson (ν), para determinar la relación entre deformación axial (ϵ) y angular (γ), así como la relación entre el módulo de Young y el de cortante.
- 4) Capacidad del suelo para disipar energía, (ξ).

La capacidad del suelo para disipar energía será genéricamente llamada amortiguamiento, y es una fracción del amortiguamiento crítico, (λ). Tanto λ como G son parámetros necesarios para determinar la propagación de las ondas sísmicas y las curvas P-Y. Dichos parámetros no varían en forma lineal, sino que responden a determinadas curvas de comportamiento en función de la deformación angular. Esto significa que el valor del amortiguamiento y del módulo de cortante dependen del nivel de deformaciones inducidas en el suelo durante la sollicitación dinámica. Esquemáticamente esto puede ser observado en las figuras 11.11.1 y 11.11.2.

Del análisis de la curva presentada en la figura 11.11.1 se observa que el amortiguamiento tiene valores pequeños para deformaciones pequeñas. Esto se debe a que la disipación de energía se hace por fricción entre los componentes de la microestructura del suelo durante la deformación, por lo que a pequeñas deformaciones corresponderán movimientos interparticulares menores, lo que conduce

a una reducción en la disipación por fricción, y amortiguamiento bajo. Por otro lado, cuando las deformaciones inducidas son altas el movimiento interparticular relativo es mayor, la fricción es mayor, la disipación de energía se incrementa, y el amortiguamiento crece. Se puede especular que para deformaciones muy grandes, el amortiguamiento tenderá hacia un valor límite en cualquier suelo.

De la observación de la figura 11.11.2 se tiene que para valores pequeños de deformación angular se tienen valores altos del módulo de cortante, el cual disminuye más o menos linealmente con el logaritmo de la deformación angular hasta cierto valor a partir del cual la pendiente se incrementa drásticamente, para después volver a disminuir con deformaciones muy altas. Esta degradación del módulo de rigidez al cortante se debe también a la ruptura de contactos y ligas a nivel microestructural de la arcilla. El valor de G máximo es el que corresponde a una deformación angular sumamente pequeña (p.e. 10^{-4}).

A través de la teoría de la elasticidad se establece que las relaciones entre γ y ϵ , así como entre G y E son proporcionales, así que el mismo comportamiento debe esperarse para las curvas ϵ versus E en condiciones dinámicas.

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES. Para determinar los parámetros de interés se cuenta con algunas correlaciones empíricas, así como con diversos métodos de campo y laboratorio, los cuales merecen un inciso específico para ser revisados con mayor detalle, por lo que en el presente inciso solamente serán mencionados.

Los principales aparatos de laboratorio para ensayos dinámicos son:

- 1) Cámara triaxial cíclica.
- 2) Aparato triaxial verdadero (cúbico).
- 3) Aparatos de corte simple cíclicos.
- 4) Mesa vibradora.
- 5) Celda de corte direccional.
- 6) Aparatos de cilindro hueco.
- 7) Péndulo de torsión.
- 8) Columna resonante.

Los principales métodos de campo son:

- 1) Geofísicos
- 2) Oscilación forzada.
- 3) Sondeos.
 - a.- Pozos cruzados (Cross hole).
 - b.- Prueba de impulsos in-situ.
 - c.- Pozo superficie (up hole) y superficie pozo (down hole).
 - d.- Sonda suspendida.
 - e.- Ensayes de cono dinámico.

Los principales ensayos de campo para los cuales se han establecido correlaciones son:

- a.- Penetración estándar.
- b.- Ensayes de cono estático.

Conforme se vió anteriormente, el valor de λ y G es función , entre otras cosas, de la deformación angular del suelo , y ésta a su vez función de la magnitud de los esfuerzos cortantes cíclicos inducidos. Evidentemente, a un esfuerzo mayor corresponderá una mayor deformación , con la consiguiente disminución de G y aumento de λ .

VELOCIDAD DE APLICACIÓN. Se sabe también que la velocidad de aplicación de la carga es muy importante. Se tiene la experiencia de que el suelo incrementa su resistencia última ante cargas aplicadas instantáneamente con respecto a su resistencia ante cargas sostenidas. De hecho , en curvas esfuerzo deformación estáticas se aprecia que la curva es más rígida y se alcanza mayor resistencia si los incrementos de carga se aplican a una mayor velocidad. Ante cargas de impacto la resistencia es máxima. De acuerdo con lo anterior, es de esperarse que el suelo mejore su comportamiento ingenieril para solicitaciones de alta frecuencia con respecto a lo que ocurre bajo solicitaciones de periodos largos.

NÚMERO DE CICLOS. Se tiene también que el módulo de rigidez se degrada al aumentar el número de ciclos de repetición de la solicitación, aun cuando no aumente la magnitud de la carga aplicada. (Al hablar de carga dinámica debe entenderse que

son ciclos de carga - descarga) Este comportamiento es apenas observable para deformaciones pequeñas , pero es muy drástico para deformaciones cercanas al límite de falla. De hecho más adelante se verá que eso lleva a la definición del parámetro de degradación, t , que es un indicador del cambio en el valor de G con el número de ciclos.

Por lo anterior, resulta claro que sismos que induzcan baja deformación angular, con periodos pequeños y/o de corta duración , serán menos dañinos que sismos con deformaciones angulares grandes , baja frecuencia y/o muchas repeticiones. Debe tenerse presente que la magnitud del daño inducido por un sismo específico depende además de las características vibratorias del depósito de suelo y de los efectos que produce en éstas la presencia de estructuras por el fenómeno de interacción suelo-estructura. En el caso de cimentaciones, las estructuras más perjudicadas serán las que a su vez tengan periodos naturales acoplables con los del sismo y el depósito, lo que produciría un efecto de doble resonancia. Por estas razones el diseño debe involucrar necesariamente el análisis de la interacción suelo-estructura , con sismos de diseño adecuados, pues es el acoplamiento de todo el sistema el que determina el comportamiento y no el análisis de sus partes por separado.

MICROESTRUCTURA. El hecho de que la resistencia dinámica al esfuerzo cortante sea mayor que la estática puede conducir a un infundado optimismo, pues el efecto de la repetición de las cargas provoca una degradación del módulo G y una alteración en la microestructura del suelo , que en algunas arcillas puede causar una disminución en la resistencia no drenada. La importancia en el decremento de la resistencia depende de la magnitud de la presión de poro que se genera durante el ciclaje.

Para la obtención de los parámetros dinámicos se distinguen dos casos: primero, cuando no se presentan deformaciones permanentes. En este caso es adecuado el uso de la teoría de la elasticidad. Esta situación se presenta a niveles bajos de deformación y esfuerzo; segundo, cuando se presentan deformaciones permanentes. En este caso ya no es adecuado el uso de la teoría de la elasticidad. Generalmente a

niveles de esfuerzo grandes el suelo entra en un rango de comportamiento plástico, como puede observarse en la figura 11.ii.2. Además de este cambio de comportamiento se observa que el suelo tiene un comportamiento histerético, es decir, que presenta una deformación acumulada tanto al incrementar el nivel de esfuerzos como al aumentar el número de ciclos.

Hasta ahora se ha hablado en general de los parámetros dinámicos, sin haberlos definido con más detalle. El parámetro de resistencia dinámica es equivalente al de resistencia estática, solo que bajo sollicitaciones de tipo dinámico. Es decir, es la máxima carga que puede soportar un suelo antes de llegar a la falla, o en su caso, antes de alcanzar deformaciones inadmisibles. El criterio de deformación inadmisible es un tanto arbitrario, y depende de las necesidades de cada proyecto. Como se ha dicho, la resistencia dinámica puede aumentar al incrementarse la velocidad de aplicación de la carga, y disminuir para cargas sostenidas. Al estar la resistencia dinámica asociada a cierta frecuencia de ciclaje no es apropiado extrapolar estos resultados a otras condiciones de ciclaje. La variación puede alcanzar valores del 20 % o más. Además, se ha visto que existe una degradación de la estructura del suelo durante el ciclaje, que se incrementa notablemente con el número de ciclos para niveles grandes de deformación, de tal manera que dicha resistencia debe estar asociada también a cierto número de repeticiones de carga, y suponerse que puede disminuir si el número de ciclos aumenta, o bien aumentar si el número de ciclos disminuye. De hecho, en la etapa de falla, que se comentará más adelante, se tienen casos en que para un nivel de esfuerzos dado, se presenta la falla en el primer ciclo, y otros casos en que se presenta la falla cuando han transcurrido cerca de 30 ciclos.

MÓDULO DE CORTANTE. El módulo de rigidez al corte suele expresarse a través del módulo de Young en condiciones no drenadas, E , aunque más frecuentemente se emplea directamente el módulo de cortante, G :

La relación entre E y G , según la teoría de la elasticidad, es:

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

II.ii.1

donde ν es la relación de Poisson para condiciones no drenadas.

En ensayos de cámara triaxial cíclica el módulo de cortante se determina experimentalmente a partir de la curva esfuerzo-deformación, como módulo secante (figuras II.ii.3 y II.ii.4). Es decir, es la pendiente de la recta que une los puntos de máxima deformación angular. Cuando se obtienen las curvas esfuerzo deformación en la cámara triaxial cíclica, los datos que se tienen son de esfuerzo y deformación axial, por lo que el módulo así calculado es el módulo de Young. Para determinar el valor de G se recurre a la teoría de la elasticidad, determinando así el valor del módulo de cortante y la deformación angular. Esto implica que el ensayo en cámara triaxial mide parámetros que no son los que directamente nos ocupan, y que hay que hacer uso de herramienta teórica para obtener los parámetros deseados. La relación de Poisson (ν) cambia con las condiciones de drenaje, y depende del grado de saturación G_w . Para medios elásticos porosos no drenados con $G_w=100\%$, $\nu = 0.5$, en cuyo caso $G=E/3$, y $\gamma=0.75c$. La condición descrita es bastante representativa de lo que ocurre en los suelos arcillosos bajo el nivel freático. Para suelos no saturados, con otras condiciones de drenaje, o sometidos a grandes deformaciones, el valor de ν puede cambiar. En arenas limpias secas tiene valores del orden de 0.35.

En ensayos de columna resonante se determina la respuesta de la probeta de suelo en términos de aceleración, ante diferentes frecuencias de una cierta torsión longitudinal aplicada. De la gráfica de frecuencia aplicada-aceleración de respuesta se obtiene el valor de la frecuencia natural de vibración en el primer modo, que es aquella para la cual la aceleración de respuesta es máxima. Mediante la teoría de vibraciones forzadas se determina la relación entre la frecuencia natural, f_n , y G , resultando que $G=f(f_n^2)$. El detalle de esta relación se verá más adelante. Una vez conocido el valor de G , se puede conocer la velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo mediante la relación

$$G = \rho V_s^2$$

.....II.ii.2

donde:

V_s = Velocidad de propagación de las ondas de corte.

$$\rho = \text{Densidad} = \gamma_s / g$$

.....II.ii.3

donde: γ_s = peso volumétrico saturado del material.

g = aceleración de la gravedad.

La razón por la que interesan principalmente las distorsiones angulares, el módulo de cortante y la velocidad de propagación de las ondas de corte es por que este tipo de ondas es el que genera movimientos laterales en la masa de suelo, que son los que inducen los movimientos más dañinos en la estructura del suelo y provocan desplazamientos laterales en pilotes. En el suelo se generan cuatro tipos de onda: dos superficiales y dos de cuerpo. Dentro de las ondas superficiales se conocen las de Rayleigh, que se presentan como movimientos elípticos retrógrados, y las de Love que son un cizalleo superficial. Las ondas de cuerpo pueden ser de compresión o de corte.

Las ondas de compresión excitan partículas en la misma dirección en que se propagan, produciendo cambios de volumen en las partículas de suelo. Las ondas de corte se propagan en dirección perpendicular al movimiento de las partículas; a diferencia de las ondas de compresión, las de corte sólo se transmiten a través de la fase sólida del suelo, dado que los líquidos no viscosos carecen de rigidez al corte. Estas ondas sólo producen deformaciones angulares.

AMORTIGUAMIENTO. El parámetro denominado amortiguamiento es una medida de la capacidad del suelo para disipar energía. Dicha disipación se debe a varias causas: 1.- De naturaleza viscosa. $f_v = c v$, donde f_v es el valor del amortiguamiento por viscosidad, c es el coeficiente de viscosidad, y v es la velocidad; 2.- De naturaleza elastoplástica, debido al trabajo plástico desarrollado por las cargas

aplicadas al suelo . 3.- Por transmisión e irradiación de energía. Esta se debe a cuestiones geométricas de propagación de las ondas sísmicas.

El cálculo del amortiguamiento en forma general se hace en función de una relación entre el área del lazo de histéresis y la energía potencial, en ensayos de cámara triaxial cíclica. Esto resulta más bien representativo del amortiguamiento de naturaleza elastoplástica. En ensayos de columna resonante se calcula en función del ancho de banda de la curva frecuencia-aceleración. El procedimiento detallado se discute más adelante.

Tanto G como λ están asociadas a una deformación angular específica , de tal manera que se pueden construir las curvas de γ vs. G y de γ vs. λ . Es usual representar la deformación en escala logarítmica.

PARÁMETROS DE CORRELACIÓN. Se tienen diferentes factores que influyen en el comportamiento de los suelos ante cargas sísmicas, que serán analizados con más detalle en la presentación de resultados. Entre las condiciones iniciales de la probeta de suelo es muy importante la estructura y la relación de vacíos para suelos arenosos. Aunque dichos factores también influyen en suelos arcillosos, son más importantes el contenido de humedad , y el índice plástico, o bien el índice de rigidez (también conocido como índice de consistencia) , definido como

$$I_r = \frac{LL - \omega}{(LL - LP)} = \frac{LL - \omega}{IP} \quad \dots 1.11.4$$

donde: I_r = índice de rigidez o de consistencia.

LL = límite líquido.

ω = contenido natural de agua.

LP = límite plástico.

IP = índice plástico.

El índice de rigidez resulta un parámetro muy útil , dado que involucra la micro estructura del material de la cual depende el índice plástico , y que es intrínseca del

material, dependiendo de su composición y enlaces químicos, e involucra también el contenido de humedad que es una característica que refleja el estado particular en que se encuentra el material.

La historia previa de esfuerzos que ha sufrido la probeta también se manifiesta en el comportamiento. Esto incluye los cambios en los esfuerzos in situ por el efecto del muestreo, que pueden modificar las condiciones originales. Dentro de este rubro debemos considerar la magnitud del esfuerzo de consolidación, el grado de preconsolidación, y la trayectoria de esfuerzos de consolidación. Hay una variación cuando la consolidación es isotrópica con respecto al caso de consolidación anisotrópica. También hay una influencia de la posición relativa del estado de esfuerzos al final de la consolidación respecto a la envolvente de falla.

En cuanto a la aplicación de las cargas debe considerarse la trayectoria de esfuerzos en carga, descarga o giros, así como la magnitud de los esfuerzos cortantes cíclicos. Las probetas tienen un comportamiento no necesariamente simétrico al aplicar ciclos de compresión y extensión, debido a la anisotropía del material.

MODELO HIPERBÓLICO. Finalmente, se ha visto que es posible asimilar la curva esfuerzo deformación dinámica del suelo con un modelo hiperbólico de comportamiento (figura 11.ii.5). Para esto, es necesario normalizar el esfuerzo desviador dinámico dividiéndolo entre el esfuerzo efectivo de consolidación:

$$\sigma_d^* = \sigma_d / \sigma'_c \quad \dots 11.ii.5$$

donde σ_d^* es el esfuerzo desviador dinámico normalizado

σ_d es el esfuerzo desviador dinámico

σ'_c es el esfuerzo efectivo de consolidación

Al dividir el valor de la deformación axial ϵ entre el valor de σ_d^* , la gráfica ϵ vs. ϵ / σ_d^* representa a una recta con pendiente b y ordenada al origen a , como se muestra en la figura 11.ii.6, de modo que:

$$c/\sigma d^* = a - hc \quad \dots \text{II.ii.6}$$

de donde: $\sigma d^* = c / (a + hc)$ II.ii.7

De la ecuación se tiene que $\sigma d^* = 0$ cuando $\varepsilon \rightarrow 0$, que corresponde a la condición para E dinámico máximo. Derivando σd^* con respecto a ε , obtenemos :

$$d\sigma d^*/d\varepsilon = (a+hc)-bc/(a+bc)^2 = a/(a+bc)^2, \text{ con } \varepsilon \rightarrow 0 \quad \dots \text{II.ii.8}$$

por tanto : $d\sigma d^*/d\varepsilon = 1/a$ II.ii.9

pero $\sigma d^* = \sigma d/\sigma c$, y $E = \sigma d/\varepsilon$ II.ii.10

Sustituyendo se obtiene $E_{\text{din máx}} = \sigma' c/a$ II.ii.11

II.iii.- METODOS DE CAMPO.

En este inciso se llevará a cabo una exposición a grandes rasgos de los diferentes métodos de campo de uso más común en la obtención de información acerca de las propiedades dinámicas de los suelos.

Cuando enfrentamos el problema de determinar las características de un sitio estudiado a partir de unas cuantas muestras por sondeo, de unos pocos sondeos específicos, tenemos que admitir que los resultados obtenidos corren el grave riesgo de estar muy lejos de ser representativos de los fenómenos a gran escala que se presentan en el campo. Independientemente de lo poco representativas que puedan ser las muestras, existe además el aspecto de la geología regional, fallas, fisuras y discontinuidades que pueden ser no previstas en el laboratorio y que afectan el comportamiento del suelo en un sentido desfavorable. Finalmente, existen factores de escala que afectan el comportamiento de las muestras, eso sin contar con el deterioro que puedan sufrir durante el muestreo, transportación, almacenamiento, extracción, labrado, montaje y ensaye.

Por las razones anteriores se han desarrollado varios métodos para hacer mediciones de parámetros del suelo in situ, tanto en condiciones estáticas como en condiciones dinámicas. Como suele ocurrir, estos métodos generalmente son costosos y en ocasiones difíciles de realizar. Además de eso, no en todas las ocasiones los métodos de campo desarrollados son capaces de medir con precisión lo que se desea; sin embargo, son de gran utilidad y representan una posibilidad alterna a los métodos de laboratorio.

En general todos los métodos de campo para la determinación de propiedades dinámicas comprenden dos aspectos: generar una onda o un tren de ondas en el suelo y registrar e interpretar la respuesta.

La generación de ondas se logra mediante el uso de explosivos, con impactos en la masa de suelo, o con medios mecánicos. Los tipos de onda generados en el suelo son de cuerpo (de compresión y de corte), y de superficie (Rayleigh y

Love) . Estos tipos de onda se producen independientemente del mecanismo generador.

Los registros se llevan a cabo con geófonos o receptores especiales, que se adecuan según el tipo de onda. Así hay algunos que perciben todo tipo de ondas , y otros que se orientan en forma tal que puedan registrar ondas de cuerpo específicas.

Los métodos de campo permiten evaluar principalmente la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) , y el módulo de cortante máximo (G_0) . Estos métodos son aplicables para deformaciones pequeñas y pueden ser de dos clases: Oscilación forzada y métodos geofísicos, dentro de los cuales se incluyen el de refracción y los de distintos tipos de sondeos .

OSCILACIÓN FORZADA. El método de oscilación forzada consiste en aplicar un vibrador a la masa de suelo que genera ondas Rayleigh mediante una excitación vertical, y con la ayuda de geófonos se detectan puntos en fase , calculándose la velocidad de propagación de la onda Rayleigh :

$$V_r = L_r f \quad \dots 11.iii.1$$

Donde : f = frecuencia del oscilador

L_r = Longitud de la onda de Rayleigh , en metros.

V_s = Valor medio de la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh.

A partir del valor de V_r se puede inferir la velocidad de propagación de ondas de compresión y de ondas de corte , y de ahí la rigidez al esfuerzo cortante . Este método tiene la limitación de que para grandes profundidades se requiere un vibrador muy pesado.

ENSAYE DE REFRACCIÓN. El ensaye de refracción se basa en que a materiales de diferente densidad corresponden distintas velocidades de propagación de ondas de corte. La ley de Snell (figura 11.iii.1) para velocidades de onda en medios elásticos plantea :

$$V_1/\text{Sen } i = V_2/\text{Sen } r$$

.....11.iii.2

donde : V_1 y V_2 son las velocidades de propagación de ondas en los medios 1 y 2 respectivamente.

i es el ángulo de incidencia de la onda.

r es el ángulo de refracción.

La refracción total implica $r = 90^\circ$, entonces $\text{Sen } i = V_1/V_2$. Como el ángulo de incidencia es menor de 90° , se tiene la limitante de que V_1 debe ser necesariamente menor que V_2 , es decir, que el medio 1 (superior), debe ser menos rígido que el medio 2 (más profundo). Este requisito del método no necesariamente se cumple en el campo.

Las ondas se generan mediante percusión o con explosivos, y se colocan geófonos a diferentes distancias que registran la primer onda que llega. Los geófonos cercanos a la emisión detectarán primero las ondas que viajan por el medio 1, mientras que los geófonos más lejanos detectarán primero las ondas que fueron refractadas, recordando que las ondas en el medio 2 viajan más rápido que en el medio 1 y si se les da suficiente distancia logran rebasarlas.

Se lleva un registro de distancia contra tiempo de arribo de la primer onda de corte, mostrado esquemáticamente en la figura 11.iii.2.

Cada medio genera una serie de puntos que definen la llamada curva deomocronica. El inverso de la pendiente de las rectas definidas corresponde a la velocidad de propagación de las ondas de corte y los puntos de cambio de pendiente definen los cambios de estrato. El método no tiene limite en cuanto a la cantidad de estratos, siempre que sean cada vez más rígidos al aumentar la profundidad.

MÉTODOS BASADOS EN SONDEOS. Entre los métodos basados en sondeos se tienen el de pozos cruzados o "cross-hole", el de pozo superficie o "up hole", el de superficie-pocho o "down-hole", el de sonda suspendida, y otros métodos de

campo desarrollados para estudios de exploración geotécnica como los sondeos de penetración estándar y de cono estático que se han correlacionado con las velocidades de propagación de ondas de corte, Vs, para diferentes tipos de suelo.

El sondeo cross-hole (figura 11.iii.3) es considerado por muchos ingenieros como el mejor método de campo para determinar el módulo de cortante. Consiste en perforar dos o más pozos, en el fondo de uno de los cuales se coloca un generador de ondas sísmicas que es accionado mediante percusión desde la superficie. En los demás pozos se coloca a la misma profundidad un geófono que registra la llegada de las ondas. Este puede estar conectado a su vez a un osciloscopio.

Es conveniente que los pozos sean del menor diámetro posible que permita trabajar, ya que la perforación provoca algún grado de alteración en el medio. Puede colocarse un ademe de acero, p.v.c. o aluminio. Además conviene colocar los pozos lo más cerca que sea posible constructivamente y dentro de los tiempos de resolución que el sistema de emisión-captura permita, ya que puede ocurrir, como en el método de refracción que las ondas viajen a través de medios más rígidos, y se piense que se está midiendo la velocidad de propagación en un estrato, cuando en realidad la onda está viajando por otro más rígido.

En el sondeo down-hole (figura 11.iii.4) se requiere una sola perforación, en la cual se colocan receptores de onda a las profundidades y orientaciones deseadas. Se genera un impulso en la superficie del terreno cerca de la boca de la perforación, y se registran los tiempos de llegada de las ondas de la superficie a los receptores. Con este método se pueden detectar estratos de poco espesor aunque tengan bajas velocidades de propagación y estén entre otros con velocidades más altas, siempre que la separación entre los geófonos sea suficientemente pequeña.

El sondeo up-hole (figura 11.iii.5) se basa en el mismo principio, pero se coloca el emisor en el pozo, y se va accionando a las profundidades deseadas, mientras que el receptor se coloca en la superficie cerca de la boca de la perforación.

En el sondeo de sonda suspendida (figura 11.iii.6) se introduce una sonda que incluye un emisor y un receptor, que se encuentran internamente aislados, de tal

manera que las ondas sean emitidas al terreno a través de la perforación , y son nuevamente captadas por el receptor después de ser propagadas. Con este sistema se puede ir variando la profundidad a la que se coloca la sonda , pero no la distancia relativa entre emisor y receptor , de tal manera que estratos muy pequeños pueden no ser detectados , ya que lo que se registra es una velocidad promedio de propagación entre un punto y otro.

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR. El uso del sondeo de penetración estándar (SPE) para medir propiedades del suelo ha sido cuestionado por varios ingenieros . Estudios llevados a cabo por *Kovacs (1975)* , *Palacios (1977)* y *Schmertmann (1976)* han hecho que se consideren de otra manera las propiedades del SPE para obtener propiedades del suelo consistentes . Muchos ingenieros piensan que es probablemente el mejor ensaye para evaluar el potencial de licuación de suelos granulares . En cuanto a suelos arcillosos el ensaye es demasiado general como para obtener resultados consistentes , aunque es bastante adecuado para predecir el comportamiento en forma cualitativa , lo que es evidente para cualquier ingeniero que haya hecho uso de él . *Schmertmann (1977)* ha señalado algunas cualidades del SPE para evaluar efectos dinámicos :

- el SPE es un ensaye dinámico . modelando un fenómeno dinámico .
- es esencialmente un ensaye no drenado, y
- genera principalmente energía de cortante.

En todo caso es un ensaye económico cuyas posibilidades es deseable investigar .

ENSAYE DE CONO PENETRANTE. Especial atención merece el ensaye de cono penetrante (CPT) , debido a que es un ensaye que se realiza cada vez con más frecuencia , y que ha sido investigado para poder ser utilizado en la determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte en el arcilla de la ciudad de México . Los resultados de ésta investigación los presentan *Romo y Ovando (1991)* , y aquí se hará una descripción general del método .

Se llevaron a cabo estudios de campo en la ciudad de México para determinar la velocidad de propagación de ondas sísmicas de compresión , V_p , y de

cortante, V_s ; con los métodos de down-hole y de sonda suspendida. Dichos sondeos se llevaron a cabo en sitios representativos de las zonas de los antiguos lagos de Texcoco y de Xochimilco-Chalco, donde existen depósitos importantes de arcillas blandas, y que tienen un notorio comportamiento sísmico. En los mismos puntos se realizaron ensayos de penetración con cono, resultando que los perfiles de V_s y q_c son aceptablemente similares. La conexión entre ambas se hace a través de la teoría de expansión de cavidades.

En la ciudad de México se estima el valor de la resistencia no drenada del suelo, C_u , a partir de la resistencia a la penetración del cono, q_c , mediante la siguiente expresión:

$$C_u \approx q_c / N_k$$

.....II.III.3

donde N_k es un coeficiente de correlación que depende entre otras cosas del tipo de suelo y de la forma del penetrómetro empleado. En la práctica N_k se obtiene calibrando los valores de q_c con ensayos triaxiales UU. Para las arcillas típicas de la ciudad de México se ha encontrado que N_k varía entre 10 y 14 para conos estándar penetrando a una velocidad de 2 cm/s. Dado que en la ciudad de México el valor de la resistencia dinámica es 1.2 a 1.4 veces mayor que el de la resistencia estática es natural que el valor de N_k dinámico resulte menor.

La teoría de expansión de cavidades postula que la presión p_i (que al ser aplicada en el interior de una cavidad cilíndrica produce una expansión continua por efecto de flujo plástico) es función del esfuerzo efectivo normal octaédrico inicial al centro de la cavidad (p'_o), el esfuerzo desviador máximo (q_p), el esfuerzo desviador residual (q_r), el módulo de Young secante cuando se alcanza la mitad de la resistencia (E_p), y el módulo de Young secante cuando se alcanza la resistencia residual (E_r). Adoptando éstos conceptos y considerando un medio elástico perfecto, *Ovando y Romo* obtienen que cuando se tiene $G \approx G_{máx}$,

$$V_s = \eta \sqrt{q / \sum_{i=1}^n \gamma_i} \quad \dots 11.iii.4$$

donde V_s es la velocidad de propagación de ondas de corte , en m/s
 q es la resistencia media de penetración del cono , en ton/m².
 γ es el peso volumétrico del suelo , en ton/m³.

$$\eta = \sqrt{g / \gamma_r} \quad \dots 11.iii.5$$

donde : g es la aceleración de la gravedad , en m/s²
 γ_r es una deformación de referencia , que es constante para cada tipo de suelo , y se define como

$$\gamma_r = \tau_f / G_{\text{máx}} \quad \dots 11.iii.6$$

donde τ_f es el esfuerzo cortante máximo o resistencia al corte.

el valor de η es constante para cada tipo de suelo.

Los valores de las constantes empleadas por *Romo y Ovando* se resumen en las **TABLAS 11.iii.1 y 11.iii.2**

Finalmente cabe decir que la relación elástica entre el periodo dominante de un depósito de suelo , T_0 , y la velocidad media de propagación de ondas de corte , V_s , en un sitio donde el espesor de los suelos deformables sea H , queda :

$$T_0 = 4H / V_s \quad \dots 11.iii.7$$

El valor de T_0 determinado con la ecuación coincide con el medido experimentalmente con muy buena aproximación , aún para temblores grandes . En las normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios del Reglamento de construcciones

del DDF de 1987 se tiene un mapa que permite estimar el valor de T_0 , de manera que conociendo T_0 y H , el valor de V_s queda determinado , entendiéndose que éste es solo un valor medio de todo el depósito .

II.iv.- METODOS DE LABORATORIO.

En el presente inciso se hará una revisión somera de los métodos de laboratorio comúnmente usados para la medición de parámetros dinámicos del suelo , y se hará una descripción detallada del ensaye en cámara triaxial cíclica y del ensaye en columna resonante . Los métodos de laboratorio que aquí se considerarán son el ensaye de pulso ultrasónico , la caja de corte simple cíclica , la caja de corte torsional cíclica , la mesa vibradora , la cámara triaxial cíclica , los aparatos de ensaye de vibración libre y la columna resonante .

ENSAYE DE PULSO ULTRASÓNICO : Utilizando cristales piezoeléctricos es posible generar y recibir ondas ultrasónicas en los suelos , tanto de compresión como de cortante . Las velocidades de onda pueden obtenerse midiendo el tiempo que tarda la onda en recorrer una distancia prefijada . A partir de las velocidades se calcula el módulo G . El aspecto más delicado de este ensaye es la identificación e interpretación del tiempo exacto de llegada de las ondas . Esta técnica no es muy usada en suelos , pero es usada rutinariamente en la medición de propiedades en rocas . Con esta técnica se pueden medir la atenuación , el módulo de Young y el módulo de cortante . El rango de deformaciones angulares que maneja es del orden de 0.0001% . Es adecuado para el diseño de cimentaciones de maquinaria .

CAJA DE CORTE SIMPLE CICLICO : Este ensaye representa una manera apropiada de reproducir en el laboratorio los esfuerzos que experimenta un elemento de suelo sujeto a una condición ideal de carga . Este aparato fue ideado para modelar los esfuerzos cortantes que generan las ondas de corte en su propagación vertical durante los temblores . Existen diferentes modelos , *AGI* , *Cambridge* y *Harvard* son algunos , y esquemáticamente el aparato consiste en una caja dividida en dos secciones , cada una de las cuales corresponde a una tapa y un lado , y se unen las partes de cada sección mediante articulaciones , según se muestra esquemáticamente en la figura II.iv.1 .

La interpretación de éstos ensayos no es simple , dadas las condiciones de frontera lateral de la muestra . El problema más básico es lograr equilibrio en la distribución de los esfuerzos durante la preparación de la muestra y la colocación de la

membrana . Un problema de este ensaye es que la distribución de los esfuerzos no es uniforme , y esto se incrementa a mayores deformaciones . Esto causa que la muestra falle con esfuerzos menores que los requeridos en campo . La deficiencia principal que presentan la mayoría de estos aparatos es que no permiten la medición o el control de la presión confinante lateral durante la carga ciclica . Con este ensaye se puede determinar el módulo de cortante , el amortiguamiento y el comportamiento durante el esfuerzo ciclico , para deformaciones desde 0.1 % hasta 1 % , como las que pueden presentarse en sismos .

APARATO TORSIONAL CICLICO : Con la intención de obviar algunas de las dificultades asociadas con los ensayos de corte simple ciclico , y para proveer la capacidad de medir la presión confinante y el K_0 , varios investigadores han desarrollado cajas torsionales . *Ishihara y Li (1972)* modificaron el aparato triaxial para poder inducir deformación torsional . Este aparato tiene la desventaja de que las deformaciones van desde cero en el centro del espécimen hasta un valor máximo en el exterior . *Drenvich (1972)* , entre otros investigadores , desarrolló un aparato en que se pueden realizar a la vez ensayos de corte ciclico torsional y de columna resonante , en muestras huecas longitudinalmente . La preparación de estas muestras es más complicada . Con este aparato se pueden ensayar muestras de suelos cohesivos inalterados . El método permite determinar el módulo de cortante , el amortiguamiento , y el comportamiento dinámico de suelos con deformaciones que van desde 0.0001 % hasta 1.0% .

ENSAYES DE MESA VIBRADORA : Aunque no tanto como el aparato de corte simple ciclico, la mesa vibradora ha sido usada para tratar de superar algunas dificultades asociadas con otros ensayos de corte simple . Debido a la concentración potencial de esfuerzos , condiciones de esfuerzo no uniformes y variaciones en la relación de vacíos que ocurren en la pequeña escala de los ensayos de caja de corte, muchos investigadores han sugerido que un ensaye similar a gran escala tendrá mejores resultados para determinar el potencial de licuación de suelos granulares . *SH-AJI(1972-*

b) y *De Alba* (1976), sugieren dos posibles aparatos : a) una gran caja de corte ; b) una gran mesa vibradora

La mayor dificultad del ensaye de mesa vibradora , aparte de las dimensiones de la muestra , es la penetración de la membrana entre los granos de arena , permitiendo así pequeños pero significativos cambios de volumen desarrollados en respuesta a los cambios de presión de poro . *Seed et al* (1975 y 1978) han montado pequeñas mesas vibratoras sobre mesas grandes , logrando así ensayar los efectos de corte multidireccional en 2 y 3 direcciones ortogonales . Encontraron que el comportamiento se hace más crítico en el caso de arenas saturadas . Con estos ensayes puede determinarse el módulo de cortante y el comportamiento ante esfuerzo dinámico , con deformaciones mínimas de 0.05 %

CAMARA TRIAXIAL CICLICA : Los ensayes triaxiales ciclicos han sido usados desde mediados de los años 60 (*Seed y Lee* , 1966) . En estos ensayes las muestras son inicialmente consolidadas en una celda a cierta presión σ_a , resultando los esfuerzos mostrados en la figura 11.iv.2 bajo la condición 1

La muestra es entonces sometida a un incremento en el esfuerzo axial $\sigma_{dc}/2$. En la idea original de *Seed* , simultáneamente se debe reducir la presión confinante en el mismo valor , dando lugar a la condición 2 (figura 11.iv.3). En este ensaye , el esfuerzo normal en un plano a 45° no cambia , y en ese mismo plano se desarrolla un esfuerzo cortante con valor $\tau = \sigma_{dc}/2$. Posteriormente el esfuerzo normal y la presión confinante son simultáneamente revertidos hasta alcanzar el valor de $\sigma_{dc}/2$ con signo contrario , de tal manera que el esfuerzo axial en un plano a 45° permanece igual a cero , mientras que el esfuerzo cortante alcanza ahora un valor de $\sigma_{dc}/2$ en sentido contrario . Estas condiciones de esfuerzo intentan ser similares a las experimentadas en un plano horizontal en el campo . En realidad el ensaye no se hace así , sino que se deja constante el valor de σ_a , y el esfuerzo axial se hace variar ciclicamente de $+\sigma_{dc}$ a $-\sigma_{dc}$.

Con esta nueva condición (figura 11.iv.4) existe un cambio en el valor del esfuerzo de compresión en un plano a 45° , al mismo tiempo que hay en cambio en el valor de τ .

Generalmente se utilizan equipos de esfuerzo controlado en los que se aplica carga cíclica a especímenes no drenados, mientras se registran la presión de poro, y la carga y deformaciones verticales, como se muestra en la figura II.iv.5.

También pueden realizarse ensayos de deformación controlada. El módulo de Young se determina mediante el cociente entre el esfuerzo axial aplicado y la deformación axial. Si se grafica el comportamiento esfuerzo deformación durante todo el ensayo, el comportamiento será el que se muestra esquemáticamente en la figura II.iv.6.

Si se grafica un solo ciclo de carga-descarga se obtendrá un elipsoide como el mostrado en la figura II.iv.7.

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, el valor del módulo de cortante puede calcularse como:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \dots \text{II.iv.1}$$

donde G es el módulo de cortante
E es el módulo de Young
 ν es la relación de Poisson

El valor de γ está dado por $\gamma = (1-\nu)/2 \cdot \epsilon$

Para suelos arcillosos saturados, $\nu = 0.5$, por lo que $G = E/3$, y la deformación angular es $\gamma = 0.75 \epsilon$.

Mientras que el esfuerzo es controlado, por lo cual los valores máximo y mínimo no varían, la deformación depende de la respuesta de la probeta de suelo ante el nivel de deformación aplicada, y ante la repetición de los ciclos de carga. De esta manera se tendrán casos para niveles de deformación bajos en que la deformación acumulada será despreciable o nula aún después de bastantes repeticiones de ciclos, especialmente en suelos rígidos. En cambio en suelos blandos, o a niveles grandes de

carga , la deformación se incrementa con el número de ciclos , y se puede llegar a un nivel de comportamiento plástico en el que se presenta deformación acumulada no recuperable . Esto implica que el módulo de rigidez va disminuyendo y que esta degradación puede ser no recuperable .

Si se grafican las elipses generadas con diferentes niveles de esfuerzo - deformación en una sola gráfica (figura II.iv.2), se obtienen diferentes módulos E . Se pueden unir los puntos de máximo y mínimo esfuerzo - deformación durante el ciclo dibujado , y se obtiene así la llamada curva esqueleto que no es otra cosa que la curva esfuerzo - deformación dinámica . Para deformaciones mínimas se obtiene el valor de E máximo .

El valor del amortiguamiento es una relación entre el área de la elipse descrita en el ciclo de histéresis en las curvas τ vs. γ , relacionada con la deformación sufrida por la probeta, y el área bajo la curva de los triángulos que se definen entre la línea de G y la horizontal , que representan la energía potencial de deformación de la muestra , y que en la gráfica quedan definidos por los triángulos $\triangle OAB$ y $\triangle OA'B'$:

$$\lambda = \text{amortiguamiento} = \frac{(\text{Área del lazo de histéresis})}{2\pi (\text{Área de los triángulos } OAB + OA'B')} \quad \dots \text{II.iv.2}$$

Se calcula el área de ambos triángulos por que el comportamiento no es necesariamente simétrico debido a la anisotropía del material . El área del lazo de histéresis puede calcularse como una poligonal , o bien suponer que es una elipse .

Para deformaciones pequeñas , características de niveles pequeños de esfuerzo , se tienen elipses estrechas , y pendientes de E grandes , de modo que el numerador resulta pequeño y el denominador grande , por lo que resultan amortiguamientos bajos . Esto es físicamente consistente con el hecho de que hay poca disipación por deformación . Para deformaciones grandes se tiene el comportamiento inverso .

El equipo específico del Instituto de Ingeniería (figura 11.iv.9) es operado a través de una servo consola que permite realizar ensayos de esfuerzo controlado. Dicho equipo puede ser operado manualmente, lo que permite hacer el contacto con las muestras durante el montaje e inclusive hacer ensayos estáticos. También puede ser operado mediante computadora, para lo cual se cuenta con un programa al que se alimentan las constantes de calibración y se definen las condiciones del ensayo. Se puede ensayar en una o dos etapas de diferentes duraciones, cada una de las cuales puede ser de carga constante, de incremento gradual continuo, de incrementos parciales, triangular o senoidal. En los estudios objeto de esta tesis se utilizó la carga senoidal en una sola etapa. A la carga senoidal se le define la duración y la amplitud, así como la frecuencia del ciclaje. Interiormente la servo consola se maneja con voltajes asociados a unidades de carga y la aplicación de compresiones o extensiones se hace mediante un sistema de inyección - eyección de aire comprimido. El programa es autocorregible, de tal manera que se controla interiormente para que las instrucciones dadas sean las que el equipo está llevando a cabo.

Las muestras se envuelven con mallas de papel poroso de manera que se permita la consolidación tridimensional y reducir tiempo de ensayo. Se protegen con doble membrana y se colocan en la cámara vacía, que posteriormente se tapa. Acto seguido, se hace el contacto entre el pistón de la cámara y la muestra y se llena de agua dejando un colchón de aire de 1 cm. en la parte superior, para absorber deformaciones volumétricas.

La cámara cuenta con drenaje tanto en la base como en la parte superior, ya que el pistón hace contacto con un cabezal con drenaje y no con la muestra directamente, de manera que se pueden saturar las probetas mediante la circulación de agua o de CO_2 , siendo posible aplicar contrapresión para aumentar el grado de saturación de las muestras. Posteriormente se realiza la consolidación, generalmente en 3 etapas, inyectando aire a la cámara. La presión de aire puede controlarse con manómetros de carátula, o bien digitalmente a través de un transductor de presión que registra la presión aplicada y está conectado a un voltímetro calibrado.

Una vez lograda la consolidación se cierra el drenaje y se transfiere el control de la servo consola a la computadora , donde se programa el ensaye . La presión de poro , la fuerza axial y la deformación axial son registrados con transductores de presión , de fuerza y de desplazamiento (D.C.D.T.) , en unidades de voltaje . Los transductores se encuentran previamente calibrados y las calibraciones asi como los voltajes de alimentación son revisados antes de cada ensaye .

La adquisición de datos se hace también en una computadora que tiene una tarjeta Keithley adaptada y lleva registros de los voltajes deseados de acuerdo con las instrucciones que se le den , mediante un programa de captura . En este caso se realizaron capturas de 40 puntos por segundo , para tener alta resolución . Al mismo tiempo que se lleva a cabo la captura aparece en la computadora la gráfica del comportamiento de la señal a lo largo del tiempo .

Las señales de fuerza y desplazamiento son pasadas por un amplificador para incrementar la ganancia de la señal antes de ser pasadas capturadas. Del amplificador se sacan a la vez señales a un graficador analógico X-Y que dibuja los ciclos de carga - deformación . Adicionalmente se puede observar el cambio de voltaje directamente en los voltímetros de la servo consola .

ENSAYES DE VIBRACION LIBRE : En estos ensayos se coloca la muestra en una cámara presurizada . Se aplica un momento torsionante en la frontera superior del espécimen y cuando éste se libera se registran las vibraciones libres . A partir de este registro se calculan la frecuencia natural y el amortiguamiento . El módulo G se calcula con la fórmula

$$G = \left[\frac{\omega_s^2}{1 + (\omega_s/\omega_u)^2} \right] k \quad \text{.....II.iv.3}$$

donde ω_s = frecuencia natural amortiguada del sistema suelo - aparato .

ω_u = frecuencia natural del amortiguamiento del aparato .

k = constante que depende de la geometría del aparato .

La constante de amortiguamiento se calcula a partir del decremento logarítmico, δ :

$$\delta = \ln \left[\frac{X_n}{X_{n+1}} \right]^{2\omega} / \sqrt{1-\xi^2} \quad \dots \text{II.IV.4}$$

donde X_n y X_{n+1} son las amplitudes de vibración de los ciclos sucesivos de oscilación libre.

ENSAYES DE COLUMNA RESONANTE: En esta técnica una columna de material es excitada tanto longitudinal como torsionalmente en uno de sus modos normales, y la velocidad de onda es determinada a partir de la frecuencia de resonancia y de las dimensiones del espécimen. Al aplicar una excitación torsionante a una viga libre en ambos extremos, la velocidad de propagación de la onda torsionante se calcula como:

$$\omega_n = 2\pi f_n = \pi V_s / l, \text{ para } n=1 \quad \dots \text{II.IV.5}$$

$$\text{o bien: } \omega_n = n \pi V_s / l \quad \dots \text{II.IV.6}$$

donde ω_n es la frecuencia circular de oscilación. (Oscilación en radianes por unidad de tiempo), en el modo n .

2π es una oscilación completa:

f_n es la frecuencia natural

l es la longitud del espécimen.

V_s es la velocidad de propagación de la onda de corte.

De la ecuación anterior se deduce que $V_s = 2 f_n l$II.IV.7

Dado que $G = \rho V_s^2$, entonces $G = \rho (2 f_n l)^2$II.IV.8

Dentro de las configuraciones de ensayos que se han tratado en la columna resonante, las más comunes son la libre - libre y la fijo - libre, que implica que uno de

los extremos está restringido al giro . Esta es la condición más común , ya que aun en los casos de vibración libre - libre es difícil que el movimiento sea totalmente libre .

Otra dificultad es la necesidad de excitar el espécimen y medir su movimiento , para lo cual los instrumentos de movimiento y monitoreo están acoplados al espécimen a través de una masa en uno de sus extremos ; alterando las condiciones de frontera (figura 11.iv.10).

Este modelo es asimilable al de Kelvin-Voight , que implica que la resistencia a la deformación es la suma de las componentes elástica y viscosa . Se supone que la ecuación diferencial que gobierna al suelo es :

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} - \frac{\mu}{\rho} \frac{\partial \theta}{\partial x^2} - \frac{G}{\rho} \frac{\partial \theta}{\partial x^2} = 0 \quad \dots 11.iv.9$$

donde : $\theta = \theta(x,t)$ es el desplazamiento angular , medido en un plano horizontal respecto al eje de la muestra .

x es la coordenada longitudinal .

t es el tiempo .

G es el módulo de cortante .

ρ es la densidad de masa .

La solución de esta ecuación diferencial para vibración forzada senoidal es :

$$\theta(x,t) = u(x) \cos \omega t + v(x) \sin \omega t \quad \dots 11.iv.10$$

donde $u(x)$ y $v(x)$ son funciones de espacio .

ω es la frecuencia circular .

t es el tiempo .

La ecuación de frecuencia es :

$$\rho l \tan \rho l = 1/I_0 \quad \dots \text{II.ii.11}$$

donde

$$\rho = \frac{\omega n}{a} \left[\beta^{-1} / 2\beta_2 \right]^{1/2} \quad \dots \text{II.iv.12}$$

$$\beta = \left[1 - (u \omega n / G)^2 \right]^{1/2} \quad \dots \text{II.iv.13}$$

$a = \sqrt{G/\rho} = v_s$, representa la velocidad de corte en el caso no amortiguado.

Pruebas llevadas a cabo por *Hardin* muestran que $u\omega/G$ es casi siempre menor que 0.1, por lo que β es cercano a 1.0, y queda

$$\rho = \omega n / a \quad \dots \text{II.iv.14}$$

Al sustituir, la ecuación de frecuencia resulta :

$$\frac{\omega n l}{v_s} \tan \frac{\omega n l}{v_s} = \frac{1}{I_0} \quad \dots \text{II.iv.15}$$

donde I es el momento polar de inercia del espécimen,
 I_0 es el momento polar de inercia del oscilador.

Si suponemos que $\omega n l / v_s$ es pequeño, entonces

$$\tan \frac{\omega n l}{v_s} = \frac{\omega n l}{v_s} \quad \dots \text{II.iv.16}$$

considerando que $v_s^2 = G/\rho$, resulta finalmente

$$(\omega n l)^2 / G = 1/I_0 \quad \dots \text{II.iv.17}$$

conociendo que : $f_n = \omega_n / 2\pi$ II.iv.18

$$y : I = \frac{\pi}{32} (d_{ext}^4 - d_{int}^4) \rho l \quad \dots II.iv.19$$

$$\text{obtenemos : } G = \frac{128 \pi I_0 l}{d_{ext}^4 - d_{int}^4} f_n^2 \quad \dots II.iv.20$$

En los especímenes montados en la columna resonante del Instituto de Ingeniería no se usaron muestras huecas de manera que $d_{int} = 0$. El valor de I_0 , que es una constante de la masa, se calculó en 0.02735.

Para el cálculo de la deformación angular se tiene que el momento polar de inercia del oscilador es considerablemente mayor que el de la muestra, por lo que la deformación angular queda en función del radio prácticamente. Se define como deformación angular a :

$$\gamma_p = \frac{\int Area y dA}{A} = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} \frac{D_{ext}^3 - D_{int}^3}{D_{ext}^2 - D_{int}^2} \quad \dots II.iv.21$$

$$\text{Para un cilindro sólido : } \gamma_p = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \quad \dots II.iv.22$$

Se tiene que la aceleración inicial medida en el acelerómetro y de la rotación de la parte superior de la muestra, se ligan mediante :

$$\dot{x}'' = \ddot{\theta} r \quad \dots II.iv.23$$

donde r es la distancia del acelerómetro al eje vertical de la muestra y $\ddot{\theta}$ es la aceleración angular, $d^2\theta/dt^2$.

Suponiendo una respuesta senoidal se tiene :

$$\theta = \ddot{\theta} / (2\pi f)^2 \quad \dots 11.iv.24$$

donde f es la frecuencia de vibración, en Hz.

Combinando estas expresiones se obtiene :

$$\gamma_p = \text{CONSTANTE} \cdot \ddot{x}_{\text{máx}} / f^2 \quad \dots 11.iv.25$$

donde $\ddot{x}_{\text{máx}}$ es la aceleración lineal máxima.

Considerando las dimensiones de la probeta y las constantes de calibración del equipo, se tiene

$$\ddot{x} = \frac{\text{VOLTAJE DE SALIDA}}{(0.0457 + 0.4322/f) 0.0008} \quad \dots 11.iv.26$$

$$\gamma = 0.0277 \frac{D \cdot \ddot{x}}{l \cdot f} \quad \dots 11.iv.27$$

Para realizar ensayos en la columna resonante del Instituto de Ingeniería, se labra una probeta y se coloca en la base de la columna, habiendo colocado previamente una malla de papel poroso para permitir la consolidación tridimensional y doble membrana. Se hace el contacto del cabezal y se nivela. En el cabezal está conectado un acelerómetro, destinado a registrar la aceleración de respuesta durante el ensayo. El cabezal está conectado al vástago de un transductor inductivo de corriente directa (DCDT), que permite llevar el registro de los movimientos verticales. Después se coloca agua hasta la altura de la probeta, y se tapa para consolidar la probeta llevando registro de éste proceso (figura 11.iv.11).

Una vez concluida la consolidación se cierra el sistema de drenaje y se procede al ensaye que, como se ha dicho, consiste en aplicar vibraciones torsionales de baja amplitud por medio de un campo electromagnético, a base de bobinas que se excitan alternadamente. Se registra la respuesta mediante un acelerómetro piezoeléctrico de alta resolución. También se registra la presión de poro con un transductor de presión.

La excitación es controlada con un generador de funciones que permite determinar la amplitud y la frecuencia. La señal pasa por una unidad de potencia, que puede tener un alimentador. También puede llevarse a un osciloscopio o un analizador de espectros, para llevar control gráfico de esta excitación.

El registro del acelerómetro es pasado por un amplificador de carga y de ahí se lleva a un osciloscopio o a un analizador de espectros, donde la señal en el dominio del tiempo es pasada al dominio de la frecuencia, mediante la transformada de Fourier. Se puede así llevar registro manual de la frecuencia y la aceleración e inclusive se puede determinar gráficamente el punto donde la probeta entra en resonancia. Adicionalmente se conectan las señales a una computadora con una tarjeta de captura que lleva registro de la frecuencia, la señal de entrada y la señal de salida.

Durante el ensaye se deja constante una determinada amplitud de deformación y se va variando la frecuencia de excitación, llevando registro de la respuesta de la probeta, de manera que para una deformación angular dada se tiene una curva de frecuencias de excitación versus aceleración de respuesta, como la mostrada en la figura II.iv.12.

En dicha curva se determina la frecuencia para la cual la respuesta de la probeta es máxima. Esta es la llamada frecuencia natural. Con el valor de dicha frecuencia se calcula G , asociado con dicha deformación angular. Cuando la deformación angular es mínima, el valor de G es máximo. En la misma gráfica se calcula el amortiguamiento, determinando el ancho de banda de la curva de respuesta, el cual está definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, el cual está definido por las frecuencias en las que se tiene la

mitad de la potencia máxima de respuesta , f_1 y f_2 . Dichas frecuencias ocurren cuando $a = a_{\text{máx}}/\sqrt{2}$.

El amortiguamiento se calcula con

$$\lambda = \frac{f_2 - f_1}{2f_n}$$

.....II.iv.28

De esta manera se tienen los valores de G y λ correspondientes a una γ específica . Entonces se incrementa la amplitud y se repite la operación tantas veces como sea necesario para definir las curvas γ vs. G y γ vs. λ . La deformación mínima que se puede aplicar es del orden de 0.0001 a 0.001 % y la máxima llega a 0.2 o 0.5 % , por lo que esta información resulta complementaria de la de la cámara triaxial cíclica . Hay cierta zona en que usualmente hay traslape de información. Cuando las probetas se pasan de un equipo a otro los resultados de la zona de traslape pueden tener discrepancia , sobre todo para suelos en que se alcanzó un nivel de comportamiento plástico ya que existe cierta degradación de G

El sistema permite detectar el ruido en la señal de salida y en ocasiones no se tiene una señal simétrica por contaminación de otros modos de vibración , de tal manera que en ocasiones es más adecuado hacer el cálculo del amortiguamiento con una sola rama de la curva

La tendencia es que el valor de G disminuya al aumentar el valor de γ , por lo que es lógico que los valores de f_n vayan disminuyendo conforme se incrementa la amplitud . Por su parte el amortiguamiento tiende a aumentar con el incremento de γ , por lo que es razonable que el ancho de banda se vaya haciendo mayor , es decir , que la curva resulte menos picuda conforme aumenta la amplitud de deformación angular.

II.v.- ARCILLAS DE LA CIUDAD DE MEXICO

Los datos acerca del comportamiento cíclico de arcillas de la ciudad de México están tomados principalmente del informe elaborado por Romo, Jaime, y Taboada (1989), en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, titulado "Comportamiento cíclico de la arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México". Los procedimientos de ensaye y las bases analíticas de dicho informe son semejantes a las utilizadas para el ensaye de suelos en la sonda de Campeche.

Las muestras corresponden a la zona menos cargada de la ciudad, que es el lago de Texcoco, dentro de la zona que tiene estratigrafía lacustre. El sondeo se localiza cerca de las oficinas de la Central de Abasto.

Las muestras inalteradas se obtuvieron con tubo Shelby de 10 cm de diámetro, a profundidades entre 32.59 y 33.13 m. A las muestras se les determinó el contenido de agua, peso volumétrico, densidad de sólidos, relación de vacíos y límites de consistencia (figura II.v.1)

El suelo se describe como una arcilla color verde olivo, homogénea, de consistencia muy suave, con presencia de vidrio volcánico y se identifica como una arcilla de alta plasticidad (CH), de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS.

Se realizaron tres series de pruebas triaxiales, una estática y dos dinámicas, llamadas A, B y C respectivamente. En la serie A se realizaron dos pruebas triaxiales estáticas en probetas gemelas de arcilla inalterada, consolidada isotrópicamente a 2 kg/cm² y la otra consolidada anisotrópicamente a un esfuerzo octaédrico de 3 kg/cm², $p'_0 = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ con $k_0 = 0.5$. Las dos arcillas quedaron normalmente consolidadas.

La serie B incluye dos triaxiales cíclicos en probetas gemelas normalmente consolidadas isotrópicamente a 1.5 y 3.0 kg/cm². Finalmente en la serie C se hicieron dos pruebas triaxiales cíclicas en muestras consolidadas anisotrópicamente con $p'_0 = 1.5$ y 3.0 kg/cm², considerando $k_0 = 0.5$. El objetivo de la serie B era el estudio de la influencia de la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación en la respuesta esfuerzo - deformación cíclica. El objetivo de la serie C era analizar el efecto del

esfuerzo confinante en consolidación anisotrópica . En su conjunto las series B y C permiten evaluar la influencia de las trayectorias de esfuerzo durante la consolidación , y con los resultados de la serie A se hicieron algunas comparaciones entre comportamiento estático y dinámico . Se estudió en particular el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador ciclico y el número de ciclos en la relación esfuerzo - deformación dinámica . En la TABLA II.V.1 se muestran los valores de los esfuerzos ciclicos en compresión . En extensión el valor de dicho esfuerzo fue 20 % menor . En las figuras II.v.2 a II.v.5 se pueden observar ejemplos del resultado del comportamiento esfuerzo deformación bajo cargas ciclicas para las series B y C . A continuación se presenta la interpretación de los resultados de éstos ensayos .

EFFECTO DEL ESFUERZO CONFINANTE: En la figura II.v.6 se presenta un resumen de las curvas γ vs. G para los ensayos realizados en consolidación isotrópica . La deformación axial considerada es únicamente la de compresión . Los módulos se calcularon en el ciclo en que la amplitud del esfuerzo ciclico se normalizó , alrededor del ciclo quince .

Se observa que a mayor esfuerzo de confinamiento corresponde mayor G , independientemente de la trayectoria de consolidación . Además , para el mismo esfuerzo efectivo de consolidación , p'_o , las probetas consolidadas isotrópicamente (figura II.v.6) resultaron menos rígidas que las consolidadas anisotrópicamente (figura II.v.7). Se observa también que para deformaciones angulares mayores a 1 % , el tipo de consolidación carece de importancia , mientras que el efecto es máximo para deformaciones pequeñas .

El valor de G se normalizó dividiéndolo entre el p'_o . Esto se grafica contra γ en las figuras II.v.7 y II.v.8, dando por resultado una banda estrecha que refleja que es un buen parámetro normalizador . En la figura II.v.9 se presenta la variación de λ para el conjunto de ensayos aplicados . Aunque la información es insuficiente , se aprecia que para deformaciones superiores a 1 % los espécimenes consolidados isotrópicamente tienen menor amortiguamiento . Se aprecia una influencia muy pequeña de la magnitud del esfuerzo de consolidación .

EFFECTO DE LA AMPLITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR CÍCLICO. En las figuras II.v.10 a II.v.12 se tiene el módulo G normalizado versus el esfuerzo desviador cíclico más el esfuerzo de consolidación normalizados con respecto al esfuerzo desviador de falla estático, d_f . Los resultados indican que el módulo de rigidez disminuye de manera casi lineal con el esfuerzo desviador aplicado, que la degradación de G es mayor en muestras consolidadas anisotrópicamente, y que para un mismo tipo de consolidación las curvas siguen patrones semejantes.

En las figuras se muestra también que a partir de cierto umbral de la magnitud del esfuerzo desviador aplicado el número de ciclos afecta al módulo de rigidez. Dicho umbral varía según el tipo y magnitud de la consolidación, siendo menor para consolidación isotrópica que para la anisotrópica, independientemente de la magnitud. Existe una pequeña disminución del umbral al disminuir el valor de la consolidación.

EFFECTO DEL NÚMERO DE CICLOS. La degradación del módulo de rigidez con el número de ciclos se evaluó con las ecuaciones propuestas por *Idriss et al* (1978). De acuerdo con éstas la relación entre el módulo en el n -ésimo ciclo, G_n , con el módulo en el primer ciclo (o un ciclo de referencia), G_1 , es una medida de la degradación en la relación esfuerzo - deformación. A la relación G_n/G_1 se le denomina índice de degradación, δ . Los resultados de laboratorio han mostrado que δ es función del número de ciclos, N . De acuerdo con *Idriss*, las gráficas δ vs. N en escala semilogarítmica resultan rectas cuando menos hasta 100 ciclos, por lo que δ y N se relacionan como:

$$\delta = N^{-t} \quad \dots \text{II.v.1}$$

donde t es la pendiente de dicha recta, y se denomina parámetro de degradación.

$$t = -(\log \delta / \log N) \quad \dots \text{II.v.2}$$

En las figuras 11.v.13 y 11.v.14 se muestran ejemplos de las gráficas N vs. G , incluyendo sólo los esfuerzos desviadores a partir de los que se presentó la degradación.

El índice δ obtenido para cada σ_d vs. N se presenta en las figuras 11.v.15 a 11.v.18. La variación de δ vs. N se ajustó a una recta cuya pendiente es t . Se observa que existen dos tendencias de degradación, una ligera y otra pronunciada. En la ligera se tiene que para más de cien ciclos G_N es 10 a 15 % menor que G_1 . La degradación pronunciada se presenta en el esfuerzo desviador cíclico que provoca la falla, en el que G alcanza una deformación máxima de 30 %. Estas tendencias de degradación fueron observadas por Romo, Jaime y Reséndiz (1988), en suelos arcillosos de diferentes zonas de la ciudad de México.

La curva del parámetro t vs. la deformación axial cíclica máxima en compresión ϵ_c se presenta en la figura 11.v.19. Los resultados se ajustaron a una recta obteniéndose (Romo, 1990):

$$\text{para consolidación isotrópica: } t = 0.0122 \epsilon_c \quad \dots 11.v.3$$

$$\text{para consolidación anisotrópica: } t = 0.0299 \epsilon_c \quad \dots 11.v.4$$

Se observa que t es más del doble para muestras consolidadas anisotrópicamente, lo que significa que éstas se degradan más que las consolidadas isotrópicamente para una misma deformación cíclica.

En la figura se muestran curvas que relacionan a t con el esfuerzo cíclico más el sostenido, normalizados por la resistencia a la falla. Se ve que para un mismo esfuerzo normalizado, al aumentar p'_o disminuye t , y se ve también que para el esfuerzo que causó la falla el valor de t es casi el mismo, con independencia del valor de p'_o y la trayectoria de consolidación. En la falla, t es del orden de 0.06 a 0.08.

EFFECTO DE LA DEFORMACIÓN CÍCLICA EN LAS DEFORMACIONES PERMANENTES.

La deformación acumulada (ϵ_p) durante cada ciclo depende de la magnitud de la deformación cíclica inducida. En las curvas que relacionan a las deformaciones cíclica

y permanente para varios ciclos de carga se define claramente un valor umbral de ϵ_c , a partir del cual ϵ_p toma valores significativos. Nuevamente el umbral de ϵ_c depende de la magnitud y la forma de la consolidación. Las muestras consolidadas anisotrópicamente tienen un valor de umbral de ϵ_c apreciablemente menor que las consolidadas isotrópicamente. También hay una pequeña disminución del valor umbral de ϵ_c cuando aumenta p'_o .

Se observa la importancia del tipo de consolidación. Se tiene que al someter a una muestra a consolidación isotrópica se mantiene una mejor microestructura del elemento de suelo, mientras que la consolidación anisotrópica favorece la orientación de los elementos con respecto a ciertos planos. Esto disminuye los contactos vértice-cuerpo de las partículas, y permite mayores deformaciones. Esto es además consistente con el hecho de que al aumentar el índice plástico IP , el valor de t disminuye, y por tanto la susceptibilidad a la degradación, siendo que IP altos corresponden a microestructuras mejor armadas, y con menos orientación de partículas.

Existe relativamente poca información acerca del comportamiento dinámico del arcilla de la ciudad de México, enfocada principalmente a determinar el comportamiento de G y de λ en relación con γ . Se ha observado que en dicho suelo el comportamiento es cercano al elástico lineal en un amplio intervalo de deformación angular, aun cuando las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ correspondientes a diferentes sitios presentaban cierta dispersión. *Romo et al* (1989) encontraron que el factor más importante que afectaba dichas curvas es el IP , aunque ahora se está dando más importancia al I_r (Índice de rigidez), que involucra tanto al IP como al contenido de agua. En general para las arcillas el umbral de deformación a partir del cual la rigidez se degrada de manera notable es, varía entre 0.01 y 0.5 % dependiendo del IP . El quiebre ocurre a deformaciones más altas cuando aumenta el IP , indicando que aumenta el intervalo de comportamiento lineal. El suelo arcilloso de la ciudad de México representa un caso de límite superior, con IP que llegan a ser mayores que 250%. El límite inferior estará definido por arenas con $IP=0\%$.

A partir del IP se han establecido expresiones analíticas para definir la curva $G(\gamma)/G_{\text{máx}}$ en función del IP. A continuación se presenta la siguiente expresión, ajustada para curvas reales (Romo, 1990):

$$G(\gamma)/G_{\text{máx}} = [1 - H(\gamma)] \quad \dots \text{II.v.5}$$

donde $H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad \dots \text{II.v.6}$

$G(\gamma)$ es el módulo G que corresponde a una cierta deformación angular γ y es la deformación angular, en %.

$G_{\text{máx}}$ es el módulo G máximo del suelo, que se presenta para deformaciones muy bajas, menores que 0.0001 %

γ_r es una deformación de referencia, en %.

A y B son parámetros de ajuste estadístico para modelar las curvas.

Para obtener los valores de A , B y γ_r se puede recurrir a las curvas presentadas en las figuras II.v.20 a II.v.22, donde se presenta la variación de estos parámetros en relación con el IP (Romo, 1990).

El valor de $G_{\text{máx}}$ se puede determinar mediante ensayos de columna resonante, o bien se puede hacer la correlación ya presentada con ensayos de cono, para determinar la relación q_c y v_s , como se indica en la sección II.iii.

Se tiene entonces que A , B , γ_r y $G_{\text{máx}}$ son constantes para un suelo determinado, de manera que se pueden proponer valores de γ dentro del intervalo en el que se quiera estimar el comportamiento del suelo y se obtendrá una variación de $H(\gamma)$, que implica una variación de $G/G_{\text{máx}}$. De esta manera se puede determinar la curva $G(\gamma)$ vs. γ .

La resistencia a la falla dinámica no drenada (S_{ud}) varía entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia estática no drenada (S_u). Esto se puede generalizar como se muestra en la figura II.v.24. (Romo, 1990)

Si la trayectoria de esfuerzos totales seguida durante la carga ciclica es de compresión pasiva (aumenta el desviador manteniendo constante el confinante) , de acuerdo con *Romo* (1990) , se tiene :

$$S_{ud} = \frac{M_d (3-M_e)}{M_e (3-M_d)} S_u \quad \dots \text{II.v.7}$$

donde M_d y M_e son los módulos dinámico y estático respectivamente, definidos en la figura II.v.24.

Las investigaciones llevadas a cabo por *Romo et al'* (1989) muestran que $M_d = (1.25 \pm 0.05) M_e$, independientemente de la trayectoria de consolidación , de manera que S_{ud} puede tomar valores entre

$$S_{ud} = \frac{1.2 (3-M_e)}{3-1.2M_e} S_u \quad \dots \text{II.v.8}$$

y

$$S_{ud} = \frac{1.1 (3-M_e)}{3-1.1M_e} S_u \quad \dots \text{II.v.9}$$

Con estas relaciones se puede estimar la resistencia dinámica no drenada a partir de ensayos triaxiales estáticos .

Conforme se describe detalladamente al final del capítulo II.vi, se propone un modelo teórico para el cálculo de γ versus λ , a partir de los valores de $A.B$ y γ_r estimados a partir en este caso del IP, cuyo efecto sobre el amortiguamiento se muestra en la figura II.v.23. Dichos valores son los mismos que se emplean en el cálculo de las curvas γ vs. Geórica. Las curvas teóricas γ vs. λ se calcularon para diferentes valores del IP entre 0 y 300. Los resultados se muestran en las figuras II.v.25 a II.v.27

Del análisis de la gráfica se observa que las curvas forman un abanico , en el cual el comportamiento teórico tiene la misma forma que el comportamiento real

observado por otros investigadores. La cota superior del amortiguamiento es la curva definida para $IP=0$, mientras que la curva de menor amortiguamiento es la de $IP=300$. Esto indica que, como es de esperarse, suelos muy plásticos con un amplio intervalo de comportamiento lineal aumentan poco su amortiguamiento con la deformación, ocurriendo el fenómeno inverso en suelos poco plásticos.

Para IP entre 0 y 50 (arenas y limos), la curva es prácticamente la misma. Para variaciones del IP entre 250 y 300 tampoco se tiene una variación significativa. En cambio se tienen variaciones importantes para valores del IP intermedios. El rango de mayor sensibilidad se encuentra entre $IP=150$ e $IP=200$. (curvas 3 y 4 en la figura II.v.27)

II.vi.- ARCILLAS DE LA SONDA DE CAMPECHE

Los resultados presentados provienen íntegramente del trabajo de laboratorio y gabinete realizado en el Instituto de Ingeniería para determinar las características del suelo y las curvas P-Y en dicho sitio.

Se ensayaron materiales arcillosos pertenecientes al sondeo Taratunich DL-1, llevado a cabo a la bahía de Campeche, a unos 75 km al norte de la Estación de Compresión Atasta. Se contó además con perfiles estratigráficos de los sondeos Bacab-B, Zaap-B, Lum-1, Maloob-B y Bacab-201. Estos sondeos se localizan al Norte y Noroeste del Taratunich DL-1, y se llevaron a profundidades cercanas a 90mts., sin llegar en ninguno a la roca basal. Aunque las distancias entre los sondeos son considerables, es posible determinar las condiciones estratigráficas regionales, mismas que se presentan a continuación.

Depósito arcilloso superior: Materiales blandos con $\omega\%$ cercano al LL, hasta profundidades entre 6.5 y 20 m. En Taratunich DL-1, se encuentran hasta 12.0 m. de profundidad.

Primera formación arenosa: Se encuentra debajo de la arcilla blanda, con espesores hasta de 3.00 m. Este estrato no se encuentra en el Taratunich DL-1. Está constituido por arena limosa o arena arcillosa carbonatada, con compacidad muy suelta a media.

Formación Arcillosa Intermedia: Arcillas plásticas CH de consistencia media. El $\omega\%$ se encuentra a la mitad entre LL y LP, y tiene un espesor superior a 30 m, llegando a profundidades entre 50 y 55 m.

Segunda Formación Arenosa: Arenas arcillosas carbonatadas, ocasionalmente intercaladas con arcillas de alta plasticidad, con espesores entre 3.0 y 13.0 m.

Formación Arcillosa Inferior: Arcillas de alta plasticidad con $\omega\%$ cercano al LP, conforme se hacen más profundas. De consistencia muy firme, intercalada con lentes arenosos de poco espesor, mezclados con fragmentos de conchas. Se extiende desde unos 60 m. hasta la profundidad máxima alcanzada en los sondeos. En el sondeo Taratunich se encontraron capas de lutita de algunos metros de espesor a partir de los 85.00 m.

En las TABLAS II.vi.1 y II.vi.2 se presenta un resumen de las características de los materiales, profundidades, propiedades índice, parámetros dinámicos y consolidación. En la TABLA II.vi.3 se presenta un resumen de las condiciones de ensaye dinámicas.

Los resultados obtenidos se generalizan mediante el parámetro I_r , que refleja las características de la microestructura del material *in situ* involucrando un parámetro inherente al tipo de suelo, el IP, y otro relacionado con el estado en que se encuentra, el $\omega\%$. Este I_r permite diferenciar el comportamiento de las arcillas. Valores altos de I_r , cercanos a 1.0, indican que el suelo tiene un contenido de humedad bajo, cercano al límite plástico, y su comportamiento será frágil, mientras que valores pequeños de I_r , cercanos a cero están asociados a un comportamiento dúctil. En estos suelos el contenido de humedad es grande, cercano al límite líquido.

Todos los ensayos llevados a cabo tanto en cámara triaxial cíclica como en columna resonante fueron consolidados- no drenados. Se realizó consolidación isotrópica, alcanzándose cuando menos la totalidad de la consolidación primaria. Debido a la profundidad de las muestras, algunas quedaron normalmente consolidadas, y otras quedaron preconsolidadas. El grado de saturación alcanzado fue cercano al 100% en todos los casos. En los ensayos en cámara triaxial se aplicaron a los espécimenes 30 ciclos de carga-descarga entre cada incremento del esfuerzo desviador dinámico, hasta alcanzar la falla de la probeta. Se llevó registro de la deformación, el esfuerzo y la presión de poro. Los valores del esfuerzo dinámico de falla se incluyen en la TABLA II.vi.2. En estos suelos se aplicó el método de ajuste a una parábola para determinar el $E_{máx}$, como se indica en el inciso de modelo hiperbólico, descrito en el capítulo II.ii. Los resultados de esto se observan en la TABLA II.vi.4.

Probetas gemelas fueron ensayadas bajo las mismas condiciones en columna resonante, haciendo un barrido de deformaciones angulares, para cada una de las cuales se determinó la curva frecuencia- respuesta, a diferentes esfuerzos de consolidación con el objeto de determinar la influencia del OCR en $G_{máx}$.

MODELOS DE RIGIDEZ MAXIMA; *Hardin y Black (1968) y Hardin (1978)* mostraron que el módulo de rigidez máxima, G_{\max} depende de varios factores, como son la magnitud del esfuerzo de consolidación σ'_c , la relación de vacíos e , el grado de preconsolidación OCR y el índice de plasticidad IP. *Hardin* observó que las rigideces que se obtienen en laboratorio son 2 a 4 veces menores que los medidos en campo en suelos cohesivos, debido principalmente al tiempo de aplicación del esfuerzo de confinamiento, que en el laboratorio es de unas cuantas horas o días, mientras que en el campo es de años o épocas geológicas.

A éste fenómeno se le conoce como envejecimiento del suelo, y produce un incremento de G_{\max} con el tiempo. *Anderson y Stokoe (1978)* indican que el incremento es aproximadamente lineal con el logaritmo del tiempo transcurrido a partir del inicio de la consolidación secundaria. Se define una tasa de rigidización

$$N_G = \Delta G / G_{1000} \quad \text{II.vi.1}$$

donde N_G es la tasa de rigidización,

ΔG es el incremento en G_{\max} con respecto al medido a los 1000 minutos.

G_{1000} es G_{\max} a los 1000 minutos.

Se tiene que N_G es pequeña para arenas, media para arcillas preconsolidadas, y máxima para arcillas normalmente consolidadas.

Kokusho et al (1982) encontraron que la tasa de rigidización es función del IP para arcillas normalmente consolidadas.

$$N_G = 0.027 IP^{0.5} \quad \text{II.vi.2}$$

Con base en lo anterior se considera adecuado tomar en cuenta el envejecimiento del suelo, y se sugiere utilizar la siguiente relación:

$$G_t = G_{\max} \left[1 - \frac{t}{t_{\max}} \right] \quad \text{II.vi.3}$$

donde: G_t es el valor de G_{\max} para una duración t transcurrida a partir de que se alcanza el 100% de consolidación primaria.

ΔG es el incremento de G_{\max} en un ciclo logarítmico de tiempo después de terminada la consolidación primaria.

Cuando no se cuente con resultados de ensayos que permitan definir ΔG , se puede recurrir a la ecuación II.vi.2, suponiendo que $G_{\max} = G_{1000}$. Los resultados de éste estudio no incluyen el efecto del envejecimiento.

En la figura II.vi.1 se presenta la relación entre el valor de G_{\max} determinado en columna resonante y el esfuerzo de consolidación efectivo σ'_c , incluyendo una interpretación del comportamiento en función de I_r . De la figura se observa que sin variar el esfuerzo de consolidación, se tiene un incremento del valor de G_{\max} al aumentar I_r . Es decir, los suelos frágiles tienen una rigidez inicial mayor que los dúctiles, para iguales esfuerzos de consolidación. Se ve también que G_{\max} es proporcional a σ'_c para valores de I_r superiores a 0.23, mientras que para suelos muy dúctiles, I_r pequeño, la magnitud del esfuerzo de consolidación no afecta el valor de G_{\max} . Se aprecia también que los resultados en los suelos ensayados apuntan hacia un valor $G_{\max} = 210 \text{ kg/cm}^2$ para $\sigma'_c = 0$, condición que se presenta en campo más cerca de la superficie. Esto ocurre independientemente del valor de I_r .

Análiticamente, los datos presentados en la figura II.vi.1 pueden expresarse como:

$$G_{\max} = G_0 + \frac{95 (I_r - 0.23)}{1 - (I_r - 0.23)} \sigma'_c \quad \text{II.vi.4}$$

donde: G_0 es el módulo de rigidez al corte para $\sigma'_c = 0$. En el suelo ensayado $G_{\max} = 210 \text{ kg/cm}^2$.

El valor de $G_{m\acute{a}x}$ también depende del grado de preconsolidación (OCR). Aun cuando se dispone de pocos datos en este sentido, queda claro que el parámetro $G_{m\acute{a}x}$ normalizado $= G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ crece al aumentar el OCR en forma aparentemente lineal, conservando la misma pendiente para suelos con diferentes I_r . Se aprecia además que $G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ se incrementa al aumentar σ'_c . En mecánica de suelos suele asociarse el comportamiento frágil con arcillas preconsolidadas, y el dúctil con arcillas normalmente consolidadas.

RESULTADOS EXPERIMENTALES: Se obtiene que las propiedades índice varían con la profundidad, lo cual está relacionado con la variación del comportamiento dinámico con la profundidad, ya que como se ha visto, éste es función del IP, ω y por tanto I_r , y la estructuración que se ve reflejada en e .

En las figuras II.vi.2 y II.vi.3 se observa la relación del ω y e con la profundidad, h . De acuerdo con estas gráficas, los valores de ω y e se pueden estimar con:

$$\omega(\%) = 117.66 - 1.13 \log_{10}(h) \quad \text{II.vi.5}$$

$$e = 3.62 - 1.27 \log_{10}(h) \quad \text{II.vi.6}$$

Al reducir ω y e con la profundidad, se tiene un incremento en γ_m como se muestra en la figura II.vi.4.

En las figuras II.vi.5 a II.vi.12 se muestran las curvas G vs. γ y en las figuras II.vi.13 a II.vi.20 se muestran las curvas G vs. λ determinadas en los ensayos de laboratorio. En las figuras II.vi.21 y II.vi.22 aparecen respectivamente un resumen de los resultados.

Para $\gamma \leq 0.1\%$ los valores de G y λ se determinaron mediante ensayos de columna resonante, y los valores para $\gamma \geq 0.1\%$ se determinaron con ensayos de cámara triaxial cíclica. Cada uno de los puntos de columna resonante representa un ensayo de barrido de frecuencias para una amplitud específica, mientras que cada parte de cámara

triaxial ciclica representa un ciclo específico para un esfuerzo desviador ciclico dado. Los valores de G y λ fueron determinados para los ciclos 5, 10, 15, 20, 25 y 30.

Se observa que el módulo G crece al aumentar el I_r , teniéndose la curva más alta para $I_r=0.968$ y las curvas más bajas para $I_r=0.369$ e $I_r=0.232$. En cambio el efecto del σ'_c no es tan importante, comparativamente con el I_r , aun cuando ya se ha visto que sí afecta el cambio de σ'_c en un mismo tipo de suelo. Pero no en la medida que lo hace el cambio de I_r , pues en la gráfica se observa que suelos con el mismo σ'_c de 2.5 kg/cm^2 tienen G muy distintos dependiendo del I_r . En cambio para suelos con I_r similar, el módulo G resulta más o menos similar para distintos σ'_c . De cualquier manera, el efecto de I_r y de σ'_c desaparecen para $\gamma > 3\%$.

En la figura II.vi.22 se observa que el amortiguamiento parece ser independiente de σ'_c y de I_r , y las curvas son similares dentro de una banda estrecha. El resultado concuerda con los de otros investigadores para arcillas marinas (Koutsoftas y Fisher, 1980; Saada y Macky, 1985). El amortiguamiento tiene un valor de 3 a 4% para deformaciones menores que un $\gamma=3\%$, valor a partir del cual se empiezan a incrementar en forma más o menos lineal con el logaritmo de la deformación angular, hasta alcanzar valores de $\lambda=20\%$ para $\gamma=10\%$. En ciertos casos se llega a $\lambda=28\%$ para $\gamma=30\%$.

En la figura II.vi.23 se presenta el resumen de las curvas γ vs. G/G_{max} . En éstas curvas no se aprecia ninguna tendencia asociada con σ'_c por lo que parece que éste es despreciable, indicando que la forma de la curva G/G_{max} es independiente del esfuerzo de consolidación. En cambio, el efecto de I_r es definitivo pues hay una tendencia muy claramente definida asociada con el cambio en I_r . Todas las curvas tienen un rango en que la degradación de G es pequeña para deformaciones pequeñas, y a partir de cierto punto hay un quiebre en la curva a partir del cual la degradación de G es mucho mayor para incrementos pequeños en la deformación. La deformación angular para la que se presenta dicho quiebre será mayor para suelos con I_r más pequeños. Así se tiene el quiebre en $\gamma=0.4\%$ para un suelo con $I_r=0.232$ y en $\gamma=0.004\%$ para un suelo con $I_r=0.968$. Eso indica una diferencia de γ de 3 órdenes de magnitud. Además se ve que el efecto es más grande en suelos con I_r menores, y que para suelos

con $I_r > 0.6$ el efecto es menos drástico. Este comportamiento indica que los suelos dúctiles son menos susceptibles a la degradación de G que los suelos frágiles, en los cuales el comportamiento no lineal se da en un rango más amplio de deformaciones.

Diversos autores (*Iucetich y Dobry, 1991; Sun et al., 1988; Romo, 1990*) señalan que las curvas G/G_{max} vs. γ dependen principalmente del IP, y que al aumentar el IP las curvas se desplazan a la derecha. Esto es congruente con los resultados aquí obtenidos, dado que al aumentar el IP tiende a disminuir el I_r . Pero el IP sólo implica que se tomen en cuenta las características microestructurales del suelo, sin tomar en cuenta además un parámetro asociado con la historia de cargas y las condiciones del suelo en campo, como es el contenido de humedad, lo cual sí ocurre al utilizar I_r como parámetro normalizador. De hecho en este estudio, si tomamos como parámetro el IP, tenemos que probetas con IP semejantes, como la 100 y la 700, tienen un comportamiento muy semejante, tienen IP de 24.6 y 47.2 respectivamente.

MODELO NUMÉRICO: En el inciso II.v se revisó un método para la obtención de la curva G/G_{max} vs. γ . Este método también puede utilizarse para otros suelos, incluidas las arcillas de la sonda de Campeche. Dicha relación se basa en el método de *Davidenkov*, aunque también existe el método de *Rumber-Osgood*, ambos basados en las siguientes hipótesis de *Masing*:

- 1) El amortiguamiento es puramente histerético, es decir, es independiente de la tasa de deformación.
- 2) La no linealidad del material es de naturaleza plástica. Esto implica que la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
- 3) El material sometido a carga armónica con amplitud constante responde de manera estable si el amortiguamiento histerético es suficiente para atenuar en pocos ciclos la parte transitoria.

La ecuación de la curva-esqueleto está dada por:

$$\tau = G\gamma$$

$$\text{donde } G = G_{\max} \left[1 - \frac{1}{\gamma_r} \int_0^{\gamma} F(z\eta) d\eta \right]$$

II.vi.8

G es el módulo secante correspondiente a la deformación γ .

Podemos definir una función $H(\gamma)$:

$$H(\gamma) = \frac{1}{\gamma_r} \int_0^{\gamma} F(z\eta) d\eta$$

II.vi.9

Sustituyendo II.vi.9 en II.vi.8 se obtiene:

$$G = G_{\max} [1 - H(\gamma)]$$

II.vi.10

La función $H(\gamma)$ debe obtenerse de los resultados de ensayos dinámicos, cubriendo un intervalo amplio de deformaciones. La función puede definirse ajustando una expresión a la curva de atenuación $G/G_{\max} - \gamma$ del tipo:

$$H(\gamma) = \left[\frac{1 + \tan h [b \log_{10}(\gamma/\gamma_r)]}{2} \right]^A$$

II.vi.11

donde γ_r es una deformación de referencia, b es un parámetro positivo y A es otro parámetro positivo que afecta la simetría de la función $H(\gamma)$.

Sabemos que:

$$\tanh x = \frac{e^{2x} - 1}{e^{2x} + 1}$$

II.vi.12

$$y : e^{2b \log_{10}(\gamma/\gamma_r)} = (\gamma/\gamma_r)^{2b \log_{10} e}$$

II.vi.13

Si definimos $B = 2b \log_{10} e$, la expresión algebraica de $H(\gamma)$ resulta

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad \text{II.vi.14}$$

Conocida esta función, se puede calcular G para cualquier valor de γ usando la ec. II.vi.10.

En las arcillas ensayadas se determinó $A=1$, $B=0.5$, y fue variando el valor de γ_r para ajustar las curvas teóricas a las curvas experimentales. Se encontró que el valor de γ_r puede obtenerse como una función de I_r , tal como se muestra en la figura II.vi.24. En las figuras II.vi.25 a II.vi.28 se observa la comparación entre G experimental y G teórica para los ensayos 700 y 800, así como las curvas de G normalizada. Estos ejemplos muestran que el modelo produce con buena aproximación los resultados obtenidos en el laboratorio.

La relación de amortiguamiento está dada por

$$\lambda = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad \text{II.vi.15}$$

donde W y ΔW son los que indica la figura de la curva esqueleto.

Martin, 1975, obtiene los valores para el modelo:

$$\Delta W = 4G \left[\gamma_r^2 H(\gamma_r) - 2 \int_0^{\gamma_r} \eta H(\eta) d\eta \right] \quad \text{II.vi.16}$$

$$W = G/2 \left[\gamma_r^2 - 2 \int_0^{\gamma_r} \eta H(\eta) d\eta \right] \quad \text{II.vi.17}$$

donde: η es la deformación angular expresada para efectos de cálculo del área bajo la curva.

$H(\eta)$ es el factor H expresado como una función de η .

γ_r es la deformación inducida.

Sustituyendo las ecuaciones II.vi.16 y II.vi.17 en II.vi.15 se obtiene la expresión

$$\lambda(\gamma) = \frac{2}{\pi} \frac{\gamma^2 H(\gamma) - 2 \int_0^{\gamma} \eta H(\eta) d\eta}{\gamma^2 - 2 \int_0^{\gamma} \eta H(\eta) d\eta} \quad \text{II.vi.18}$$

El modelo de comportamiento definido por las ecuaciones presentadas se puede usar para calcular las curvas G/G_{max} vs. γ para otras arcillas de la sonda de Campeche con el mismo origen geológico. Asimismo las curvas λ - γ pueden ser extrapoladas en otras arcillas de igual génesis.

DEGRADACION DEL MODULO G POR FATIGA: En los suelos en que la presión de poro dinámica es poco significativa, la fatiga cobra importancia sólo cuando el esfuerzo dinámico aplicado es cercano a la resistencia no drenada dinámica. Tal es el caso de las arcillas de la sonda de Campeche. Las arcillas con un comportamiento frágil son afectadas en mayor proporción que las arcillas con comportamiento dúctil.

En las figuras II.vi.29 a II.vi.36 se observa la disminución de G con el número de ciclos evaluada como G_N/G_1 , contra el logaritmo natural del número de ciclos de aplicación G_N en la rigidez en el ciclo N , y G_1 es la rigidez para el quinto ciclo. Se reproducen los resultados para los dos últimos incrementos en el esfuerzo desviado dinámico que fueron soportados por el suelo antes de llegar a la falla.

En las gráficas se observa que le incremento en el número de ciclos produce una degradación importante de G para valores de esfuerzo cercanos a la falla, y también que la magnitud del esfuerzo dinámico puede acelerar este proceso. Los resultados indican que en estas arcillas el fenómeno de fatiga no es importante para esfuerzos dinámicos menores al 80% del esfuerzo de falla.

Basados en resultados experimentales, *Idriss et al* (1978) propusieron la siguiente ecuación empírica:

$$\sigma_N / G_N = N^{-1}$$

II.vi.19

Donde : G_N es el módulo en el ciclo N ,

G_5 es el módulo en un ciclo S de referencia, en este caso el quinto ciclo.

t es el llamado parámetro de degradación.

En la figura II.vi.37 se da el valor de t cuando el esfuerzo dinámico inducido es superior al 80% del valor de falla, en función del nivel de deformación inducida normalizada por la deformación del quinto ciclo, γ_5 , para valores constantes del esfuerzo cíclico aplicado.

Se observa que t en función de γ_5/γ_s resulta una gráfica de banda estrecha, bastante bien definida, independiente de la magnitud del esfuerzo y del I_r . Lo anterior implica que si se conoce el valor de γ_5/γ_s para cualquier I_r y el esfuerzo dinámico, se puede determinar el valor de t .

En las figuras II.vi.38 a II.vi.45 se observa el efecto del número de ciclos y la amplitud de la deformación sobre la relación γ_5/γ_s . En general un incremento en cualquiera de éstos aspectos redonda en un incremento en la relación γ_5/γ_s , para niveles altos de esfuerzo, dependiendo también del I_r .

La deformación normalizada γ_5/γ_s es indicativa de la tasa de crecimiento de la deformación cíclica con el número de ciclos. En la figura II.vi.46 se da el valor de N_{50}/N_5 (donde $s=5$), en función del índice de rigidez. Se observa que la tasa de deformación cíclica disminuye con valores crecientes del I_r , lo que implica que las arcillas frágiles no son capaces de deformarse en forma importante bajo carga cíclica antes de alcanzar la falla. Esta gráfica corresponde al esfuerzo máximo que soportó el suelo sin llegar a la falla, pero para esfuerzos menores el parámetro γ_5/γ_s resulta menor que el mostrado en la figura. Lo mismo ocurrirá para N menor que 30 ciclos. De manera que dicha curva representa un límite superior.

En lo referente al amortiguamiento, los resultados obtenidos no permiten dilucidar con claridad éstos parámetros, aunque en general existe también un

incremento con el número de ciclos y el nivel de deformación, sobre todo para deformaciones altas, aunque aparentemente es independiente del Γ .

CURVAS ESFUERZO DEFORMACION: En la figura II.vi.47 se muestra el resumen de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas al llevar las probetas de la falla en condiciones dinámicas. En general probetas con Γ altos (probetas 300, 400, 800 y 900) fallan a deformaciones menores al 3%, mientras que suelos dúctiles (probetas 100, 500 y 600) alcanzan valores hasta del 17%. Se ve también que los suelos consolidados a mayor esfuerzo (probetas 400 y 800) presentan una mayor resistencia a la falla, pero no por eso alcanzan a soportar deformaciones grandes.

En las figuras II.vi.48 a II.vi.49 se presenta la gráfica del esfuerzo desviador máximo normalizado vs. la humedad natural y el índice de rigidez respectivamente. Las figuras incluyen también la resistencia a la falla estática. Se observa que las muestras presentan tendencias bien definidas de comportamiento, tanto estáticas como dinámicas. Se tiene que la resistencia dinámica resulta menor que la estática, debido probablemente a que el ciclaje prolongado va generando una degradación de la estructura del suelo, que se conoce como fatiga, y afecta más a los suelos frágiles, en los que la discrepancia es mayor. Se aprecia también que la resistencia estática de los suelos crece, al igual que la dinámica, al aumentar el Γ (o bien disminuir ω), y se generan líneas de comportamiento en función del grado de saturación de las probetas.

Una consecuencia muy importante de la observación de las curvas esfuerzo deformación es que en el caso de estructuras térreas sujetas a cargas cíclicas, la falla en suelos frágiles puede presentarse a muy baja deformación, por lo que puede resultar más conveniente definir la carga última con un criterio de deformación máxima admisible.

En la figura II.vi.50 puede verse la forma en que afecta el número de ciclos de aplicación de la carga en las curvas esfuerzo desviador vs. γ para el ensaye 100. Este comportamiento es cualitativamente similar en todos los ensayos. Se aprecia que se definen curvas esfuerzo-deformación que se van haciendo menos rígidas al graficarse para mayor número de ciclos. Se ve también que la degradación es nula para esfuerzos

pequeños, y que es apreciable para esfuerzos dinámicos superiores al 80% del esfuerzo desviador de falla.

DETERMINACION DE PROPIEDADES PARA EL ANALISIS DE RESPUESTA: Para llevar a cabo el análisis de los movimientos sísmicos en el terreno se deben determinar las condiciones locales, y se utiliza normalmente un modelo de amplificación unidimensional, que a partir de un tren de ondas en un punto conocido, por ejemplo la base del depósito de suelo, hace la simulación de la amplificación tomando en cuenta las características locales. Como se sabe, el suelo tiene una respuesta no lineal, y es necesario definir las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ para cada uno de los estratos que componen el depósito.

Como se ha visto, las curvas $\lambda-\gamma$ son razonablemente independientes del envejecimiento, σ'_c e $1r$, de manera que para el caso de los suelos de la sonda de Campeche se pueden utilizar la ec. II.vi.11 o la figura II.vi.22, para definir la curva $\lambda-\gamma$.

Para el cálculo de la curva teórica $\lambda-\gamma$ se procede de la siguiente manera:

Se tiene la ecuación

$$\lambda(\gamma_i) = \frac{2 \gamma_i^2 H(\gamma_i) - 2 \int_0^{\gamma_i} \eta H(\eta) d\eta}{\pi \gamma_i^2 - 2 \int_0^{\gamma_i} \eta H(\eta) d\eta} \quad \text{II.vi.20}$$

$$\text{con} \quad H(\eta) = \left[\frac{(\eta/\gamma_r)^{2A}}{1 + (\eta/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad \text{II.vi.21}$$

siendo A, B y γ_r las constantes de cada probeta.

Para cada γ se debe evaluar la función $\lambda(\gamma_i)$. Numéricamente se divide el intervalo $0-\gamma$ en subintervalos de ancho η , y se evalúa en cada uno de ellos la función $\eta H(\eta)$ en sus cotas superior e inferior. La diferencia entre estos valores se divide entre dos y se agrega al calculado en la cota inferior, obteniéndose así una altura promedio de la función en el intervalo η . Si multiplicamos dicho valor por η obtendremos el área

bajo la curva en dicho intervalo. Para obtener el área total bajo la curva debemos repetir este procedimiento para cada subintervalo en que hayamos dividido la función y sumarlos. Una vez evaluada la integral el valor de $\lambda(\gamma)$ se obtiene directamente.

En las figuras II.vi.51 a II.vi.56 se muestran los resultados de las curvas teóricas y las reales en la sonda de Campeche, observándose que en todos los casos la curva teórica es aceptablemente representativa del comportamiento real, en forma cualitativa, aunque en todos los casos los valores para deformaciones muy bajas son tendientes a cero, y menores siempre que las reales. Para deformaciones grandes el resultado teórico es siempre mayor que el real, encontrándose casos en que es del orden del doble. Las gráficas teóricas se agrupan, como las empíricas, dentro de una banda más bien estrecha. Con respecto a la relación entre el amortiguamiento con otras propiedades índice no se observan datos concluyentes.

Otro modelo propuesto para λ es:

$$\lambda = (\lambda_{\text{máx}} - \lambda_{\text{mín}}) H(\gamma) + \lambda_{\text{mín}} = \lambda_{\text{máx}} (H(\eta)) + \lambda_{\text{mín}}$$

donde $\lambda_{\text{máx}} = \lambda$ para deformaciones grandes

$\lambda_{\text{mín}} = \lambda$ para deformaciones pequeñas

de modo que $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ son los valores extremos de λ .

Este modelo es menos preciso desde el punto de vista teórico, aunque en la práctica da resultados aceptables, y es más sencillo.

Las curvas $G/G_{\text{máx}}$ versus γ dependen principalmente del I_r , mientras que $G_{\text{máx}}$ es función del I_r , el envejecimiento, el número de ciclos aplicados, la magnitud del esfuerzo cortante cíclico aplicado y el esfuerzo de consolidación.

Las curvas $G/G_{\text{máx}}$ se pueden calcular con las ecuaciones II.vi.10 y II.vi.14, usando $A=1.0$, $B=0.5$ y γ_r se saca de la figura II.vi.24, en función del I_r . En forma general los valores A , B , y γ_r deben ajustarse por ensayo y error hasta lograr reproducir la

forma de la curva real . En este caso A y B se dejan fijos por simplicidad , dado que es posible ajustar las curvas variando solo el valor de γ_r , pero no siempre ocurrirá así . $G_{m\acute{a}x}$ se calcula con la ecuación II.vi.4 , que considera la influencia del r y de σ^c . Este valor se modifica con las ecuaciones II.vi.2 y II.vi.3, tomando en cuenta el envejecimiento . El efecto de fatiga modifica el valor de G calculado para una γ determinada y se modifica con la ecuación II.vi.19, considerando que G_s es el valor de G. Dado que para el cálculo de G_N es necesario conocer t , parámetro que a su vez depende del factor de deformación γ_N/γ_s , es necesario definir un número de ciclos. El valor de γ_N/γ_s se obtiene en función de r con la figura II.vi.46. Considerando que $\gamma_s/\gamma_s = 1$ para $N=1$, se pueden interpolar linealmente valores intermedios de N en caso de ser necesario . Con el valor de γ normalizada se obtiene el valor de t , con ayuda de la figura II.vi.37. El valor de G_N así calculado es el que debe usarse en los análisis .

III- INTERACCIÓN ESTÁTICA Y PSEUDOESTÁTICA PILOTE-SUELO

III.i.- INTERACCION ESTATICA Y PSEUDO-ESTATICA PILOTE-SUELO

Como se ha visto, el problema de una cimentación profunda sujeta a carga lateral involucra la interacción suelo-estructura. La solución de este problema requiere técnicas iterativas debido a que la respuesta del suelo es una función no lineal de la deflexión de la cimentación.

Una solución válida a este problema requiere, como otros problemas de valores de frontera el satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad. *Reese et al.* (1975) proponen un método para esto, cuyo limite es la habilidad para predecir las propiedades y la respuesta del suelo. Cuanto más conocimiento se tenga para predecir dicha respuesta, éste se incorporará a los procedimientos analíticos.

El conocer la deflexión y el momento flexionante en una cimentación profunda es del mayor interés práctico. El momento es importante para determinar el tamaño de la cimentación y la deflexión lo es para la condición de servicio de la estructura soportada.

En una plataforma marina se requiere que la perforación, extracción y producción de petróleo y gas pueda llevarse a cabo aún tolerando grandes deformaciones. El diseño debe permitir reducir el riesgo sin gastos exagerados.

Existen casos de pilotes de plataformas que sufrieron un desplazamiento lateral permanente en la superficie de alrededor de 1.5 m., sin que se vieran entorpecidas sus operaciones. Además de las cargas laterales permanentes que pudieran sufrir, los pilotes tienen solicitaciones dinámicas cíclicas tanto en el mar por efecto del oleaje y sismos, como en la tierra por efectos sísmicos principalmente, de manera que las cimentaciones deben ser diseñadas para soportar cargas laterales tanto estáticas como cíclicas, además de las cargas impuestas por la superestructura.

Las normas del American Petroleum Institute (API: RPZA-WSD, sección 6.8) en lo que se refiere a cargas cíclicas para plataformas sólo considera las fuerzas de oleaje.

La manera estipulada por las normas para considerar la interacción suelo pilote es sustituir los elementos del suelo por resortes con características esfuerzo-

deformación determinadas a partir de resultados de laboratorio. A las relaciones entre la reacción del suelo a las cargas laterales aplicadas por unidad de longitud y los desplazamientos resultantes en los pilotes se les denomina curvas P-Y, las cuales son función de las características geométricas y estructurales del pilote tanto como del comportamiento esfuerzo-deformación-resistencia del suelo. Dado que la respuesta del suelo depende del tipo de carga, es lo normal que las curvas P-Y estáticas difieran de las cíclicas y éstas a su vez de las dinámicas.

La solución propuesta por *Reese et al* (1975) permite definir la reacción del suelo (P), el momento flexionante (M) y el esfuerzo cortante del pilote (v) asociados a una deflexión (Y), para las profundidades consideradas (X), generando una familia de curvas. Debido al comportamiento no lineal del sistema, es conveniente utilizar un rango suficiente de cargas menores y mayores que la carga esperada de trabajo. En el presente capítulo se describen también los experimentos realizados por *Reese et al* para validar el método propuesto para reproducir el comportamiento de arcillas suaves o a cargas cíclicas o pseudo-estáticas. Dichos ensayos, consisten en pruebas de carga en campo sobre una cimentación profunda instrumentada para poder medir el momento flexionante sobre toda la longitud de deformación.

BASES TEORICAS PARA PRUEBAS DE CAMPO:

La ecuación diferencial del problema es:

$$EI \frac{d^4 Y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 Y}{dx^2} - P \cdot Y = 0 \quad \dots \text{III.1.1}$$

$$\text{Con: } P = -E_s Y \quad \dots \text{III.1.2}$$

Donde:

P_x = carga axial.

Y = deflexión.

x = longitud a lo largo de la cimentación.

EI = rigidez a la flexión de la cimentación.

E_s = Módulo del suelo.

P = reacción del suelo.

La solución de la ecuación III.1.1 puede hacerse usando una computadora si el módulo del suelo, E_s , puede ser expresado como una función de x y Y . La descripción numérica del módulo del suelo se completa con una familia de curvas que muestran la reacción del suelo, P , como una función de la deflexión, Y . En el análisis, las condiciones de frontera empleadas en la cabeza del pilote dependen de las cargas del pilote en el campo. En el fondo (apoyo), se admite que puede haber deflexión y rotación, pero el momento y el cortante son siempre cero. El programa usado por Reese et al para resolver éste problema es el COM622. (ref. # 25)

Esquemáticamente puede verse la idea de las curvas P - Y en la figura III.1.1. La parte *a* de la figura muestra una sección de una cimentación profunda, a cierta profundidad y bajo la superficie del suelo. La parte *b* muestra una posible distribución de esfuerzos en el suelo al rededor de la cimentación, después de ser instalada y antes de ser cargada lateralmente. En la parte *c* se muestra que una carga lateral provoca la deflexión y , generando un desbalance en los esfuerzos del suelo. Bajo este esquema pueden integrarse los esfuerzos de fluencia del suelo y la fuerza de desbalance, P_i , por unidad de longitud.

Para la solución del problema es necesario predecir un paquete de curvas P - Y , asociadas a los diferentes estratos, como se muestra en la figura III.1.2. Si es posible predecir dicho paquete de curvas, entonces la ecuación III.1.1 puede ser resuelta para la deflexión de fluencia, la rotación del pilote, el momento flexionante, el cortante y la reacción del suelo para cualquier capacidad de carga que llegue a ser sostenida por la cimentación.

El paquete de curvas mostrado en la figura III.1.2 implica que el entorno del suelo a una profundidad particular es independiente del entorno a otras profundidades, aunque esta suposición no es totalmente cierta. Sin embargo los experimentos indican

que la reacción del suelo en un punto depende esencialmente de la deflexión del pilote en dicho punto y no de las deflexiones que ocurran arriba o abajo. Por esta razón, para propósitos de análisis el suelo puede ser modelado mediante mecanismos discretos con ciertas características de carga-desplazamiento.

A partir de paquetes de curvas experimentales de momentos flexionantes se pueden obtener los valores de P y Y en los puntos que se tengan a lo largo del pilote, resolviendo:

$$Y = \iint \frac{M(x)}{EI} \quad \dots III.1.3$$

$$P = \frac{d^2M(x)}{dx^2} \quad \dots III.1.4$$

Deben usarse condiciones de frontera adecuadas y resolver las ecuaciones numéricamente. La solución a la ecuación III.1.3 puede ser usualmente completada con aceptable aproximación. Si se dispone de valores muy precisos, la doble diferenciación de la ecuación III.1.4 puede llevarse a cabo numéricamente. El procedimiento empleado por Reese para obtener las curvas de resistencia del suelo involucra el ajuste de la expresión analítica a los valores experimentales de momento flexionante antes de la diferenciación.

DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACION INSTRUMENTADA: La cimentación profunda en que se realizó la prueba efectuada por Reese fue una pila para cuya construcción se perforó un pozo de 30 pulgadas de diámetro a 13 metros de profundidad. Se colocaron en la perforación el acero de refuerzo y la columna de instrumentos antes de ser colada la pila con sistema tremie. El pozo se prolongó 60 cm sobre la superficie del terreno usando un cilindro, para lograr la longitud total de 13 m. La columna de instrumentos fue un tubo de acero con espesor de pared de 1/4", y diámetro exterior de 10 3/4". Se seleccionó un espesor de pared tal que la rigidez a la flexión de la columna de instrumentos fuera más o menos igual que la del concreto reemplazada.

Para instalar extensómetros para la medición del momento flexionante en el pozo perforado, el tubo para la columna de instrumentos fue partido longitudinalmente y dos extensómetros con ejes paralelos al eje del tubo fueron montados en cada mitad del tubo a cada nivel de extensómetros. En cada nivel fueron conectados los extensómetros usando un circuito-puente para dar mayor sensibilidad a la flexión. Los extensómetros fueron espaciados a intervalos de 15" en las dos terceras partes superiores y a cada 30" en la tercera parte inferior de la perforación.

El sitio seleccionado se encuentra en Houston, Texas. El suelo cercano a la superficie es conocido localmente como arcilla de Beaumont. El perfil del suelo consiste en 8.5 m de arcilla roja de consistencia rígida a muy rígida, 60 cm de capas interestratificadas de limo y arcilla, y el resto de arcilla limosa muy suave. El nivel de agua se encontraba a 55 m.

Se llevaron a cabo ensayos triaxiales de compresión UU en muestras inalteradas tomadas en el sitio, compresión confinante igual a la presión efectiva de campo. Se utilizó el procedimiento de deformación controlada a razón de 0.005 pulgadas/min. para obtener la resistencia al esfuerzo cortante de las propiedades esfuerzo deformación.

Varias muestras fueron sometidas a cargas repetidas para observar el efecto sobre las relaciones esfuerzo-deformación. El efecto de la orientación sobre las propiedades fue investigado sin encontrar diferencias significativas en resistencia o rigidez. Para el estudio presentado por Reese se asumió un comportamiento no anisotrópico.

Los valores del esfuerzo cortante no drenado contra la profundidad se encuentran graficados en la figura III.L3. El valor del módulo secante, E_c , de la curva esfuerzo de formación a la mitad de la máxima diferencia entre esfuerzos principales, usado para describir la rigidez del suelo, está graficada vs. la profundidad en la figura III.L4.

DESCRIPCION DE LA INSTRUMENTACION: Para normalizar la relación esfuerzo-deformación, se procedió a dividir la diferencia entre los esfuerzos principales

aplicados entre la máxima diferencia entre esfuerzos principales, y la deformación fue dividida entre la deformación ocurrida a la mitad de la máxima diferencia de esfuerzos, ϵ_{50} . Los valores de $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ y ϵ / ϵ_{50} , fueron determinados para todas las pruebas. Estos valores fueron graficados dando lugar a la siguiente ecuación de la curva:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}} = 0.5 \left[\frac{\epsilon}{\epsilon_{50}} \right]^{1/2} \quad \dots \text{III.1.5}$$

El valor promedio de ϵ_{50} fue de 0.005 in/in.

La medición de la rigidez a la flexión vs. el nivel de esfuerzos se realizó mediante el momento-curvatura o relación M- ϕ . La rigidez flexionante, representada por una secante de la curva M- ϕ , es igual al momento dividido por la curvatura:

$$EI = M/\phi \quad \dots \text{III.1.6}$$

Con esto se generó una curva M- ϕ teórica, que se comparó con la curva M- ϕ medida en campo. Los resultados de esta gráfica se observan en la figura III.1.5 en la que se puede apreciar que existe una buena concordancia.

En la figura III.1.6 se aprecia que la deflexión en la boca del pozo es una función no lineal de la de la carga aplicada. Se observa además que al aumentar el número de ciclos de aplicación de la carga la deflexión es mayor, y la curva se hace más baja. Las mediciones de la inclinación en la boca de la perforación reflejan el mismo comportamiento no lineal mostrado por las mediciones de la deflexión. En la figura III.1.7 se muestra esto para diversos niveles de carga. En la figura III.1.8 se muestran curvas típicas de momento flexionante.

El momento a lo largo del pozo fue determinado para cada aplicación de carga usando los datos de los ensayos de calibración y las deformaciones flexionantes

medidas. En la figura III.1.9 se muestran las curvas de momento flexionante para las cargas iniciales de las series de cargas aplicadas. Se observa que la profundidad del punto de momento máximo se incrementa con la carga, y la magnitud del momento máximo es una función no lineal de la carga. En la figura III.1.10 se ilustra el efecto de las cargas repetidas, observándose que el momento máximo se incrementa de un 10 a un 20% en unos veinte ciclos, pero la profundidad del punto en que se presenta el momento máximo, se incrementa muy poco.

ANÁLISIS DE LOS DATOS DEL ENSAYE: En los análisis de los datos para obtener las curvas P-Y deben ser resueltas las ecuaciones III.1.3 y III.1.4. Antes de proceder a la solución de la ecuación III.1.3 es necesario analizar los datos, lo cual se llevó a cabo encontrando una función matemática continua que describe adecuadamente la variación del momento con la profundidad.

La función más conveniente para usar a partir de la diferenciación e integración simple, fue un polinomio describiendo "series de poder" truncadas. Se realizó un ajuste de la curva con el método de mínimos cuadrados para obtener la función de los datos. Como resultado de estudios preliminares se concluyó que un polinomio de grado 7 provee la mejor curva sin comportamiento errático.

La deflexión del pozo como una función de la profundidad fue determinada mediante la doble integración de la curva. Las condiciones de frontera usadas fueron la deflexión medida en la boca de la perforación y asumir que en el fondo de la perforación la deflexión es cero.

CRITERIO PARA CURVAS P-Y PARA ARCILLAS BLANDAS: Las relaciones P-Y fueron obtenidas graficando la reacción del suelo y la deflexión en las profundidades seleccionadas para varios valores de cargas aplicadas. Los datos tomados fueron suficientes para permitir la determinación de las curvas P-Y para las cargas iniciales y para ciclo de las cargas repetidas. En la figura III.1.11 se muestran curvas P-Y típicas mostrando el efecto de la repetición de la carga. Las curvas P-Y se obtuvieron para las profundidades de 0 cm, 19 cm, 57.2 cm, 95.3 cm, 1.33 m, 1.72 m, 2.10 m y 2.48 m. La forma de las curvas resultó similar para todos los niveles medidos, y se

construyó una curva adimensional normalizada dividiendo todos los valores de Y entre la deflexión a la mitad de la reacción última del suelo, P_u .

Skempton (Reese y Welch, 1975) sugiere una relación entre carga y asentamiento para varias formas de zapatas basada en la teoría de la elasticidad, presentando los datos que justifican el uso de un método para calcular asentamientos inmediatos para toda la profundidad de la cimentación. Esto debe ser aplicable al caso de una cimentación profunda lateralmente cargada, que es un caso equivalente al de una cimentación de zapata corrida larga. De acuerdo con *Skempton (Reese y Welch, 1975)* la deflexión a un medio de la carga última es:

$$Y_{50} = 2.5 b \epsilon_{50} \quad \dots \text{III.1.7}$$

donde ϵ_{50} es la deformación a la mitad de la máxima diferencia de esfuerzos principales en un ensayo triaxial de laboratorio, y b es el diámetro del elemento de cimentación.

El valor promedio de ϵ_{50} en laboratorio resulta 0.005 $^{\circ}/\text{in}$. Utilizando la ecuación III.1.7, y considerando el diámetro de 30 pulgadas, se obtiene: $Y_{50} = 0.375''$.

Debido a la naturaleza del problema, no se determinó durante la prueba la resistencia última del suelo a todas las profundidades. Debajo de unas 40 pulgadas los valores de la reacción última fueron estimados usando la ecuación III.1.8, en la cual $Y_{50} = 0.375''$; los valores P/P_u y Y/Y_{50} para todos los datos P - Y con la carga inicial fueron graficados mostrándose la siguiente ecuación de la curva:

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{1/4} \quad \dots \text{III.1.9}$$

Matlock (Reese y Welch, 1975) propone una ecuación similar para arcillas suaves, pero con exponente $1/3$ en vez de $1/4$. Los valores estimados de la resistencia última, P_u , fueron comparados con los valores calculados con las ecuaciones propuestas por *Matlock* para la resistencia última como sigue:

$$P_u = (3 + \gamma \sqrt{c} + 0.5 \gamma / b) c b \quad \dots \text{III.I.9}$$

$$\text{ó} \quad P_u = 9 c b \quad \dots \text{III.I.10}$$

en donde γ es el peso unitario efectivo promedio a partir de la superficie hasta la profundidad X ;

c es la resistencia al esfuerzo cortante no drenada desde la superficie hasta la profundidad X .

b es el ancho de la cimentación profunda.

Debe emplearse el valor más pequeño que resulte de las ecuaciones III.I.9 y III.I.10.

Al correlacionar las curvas experimentales P-Y obtenidas con la ec. III.I.8 con las curvas esfuerzo-deformación de laboratorio (ec. III.I.5), se asumió que las curvas debían ser similares en forma. Por eso:

$$\left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{1/4} = \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{50}}\right)^{1/2} \quad \dots \text{III.I.11}$$

y sustituyendo la ecuación III.I.7 se obtiene:

$$Y = (2.5b/\epsilon_{50}) \epsilon^2 \quad \dots \text{III.I.12}$$

De acuerdo con este procedimiento, con las curvas esfuerzo-deformación de laboratorio y las ecuaciones III.I.7 a III.I.12, se pueden predecir las curvas P-Y para una cimentación profunda con un diámetro dado, para cargas estáticas de corto plazo.

El efecto de las cargas repetidas en las curvas P-Y es mostrado en la figura III.I.11. La figura III.I.12 muestra el efecto de las cargas repetidas sobre el

comportamiento esfuerzo-deformación en especímenes de laboratorio. Las relaciones P-Y para cargas repetidas pueden ser expresadas por ecuaciones de la forma:

$$Y_c = Y_s + Y_r, C_1 \log N \quad \dots III.13$$

donde:

Y_c = deflexión después de N ciclos de repetición de carga.

Y_s = deflexión para la carga inicial.

C_1 = parámetro que refleja el efecto de la repetición de la carga.

N = número de ciclos en que se repite la carga

Los ensayos de laboratorio bajo cargas repetidas pueden ser expresados con ecuaciones de la forma:

$$\epsilon_c = \epsilon_i + \epsilon_r, C_2 \log N \quad \dots III.14$$

donde:

ϵ_c = deformación después de N ciclos de carga repetida.

ϵ_i = deformación que había en la carga inicial.

C_2 = parámetro que describe el efecto de las cargas repetidas sobre la deformación.

Los parámetros C_1 y C_2 son función de la razón de esfuerzos, y pueden obtenerse graficando resultados experimentales, y modificando los parámetros hasta alcanzar un ajuste satisfactorio. En las arcillas ensayadas por Reese et al se encontró que

$$C_1 = C_2 = C = 9.6 R^4 \quad \dots III.15$$

donde:

$$R = \frac{P}{P_u} = \frac{\sigma_1 - \sigma_1}{(\sigma_1 - \sigma_1)_{\max}} \quad \dots \text{III.i.16}$$

al parámetro R se le denomina razón de esfuerzos. Las ecuaciones III.i.13 a III.i.16 permiten desarrollar curvas P-Y que toman en cuenta el efecto de las cargas repetidas.

A manera de resumen se describe a continuación paso a paso el procedimiento propuesto por Reese *et al* (ref. # 25) para obtener curvas P-Y para arcilla suave sometida a carga estática lateral de corto tiempo.

1) Obtener la mejor estimación posible de la variación de la resistencia al esfuerzo cortante y el peso volumétrico efectivo con la profundidad. Determinar ϵ_{90} , que es la deformación correspondiente a un medio de la máxima diferencia en los esfuerzos principales. Si no se dispone del valor de ϵ_{90} debe usarse un valor entre 0.005 y 0.001. El valor mayor es más conservador.

2) Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud del pozo, usando el menor de los valores estimados con las ecuaciones III.i.9 y III.i.10.

3) Calcular la deflexión Y_{90} a un medio de la resistencia última del suelo, con la ec. III.i.7.

4) Calcular los puntos que definen la curva P-Y utilizando la ecuación III.i.8.

Para el caso de carga cíclica o pseudo-estática, el procedimiento es el siguiente:

1º) Obtener las curvas P-Y para carga estática de corto plazo con el procedimiento arriba descrito.

2º) Hacer una estimación del número de veces que la carga lateral de diseño será aplicada a la cimentación.

3º) Obtener el valor de C para varios valores de P/P_u usando datos de pruebas de laboratorio, o en su ausencia utilizando la ec. III.i.15.

4º). Calcular nuevos valores de Y para los correspondientes valores de P seleccionados en el paso 3, utilizando la ecuación III.1.13.

5º) Las curvas P - Y_c definen la respuesta del suelo después de N ciclos de carga.

ESTIMACION DE CURVAS P-Y DE ACUERDO CON EL API: Basándose en el procedimiento propuesto por Reese las normas del API (sección 6.8.2) recomiendan que la capacidad de carga lateral se haga de la manera siguiente:

Se estima el valor de P_u considerando:

$$P_u = 3c + \gamma X + Jc^2/D \quad \text{para } X < X_R \quad \dots \text{III.1.17}$$

$$P_u = 9c \quad \text{para } X \geq X_R \quad \dots \text{III.1.18}$$

donde:

P_u es la resistencia última, en Psi (KPA)

c es la resistencia no drenada del arcilla, en Psi (KPA)

D es el diámetro del pilote, en pulgadas (mm).

γ es el peso efectivo del suelo, en lbs/ft³ (MN/m³)

J es una constante adimensional, obtenida empíricamente, que toma valores entre 0.25 y 0.5. Para las arcillas del golfo de México se recomienda usar 0.5. Para arcillas frágiles se recomienda 0.25.

X_R es la profundidad en que la resistencia del arcilla es reducida debido a su proximidad a la superficie, en pulgadas (mm).

Si la resistencia es constante con la profundidad se calcula

$$X_R = \frac{6D}{\gamma D/c + J} \quad \dots \text{III.1.19}$$

Si la resistencia es variable se deben graficar las ecuaciones III.I.17 y III.I.18, y el primer cruce nos indica el valor de X_R , cuyo valor mínimo suele ser del orden de 2.5D.

La razón por la que se estima de ésta manera P_u es que se ha encontrado en estudios basados en la teoría de la plasticidad que P_u varía entre $3c$ y $12c$ (Donde c es la cohesión), excepto en la proximidad a la superficie, donde la resistencia es menor debido al bajo nivel de esfuerzo de confinamiento.

En el caso de arcillas blandas las curvas P-Y estáticas se hacen con la siguiente tabla:

P/P _u	Y/Y _c
0.00	0.0
0.50	1.0
0.72	3.0
1.00	8.0
1.00	∞

donde:

P es la carga lateral aplicada, en Psi (KPA)

Y es el desplazamiento lateral inducido por la carga P, en pulgadas (mm).

Y_c es el denominado desplazamiento lateral de referencia, en pulgadas (mm),

que se calcula como:

$Y_c = 2.5 \epsilon_c D$ donde: D es el diámetro del pilote y está dado en pulgadas (mm).

ϵ_c es la deformación correspondiente al 50% de la resistencia no drenada del arcilla, en decimal.

Para las curvas P-Y cíclicas o pseudoestáticas el API recomienda.

cuando $X \geq X_R$:

P/Pu	Y/Yc
0.00	0.0
0.50	1.0
0.72	3.0
0.72	∞

cuando $X < X_R$:

P/Pu	Y/Yc
0.00	0.00
0.50	1.0
0.72	3.0
0.72 X/X_R	15.0
0.72 X/X_R	x

Cuando las arcillas tienen comportamiento frágil es necesario aplicar un criterio correcto respecto al deterioro de la capacidad de carga bajo grandes deformaciones, lo cual influye en las curvas esfuerzo-deformación y en las curvas P-Y. Para cargas estáticas se recomienda usar $8c \leq Pu \leq 12c$.

Para depósitos de arcillas frágiles es necesario considerar la presencia de fisuras, grietas, bloque irregulares, concentración de desplazamientos, etc. que afectan las características de la curva P-Y del depósito respecto a las calculadas en muestras aisladas. Esta estructura es característica de suelos preconsolidados especialmente por secado, y de suelos expansivos.

El cálculo de las curvas P-Y tanto estáticas como pseudo-estáticas se hace siguiendo los pasos propuestos por *Reese y Welch* (1975), que es la misma metodología propuesta por el API.

Este procedimiento debe usarse cautelosamente cuando se trata de pilotes en plataformas marinas, dado que la presencia del tirante de agua puede afectar desfavorablemente la respuesta del pilote ante carga lateral, y por tanto aumentar el efecto de la carga cíclica sobre la degradación de la resistencia y rigidez del suelo.

Para el caso de los suelos estudiados en esta tesis, las curvas P-Y estáticas y pseudoestáticas pueden calcularse con el procedimiento arriba descrito, utilizando las curvas esfuerzo-deformación incluidas. Para la inclusión del efecto del número de ciclos se recurre a las curvas esfuerzo-deformación dinámicas para diversos valores de N.

IV.- INTERACCIÓN DINÁMICA PILOTE-SUELO

IV.i.- INTERACCION DINAMICA PILOTE-SUELO

Las normas del API (1973) no especifican ningún procedimiento para el cálculo de las curvas P-Y cuando se presentan sismos . Es incorrecto pensar en una extrapolación de procedimiento para el caso de curvas estáticas o pseudoestáticas , dado que la respuesta de los suelos es diferente en condiciones dinámicas , y se pueden obtener resultados alejados del comportamiento real .

Un suelo saturado que es sometido a sollicitación dinámica tiene una respuesta que depende de diversos factores que no son considerados en las curvas P-Y estáticas o cíclicas , por lo que la simple extrapolación de esos resultados no se considera adecuada . La inercia por ejemplo induce efectos debidos a la velocidad de aplicación de la carga . Dependiendo del tipo de suelo la resistencia dinámica puede verse aumentada o disminuida en relación con la resistencia estática . Las arcillas frágiles resisten menos bajo cargas dinámicas , debido a la fatiga inducida en el material . En cambio las arcillas dúctiles tienden a aumentar su resistencia bajo cargas dinámicas . La velocidad de aplicación de la carga y la fatiga tienen efectos inversos en la respuesta del suelo , pues mientras la rigidez del suelo se incrementa para el primer caso , en el segundo caso se tiene una degradación de dicha rigidez .

En el cálculo de las curvas P-Y estáticas y pseudoestáticas tampoco se involucran las deformaciones dinámicas que el paso de las ondas sísmicas induce en el campo libre . Dichas deformaciones se adicionan a las producidas por la interacción pilote-suelo , y alteran la masa del suelo circundante al pilote , modificando el confinamiento del mismo .

En la práctica suele utilizarse un procedimiento empirico para definir las curvas P-Y para la condición sísmica , que consiste en partir de las curvas P-Y estáticas y evaluar posteriormente el efecto de la velocidad de aplicación de la carga y la fatiga del suelo . Estos factores modifican la curva esqueleto que se define para carga estática . Este procedimiento será válido en la medida en que la curva esqueleto modificada sea representativa del comportamiento del sistema suelo-pilote en campo . En éste estudio se ha encontrado que las curvas esfuerzo-deformación estáticas son

sensiblemente diferentes de las dinámicas. Además, la resistencia y la generación de presión de poro son distintas para un caso y el otro.

La metodología descrita cuenta, además, con poca información referente a la modificación de las curvas esqueleto. Debido a todas estas incertidumbres se propone en esta tesis una metodología que permite definir las curvas P-Y dinámicas, incorporando en forma directa el comportamiento no lineal esfuerzo-deformación dinámico, mediante funciones de impedancia determinadas por otros autores para el caso de interacción dinámica pilote-suelo.

Se puede representar al suelo como un elemento mecánico tipo Voight, mostrado en la figura IV.1.

La reacción en el pilote por unidad de longitud estará dada por el resorte, P_1 , y la componente viscosa representada por el amortiguador, P_2 . La reacción total será:

$$P = P_1 + P_2 \quad \dots \text{IV.1.1}$$

La componente elástica es proporcionada por la rigidez del suelo, y se calcula como:

$$P_1 = E_s S Y \quad \dots \text{IV.1.2}$$

donde: E_s es el módulo dinámico de Young del suelo.

S es un parámetro adimensional.

Y es el desplazamiento lateral del pilote.

Yoshida y Yoshinaka (1971) han encontrado mediante estudios experimentales en pilotes y placas que el parámetro adimensional S puede calcularse con:

$$S = \frac{1.3}{(1-v_s^2)} \left[\frac{E_s B^3}{EI} \right]^{1/2} \quad \dots \text{IV.1.3}$$

donde ν_s es la relación de Poisson del suelo .

B es el diámetro del pilote , o bien el ancho en la dirección del movimiento.

EI es la flexibilidad del pilote.

La componente viscosa es proporcionada por el amortiguamiento del sistema, puede calcularse con la ecuación

$$P_2 = i (C_r + C_s) \omega Y \quad \dots IV.1.4$$

donde $i = \sqrt{-1}$

ω es la frecuencia de excitación, en rad/seg.

C_r es un coeficiente del amortiguador que toma en cuenta la disipación de energía por radiación de las ondas sísmicas

C_s es el amortiguamiento histerético del suelo .

Con base en resultados de estudios teóricos , *Gazetas y Dobry* (1984) proponen la siguiente expresión para el cálculo de C_r :

$$C_r = 2 B \rho_s \nu_s \left\{ 1 + \left[\frac{3.4}{\pi(1-\nu_s)} \right]^{1.4} \left\| \frac{4}{\pi} \right\| \left| \frac{\nu_s}{\pi f B} \right| \right\}^{1.4} \quad \dots IV.1.5$$

donde ρ_s es la densidad de masa del suelo .

ν_s es la velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo .

f es la frecuencia o rango de frecuencias de la excitación , en ciclos/seg.

El valor de C_s puede calcularse con :

$$C_s = 2 \delta E_s \frac{1.4}{\omega} \quad \dots IV.1.6$$

donde : E_s es el módulo de Young del suelo a la profundidad deseada .

λ_s es el amortiguamiento histerético del suelo a dicha profundidad .

δ es un coeficiente independiente de la profundidad , que para pilotes largos y flexibles resulta función de las características estratigráficas del depósito de suelo , de la condición de fijación de la cabeza del pilote y de la rigidez relativa del pilote con respecto a la del suelo .

Para aplicaciones prácticas , el valor de δ se puede seleccionar con la figura iv.i.2. En las abscisas se tiene el valor del módulo de Young del pilote (E_p) normalizado por el del suelo (E_s) , multiplicado por un factor de forma F cuyos valores proponen *Gazetas y Dobry* (1984) :

$F=1$ para pilote circular de diámetro o ancho B .

$F=1-(B_i/B)^4$ para pilote tubular con diámetro exterior B y diámetro interior B_i

Para tomar en cuenta el comportamiento del suelo en la relación carga-desplazamiento, es necesario establecer la relación que existe entre la deformación sufrida por las probetas sometidas a carga dinámica en el laboratorio y el desplazamiento del pilote cuando se le aplica en campo una carga lateral dinámica .

Matlock(1970) y *Reese y Welch*(1975) propusieron la siguiente relación para el caso de cargas lateral tanto estática como cíclica:

$$\epsilon = Y / 2.5B$$

.....iv.i.7

de acuerdo con lo cual la deformación axial (ϵ) de una probeta de suelo en ensaye triaxial es proporcional al desplazamiento horizontal del pilote, Y .

Esta relación fue propuesta después de observar la similitud existente entre las curvas esfuerzo-deformación del suelo y las curvas carga-desplazamiento del pilote.

Aunque al parecer no se ha realizado una investigación semejante para la condición de carga sísmica, algunos resultados de ensayos en pilotes bajo carga lateral dinámica indican que la forma de su respuesta carga-desplazamiento es semejante a los ciclos de histéresis que se obtienen al ensayar arcillas en cámaras triaxiales o aparatos de corte simple (*Bea y Audibert*, 1979). Esta conclusión es adecuada siempre que no exista una separación entre el pilote y el suelo durante la acción cíclica de cargas laterales. *Bea y Audibert* encuentran que esto no ocurre mientras se tenga un confinamiento que haga que la carga dinámica no sobrepase un 75 % de la resistencia del suelo. Como se ha visto, la resistencia estática del suelo es función de la profundidad, por lo que si se conoce la carga lateral dinámica es posible calcular aproximadamente la profundidad en que el suelo sufre un abocardamiento generado por el movimiento lateral del pilote. A lo largo de esta profundidad el pilote pierde su confinamiento, y la forma de respuesta difiere del caso del pilote confinado. Por estas razones se considera que la ecuación IV.17 es adecuada para el caso de carga sísmica, excepto para la zona más superficial.

COMPONENTE ELÁSTICA : De acuerdo con la ecuación IV.12, la rigidez del elemento dinámico es función del módulo dinámico del suelo y de la magnitud de la deformación inducida, así como de las características del pilote.

Conforme se vio en el capítulo anterior, el módulo dinámico puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$G = G_{\text{máx}}(1-H(\gamma)) \quad \dots\text{IV.18}$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{-2B}}{1+(\gamma/\gamma_r)^{-2B}} \right]^A \quad \dots\text{IV.19}$$

Se pueden sustituir las ecuaciones IV.18, IV.19 y IV.13 en la ecuación IV.12.

Dado que la máxima deformación angular (γ) inducida por la componente ortogonal

(v) de la deformación axial (ϵ) es igual a $(1+v)\epsilon$, se obtiene la siguiente ecuación para P-Y :

$$P1 = E S Y = 2 (1+v_s) G S Y \quad \dots \text{IV.i.10}$$

$$P1 = 2 (1+v_s) G \text{máx} [1-H(\gamma)] \frac{1.3}{(1-v_s^2)} \left[\frac{2 (1+v_s) G \text{máx} [1-H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{1/2} Y \quad \dots \text{IV.i.11}$$

$$P1 = \frac{2.6}{1-v_s} (G \text{máx} [1-H(\gamma)]) \left[\frac{2 (1+v_s) G \text{máx} [1-H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{1/2} Y \quad \dots \text{IV.i.12}$$

donde $Y = 2.5 B \epsilon = 2.5 B \gamma / (1+v_s)$

La relación P-Y aquí considerada es no lineal y contempla el tomar en cuenta el envejecimiento, la degradación de la rigidez por fatiga, el estado de esfuerzos en la masa de suelo y las características del material. Los ejemplos de aplicación y los resultados obtenidos con esta metodología se presentan en el capítulo V.

COMPONENTE VISCOSA : Existe poca información que permita obtener conclusiones respecto a la pérdida de energía de pilotes cargados lateralmente, pero los resultados de ensayos dinámicos en el laboratorio permiten hacer alguna aproximación. Los resultados presentados en éste trabajo muestran que el amortiguamiento es bajo para deformaciones angulares de hasta 0.1 %, lo que es indicativo del importante comportamiento elástico de las arcillas. Cuando las deformaciones angulares son mayores los efectos de la histéresis se hacen evidentes por los valores altos del amortiguamiento.

De acuerdo con lo anterior es esperable que si las cargas dinámicas son pequeñas, la componente relevante del amortiguamiento será la debida a la radiación de energía, mientras que para cargas dinámicas grandes, que producen deformaciones angulares importantes, se espera que domine la componente del amortiguamiento

histerético. *Bea y Aubert* (1979) citan experimentos realizados por *Brown* (1971) y *Ross* (1970) en pilotes en arcilla cargados lateralmente, en los que los amortiguamientos variaron entre el 2 % y el 10 %. Dado que el nivel de deformación inducida era bajo, se puede inferir que la pérdida de energía se debió principalmente a la radiación, y la histéresis del propio pilote, que era de acero.

La ecuación IV.1.4 indica que la capacidad del sistema suelo-pilote para disipar energía es función de la frecuencia de la excitación, ω . Esto significa que para aplicarse al problema de interacción estructura-pilote-suelo es necesario un análisis dinámico en el dominio de la frecuencia, usando el método de la respuesta compleja. Con éste procedimiento pueden integrarse las expresiones correspondientes para calcular el C_r y el C_s .

Para movimiento armónico se tiene:

$$\frac{dY e^{i\omega t}}{dt} = i \omega Y e^{i\omega t} \quad \text{.....IV.1.13}$$

De utilizarse un procedimiento de análisis paso a paso en el dominio del tiempo, empleando la ecuación IV.1.13, puede modificarse la ecuación IV.1.4:

$$P2 = (C_r + C_s) d^N / ct \quad \text{.....IV.1.14}$$

donde C_r está dado por la ecuación IV.1.5 y C_s está dado por la ecuación IV.1.6

VARIACION CON EL CICLAJE: Los ensayos de columna resonante y cámara triaxial cíclica llevados a cabo en probetas de la sonda de Campeche involucran datos de esfuerzo-deformación durante todo el proceso de ensaye, sin distinción del número de ciclos aplicados. De ésta manera las curvas P-Y resultantes, derivadas de las curvas G-y, son representativas del comportamiento promedio del suelo durante todo el ciclaje. Sin embargo, conforme se apuntó en el capítulo II, el comportamiento esfuerzo-

deformación esta relacionado con el número de ciclos de aplicación de la carga , específicamente en la cámara triaxial ciclica , donde es posible determinar la relación γ vs. G en cada ciclo . El resultado de graficar las curvas en cada ciclo es que , para esfuerzos superiores al 80 % del esfuerzo de falla , los puntos se desplazan hacia deformaciones mayores para mayor número de repeticiones de un mismo esfuerzo , y por tanto en las curvas P - Y se obtiene una Y mayor para una misma P , también en esfuerzos grandes .

En el caso de las arcillas de la ciudad de México , las curvas G - γ se obtuvieron en forma teórica , considerando los parámetros A , B y γ_r en relación con el IP , con lo cual se calculó $G = G_{\max}(1-H(\gamma))$, donde el valor de $H(\gamma)$ es función de A , B y γ_r . De ésta manera las curvas G - γ y por tanto P - Y son también de carácter general o promedio .

En el capítulo II se propone un procedimiento para tomar en cuenta la degradación que tiene el suelo con el número de ciclos , así como el envejecimiento . Para ilustrar la forma en que se toma en cuenta el efecto del ciclaje consideramos los valores de G - γ como representativos del ciclo $N=1$, para ambos suelos , de manera que dichos valores de G serán considerados como G_s .

Se tiene que $G/G_s = N^{-1}$ o bien $G_N = G_s N^{-1}$ (I.15)

donde el valor de N es el número de ciclo para el cual se busca la curva γ - G_N . En este caso usaremos $N=5$ ciclos y $N=30$ ciclos .

El valor de t para suelos de la ciudad de México consolidados isotrópicamente es $t=0.0122Ec$ (Romo, 1990 y 1991). El valor de t para suelos de la sonda de Campeche depende del factor de deformación γ_s/γ_s , que se estima definiendo el número de ciclos, con el procedimiento que se ejemplifica a continuación . El valor de γ_{30}/γ_s (es decir, el valor de γ_s/γ_s para el ciclo 30), se obtiene de la figura II.vi.46 en función del I_r . Llevando a cabo este ejemplo para las probetas 100 y 800 con I_r

respectivos de 0.37 y 0.72, se obtiene gráficamente de la figura II.vi.46 que $\gamma_s/\gamma_{s\ 100} = 1.3$ y $\gamma_w/\gamma_{s\ 100} = 1.55$. Si se requiere el valor de γ_w/γ_s para un ciclo cualquiera diferente del ciclo 30, se considera que $\gamma_s/\gamma_s = 1$ y se interpolan linealmente los valores de γ_w/γ_s . Para esto es necesario saber en qué número de ciclo se está tomando el valor de referencia γ_s , que generalmente es en el primer ciclo. En el caso de este ejemplo, los valores para el ciclo 5 serían $\gamma_s/\gamma_{s\ 100} = 1.05$ y $\gamma_w/\gamma_{s\ 100} = 1.09$. Una vez obtenido el valor de γ_w/γ_s , se pasa a la figura II.vi.37, donde se entra con los valores de γ_w/γ_s , y se obtienen los correspondientes valores de t . Para los casos vistos en el presente ejemplo, se tendrían los siguientes valores de t : $t_{100}^{N=5} = 0.026$, $t_{100}^{N=30} = 0.094$, $t_{300}^{N=5} = 0.038$ y $t_{300}^{N=30} = 0.134$.

Con los valores de t se calculan los nuevos valores de G para distintos ciclos en las probetas analizadas. En la ciudad de México se calcularon para $IP=150$ y $IP=300$.

La curva P-Y afectada por el ciclaje se calcula para los casos de pilote y tubo en la sonda de Campeche, y de pilote y pila de la ciudad de México, a partir de las nuevas curvas γ -Gs.

V.- CURVAS P-Y

V.I.- CURVAS P-Y ESTATICAS Y PSEUDOESTATICAS

En el presente inciso se ejemplifica de manera concreta el cálculo de las curvas P-Y estáticas y pseudoestáticas o cíclicas de los suelos de la sonda de Campeche y de la ciudad de México. El cálculo se hace mediante la aplicación de la metodología indicada en el capítulo III.

Para la ciudad de México se utilizaron datos correspondientes al informe sobre las características del suelo en el sitio S.C.T., elaborado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. por *Romo, Jaime y Ovando* (1987) para el D.D.F. Los datos obtenidos son de muestras reales, y de un sitio que ha sido objeto de interés desde varios puntos de vista asociados con la mecánica de suelos y la ingeniería sísmica. La estratigrafía de dicho lugar corresponde a la zona del lago (zona III) de acuerdo con la zonificación del R.C.D.F. Para los suelos de la sonda de Campeche se utilizaron probetas del sondeo Taratunich DL-1, correspondientes a diferentes profundidades.

Los datos del suelo necesarios para obtener las curvas P-Y estáticas y pseudoestáticas son el peso volumétrico efectivo promedio y la cohesión promedio desde la superficie hasta la profundidad a que corresponde la probeta ensayada, a la cual se determinará la curva P-Y. Para determinar el peso volumétrico medio de la ciudad de México se tomó el N.A.F. a 2.50 m. de profundidad. En el caso de la sonda de Campeche se tomó el peso sumergido. El valor de ϵ_w se obtuvo en ambos casos de las gráficas esfuerzo-deformación estáticas para las probetas seleccionadas. El valor del parámetro b (ancho de la cimentación profunda), se tomó de 1.00 m., que es usual para diámetros de pilas en la ciudad de México. Para la sonda de Campeche se tomó un valor de 1.22m. En ambos casos se estudió además el caso de pilotes de concreto precolados de 0.40 m., para observar la influencia de los cambios en la sección.

Se determinó con los datos anteriores el valor de P_u , como el menor de los dos siguientes para cada caso:

$$P_u = (3 + \gamma^x/c + 0.5/b) c b$$

.....V.I.1

$$P_u = \rho_c h$$

.....V.I.2

El valor de Y_{50} se determinó como :

$$Y_{50} = 2.5 b \epsilon_{50}$$

.....V.I.3

Se propuso una variación de la relación P/P_u de 0 a 1, calculando así varios valores de R y en consecuencia de C_1 , con las relaciones

$$R = \frac{P}{P_u} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\sigma_1 - \sigma_2)_{\max}}$$

.....V.I.4

$$C_1 = 9.6 R^4$$

.....V.I.5

Manipulando las ecuaciones propuestas en el inciso III se obtiene la ecuación

$$Y_c = Y_{50} [(P/P_u)^4 + C_1 \log N]$$

.....V.I.6

donde Y_c es el valor de Y corregido por el efecto del ciclaje. Los parámetros Y_{50} , P/P_u y C_1 son conocidos. El valor de P se infiere directamente a partir de P/P_u , dado que P_u es conocido. El valor de N es el número de repeticiones de carga que en este caso se consideró variable de 1, 5 y 30 ciclos. Se tiene que $N=1$ es el caso particular de carga estática, y la curva P - Y está dada por la relación

$$Y = Y_{50} (P/P_u)^4$$

.....V.I.7

Los valores de los parámetros utilizados se pueden ver en las TABLAS V.I.1 y V.I.2. Las gráficas resultantes de estos cálculos se pueden ver en las figuras V.I.1 a V.I.22.

Del análisis de resultados se observa que :

- Las curvas tienen una rama ascendente con deformación casi nula hasta un valor de $1/3$ del $P_{\text{máx}}$ alcanzado para $Y=40\text{cm}$, independientemente de la sección utilizada y el tipo de material.

- A partir de dicho valor las curvas se hacen más pronunciadas, conservando en todos los casos la misma forma.

- A partir de dicho valor empieza a ser importante el número de repeticiones de carga.

- En todos los casos, y para cualquier nivel de carga apreciable a partir del punto de quiebre, la deformación lateral del suelo (Y) después de una sola aplicación de la carga (caso estático), es del orden de la mitad de la deformación alcanzada después de 30 repeticiones de carga.

- La deformación no aumenta en forma lineal, siendo mucho más grande el efecto de las primeras repeticiones. Así, para $N=5$ se tiene un valor aproximadamente de promedio entre el caso estático y el caso para 30 ciclos. De hecho el aumento es sensible al logaritmo de N , por lo que el incremento de deformación entre $N=3$ y $N=30$ será el mismo que el que existirá entre $N=30$ y $N=300$. Esto nos indica que las primeras repeticiones son muy destructivas, de acuerdo con este criterio.

Se observa también que se requiere el doble de P para alcanzar la misma Y cuando se trata de pilas de 1.00 m. que de pilotes de 40 cm., a pesar de que la rigidez en el primer caso es 20 veces mayor.

Visto desde otra perspectiva, se tiene que la misma P tiene efectos completamente diferentes en el suelo, dependiendo del caso. Tomemos el ejemplo de la muestra B-I de Campeche (figuras v.L.13 y v.L.14). En dicha muestra una P de 50 kg/cm no tendrá ninguna influencia en ninguna de las secciones, pues está dentro de la rama ascendente. Si P es de 350 kg/cm se tendrá una repercusión muy baja (1 cm) en la pila de 1.00 m., independientemente del número de repeticiones, mientras que en el pilote de 40cm. se tendrán deformaciones laterales de 5.75 y 13 cm aproximadamente para 1.5 y 30 ciclos.

Haciendo una comparación entre probetas de suelos de Campeche se tiene que la variación de resultados es muy grande, teniendo para pilas de 1.00m., con $N=1$ para $Y=50$, que $P=270$ kg/cm en la probeta 2, 1.100 kg/cm en la 3, 1.600 kg/cm en la 4, 800 kg/cm en la 5, 260 kg/cm en la 7, y 1.100 kg/cm en la 8. Esto es que la probeta 8, con $I_r=0.06$, tiene valores de P mucho mayores que las probetas 2 y 7, con $I_r=0.26$ y $I_r=0.71$ respectivamente, con presiones de consolidación iguales o menores. En cambio probetas con valores semejantes de σ'_c y I_r , como las 3 y 4, muestran valores apreciablemente distintos entre sí. Tampoco se observa una clara influencia de la c_u y ϵ_v . El comportamiento es regido por la combinación de factores.

En probetas de la ciudad de México se encuentran fluctuaciones menores, debidas seguramente a la homogeneidad del suelo. Los valores de consolidación y los datos de laboratorio no permiten hacer una comparación de las curvas P - Y estáticas y pseudoestáticas de las arcillas marinas de la sonda de Campeche con las de la ciudad de México.

En resumen se tiene que para las curvas estáticas y pseudoestáticas:

- La forma de la curva es constante, con una rama ascendente, con un punto de quiebre y una zona de altas deformaciones, independientemente del tipo de suelo, pilote y número de repeticiones.

- Hasta valores de $1/3$ de la P que provoca una $Y=40$ cm, el comportamiento es lineal, la deformación es baja, y el efecto del ciclaje es despreciable.

- A partir del punto de quiebre el efecto del ciclaje es importante, teniéndose con 30 repeticiones el doble de deformación que con una sola aplicación de la carga.

- Es muy importante el efecto de las primeras repeticiones de carga, dado que Y crece con el logaritmo de N .

- La rigidez del elemento de cimentación tiene una influencia importante, especialmente si se sobrepasa el punto de quiebre. Cimentaciones más rígidas se deforman menos que cimentaciones menos rígidas ante igual sollicitación, pero no en forma proporcional a EI .

- Los valores de P-Y muestran aquí cierta independencia de I_r y σ^c .
- El efecto del ciclaje tampoco hace distinción entre I_r y σ^c .

V.ii.- CURVAS P-Y DINAMICAS

En este inciso se muestra la manera de calcular las curvas P-Y dinámicas en ejemplos de la ciudad de México y de la sonda de Campeche, basándose en los conceptos revisados en el capítulo IV.

En las arcillas de la ciudad de México se consideró una variación en el valor del IP, y con base en la información estadística recopilada por *Marsal y Mazari* se determinó el contenido de humedad, y una variación de la velocidad de propagación de las ondas de cortante, (V_s), para estimar un valor razonable de G_{max} asociado a la variación del IP, con la relación

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad \dots V.ii.1$$

Para el cálculo de ρ , el valor de γ_m fue determinado con los valores estadísticos de *Marsal y Mazari* para la ciudad de México, con la relación

$$\gamma_m = \frac{(\omega \cdot 1) S_s}{1 \cdot e} \quad \dots V.ii.2$$

Los valores usados pueden verse en la tabla v.ii.1. Desde luego estos son valores aproximados, y es conveniente determinar en casos específicos el valor real medido en campo de V_s , o bien inferirlo a partir de ensayos de cono como se indicó en el capítulo II. El valor de G_{max} puede ser también determinado en ensayos de columna resonante. Para los suelos de la sonda de Campeche G_{max} se determinó en ensayos de columna resonante.

El cálculo de las curvas P-Y dinámicas implica que se defina previamente la curva G vs. ϵ . En el caso de arcillas de la ciudad de México la curva se obtuvo a partir de la relación $G = G_{max}(1-H(\gamma))$, donde el valor de G_{max} se estimó como arriba se describe. El parámetro $(1-H(\gamma))$ va dando forma a la degradación de G vs. γ . El valor de $H(\gamma)$ se calculó con la expresión:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2H}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2H}} \right]^A \quad \dots \text{v.ii.3}$$

Donde A, B y γ_r son parámetros que tienen relación con el IP. En el artículo de Romo (1990) aparecen reportadas relaciones que permiten calcular gráficamente el valor de esos parámetros en función del IP, por lo que se hizo un barrido de IP, para cada uno de los cuales se determinó la curva $G = G_{\max}(1 - H(\gamma))$.

Para el caso de arcillas de la sonda de Campeche se tomaron resultados de los ensayos realizados en el laboratorio, de manera que los valores de G_{\max} son los reales para las condiciones de ensayo, que pretendieron ser representativas de las condiciones de campo.

Con los datos reales se construyó una curva de G versus γ , que bien pudo utilizarse directamente para el cálculo de las curvas P-Y, con la salvedad de tener cierta dispersión, y algunas lagunas de información. Por esa razón se ajustaron por iteraciones sucesivas los valores de A, B y γ_r hasta que se logró reproducir en forma teórica el comportamiento de la curva real. Así se obtuvo la curva G teórica vs. γ . Como alternativa se propone considerar A=1, B=0.5 y calcular γ_r en función del Ir en suelos de Campeche. Se ha visto que así se obtiene un ajuste razonablemente bueno, en función de un sólo parámetro, cuando no se cuenta con curvas reales. La curva obtenida para cada probeta involucra los resultados de todas las amplitudes de carga y todos los ciclos aplicados. Si se hace el cálculo de la curva P-Y a partir de esta curva, se debe tomar en cuenta esta condición. También hubiera sido posible definir las curvas para N=1, N=2, ..., N=30, con la limitante de que se contaría sólo con unos cuantos puntos por ciclo para cada probeta, quedando muy incompleta la curva, por lo que ese procedimiento se desechó. Sobre este punto se volverá más adelante.

Una vez definida la curva G versus γ_r se hace el cálculo de Y con la ecuación

$$Y = 2.5 B \varepsilon$$

....v.ii.4

Donde ε es igual a γ , si $\nu = 0.5$

B es el diámetro o ancho de la pila o pilote en el sentido del desplazamiento.

Así se define un valor de Y por cada valor de γ .

La curva P-Y se calcula para cada Y, mediante la ecuación

$$P = \left(\frac{2.6}{1-\nu} \right) G_{\max} [1-H(\gamma)] \left[\frac{2(1-\nu) G_{\max} [1-H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{1/12} Y \quad \text{....v.ii.5}$$

Donde ν es la relación de Poisson del suelo,

EI es la rigidez del elemento de cimentación

y los demás parámetros tienen el significado ya conocido.

Para el caso de suelos arcillosos de la sonda de Campeche se consideraron pilotes tubulares de acero con $EI=6.694.8 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$ con $B=121.92 \text{ cm}$, y pilotes cuadrados de concreto armado de $40 \times 40 \text{ cm}$, con $EI=53.33 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$. Para los suelos de la ciudad de México se consideraron pilotes de $40 \times 40 \text{ cm}$ y pilas de 1.00 m de diámetro, ambos de concreto armado, con $EI=1.227.18 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$.

Suponiendo que las curvas G versus γ definidas como se ha descrito son representativas de un ciclo cualquiera de referencia, que en éste caso se consideró $N=1$, es posible definir las curvas para $N \neq 1$ con la siguiente metodología:

- Se tiene que $G_N = G_1 N^{-t}$: Los valores de G_1 son los valores de la curva que tomamos como referencia. En este caso es la curva promedio de G versus γ . N es el número de ciclo para el cual queremos conocer G_N . Aquí se muestra el ejemplo para $N=5$ y $N=30$, para las probetas 100 y 800 de Campeche y para los $IP=150$ y $IP=300$ de la ciudad de México, para las dos secciones de pilotes estudiados en cada caso. El valor de t para la ciudad de México se consideró $t=0.0122\varepsilon$ Romo, 1990.

Para el caso de la sonda de Campeche se determinó la variación de γ con respecto al γ_s de referencia, con el número de aplicaciones de carga. Se graficó el valor de γ/γ_s vs. I_r , obteniéndose una curva como la mostrada en la figura II.vi.46.

Paralelamente se calculó el parámetro t , considerando la variación entre G_N y G_s para las magnitudes finales de carga de las probetas, donde es apreciable la degradación con el número de ciclos. Cada valor de t está asociado a un valor de γ/γ_s , y al ser graficado se observa que el comportamiento cae dentro de una banda estrecha, como se muestra en la figura II.vi.47. De modo que a partir del I_r se puede determinar el valor de γ/γ_s . Tomando en cuenta que $\gamma_s/\gamma_s=1$, se pueden interpolar otros valores para γ/γ_s . Con estos valores se entra a la figura II.vi.47 y se obtienen los respectivos valores de t .

Conociendo los nuevos valores de t se determina el valor de G_N , que implica que toda la curva G vs. γ está afectada por el parámetro N^{-1} . Este parámetro de ajuste puede ser sustituido directamente en la ecuación P-Y, obteniéndose:

$$P = \left(\frac{2.6}{1-v} \right) G_{\max} [1-H(\gamma)] N^{-1} \left[\frac{2(1-v)[G_{\max}[1-H(\gamma)] N^{-1}]^2 B^2}{E I} \right]^{1/2} Y \quad \dots v.ii.6$$

Los resultados pueden observarse en las figuras v.ii.1 a v.ii.15.

Del análisis de resultados para el caso de la ciudad de México se observa que las curvas muestran un comportamiento de tipo frágil para IP pequeños y de tipo dúctil para $IP > 150$.

Las P requeridas para iguales valores de Y son en general mayores para IP altos. Se tiene también que el cambio en la sección del elemento de cimentación afecta más a suelos con IP pequeños. Se observa que para $IP > 250$ las curvas tienden a estabilizarse. Finalmente se tiene que para suelos con $IP=300$ y $IP=150$ no afecta en absoluto el número de repeticiones.

Para suelos de Campeche se tiene que el cambio en el tipo de sección es de importancia más o menos similar en todos los casos, pero no proporcional a la

diferencia en EI . Suelos con mayor I_r tienden a mostrar un comportamiento más frágil, y el número de repeticiones afecta en forma muy importante, siendo que además el nivel de degradación es proporcional al número de repeticiones de carga, y no es tan definitiva la influencia de unas cuantas repeticiones.

Al comparar los dos suelos se observan diferencias importantes, sobre todo en cuanto al número de repeticiones. Probablemente esto se debe a que la evaluación de t es muy distinta, usándose para la ciudad de México un valor medio probablemente poco representativo de todos los casos. Cuando menos la experiencia en laboratorio con suelos de Campeche muestra que si es grande el efecto del número de repeticiones, para niveles altos de esfuerzo.

La tendencia a aumentar los valores de P para suelos con IP altos se debe a la forma de la curva ajustada para G vs. γ , a partir de los parámetros A , B y γ_r . En la experiencia con suelos de Campeche estos valores no correspondieron a índices plásticos específicos. También puede haber algún error en la estimación gruesa de G_{max} , además de que las curvas no corresponden a ensayos reales.

Si se comparan los resultados estáticos y pseudoestáticos con los dinámicos, se tiene que el método pseudoestático no permite obtener curvas de tipo dúctil o frágil, como son en realidad, sino que todas las ajusta a un comportamiento dúctil promedio, (aunque el API considera curvas típicas en que se tienen comportamientos frágiles) y sobre todo, que considera que el número de repeticiones afecta por igual a suelos dúctiles y frágiles, cuando el método dinámico enseña que los suelos frágiles se ven mucho más afectados que los dúctiles por efecto de repetición de carga. Además de esto se tiene que en el método pseudoestático las primeras repeticiones son las importantes, mientras que en el dinámico se considera que cada repetición afecta, conforme se observa el comportamiento del suelo en ensayos de laboratorio, que las últimas repeticiones son críticas cuando se tienen niveles de esfuerzo cercanos a la falla, donde el incremento de deformación entre los ciclos 1 y 5 es generalmente menor que el incremento de deformación entre los ciclos 25 y 30 para el mismo nivel de esfuerzos cercano a la falla.

V.iii.- CURVAS t-Z

La estimación de los movimientos permanentes en las cimentaciones debidos a sollicitaciones dinámicas es un aspecto al que se ha otorgado poca atención. Se ha observado que cimentaciones con un factor de seguridad de 2.5 contra la falla estática no tendrán grandes asentamientos permanentes ante sollicitaciones sísmicas severas. En virtud de la falta de una metodología específica y la necesidad de ella, se inició una investigación a cargo de *Romo y García* (ref. # 30), resultado de la cual se obtuvo un método para resolver el problema. En ésta tesis se aplica el método a suelos de la ciudad de México y la sonda de Campeche.

El análisis de cimentaciones que tuvieron movimientos permanentes en el sismo de 1985 revela que se produjeron por la acumulación de movimientos diferenciales ocurridos al presentarse rotaciones de los cimientos. Se propone entonces el mecanismo de falla mostrado en la figura v.iii.1.

En el caso de cimentaciones profundas se debe considerar que a la rotación y mecanismo de falla propuesto se oponen las restricciones impuestas tanto por los pilotes o pilas, como por el peso propio del suelo que gravita sobre la profundidad de desplante de la losa de cimentación. Las fuerzas generadas en los pilotes al iniciarse el movimiento de la cuña de suelo se muestran esquemáticamente en la figura v.iii.2.

Las fuerzas T_0 y P_0 dependen de características del suelo y el pilote. Para evaluarlas se recurre al análisis de la interacción tanto en la dirección vertical como en la horizontal. Para la dirección horizontal se usan las curvas P-Y, mientras que para la vertical se emplean las curvas t-Z. De acuerdo con *Romo*(1994) se pueden calcular dichas curvas con la relación:

$$t = \left[\frac{G}{r \ln[(1+v)/r]} \right] Z \quad \dots v.iii.1$$

Donde: t es la fuerza aplicada uniformemente que produce un asentamiento vertical de magnitud Z .

G es el módulo de cortante del suelo, que originalmente es el máximo, y que va degradándose para deformaciones mayores. En este caso se hace el cálculo usando el valor de G_{max} , pero se entiende que éste puede ser modificado, y que afecta la respuesta en forma directamente proporcional.

r es el radio del pilote o pila. En este caso se utilizaron elementos de $r=20\text{cm}$. y $r=50\text{cm}$. para la ciudad de México. Para suelos de la sonda de Campeche se usó $r=61\text{cm}$.

l es la longitud de la pila o pilote. Para comparar se usó una longitud de 30 m, y en un caso una longitud de 15 m, dejando iguales las demás variables.

v es la relación de Poisson, que se tomó de 0.5

Como puede observarse, el único parámetro que depende del suelo es G, por lo que se consideró una variación de G en función del IP para la ciudad de México, y los valores de G medidos para diferentes Ir en la sonda de Campeche.

Se propuso una variación en el valor de Z de 0.0001 cm. a 10 cm., y se calculó el valor de t necesario para producirla. Los resultados se muestran en las figuras v.iii.a y v.iii.b.

Del análisis de las gráficas se obtienen las siguientes conclusiones:

- La relación t-Z dará siempre una recta, con pendiente $\frac{G}{r \ln[(1-\nu)/r]}$

dado que para un suelo y un pilote específicos todos estos valores permanecen constantes, salvo que se tome en cuenta la variación en G.

- El valor máximo de t para producir la misma Z corresponde a suelos con valores mayores de G, que en el caso de la ciudad de México están asociados a valores pequeños del IP, y viceversa. Para el caso de Campeche, valores altos de G y t corresponden a suelos con Ir mayores.

- Si todo lo demás permanece igual, las curvas t-Z correspondientes a elementos de cimentación más cortos serán mayores que los correspondientes a cimientos más largos, en proporción al $\ln(l)$.

- Si todo lo demás permanece igual, los valores de t asociados a una misma Z serán mayores para elementos de menor radio, en proporción igual a $r \ln(1/r)$.

- Es factible considerar la variación de G con Z, en cuyo caso el cálculo de t se hará con el valor de G corregido. Para ejemplificar esto se realizó el cálculo de una curva para un suelo de la ciudad de México, con $IP=150$, $v=0.5$, $r=20$ cm. y $l=30$ m. El resultado se muestra en la figura v.iii.9, observándose que se tiene una rama ascendente, un tramo de inflexión y un tramo plástico en el que las deformaciones se disparan después de cierto umbral de sollicitación, comportamiento que resulta del mayor interés. El hecho de no considerar la degradación de G conduce, para niveles altos de deformación, a una sobrestimación a todas luces inaceptable de la capacidad resistente del suelo, lo que queda de manifiesto en la comparación presentada en la figura v.iii.10.

VI.- CONCLUSIONES

VI.i.- CONCLUSIONES.

En el presente trabajo se hace una revisión de conceptos relacionados con la dinámica de suelos, haciendo un breve repaso de conceptos generales. Se revisan en forma general los distintos métodos de campo y laboratorio que en la actualidad se emplean con mayor frecuencia para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos. Se revisa el método propuesto por *Ovando y Romo* para determinar la V_s a partir de pruebas de cono. Se hace una descripción detallada de los ensayos de cámara triaxial cíclica y columna resonante, tanto en la etapa de preparación y montaje de probetas como en el manejo de los equipos y procesamiento de resultados.

Se hace una exposición de los resultados obtenidos en ensayos dinámicos en muestras de suelo de la sonda de Campeche, incluyéndose también la información relativa a las propiedades estáticas e índice. Se hace una descripción completa de estos suelos con base en ensayos de laboratorio realizados en el Instituto de Ingeniería. Se lleva a cabo una revisión de propiedades dinámicas de la arcilla de la ciudad de México con base en investigaciones previamente realizadas.

Se ve también la obtención de las curvas P-Y con el método estático y pseudoestático, revisándose los conceptos teóricos en que dicho método se fundamenta, detallándose la aplicación del mismo. Se aplica el método a suelos de la sonda de Campeche ensayados estáticamente en el laboratorio del Instituto de Ingeniería y a suelos ensayados previamente en el mismo instituto correspondientes al sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes de la ciudad de México.

Finalmente se revisan los conceptos en que se basa el cálculo de las curvas P-Y dinámicas, desde la construcción de las curvas G vs. γ y λ vs. γ teóricas, la obtención de la curva de degradación, los parámetros A , B y γ_r para diferentes casos según sea la información disponible y la obtención de la curva tomando en cuenta diferentes tipos de suelos y secciones. Se expone un procedimiento para tomar en cuenta el efecto del número de aplicaciones de la carga una vez que se tienen las curvas P-Y para un número de ciclos de referencia. Se expone y ejemplifica el cálculo de las curvas T-z. Se hace una comparación de los resultados obtenidos en suelos de

la ciudad de México y suelos de la sonda de Campeche , tanto en el caso estático y pseudoestático como en el dinámico, y se comparan los resultados de ambos tipos de métodos .

Las conclusiones obtenidas se han ido exponiendo durante el desarrollo del trabajo, y aquí se hará un sumario de éstas, algunas de las cuales son una confirmación de opiniones de otros investigadores.

COMPORTAMIENTO DINÁMICO. El comportamiento dinámico del suelo es no lineal, y tanto la rigidez como el amortiguamiento se ven modificados por cambios en la microestructura del suelo, que no es una función lineal de los esfuerzos o deformaciones.

Es inadecuado no tomar en cuenta las características del sistema acoplado suelo-estructura interactuando en cada situación dinámica en particular, lo cual hace necesario conocer los parámetros dinámicos del suelo para el caso específico en estudio. Dejando a un lado las características vibratorias del depósito de suelo, se puede afirmar, con base en el comportamiento dinámico de los suelos en general, que las solicitaciones repetidas y de periodos más lentos son potencialmente más dañinas.

Para tomar en cuenta el comportamiento dinámico es necesario definir la magnitud de la solicitación, así como la velocidad de aplicación y el número de repeticiones, factor este último tal que se puede alcanzar la falla sin aumentar la magnitud de la solicitación, con solo aumentar el número de aplicaciones. Los suelos arcillosos presentan comportamiento histerético, es decir, deformaciones acumuladas. Este fenómeno también se presenta ante el aumento de magnitud de la solicitación, o ante la repetición de ésta.

El índice de rigidez (o de consistencia) es un muy buen parámetro para correlacionar variables dinámicas, dado que involucra tanto aspectos intrínsecos del suelo, como condiciones particulares de su historia de cargas y condiciones de campo.

La curva esfuerzo-deformación del suelo puede ajustarse a un modelo hiperbólico de comportamiento, como el definido en el capítulo II.ii.

El sondeo de cono es una alternativa que ha dado buenos resultados para obtener el valor de V_s , como se describe en el capítulo II.iii

El ensayo de columna resonante es más adecuado, siempre que pueda usarse, que el de cámara triaxial cíclica, dado que la medición de propiedades es directa.

ARCILLAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. En las arcillas de la ciudad de México aquí estudiadas, se tiene que a mayor esfuerzo de confinamiento corresponde mayor G , independientemente de la trayectoria de consolidación. Para un mismo esfuerzo efectivo de consolidación, las probetas consolidadas anisotrópicamente son más rígidas que las consolidadas isotrópicamente. La degradación de G también es mayor. Para un mismo tipo de consolidación las curvas siguen patrones semejantes. Las curvas consolidadas anisotrópicamente tienen un umbral ϵ_c , a partir del cual la deformación acumulada ϵ_p , toma valores significativos, menor que las consolidadas isotrópicamente. Esto se debe a que la consolidación isotrópica favorece una mejor microestructura del elemento de suelo, mientras que la anisotrópica orienta las partículas provocando ciertos planos preferenciales de comportamiento. Esto es consistente con el hecho de que IP altos corresponden a estructuras mejor armadas.

El índice de degradación, δ , es función del número de ciclos N . El parámetro de degradación, t , es una medida de la degradación de G con el número de ciclos, mostrando estos suelos una tendencia de degradación ligera para esfuerzos dinámicos bajos, no importando el número de repeticiones, y una tendencia de degradación pronunciada para esfuerzos dinámicos altos.

En función del IP se calculó el amortiguamiento teórico, encontrándose que la curva es de la misma forma que las reportadas en otros trabajos. Para IP de 0 a 50 (arenas y limos) la curva representa una cota inferior y para IP de 300 una cota superior. El rango en que se presenta mayor cambio es para IP de 150 a 200.

Se calcularon las curvas G versus γ en función del índice plástico, encontrándose que el umbral de deformación angular a partir del cual es notable la

degradación de G varía de 0.01 % para IP pequeños a 0.5 % cuando IP es mayor de 250, indicando un aumento del intervalo de comportamiento lineal.

ARCILLAS DE LA SONDA DE CAMPECHE. En los suelos de la sonda de Campeche se encontró que para iguales esfuerzos de consolidación, el G_{\max} es mayor en suelos frágiles donde el I_r también es mayor. Asimismo la relación G_{\max}/σ'_c crece al aumentar el OCR con pendientes similares a las pendientes de I_r . El valor de σ'_c no afecta en forma tan definitiva como el de I_r .

En suelos marinos, las propiedades índice y el comportamiento dinámico tienen relación con la profundidad, dado que varía la estructuración. Se pueden establecer ecuaciones que correlacionan la profundidad con ω y e , como se muestra en las ecuaciones II.vi.5 y II.vi.6. Esta variación afecta también el γ_m . El efecto de σ'_c y I_r sobre G desaparece para $\gamma > 3\%$. El amortiguamiento es independiente de estos parámetros y se comporta dentro de una banda estrecha, con valores mínimos de 3 a 4% para $\gamma \leq 3\%$.

La forma de la curva G/G_{\max} es independiente del esfuerzo de consolidación. Hay un quiebre en la curva a partir del cual la degradación de G es grande para incrementos pequeños de γ . Este punto crece si I_r es menor. La utilización del parámetro de correlación I_r es consistente con la utilización del IP (de hecho la incluye), pero además incluye ω , siendo así más representativo.

El fenómeno de fatiga no es importante cuando los esfuerzos dinámicos no sobrepasan el 80 % del esfuerzo dinámico de falla. Cuando se sobrepasa dicho valor la relación γ_s/γ_s vs. t resulta una banda estrecha independiente del I_r . Un incremento en el número de repeticiones o en el nivel de esfuerzos implica un incremento en la relación γ_s/γ_s , relación que es a su vez función de I_r . En la figura II.vi.46 se encuentra una cota superior de la relación γ_s/γ_s vs. I_r , donde se observa que la tasa de deformación cíclica disminuye para valores crecientes de I_r , indicando que las arcillas frágiles no son capaces de deformarse en forma importante antes de alcanzar la falla. Estas relaciones implican que si se conoce γ_s/γ_s para cualquier I_r y el esfuerzo dinámico, se puede determinar t .

Los suelos consolidados a mayor esfuerzo presentan mayor resistencia a la falla, pero no por eso soportan grandes deformaciones. Las curvas esfuerzo-deformación se hacen menos rígidas para mayor número de ciclos. El valor de $G_{m\acute{a}x}$ depende además del I_r , el envejecimiento, σ_d y σ'_c , en tanto que las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ dependen principalmente del I_r . Dichas curvas pueden ser calculadas con las ecuaciones II.vi.10 y II.vi.14 usando $A=1.0$, $B=0.5$ y γ_r variable en función del I_r .

CURVAS P-Y ESTÁTICAS Y PSEUDOESTÁTICAS. La forma de las curvas es similar para todos los casos, independientemente del tipo de suelo, sección utilizada y materiales del elemento de cimentación. En todos los casos, para niveles de carga que sobrepasen el punto de quiebre de las curvas, la deformación después de 30 repeticiones es el doble de la deformación después de una sola, que representa el caso de carga estática. La deformación no aumenta en forma lineal, dado que Y crece con el logaritmo de N es mucho más notable el efecto de las primeras repeticiones.

La rigidez del elemento de cimentación es importante si se sobrepasa el punto de quiebre. Los valores de P-Y, así como el efecto del ciclaje, son relativamente independientes de I_r y σ'_c .

CURVAS P-Y DINÁMICAS. Estas curvas presentan un comportamiento frágil para IP pequeños y dúctil para IP mayores de 150. Los valores de P requeridos para obtener la misma Y son mayores para IP altos. En suelos de Campeche el cambio en el tipo de sección afecta de modo similar en todos los casos.

Suelos con I_r mayor presentan comportamiento frágil. El número de repeticiones afecta en forma muy importante y el nivel de degradación no es tan grande para pocas repeticiones. En los suelos de la ciudad de México este fenómeno se encontró menor que en los de Campeche, lo que probablemente se debe a que los métodos seguidos para la evaluación de I son muy distintos.

COMPARACIÓN DE MÉTODOS. El método pseudoestático no permite obtener curvas de tipo dúctil o frágil, sino que todas se ajustan a una curva tipo dúctil promedio, mientras que con el método dinámico se obtienen curvas según el suelo del que se trate con diferentes grados de fragilidad o ductilidad.

Con el método pseudoestático el número de repeticiones afecta igual a suelos frágiles y dúctiles, siendo que en realidad los frágiles son mucho más afectados. Esto no ocurre con el método dinámico. Con el método pseudoestático resultan críticas las primeras repeticiones de carga, y conforme aumentan tienen cada vez menos importancia, mientras que con el método dinámico se tiene el efecto inverso. En resumen el método pseudoestático es poco representativo del fenómeno real, tal como se presenta en el laboratorio. En cambio el método dinámico se alimenta de datos medidos, de manera que es mucho más representativo.

Se concluye que no tomar en cuenta aspectos dinámicos del comportamiento del suelo y pretender extrapolarlos del comportamiento estático es inadecuado, así como el hecho de no tomar en cuenta la no linealidad del suelo.

En esta tesis se propone una metodología de laboratorio y gabinete para generar un sistema de cálculo que, a partir de características muy sencillas de determinar, permite considerar el comportamiento dinámico del suelo con fines de diseño o análisis de interacción.

CURVAS t-Z. Para obtener una misma Z se requiere mayor t para suelos con G mayores, que usualmente tienen IP pequeños y Ir altos. Mayores longitudes de cimentación y mayores radios requerirán mayor t para producir la misma Z.

Si no se toma en cuenta la degradación de G con el ciclaje, las curvas t-Z, calculadas con el método propuesto por Romo, dan una recta. Al tomar en cuenta la variación de G se observa que existe un punto a partir del cual el comportamiento t-Z es completamente plástico, por lo que no tomar en cuenta la degradación de G puede conducir a una sobrestimación de la capacidad del suelo.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- 1- Andersen K. (1976). BEHAVIOUR OF CLAY SUBJECTED TO UNDRAINED CYCLIC LOADING. Norwegian Geotechnical Institute, publicación No. 114, pp 33-34.
- 2- Andersen K., Pool J.H., Brown S.F. y Rosenbrand W.F. (1980). CYCLIC AND STATIC LABORATORY TESTS ON DRAMMEN CLAY. J. Geot. Engng. Div., Vol. 106, No. GT5, pp 499-529.
- 3- Dobry R. y Vucetic M. (1990). DYNAMIC PROPERTIES AND SEISMIC RESPONSE OF SOFT CLAY DEPOSITS. Memorias del simposio internacional de ingeniería geotécnica de suelos blandos, Vol. 2, pp 49-84.
- 4- Marsal R. y Mazari M. (1969). EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO. Facultad de Ingeniería, UNAM, segunda edición.
- 5- Alfi S.S. y Woods R.D. (1971). LONG-TERM PRESSURES EFFECTS ON SHEAR MODULUS OF SOILS. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol 97, SM10, pp 1445-1460.
- 6- Andersen K. (1988). PROPERTIES OF SOFT CLAY UNDER STATIC AND CYCLIC LOADING. Norwegian Geotechnical Institute, publicación No. 176, Oslo.
- 7- Anderson D.G. y Richart F.E., Jr. (1976). EFFECTS OF STRAINING ON SHEAR MODULUS OF CLAYS. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, GT9, pp 975-987.
- 8- Anderson D.G. y Stokoe K.H. (1978). SHEAR MODULUS: A TIME-DEPENDENT SOIL PROPERTY. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, pp 66-90.
- 9- API, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design, 2A-WSD (RP2A-WSD), Twentieth Edition, July 1, 1993.
- 10- Bea R.G. y Audibert J.M.E. (1979). PERFORMANCE OF DYNAMICALLY LOADED PILE FOUNDATIONS. Proc., BOOS'79, London, Vol. 3
- 11- Bea R.G. y Audibert J.M.E. (1980). PERFORMANCE OF OFFSHORE PLATAFORMS AND PIPELINES IN THE MISSISSIPPI DELTA. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, GT8.
- 12- Brown R.A. (1971). SOIL PARAMETERS REQUIRED TO SIMULATE THE DYNAMIC LATERAL RESPONSE OF MODEL PILES IN STIFF CLAY. Tesis no publicada, Texas A&M University, College Station.
- 13- Harding B.O. y Drenvich V.P. (1972). SHEAR MODULUS AND DAMPING IN SOILS: DESIGN EQUATIONS AND CURVES. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 98, GT7, pp. 667-692.
- 14- Harding B.O. y Black W.L. (1968). VIBRATION MODULUS OF NORMALLY CONSOLIDATED CLAY. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol 94, SM2, pp 353-368.

- 15- Idriss I.M., Dobry R. y Singh R.D. (1978). NONLINEAR BEHAVIOR OF SOFT CLAYS DURING CYCLIC LOADING. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.104, GT12, pp. 1427-1447.
- 16- Jaime A., Romo M. y Ovando E.(1987). CARACTERÍSTICAS DEL SUELO EN EL SITIO S.C.T Informe del Instituto de Ingeniería para el D.D.F., Enco 1987.
- 17- Jaime , Alberto et al. (1990). EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO CONTROLADO POR COMPUTADORA. Memorias XV reunión nacional de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, Vol.1, p.p.101-110.
- 18- Kokusho T., Yoshida Y. y Esashi Y. (1982). DYNAMIC PROPERTIES OF SOFT CLAY FOR WIDE STRAIN RANGE. Soil and Foundations, Vol.22, No.4, p.p. 1-18.
- 19- Koutsoftas D.C. y Fisher J.A. (1980). DYNAMIC PROPERTIES OF SOFT TWO MARINE CLAYS. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.106, GT6, pp. 645-657.
- 20- Kovacs W.D., Seed H.B. y Chan C.K. (1971). DYNAMIC MODULI AND DAMPING RATIOS FOR A SOFT CLAY. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.97, SM1.
- 21- Matlock H. (1970). CORRELATIONS FOR DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES IN SOFT CLAY. Proc., Second Annual Offshore Technology Conference, Houston, Tx., Vol.1, paper No. OTC1024, p.p. 577-594.
- 22- Ovando E. y Romo M. ESTIMACIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDAS "S" EN LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO CON ENSAYES DE CONO. Sismodinámica 2, p.p. 107-123
- 23- Ovando Shelley , Efraín. PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS. Apuntes del curso "Introducción a la ingeniería sísmica para geotecnistas", SMMS, 1992.
- 24- Rábago Martín , J.A. PRUEBAS DINÁMICAS DE COLUMNA RESONANTE EN ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO. Tesis de maestría, DEPT. UNAM, 1976.
- 25- Reese L.C. y Welch R.C. (1975). LATERAL LOADING OF DEEP FOUNDATIONS EN STIFF CLAY. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, GT7, p.p.633-649.
- 26- Richart, Hall y Woods (1970). VIBRACIONES DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Prentice-Hall Inc., 1970.
- 27- Romo Organista, Miguel P. (1990). COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO Y SU REPERCUSIÓN EN LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES. Memoria del simposio "El Sub suelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años de Sismo", p.p.83-94.
- 28- Romo Organista, Miguel P. (1992). DISEÑO DE CIMENTACIONES Y OBRAS TÉRREAS BAJO CARGAS SÍSMICAS. Apuntes del curso. DEPT. UNAM.
- 29- Romo M. y Ovando E. (1993). COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS TÍPICOS DE LA SONDA DE CAMPECHE Y CURVAS P-Y. Informe del Instituto de Ingeniería a PEMEX, Septiembre 1993.
- 30- Romo M. y García J. (1994). PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Memorias del simposio "Consultores-Constructores", Abril 1994.
- 31- Ross H. (1970). DYNAMIC RESPONSE OF LATERALLY LOADED OFFSHORE PILING. Sea Grant Publication No. TAMU/SG-70-224, Texas A&M University.

- 32- Saada A.S y Macky T.A. (1985). INTEGRATED TESTING AND PROPERTIES OF A GULF OF MEXICO CLAY. Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and in-situ Measurements. ASTM STP883, ASTM, p.p. 363-380.
- 33- Vucetic M. y Dobry R. (1988). DEGRADATION OF MARINE CLAYS UNDER CYCLIC LOADING. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.114, No.2, p.p. 133-149.
- 34- Vucetic M. y Dobry R. (1991). EFFECT OF SOIL PLASTICITY ON CYCLIC RESPONSE. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.117, GT1, p.p. 89-107.
- 35- Woods, Richard. MEASUREMENT OF DYNAMIC SOIL PROPERTIES. Earthquake engineering, 1978.
- 36- Yoshida I. y Yoshinaka R. (1972). A METHOD TO ESTIMATE MODULUS OF HORIZONTAL SUBGRADE REACTION FOR PILE. Soils and Foundations, The Japanes Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12, No.3, p.p. 1-17

TESIS SIN PAGINACION

COMPLETA LA INFORMACION

TABLAS

Tipo de suelo	N _{kc}	N _{ke}	N _{kc}	N _{kh}	N _{kh}	N _{kh}
	Maximo	Medio	Minimo	Maximo	Medio	Minimo
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	10.0	9.5	9.0	14.0	9.5	6.7
Arcillas del lago Nochimilco-Chalco	10.5	9.9	9.5	14.0	9.9	7.0
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	11.3	11.1	10.2	16.0	11.1	8.0

TABLA II.iii.1 Valores sugeridos por Romo y Ovando para N_{kc} y N_{kh}.

Tipo de suelo	γ_r *	γ ton m ³	η
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	1.50	1.20	23.33
Arcillas del lago Nochimilco-Chalco	1.17	1.20	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	0.37	1.65	40.00

TABLA II.iii.2 Valores de las constantes empleadas en la fórmula para correlacionar q_c vs. V_s .

SERIE B Consolidación isotrópica		SERIE A Consolidación anisotrópica	
$P'_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	$P'_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$	$P'_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	$P'_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$
$cy \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$cy \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$cy \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$cy \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
0.40	0.50	0.30	0.40
0.70	0.70	0.35	0.70
0.85	0.95	0.45	0.85
1.05	1.18	0.60	1.05
1.20	1.40	0.65	1.20
1.43	1.60	0.75	1.43
1.60	1.85	0.86	1.60
1.80	2.40	1.08	1.80
2.00	3.10	1.25	2.00
2.17	3.60	1.45	2.17
2.30	4.00	1.75	2.30
2.50	4.30	-----	2.50
-----	4.65	-----	-----
-----	4.87	-----	-----

cy = esfuerzo desviador cíclico en compresión. (kg/cm²)

$$P'_0 = \frac{1}{3} (\sigma'_{1c} + 2\sigma'_{3c})$$

TABLA II.v.1 Valores de los esfuerzos cíclicos en compresión.

Prueba	Prof. m	LL %	LP %	IP %	ω %	Ir	Gw %	γ_m gr/cm ³	e
1	13.55	87.10	37.50	49.60	72.70	0.29	97.30	1.58	2.17
2	13.55	87.10	37.50	49.60	73.90	0.26	97.50	1.57	2.24
3	47.10	77.90	32.50	45.40	44.10	0.74	90.80	1.74	1.49
4	114.20	63.80	24.60	39.20	33.90	0.76	97.70	1.89	1.05
5	33.95	78.00	29.60	48.40	54.10	0.49	98.90	1.70	1.55
6	33.95	78.00	29.60	48.40	54.60	0.48	98.60	1.71	1.67
7	88.95	64.00	27.30	36.70	37.80	0.71	93.20	1.83	1.25
8	3.90	97.50	35.60	61.90	93.40	0.06	96.20	1.49	2.95
B1	40.15	79.00	31.40	47.60	53.00	0.54	99.86	1.71	1.47
B2	61.60	87.00	35.50	51.50	47.81	0.76	95.69	1.76	1.47
B3	61.60	87.00	35.50	51.50	49.90	0.72	98.87	1.74	1.35
B4	43.20	90.00	36.30	53.70	52.81	0.69	99.50	1.70	1.63

TABLA II.vi.1 Propiedades de los suelos de la sonda de Campeche sometidos a ensayos estáticos.

Prueba	Prof. m	LL %	LP %	IP %	ω %	Ir	Gw %	γ_m gr/cm ³	e	S _s
100	16.60	93.00	35.90	57.10	71.90	0.369	96.87	1.56	2.06	2.78
300	41.00	87.00	34.80	52.20	49.03	0.727	99.94	1.75	1.36	2.77
400	92.70	53.40	28.80	24.60	34.60	0.764	94.75	1.87	1.03	2.82
500	13.50	65.50	28.90	36.60	57.00	0.232	98.80	1.59	2.03	2.82
600	22.70	89.56	49.56	40.00	69.00	0.514	98.70	1.70	2.10	3.00
700	34.90	91.50	32.20	39.30	51.90	0.667	95.18	1.72	1.61	2.96
800	74.60	77.00	29.80	47.20	42.90	0.722	92.99	1.80	1.40	3.03
900	123.15	55.50	24.20	31.30	25.20	0.968	79.92	1.90	0.92	2.91

TABLA II.vi.2 Propiedades de los suelos de la sonda de Campeche sometidos a ensayos dinámicos.

Prueba	Prof. m	σ'_{vs} kg/cm ²	$(\sigma'_{1i}-\sigma'_{2i})/r$ (pico) kg/cm ²	$(\sigma'_{1i}-\sigma'_{2i})/r/\sigma'_{vs}$ (pico)	$(\sigma'_{1i}-\sigma'_{2i})/r$ (residual) kg/cm ²	$(\sigma'_{1i}-\sigma'_{2i})/r/\sigma'_{vs}$ (residual)
100	16.60	1.70	0.665	0.391	0.665	0.391
300	41.00	4.00	2.668	0.667	2.668	0.667
400	92.70	5.91	4.317	0.730	4.317	0.730
500	13.50	1.40	0.736	0.525	0.736	0.525
600	22.70	2.30	2.121	0.922	2.121	0.922
700	34.90	2.50	3.363	1.345	3.363	1.345
800	74.60	5.00	4.749	0.949	4.673	0.934
900	123.15	2.50	1.929	0.771	1.929	0.771

TABLA II.vi.3 Características de los ensayos dinámicos aplicados a suelos de la sonda de Campeche.

Probeta	E din max Kg/cm ²
100	200.80
300	244.50
400	169.20
500	198.81
600	416.67
700	348.43
800	223.21
900	724.64

TABLA II.1.4 Módulo de Young dinámico máximo, obtenido con el ajuste propuesto.

muestra	prof. m.	σ_c kg/cm ²	γ kg/cm ³	ω %	E_f %	C_{50} kg/cm ²	E_{50} %	γ prom kg/cm ³	C prom kg/cm ²
1-3	1.62	.22	1.84	15	2.70	0.49	.0080	1.84	.60
4-2	3.62	.35	1.79	39	1.93	0.14	.0075	1.30	.45
6-2	5.12	.38	1.32	60	3.19	0.53	.0110	0.65	.35
13-1	10.12	.50	1.07	315	3.83	0.30	.0120	0.40	.35
19-2	14.87	.59	1.243	197	4.23	0.23	.0120	0.35	.30
28-1	21.37	.75	1.194	271	3.03	0.59	.0080	0.25	.35
37-2	28.37	.92	1.445	73	2.19	0.51	.0110	0.25	.44
48-3	36.12	1.2	1.507	80	6.62	1.39	.0110	0.25	.80

TABLA V.1.1 Variación de C y γ con la profundidad, y estimación de E_{50} , correspondiente al 50% de la deformación considerando la máxima diferencia de esfuerzos principales, en muestras correspondientes al sitio S.C.T. de la ciudad de México. (el N.A.F. está a 2.50 ms.)

Prueba	Prof. m.	ω %	γ kg/cm ³	E_{50} %	γ prom. kg/cm ³	C prom. kg/cm ²
2	13.55	73.9	1.57	.0042	1.50	1.00
3	47.10	44.1	1.74	.0059	1.68	1.20
4	114.20	33.9	1.89	.0088	1.80	1.80
5	33.95	54.1	1.70	.0050	1.55	1.10
7	88.95	37.8	1.83	.0110	1.75	1.75
8	3.90	93.4	1.49	.0040	1.49	1.20
B1	40.15	53.0	1.71	.0050	1.60	1.10
B2	61.60	47.8	1.76	.0150	1.71	1.20

TABLA V.1.2 Variación de C y γ con la profundidad y estimación de E_{50} para suelos de la sonda de Campeche.

IP	rango de ω	γm aprox. kg/cm ³	Gmax kg/cm ²
25	0-50	1.61	200
50	100-150	1.36	160
100	150-200	1.28	100
150	200-250	1.20	70
200	250-300	1.17	50
250	350-400	1.14	30
300	400-450	1.14	30

TABLA V.ii.1 Valores de Gmax considerados para diferentes IP de la ciudad de México.

FIGURAS

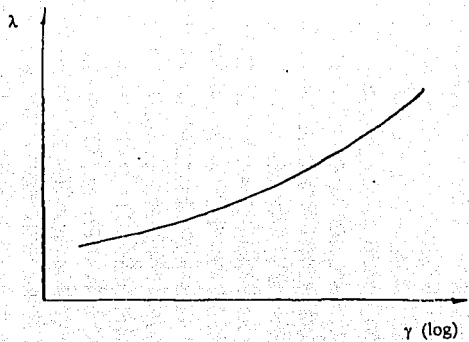


fig. II.ii.1 curva esquemática del log de deformación angular, γ , vs. amortiguamiento, λ .

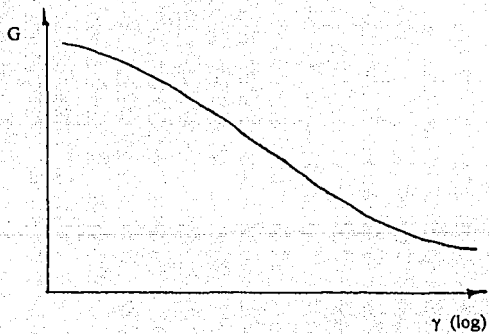


fig. II.ii.2 Curva esquemática del log. de la deformación angular, γ , vs. módulo de cortante, G .

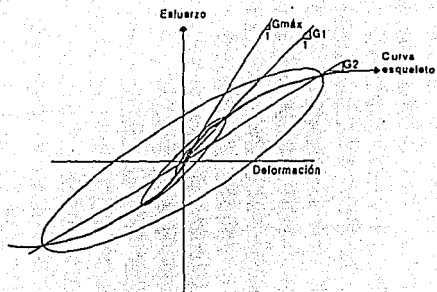


fig. II.ii.3 Comportamiento esfuerzo-deformación de suelos.

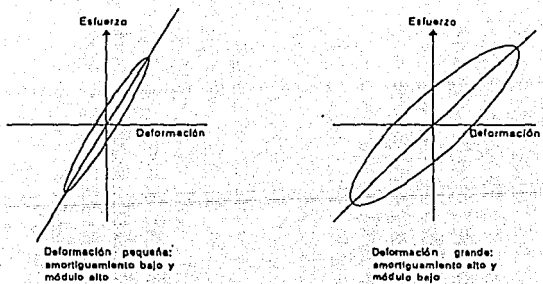


fig. II.ii.4 Efecto del nivel de deformación en el módulo de corte y el amortiguamiento.

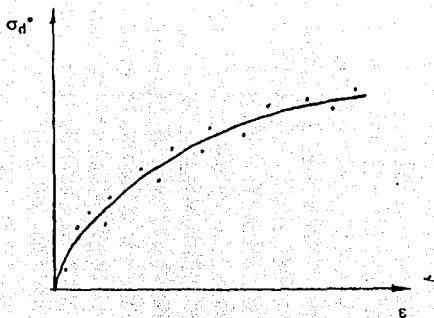


fig. II.ii.5 Curva esquemática de deformación axial ϵ , vs. esfuerzo desviador dinámico normalizado, σ_d^*

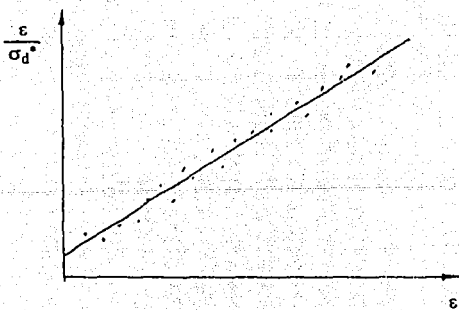


fig. II.ii.6 Curva esquemática de ϵ/σ_d^* vs. ϵ .

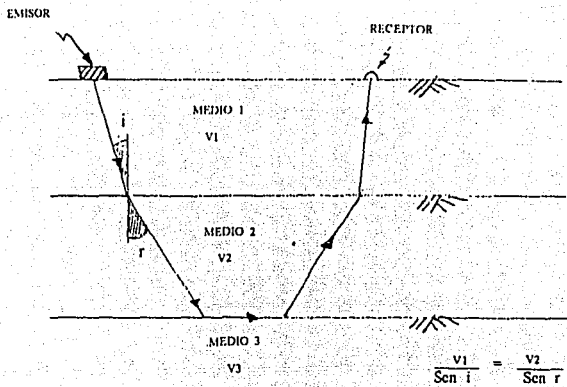


fig.II.iii.1 Ley de refracción.

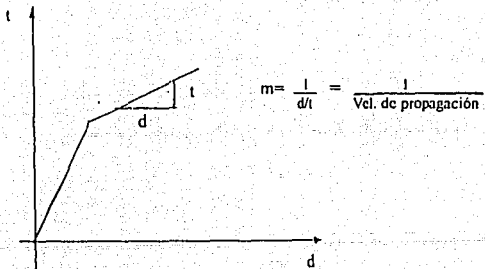


fig. II.iii.2 Registro tipo distancia-tiempo.

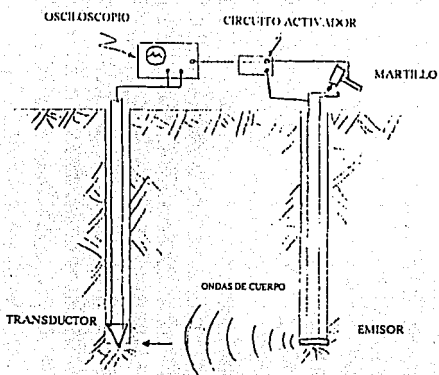


fig.II.III.3 Representación esquemática del método Cross-hole.

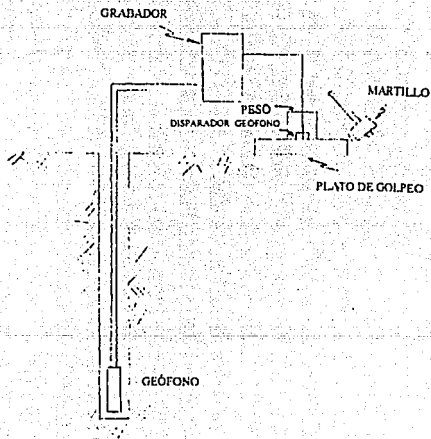


fig. II.III.4 Representación esquemática del método Down-hole.

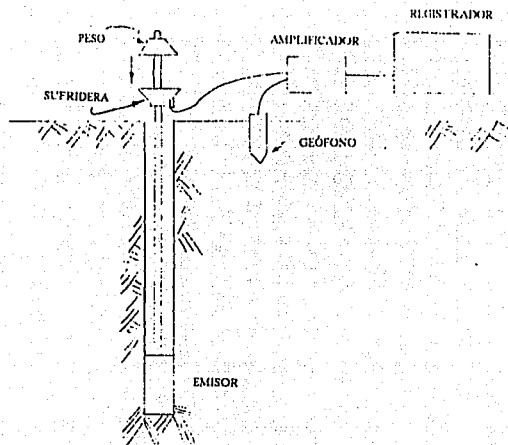


fig. II.III.5 Representación esquemática del método Up-hole.

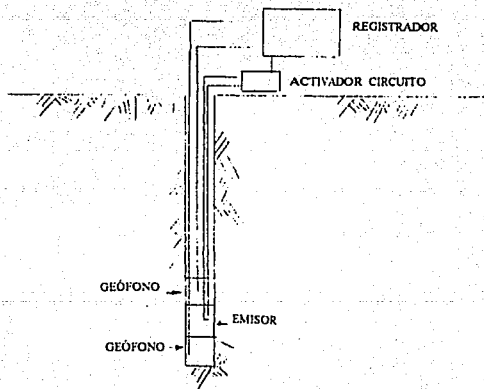


fig. II.III.6 Representación esquemática del método de sonda suspendida.

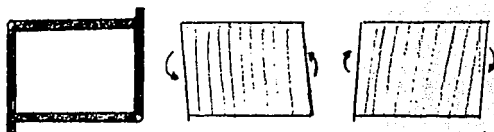


fig.II.iv.1 Representación esquemática de la caja de corte simple cíclico.

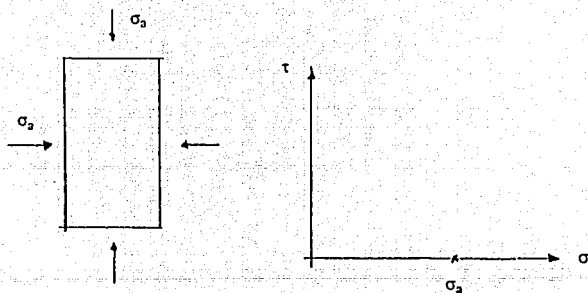


fig. II.iv.2 Condición 1 en ensayos de cámara triaxial cíclica.

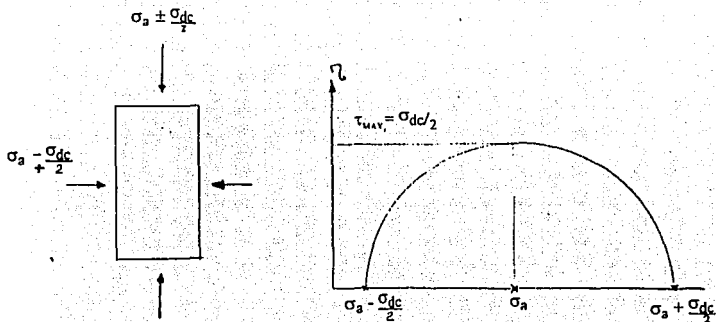


fig.II.iv.3 Condición 2 generada en ensayos de cámara triaxial cíclica.

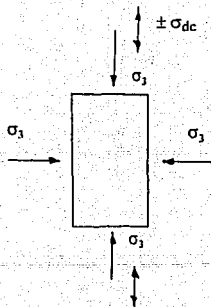


fig.II.iv.4 Condición final en ensayos de cámara triaxial cíclica.

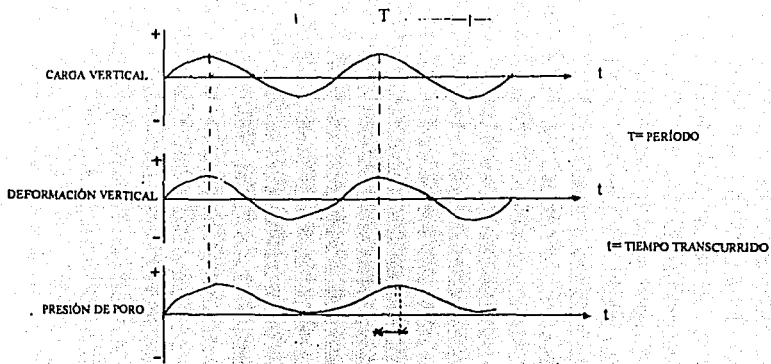


fig.II.iv.5 Gráficas de esfuerzo, deformación y presión de poro generadas en ensayos de cámara triaxial cíclica.

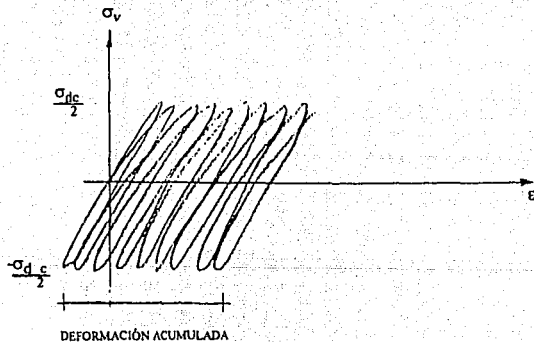


fig.II.iv.6 Gráfica esfuerzo deformación para varios ciclos.

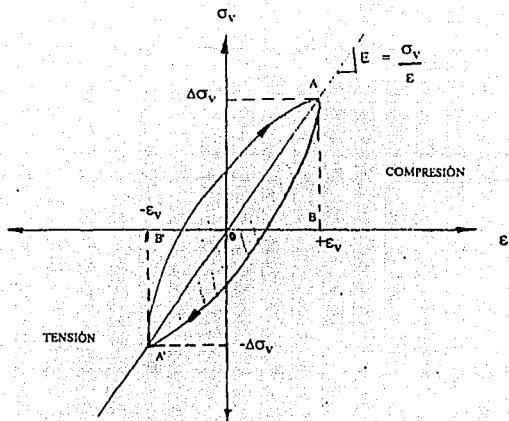


fig.II.iv.7 Gráfica de esfuerzo-deformación correspondiente a un solo ciclo.

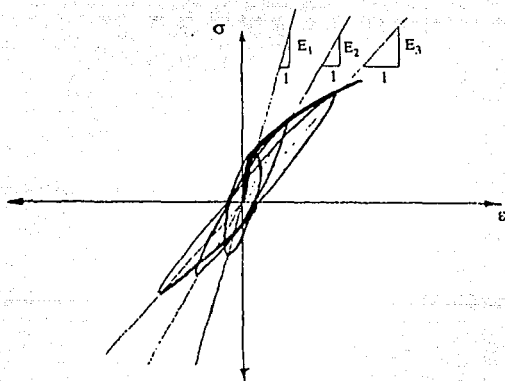


fig.II.iv.8 Gráfica esfuerzo deformación para ciclos correspondientes a distintos esfuerzos.

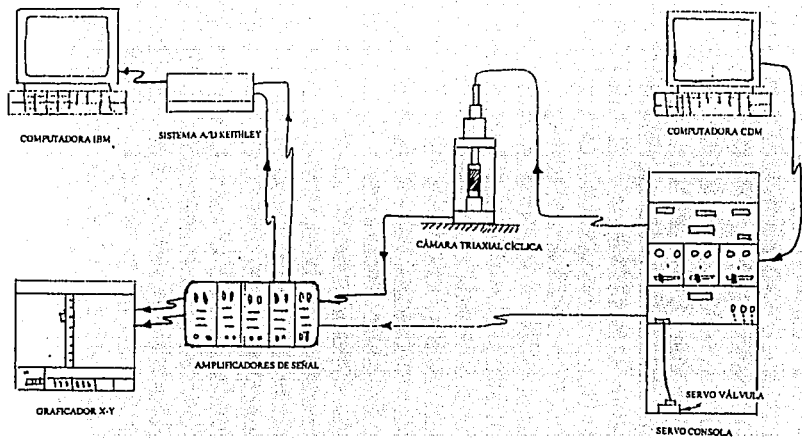


fig.II.iv.9 Diagrama de equipo triaxial cíclico.

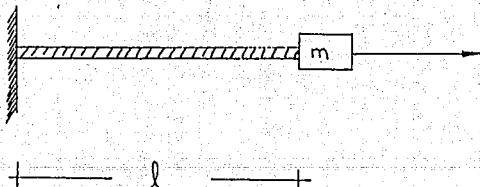


fig.II.iv.10 Modelo de vibración empotrada en un extremo con una masa acoplada en el otro.

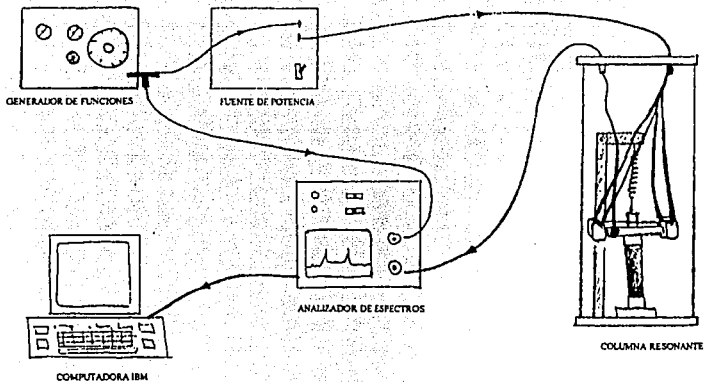


fig.II.iv.11 Diagrama de equipo de columna resonante.

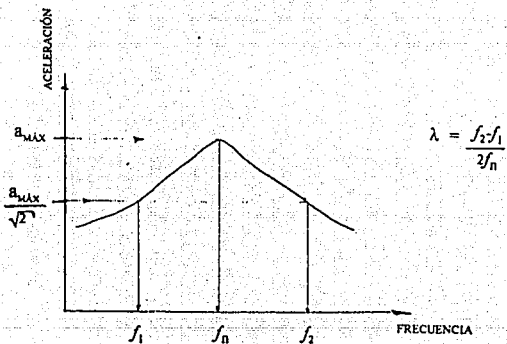


fig.II.iv.12 Cálculo del amortiguamiento en ensayos de columna resonante.

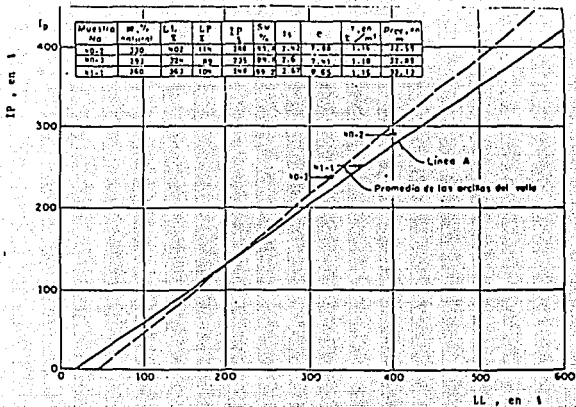


fig.II.v.1 Propiedades índice de las muestras ensayadas y ubicación en la carta de plasticidad. (Arcillas de la ciudad de México.)

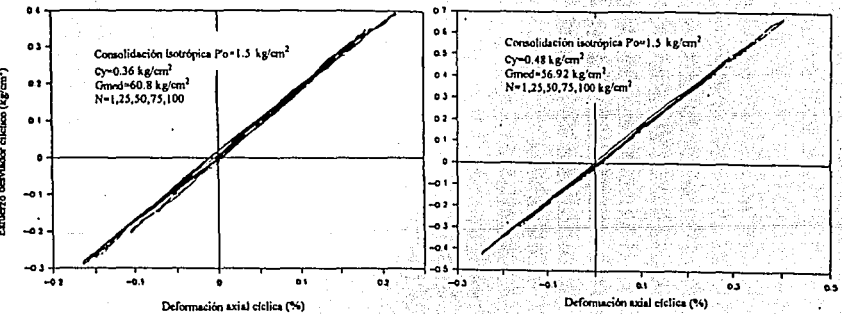


fig.II.v.2 Ensaye triaxial cíclico, serie B.

FALLA DE ORIGEN

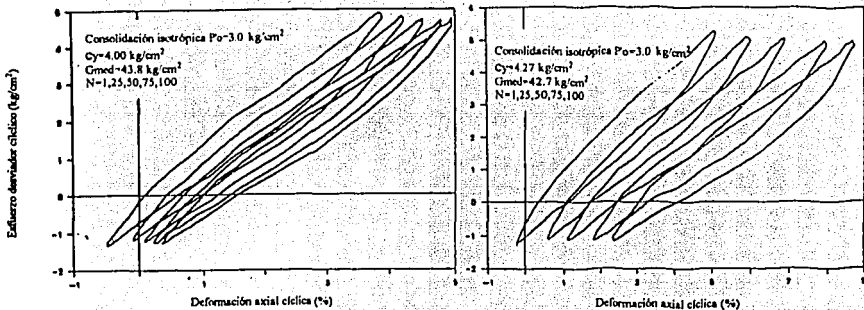


fig.II.v.3 Ensaye triaxial cíclico, serie B.

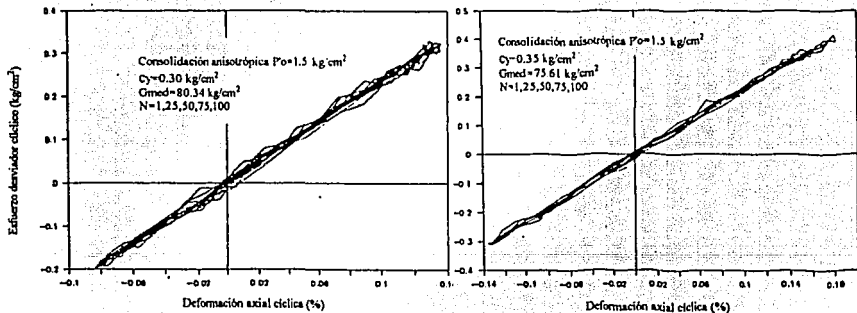


fig.II.v.4 Ensaye triaxial cíclico, serie C.

FALLA DE ORIGEN

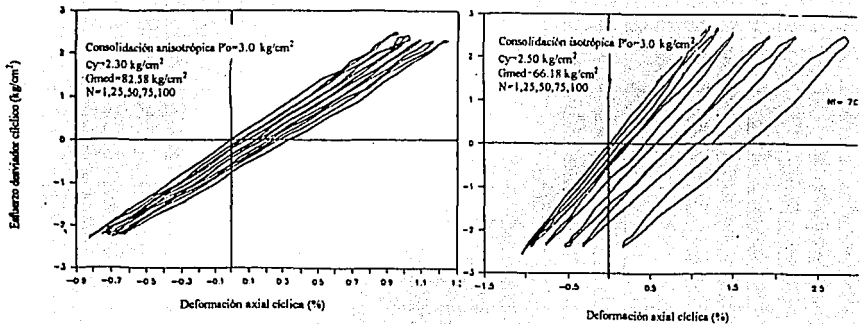


fig.II.v.5 Ensaye triaxial cíclico, serie C.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

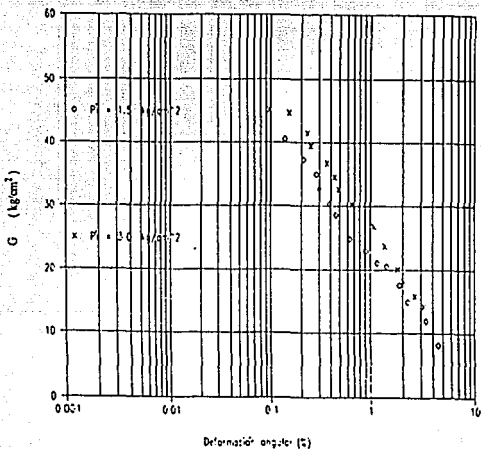


fig.II.v.6 Efecto de la magnitud del esfuerzo confinante en consolidación isotrópica en el módulo de rigidez G.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

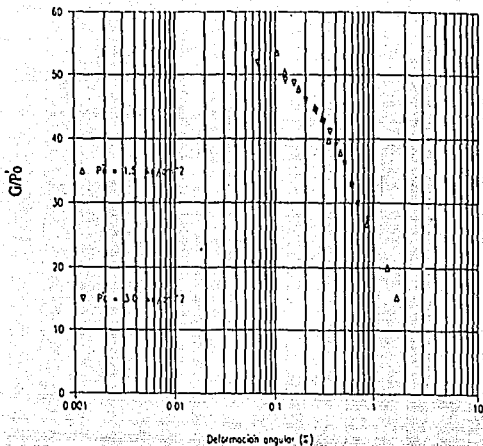


fig.II.v.7 Módulo de rigidez G, normalizado por la presión efectiva confinante $P'0$, en muestras consolidadas anisotrópicamente.

CA=Cons.onisolrópica Ci=Cons.isotrópica

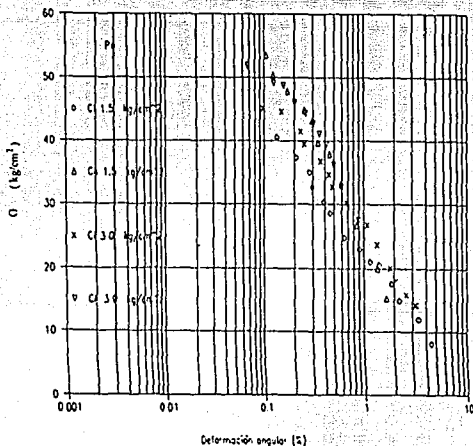


fig.II.v.8 Efecto del esfuerzo confinante aplicado en consolidación isotrópica y anisotrópica en el módulo de rigidez G.

CA=cons.anisotrópico CI=cons.isotrópica

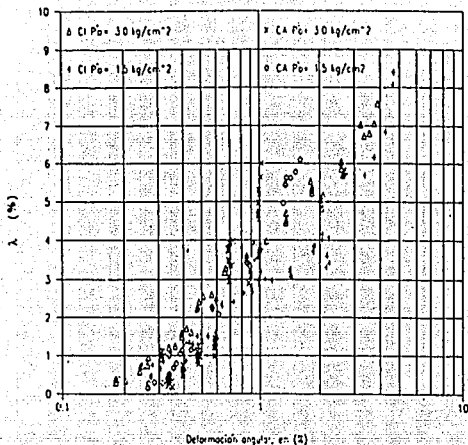


fig.II.v.9 Variación del amortiguamiento histérico λ , con la deformación angular.

CI:CONS.ISOTROPICA CA:CONS.ANISOTROPICA

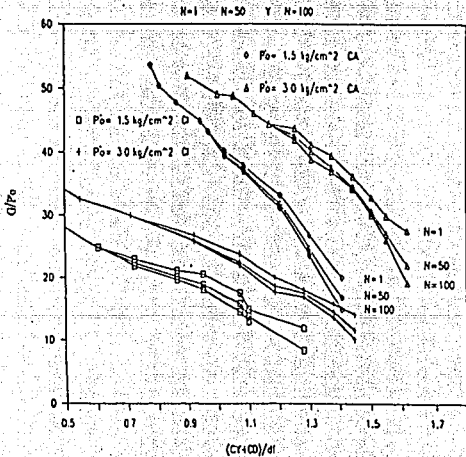


fig.II.v.10 Degradación del módulo de rigidez G con la amplitud del esfuerzo desviador cíclico.
Resumen de las pruebas realizadas.

FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ISOTROPICA

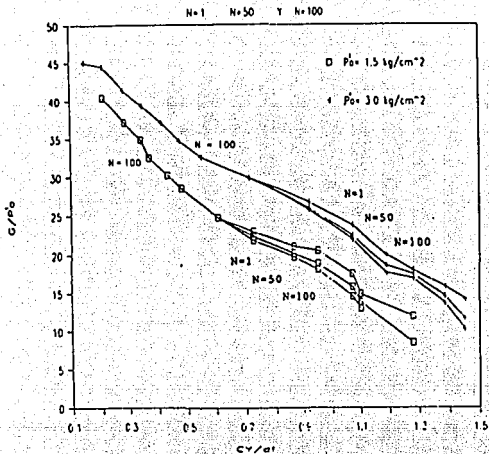


fig.II.v.11 Efecto de la magnitud del esfuerzo desviador cíclico en la degradación del módulo de rigidez G.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

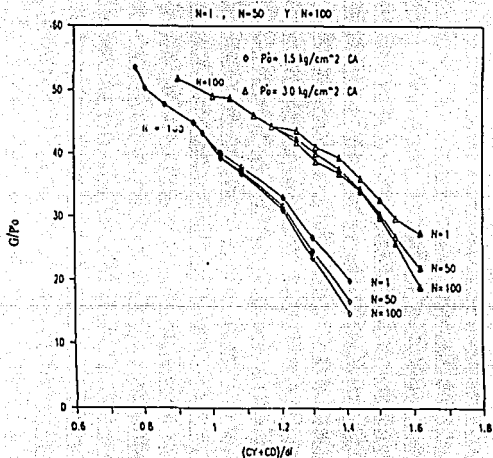


fig.II.v.12 Efecto de la magnitud del esfuerzo desviador cíclico en la degradación del módulo de rigidez G.

FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 15 \text{ kg/cm}^2$

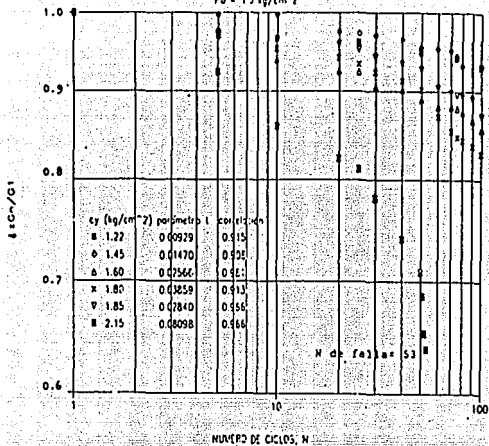


fig.II.v.15 Índice de degradación δ vs. el número de ciclos. Serie B, prueba 3.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

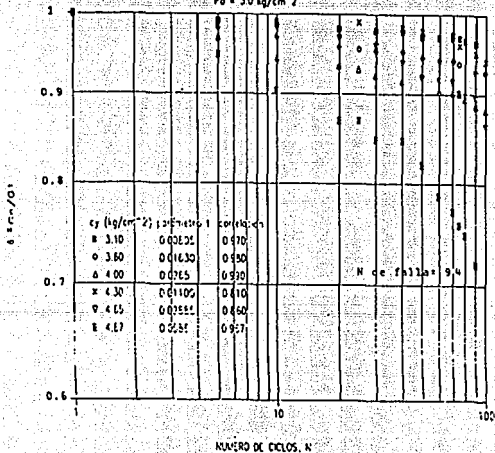


fig.II.v.16 Índice de degradación δ vs. el número de ciclos. Serie B, prueba 4.

FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ $K = 0.5$

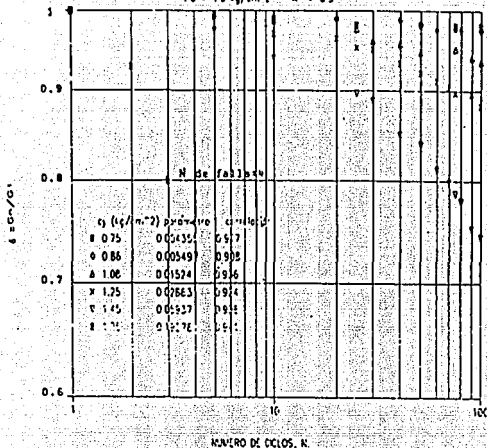


fig.II.v.17 Índice de degradación δ vs. el número de ciclos. Serie C, prueba 5.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ $K = 0.5$

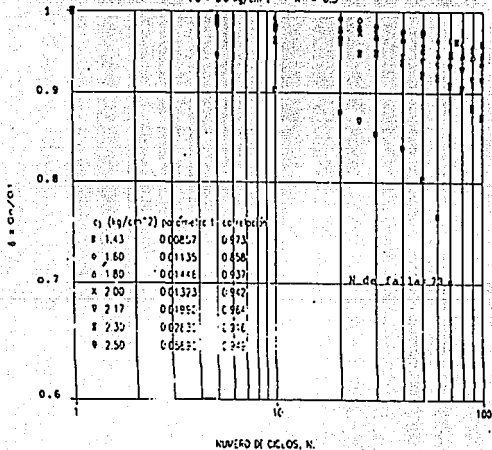


fig.II.v.18 Índice de degradación δ vs. el número de ciclos. Serie C, prueba 6.

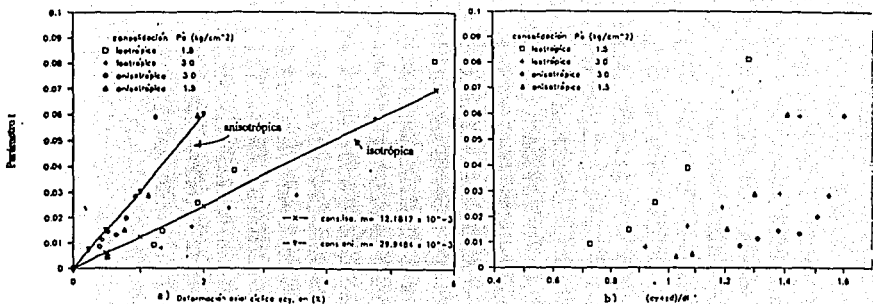


fig.II.v.19 Parámetro de degradación I.

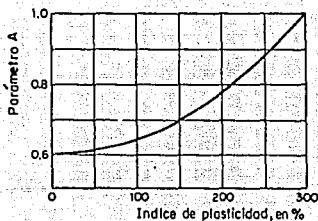


fig.II.v.20 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro A.

FALLA DE ORIGEN

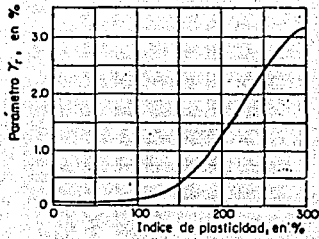


fig.ILv.21 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro γ_r .

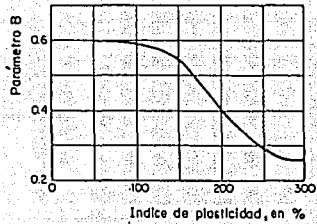


fig.ILv.22 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro B.

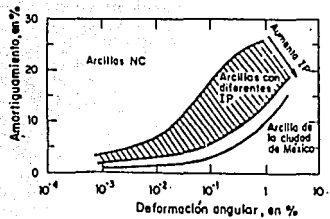


fig.II.v.23 Efecto del índice de plasticidad en el amortiguamiento.

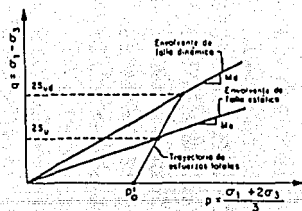


fig.II.v.24 Diagrama q-p.

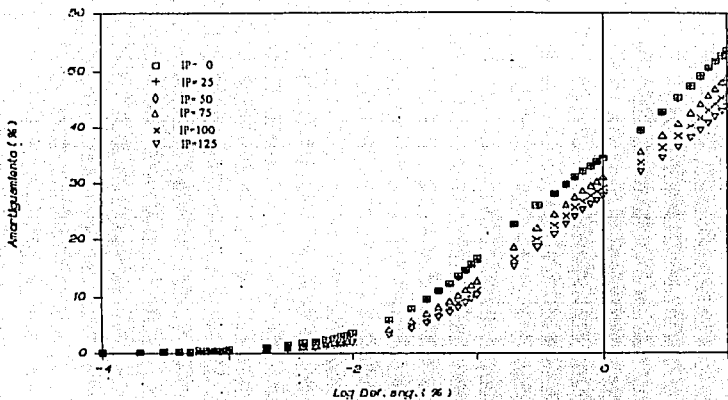


fig.II.v.25 Deformación angular vs. amortiguamiento. (Cd. de México)

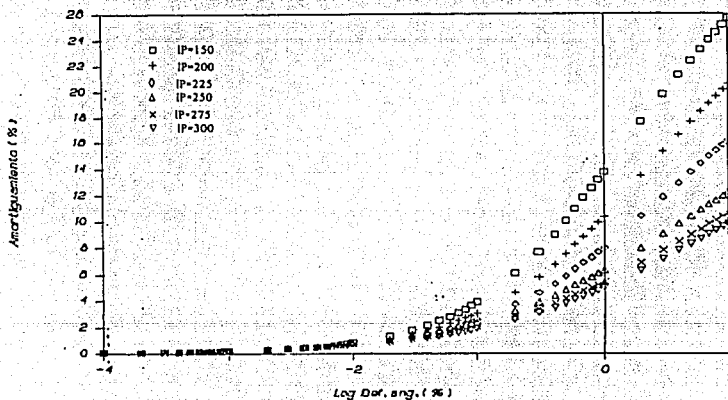


fig.II.v.26 Deformación angular vs. amortiguamiento. (Cd. de México)

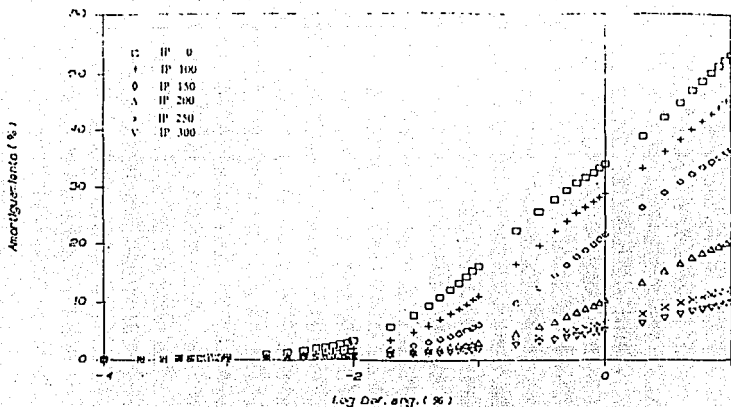


fig.11.v.27 Deformación angular vs. amortiguamiento. (Cd. de México)

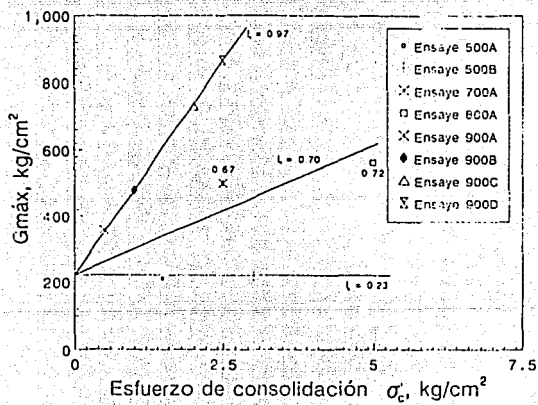


fig.11.vi.1 Módulo de rigidez máxima. (Sonda de Caspeche)

FALLA DE ORIGEN

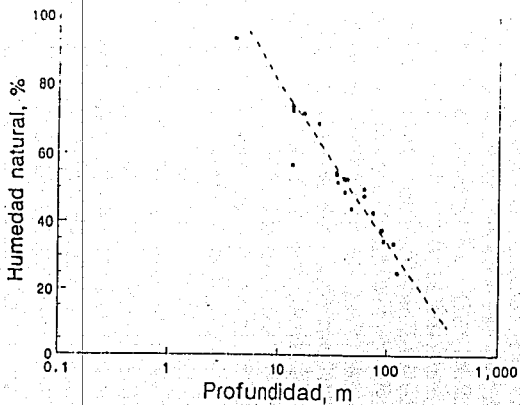


fig.II.vi.2 Humedad vs. profundidad en escala logarítmica. (Sonda de Campeche)

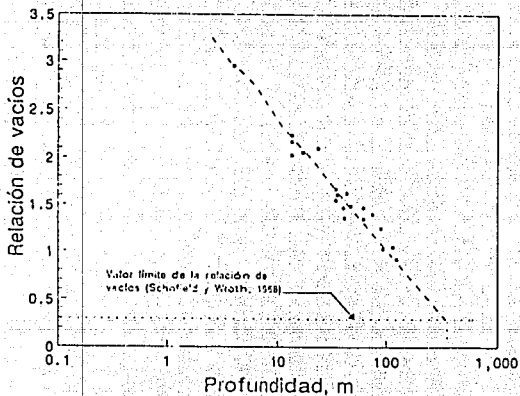


fig.II.vi.3 Relación de vacíos vs. profundidad. (Sonda de Campeche)

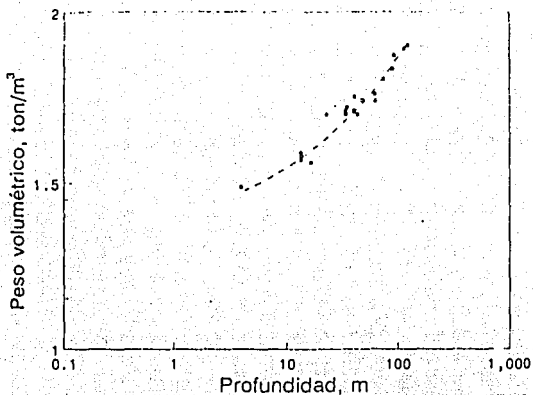


fig.II.vi.4 Aumento del peso volumétrico con la profundidad. (Sonda de Caspeche)

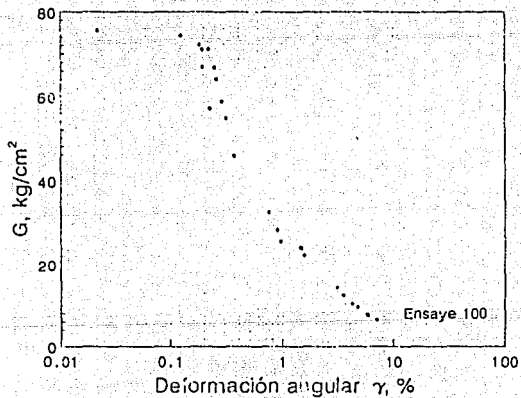


fig.II.vi.5 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

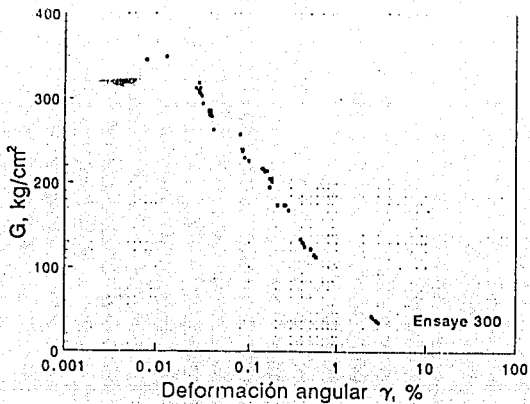


fig.II.vi.6 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

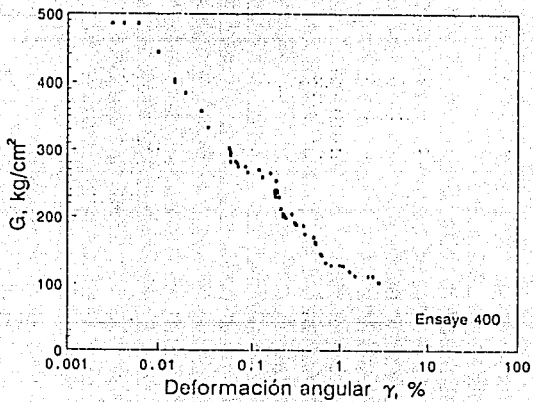


fig.II.vi.7 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

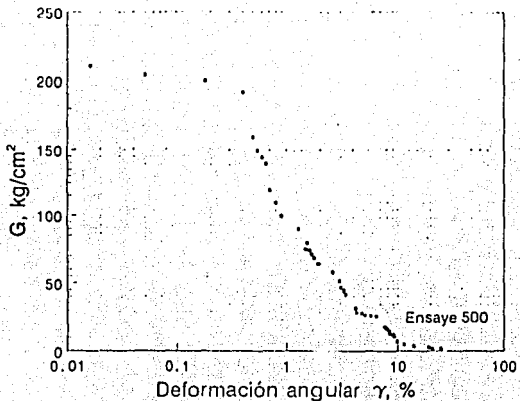


fig.II.vi.8 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

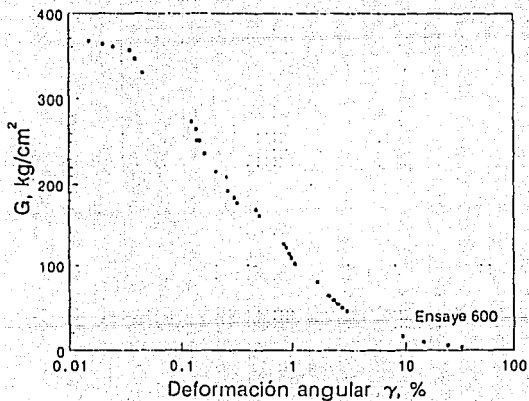


fig.II.vi.9 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

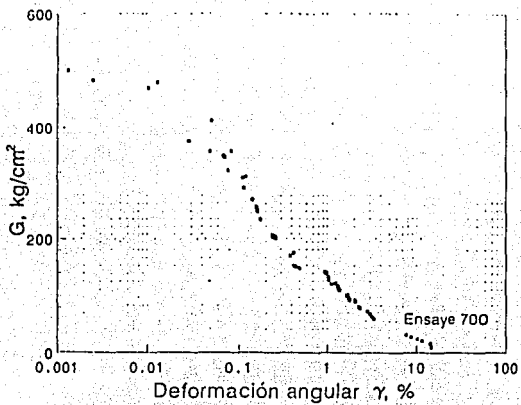


fig.II.vi.10 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

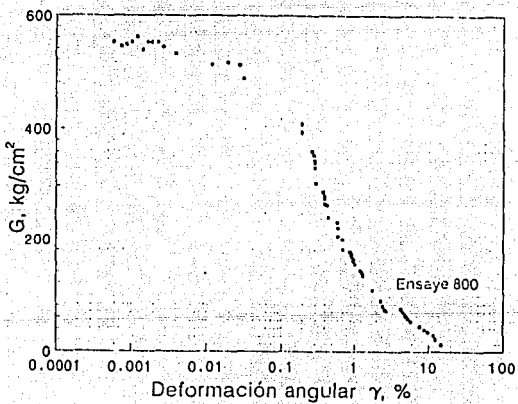


fig.II.vi.11 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

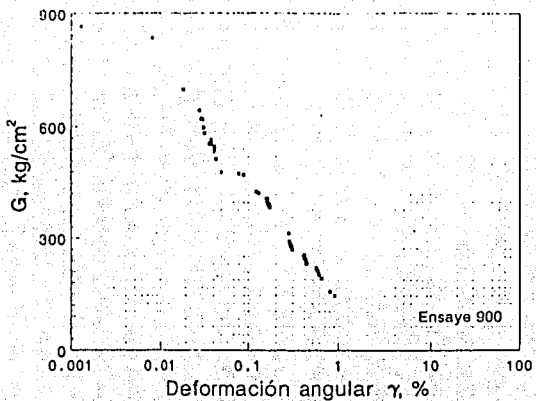


fig.II.vi.12 Curva de atenuación del módulo de rigidez al corte.

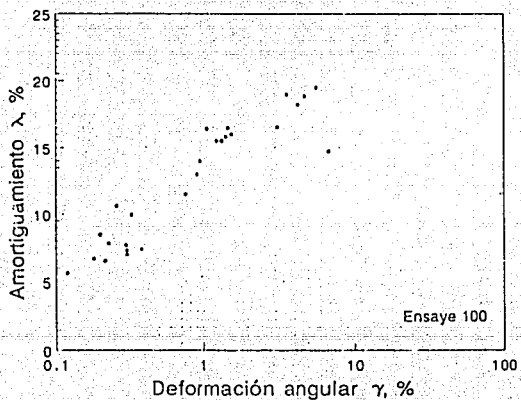


fig.II.vi.13 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

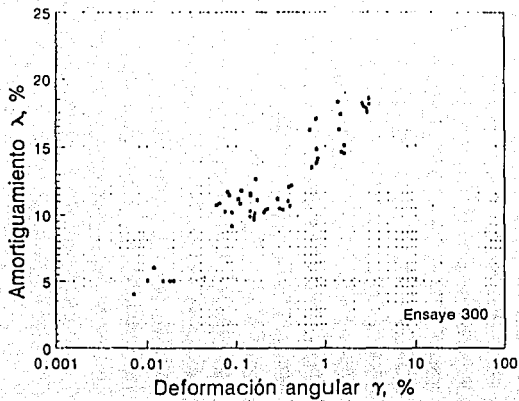


fig.II.vi.14 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

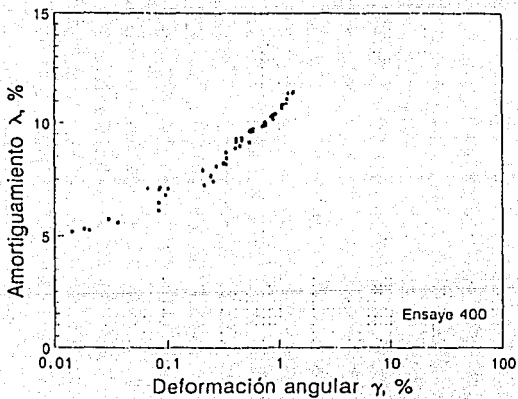


fig.II.vi.15 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

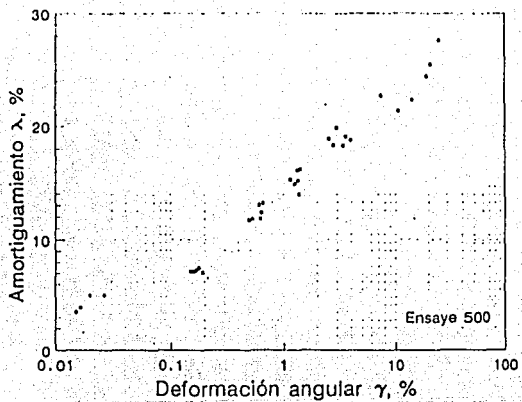


fig.II.vi.16 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

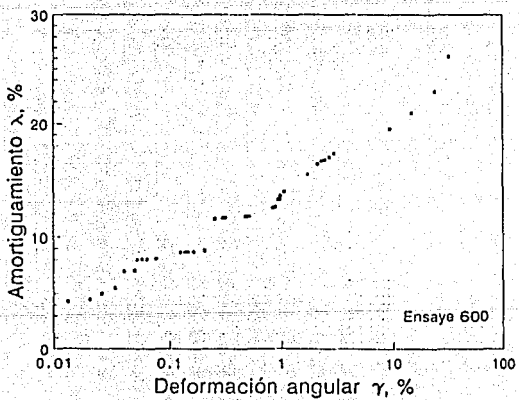


fig.II.vi.17 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

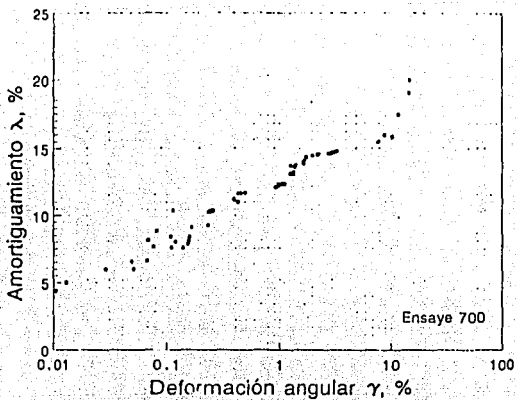


fig.II.vi.18 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

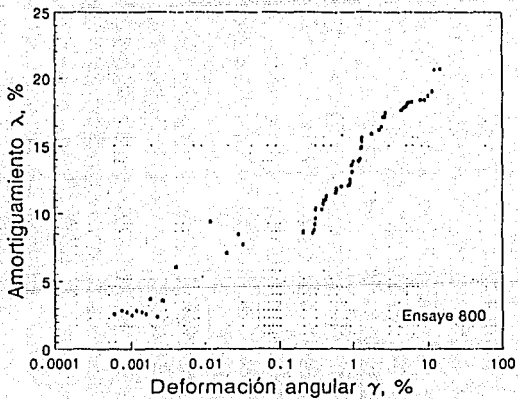


fig.II.vi.19 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

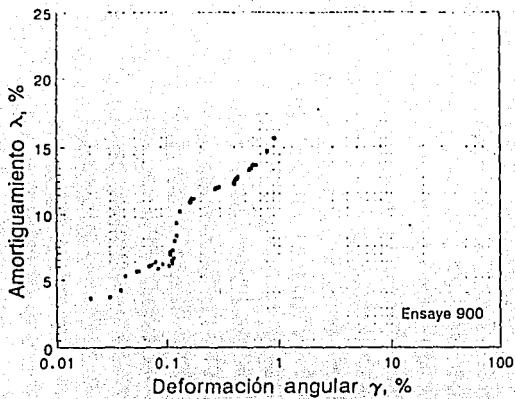


fig.II.vi.20 Relación entre el amortiguamiento y la deformación.

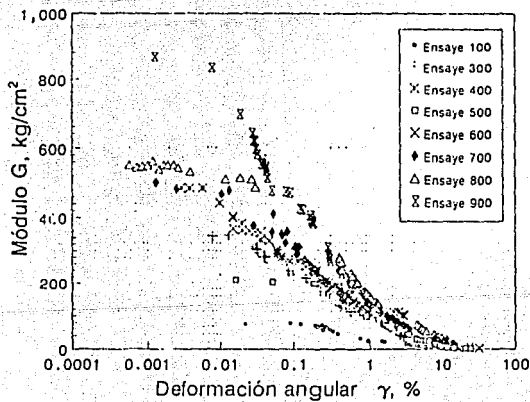


fig.II.vi.21 Curvas de atenuación del módulo de rigidez al corte.

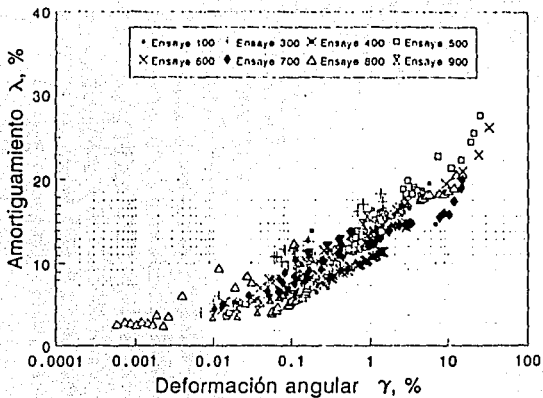


fig.II.vi.22 Relaciones entre el amortiguamiento y la deformación al corte.

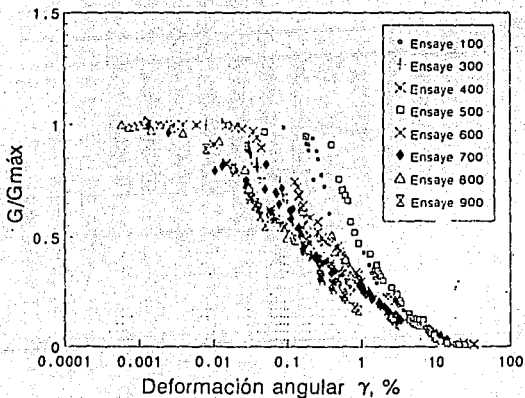


fig.II.vi.23 Módulos de rigidez normalizados.

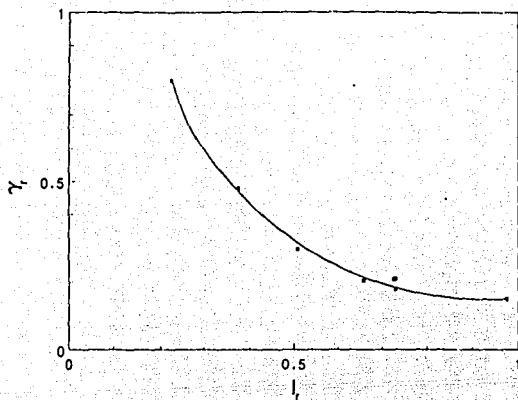


fig.II.vi.24 Parámetro γ_r del modelo de la arcilla.

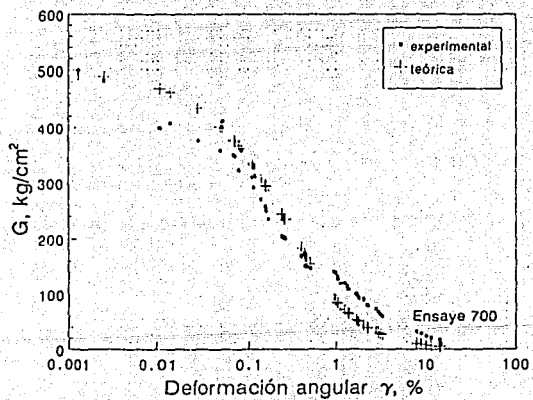


fig.II.vi.25 Verificación del modelo propuesto.

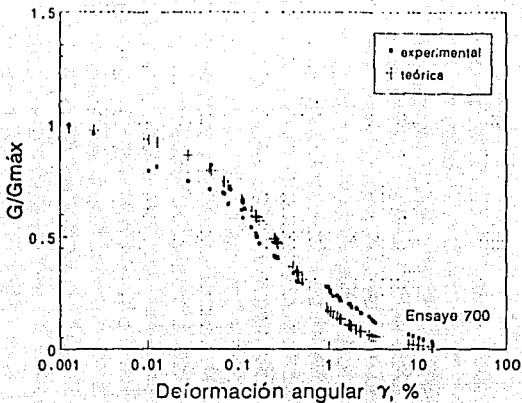


fig.II.vi.26 Verificación del modelo propuesto.

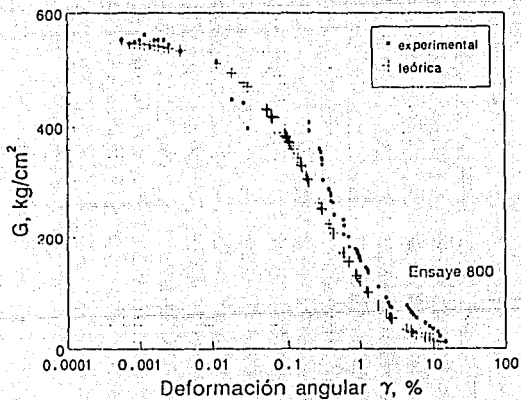


fig.II.vi.27 Verificación del modelo propuesto.

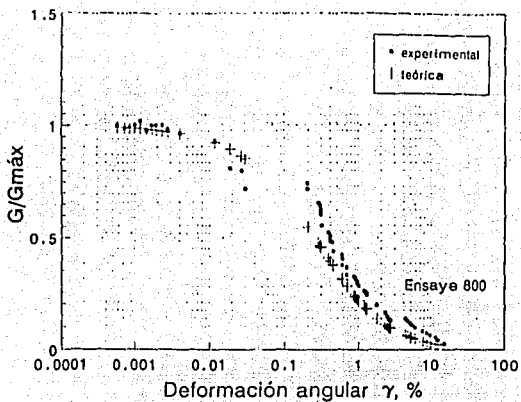


fig.II.vi.28 Verificación del modelo propuesto.

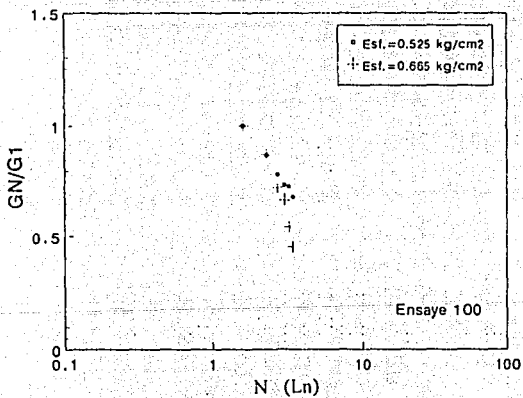


fig.II.vi.29 Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

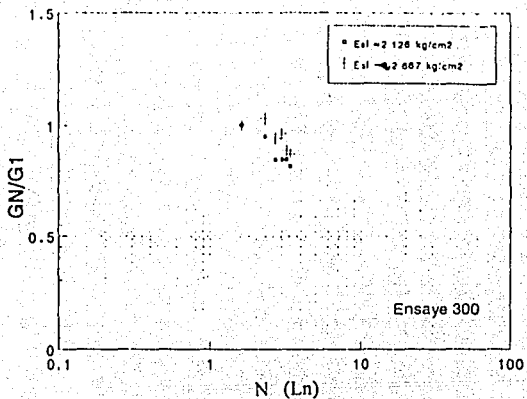


fig.II.vi.30 Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

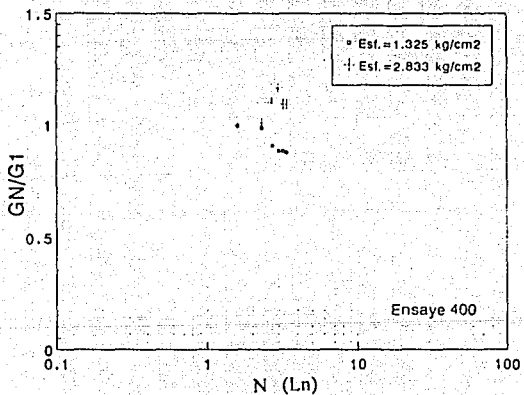


fig.II.vi.31 Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

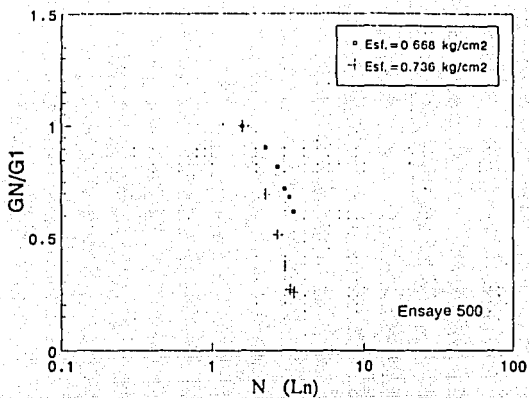


fig.II.vi.32 Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

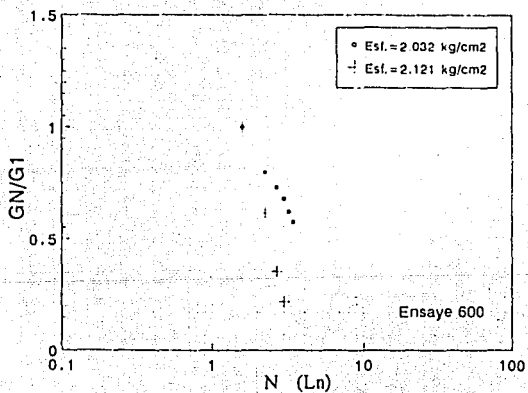


fig.II.vi.33 Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

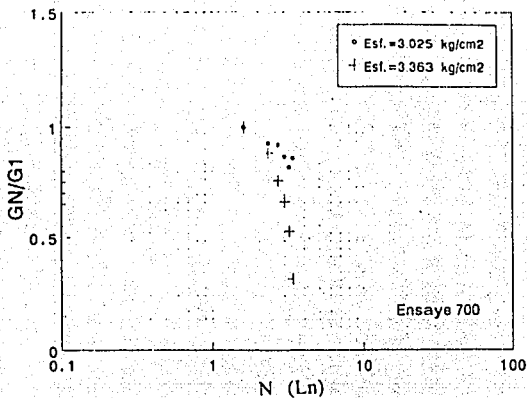


fig.II.vi.34 - Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

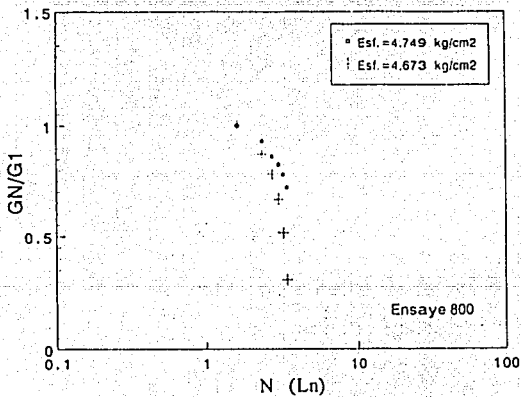


fig.II.vi.35 - Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

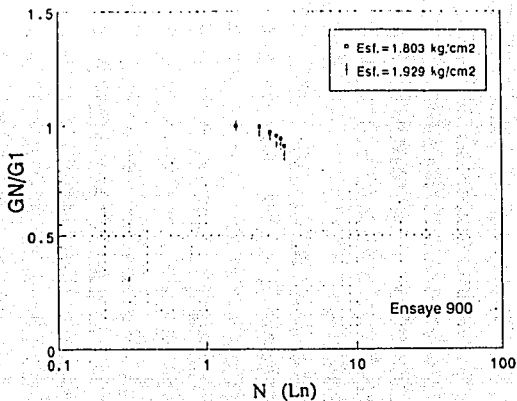


fig.II.vi.36 Fatiga de la arcilla por carga dinámica.

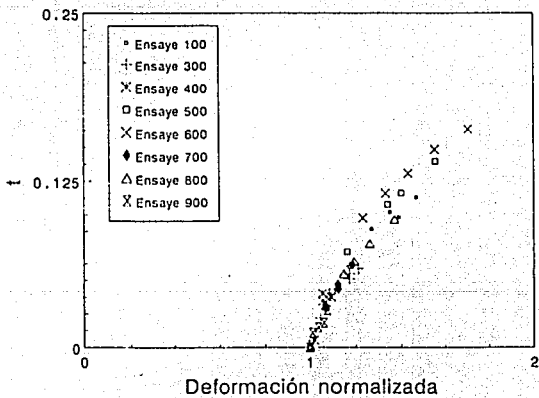


fig.II.vi.37 Parámetro de degradación.

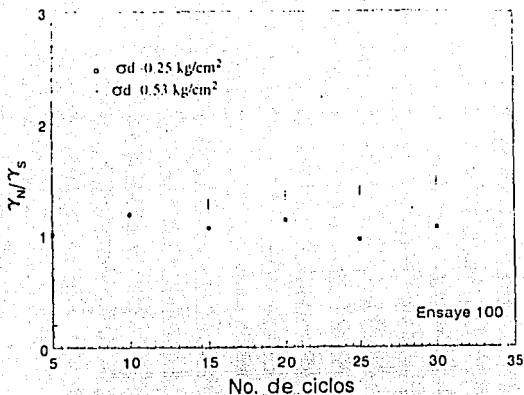


fig.II.vi.38 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

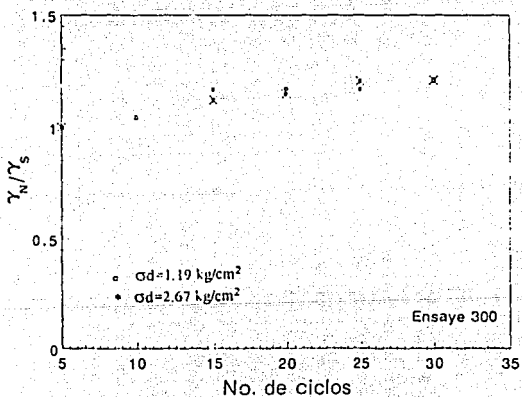


fig.II.vi.39 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

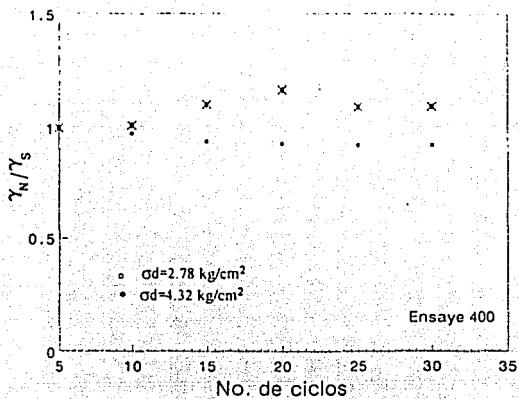


fig. II.vi.40 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

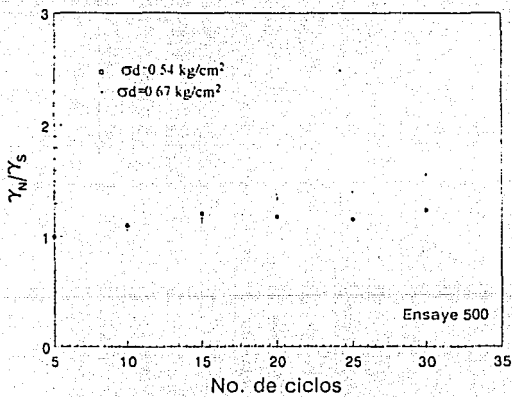


fig. II.vi.41 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

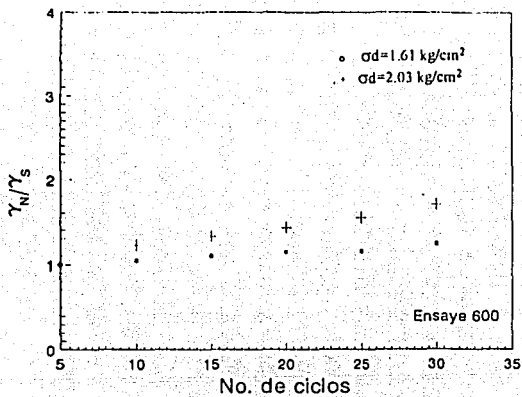


fig. II.vi.42 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

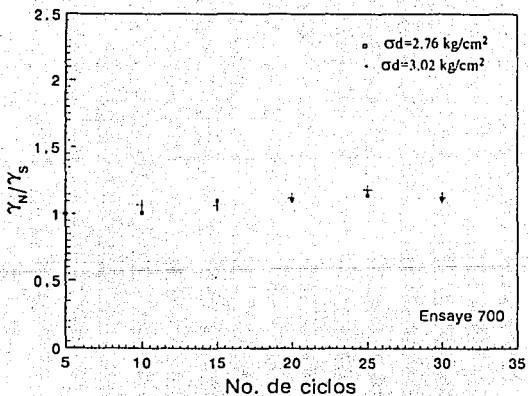


fig. II.vi.43 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

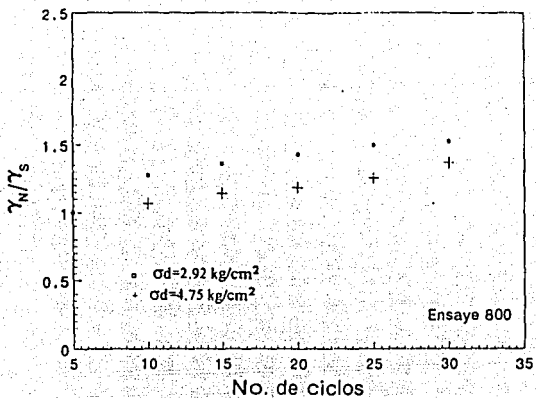


fig. II.vi.44 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

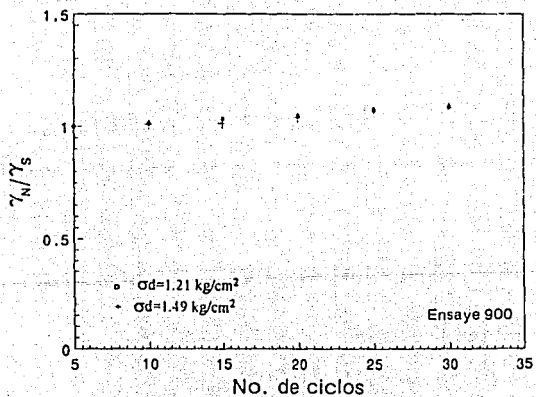


fig. II.vi.45 Efecto del número de ciclos en la deformación cíclica.

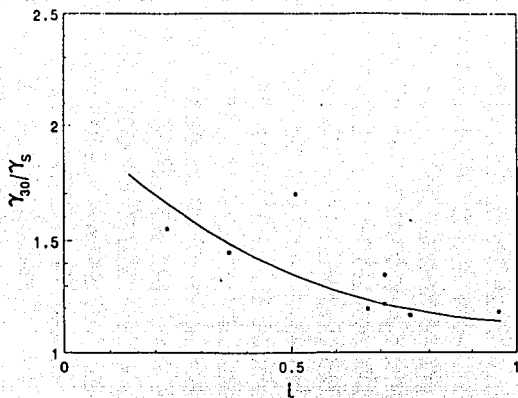


fig. II.vi.46 Efecto del índice de rigidez en la deformación cíclica.

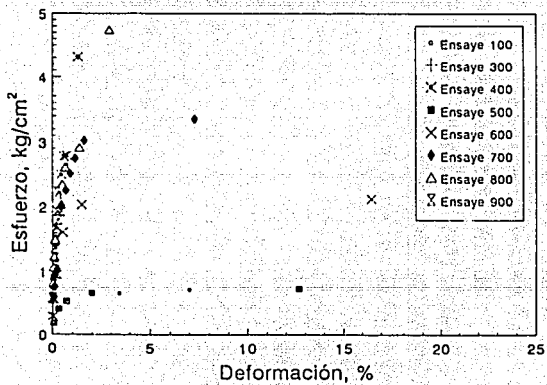


fig. II.vi.47 Curvas esfuerzo-deformación dinámicas.

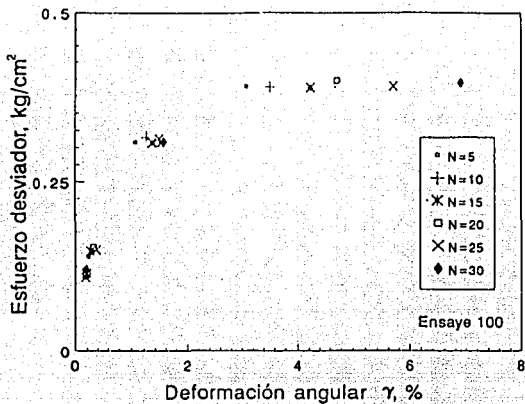


fig. II.vi.50 Efecto del número de ciclos en las curvas esfuerzo-deformación.

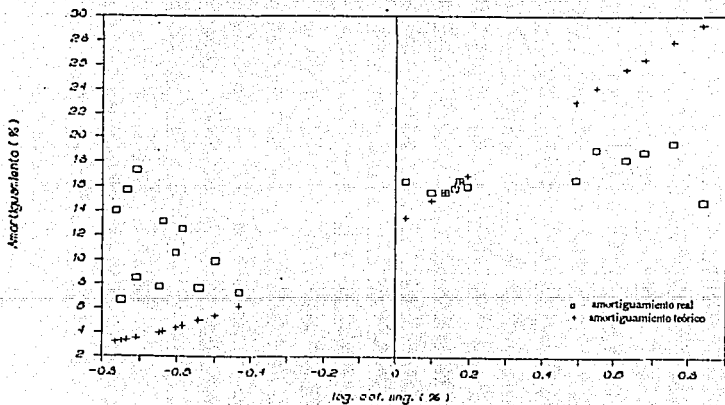


fig. II.vi.51 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensayo 100.

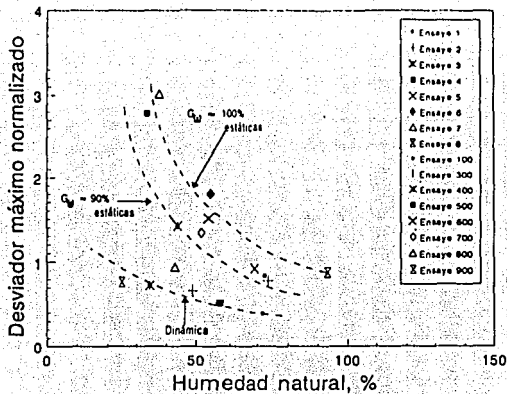


fig. II.vi.48 Relación entre el esfuerzo desviador máximo y la humedad natural.

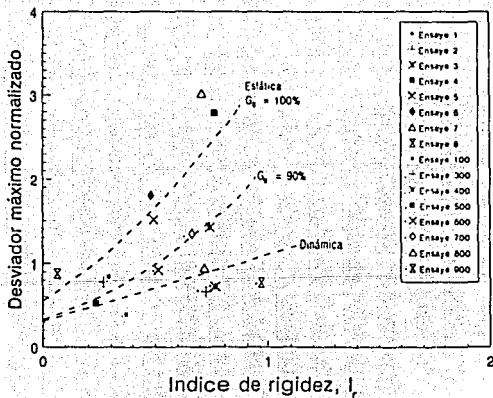


fig. II.vi.49 Relación entre el I_r y el esfuerzo desviador máximo.

FALLA DE ORIGEN

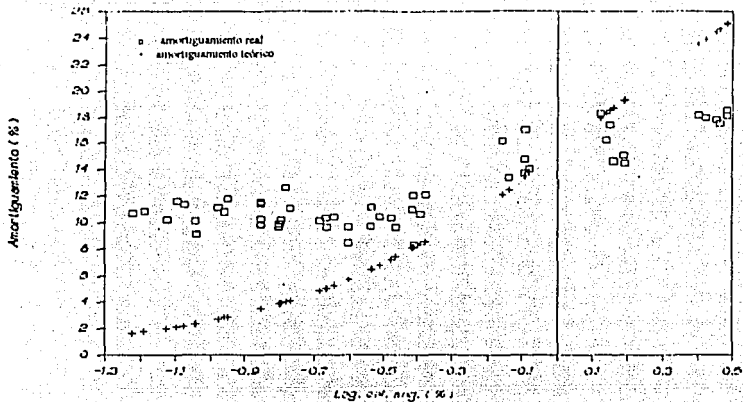


fig. II.vi.52 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 300.

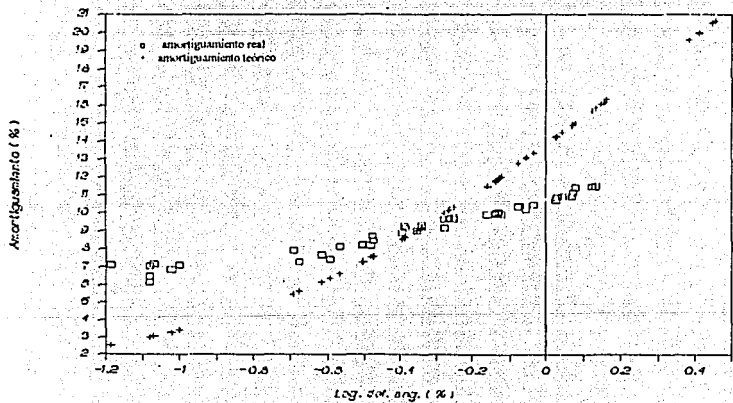


fig. II.vi.53 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 400.

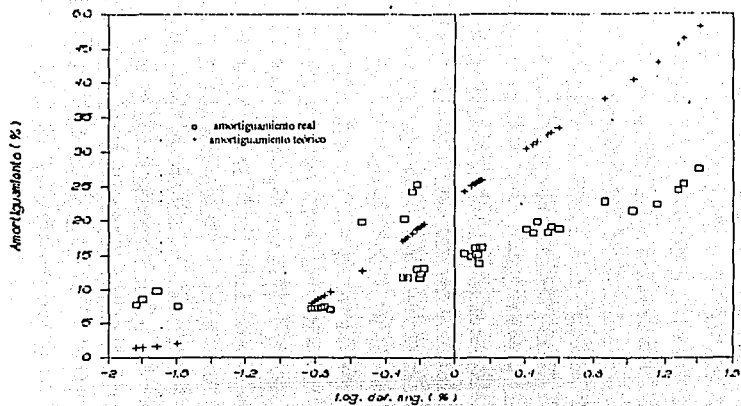


fig. II.vi.54 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 500.

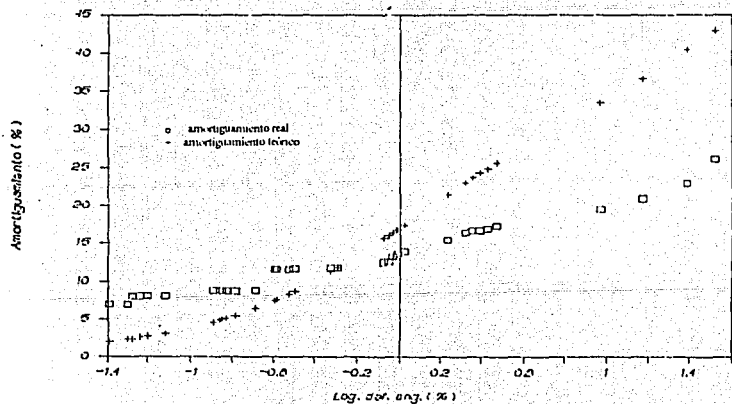


fig. II.vi.55 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 600.

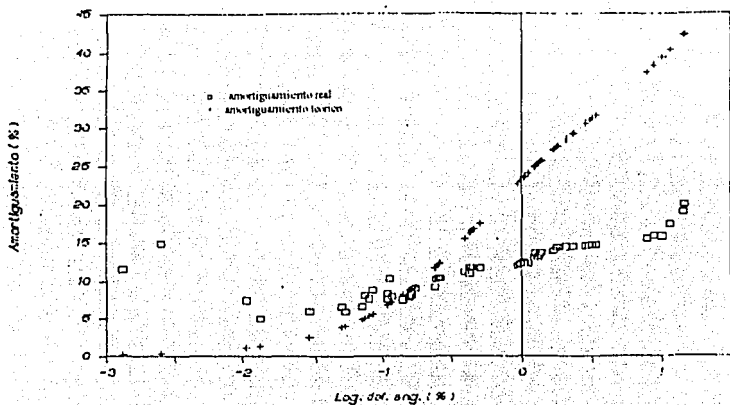


fig. II.vi.56 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 700.

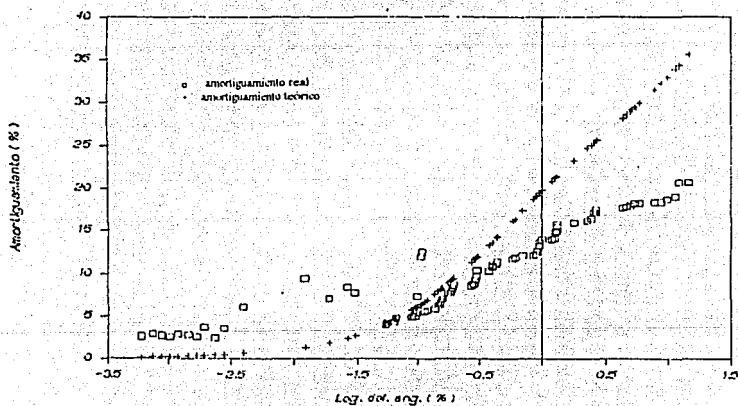


fig. II.vi.57 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 800.

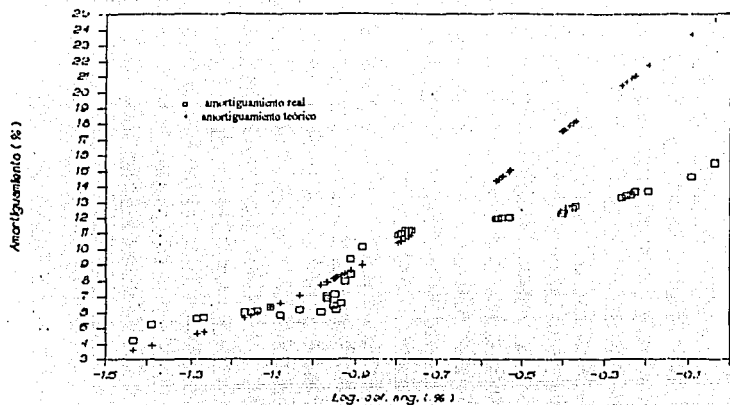


fig. II.vi.58 Deformación angular vs. amortiguamiento, ensaye 900.

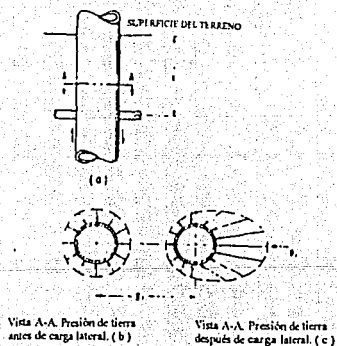


fig. III.i.1 Definición gráfica de p-y.

FALLA DE ORIGEN

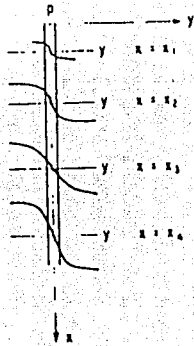


fig.III.1.2 Paquete de curvas p-y.

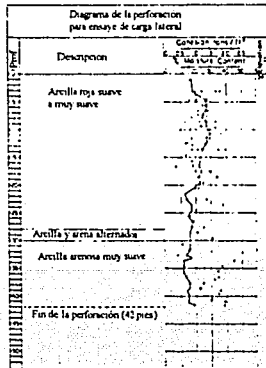


fig. III.1.3 Diagrama de perforación.

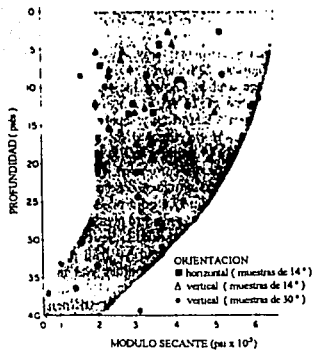


fig. III.i.4 Variación de la rigidez del suelo con la profundidad.

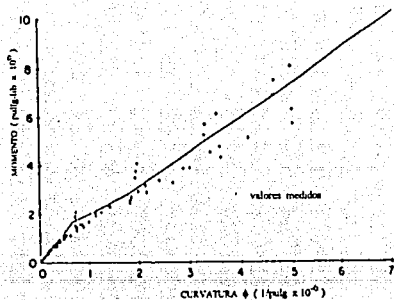


fig. III.i.5 Relaciones momento-curvatura medidas y teóricas.

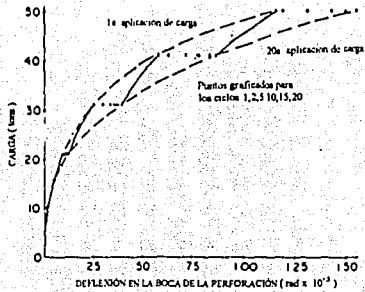


fig. III.i.6 Deflexión en la boca de la perforación.

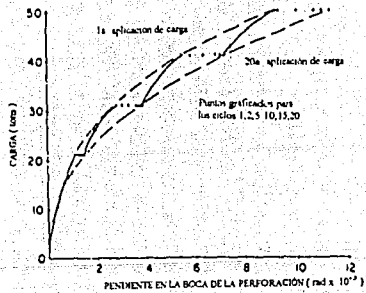


fig. III.i.7 Pendiente en la boca de la perforación.

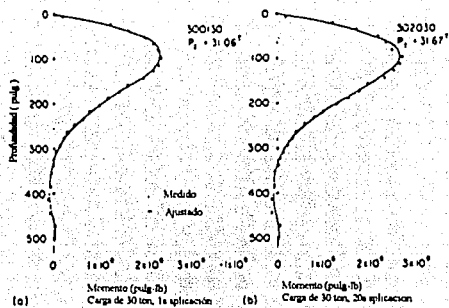


fig. III.8 Curvas ajustadas típicas.

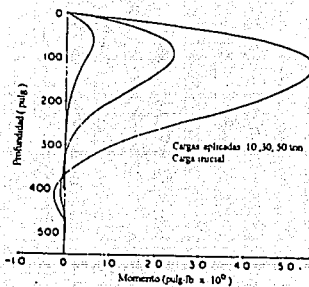


fig. III.9 Efecto del incremento de cargas sobre el momento.

FALLA DE ORIGEN

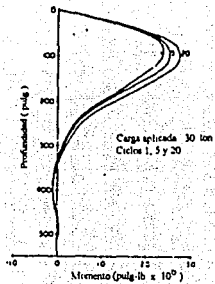


fig.III.10 Efecto de la repetición de cargas sobre el momento.

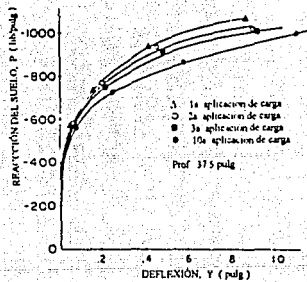


fig. III.11 Efecto de la repetición de cargas sobre las curvas p-y.

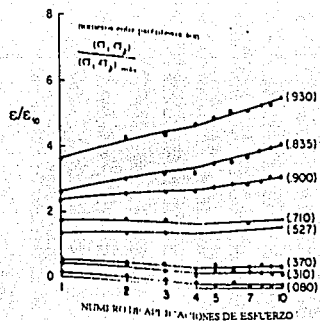


fig. III.12 Efecto del nivel de esfuerzo sobre la deformación bajo cargas repetidas.

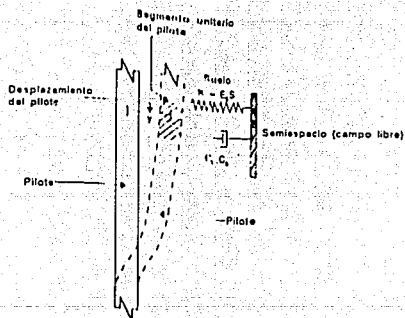


fig. IV.11 Modelo viscoelástico para las curvas p-y.

FALLA DE ORIGEN

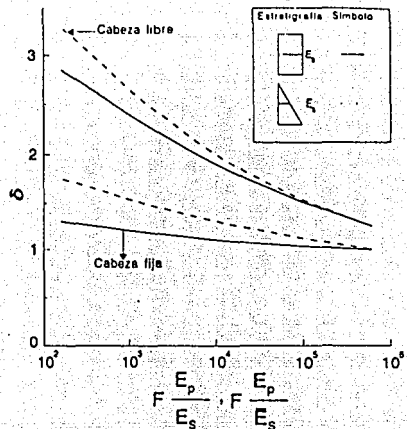


fig.IV.L2 Coeficiente δ para el cálculo de Cs.

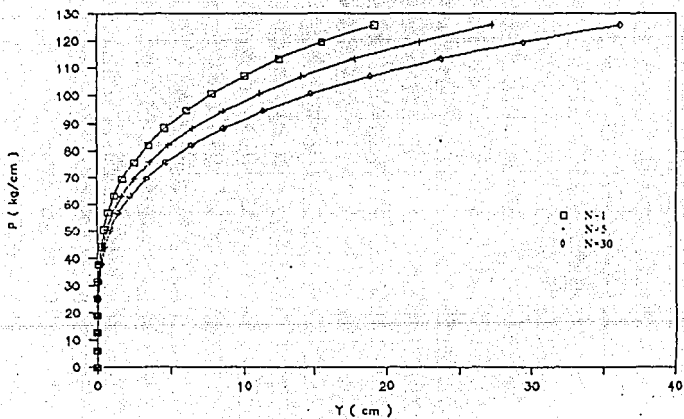


fig. V.i.1 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (muestra 2, $D=40$ cms.)

FALLA DE ORIGEN

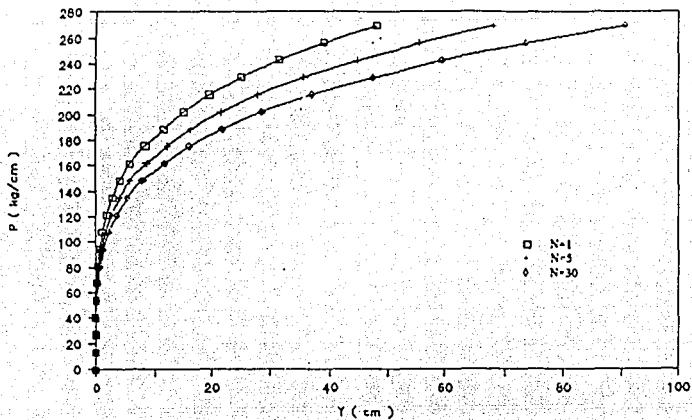


fig. V.i.2 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra 2, D=100 cms.)

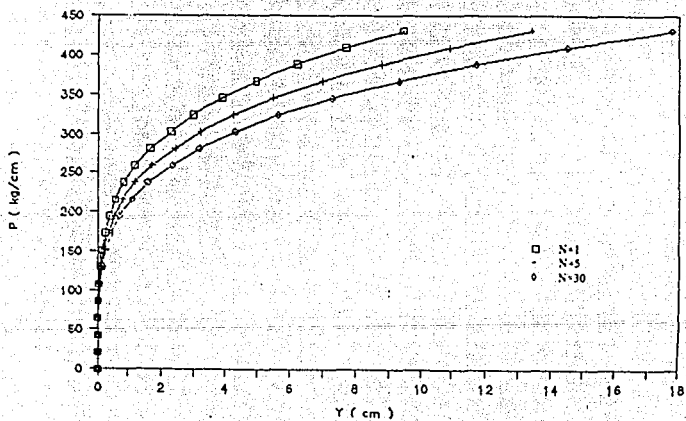


fig. V.i.3 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra 3, D=40 cms.)

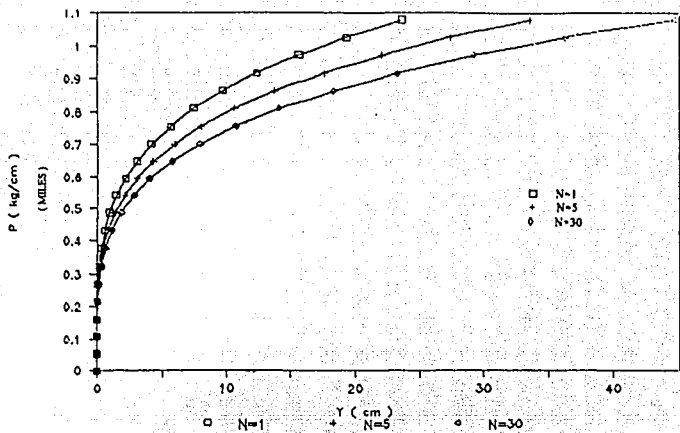


fig.V.L4 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra 3, D=100 cms.)

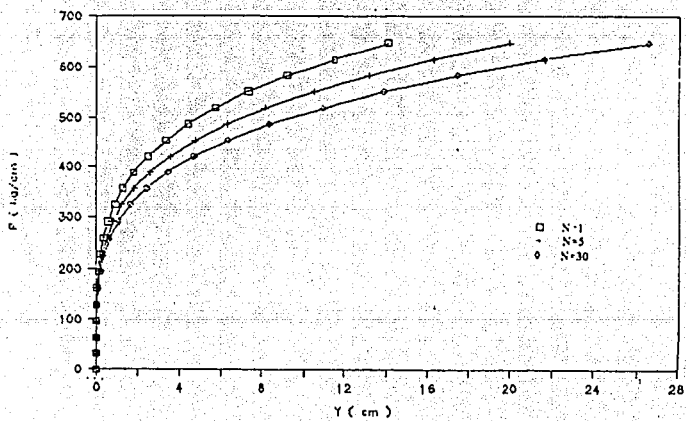


fig. V.i.5 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra 4, D=40 cms.)

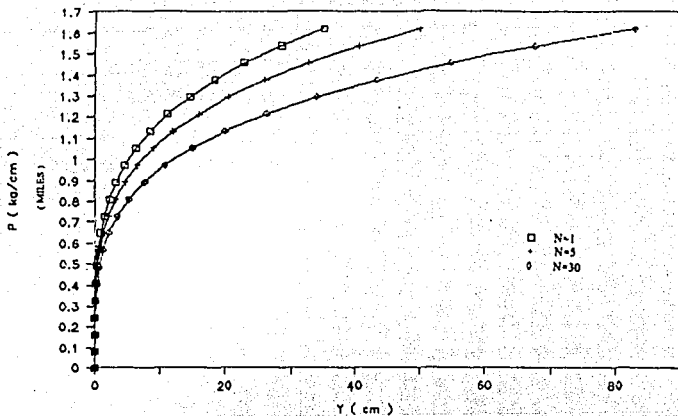


fig.V.L6 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra 4, D=100 cms.)

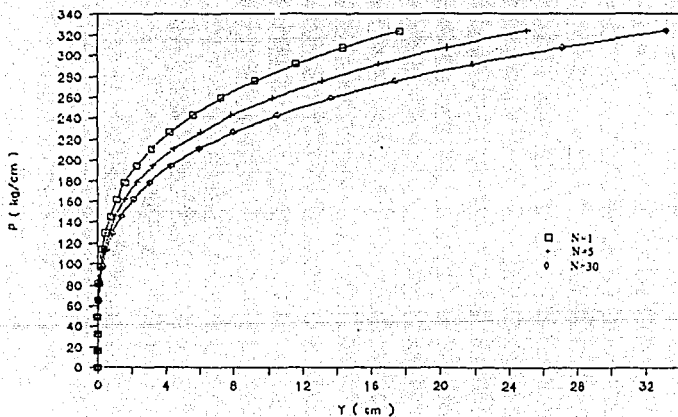


fig. V.L7 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra 5, D=40 cms.)

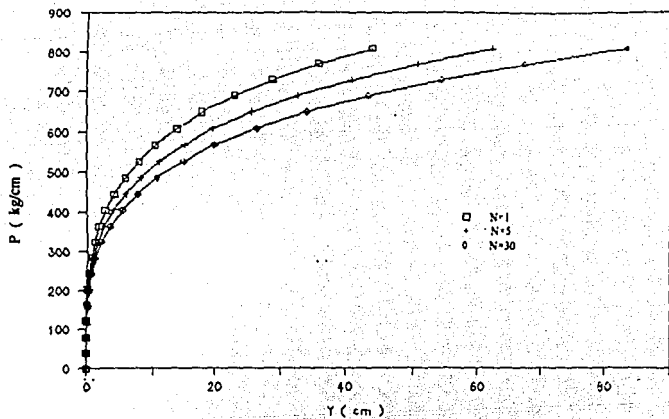


fig.V.i.8 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra 5, D=100 cms.)

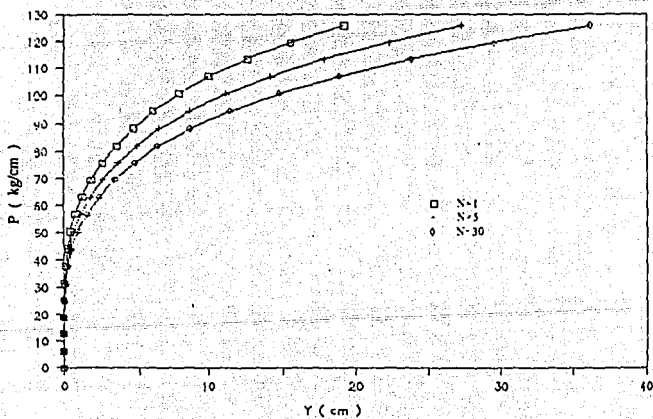


fig. V.i.9 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra 7, D=40 cms.)

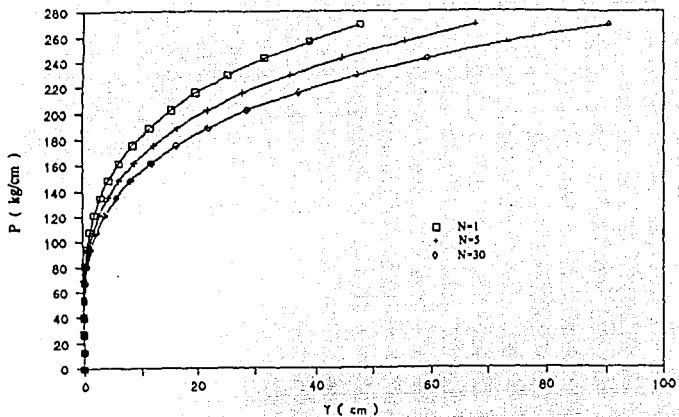


fig. V.I.10 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra 7, D=100 cms.)

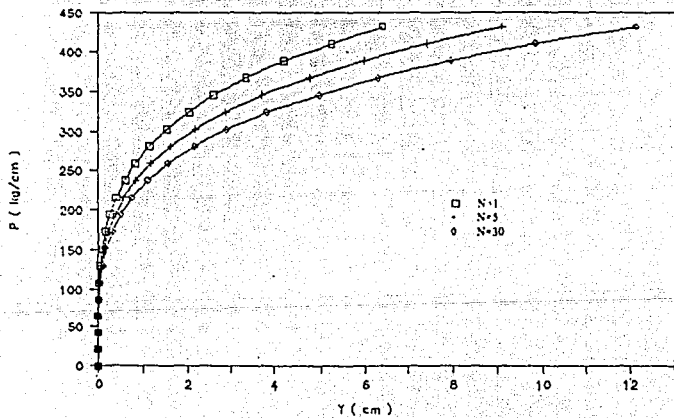


fig. V.I.11 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra 8, D=40 cms.)

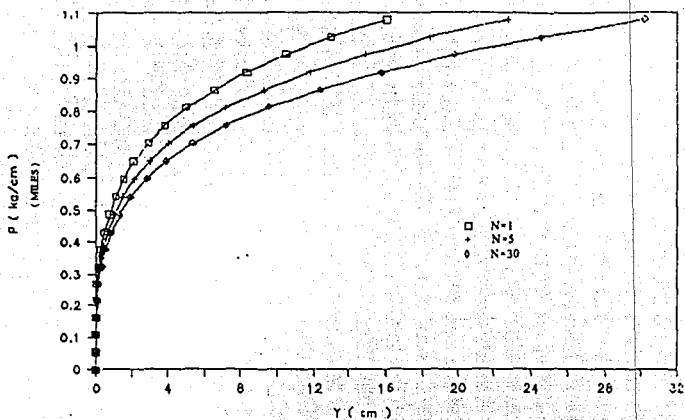


fig. V.i.12 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra 8, D=100 cms.)

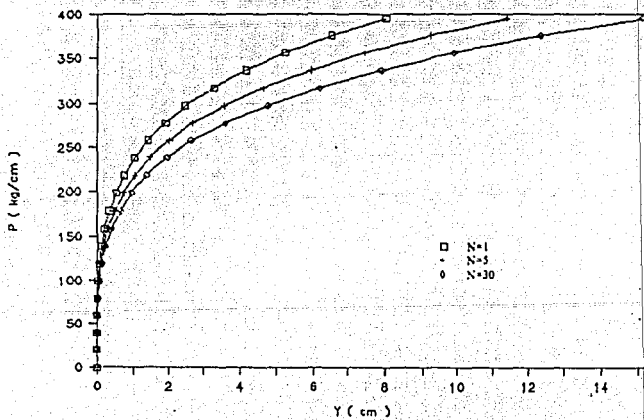


fig. V.i.13 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra B1, D=40 cms.)

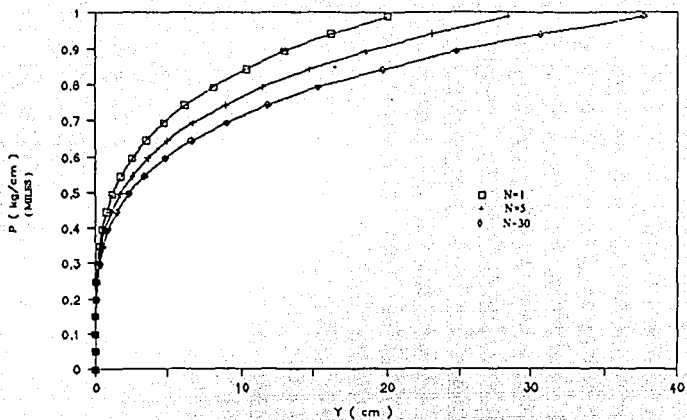


fig.V.I.14 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra B1, D=100 cms.)

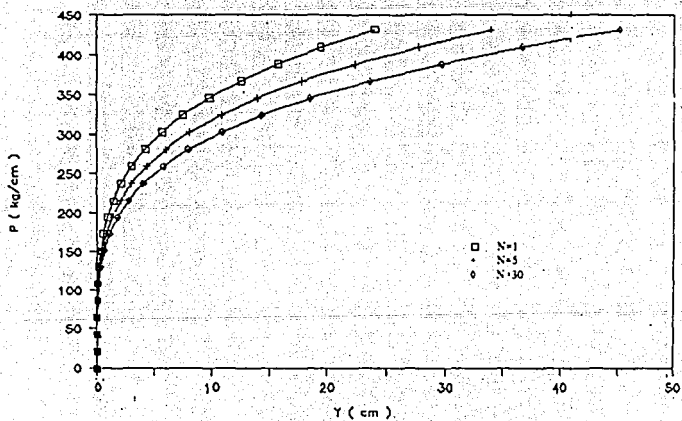


fig. V.I.15 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Campeche, muestra B2, D=40 cms.)

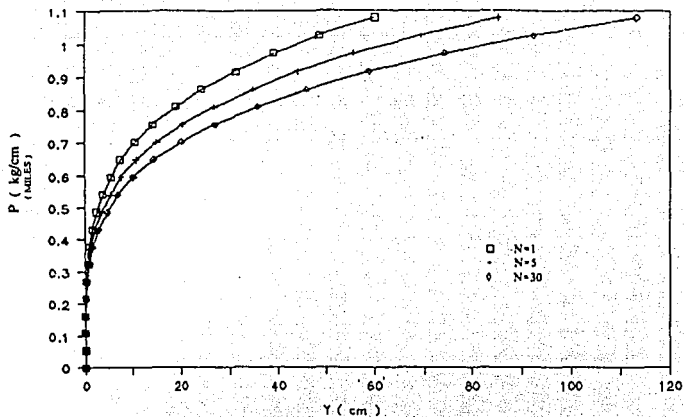


fig.V.i.16 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Campeche, muestra B2, D=100 cms.)

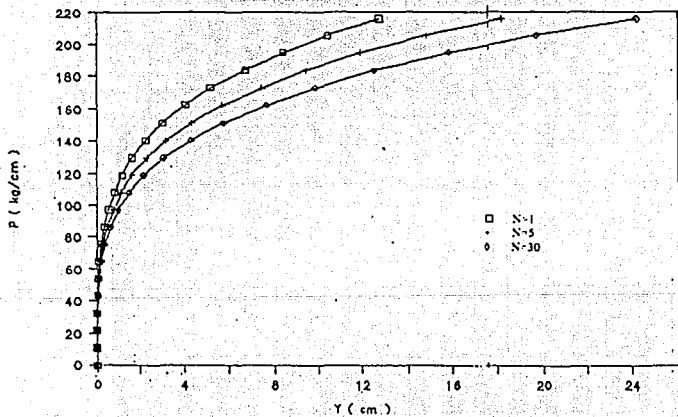


fig. V.i.17 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Cd. de México, muestra 1-3, D=40 cms.)

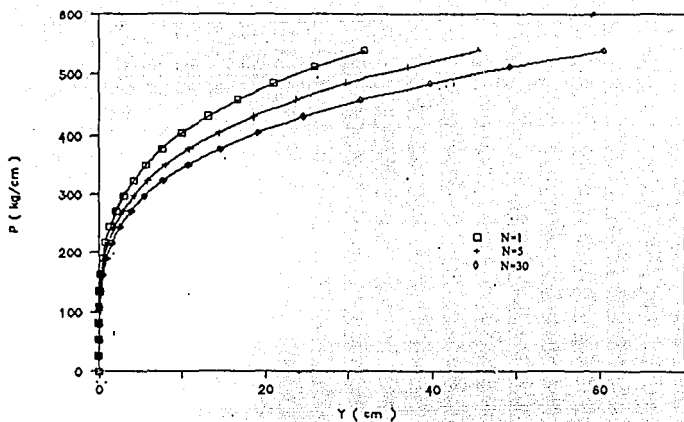


fig.V.i.18 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Cd. de México, muestra 1-3, D=100 cms.)

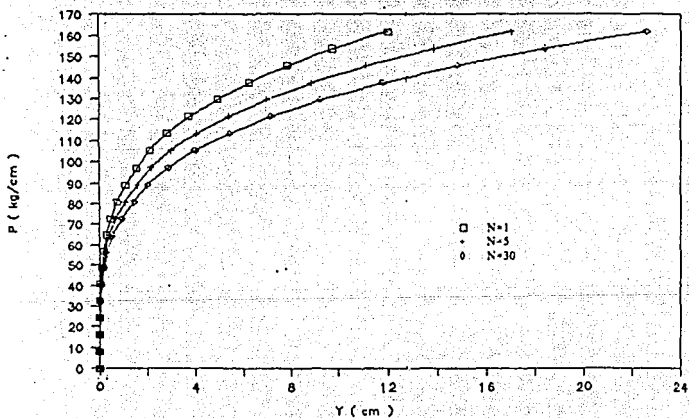


fig. V.i.19 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Cd. de México, muestra 4-2, D=40 cms.)

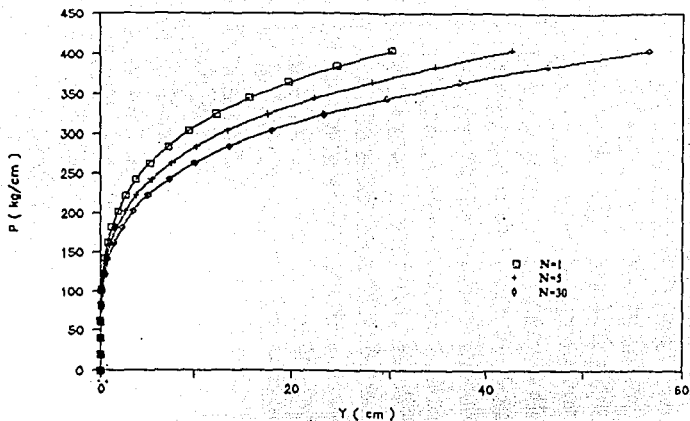


fig.V.I.20 Curvas P-Y pseudoestáticas. (Cd. de México, muestra 4-2, D=100 cms.)

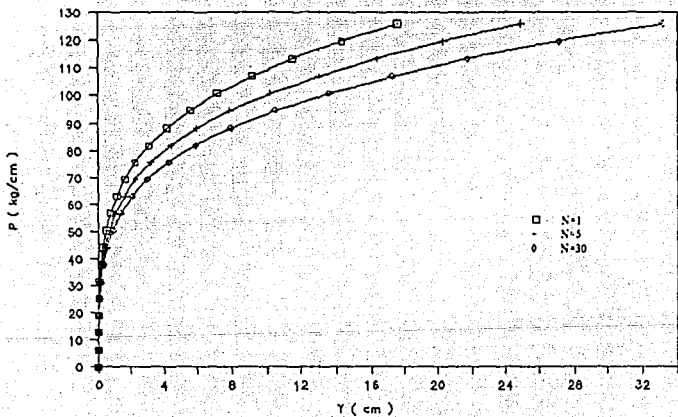


fig. V.I.21 Curvas P-Y pseudo-estáticas. (Cd. de México, muestra 6-2, D=40 cms.)

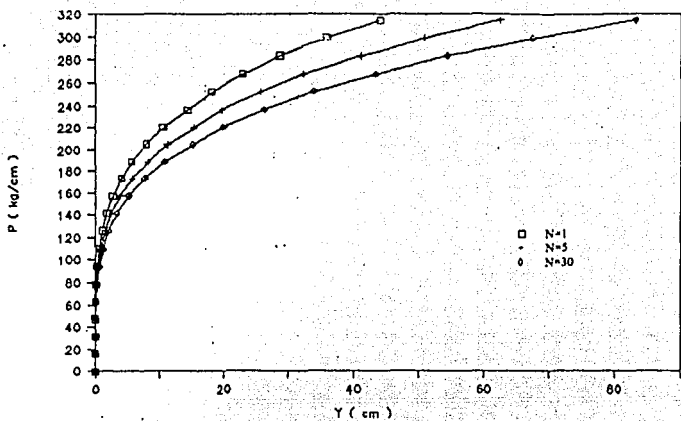


fig.V.i.22 Curvas P-Y pseudoelásticas. (Cd. de México, muestra 6-2, D=100 cms.)

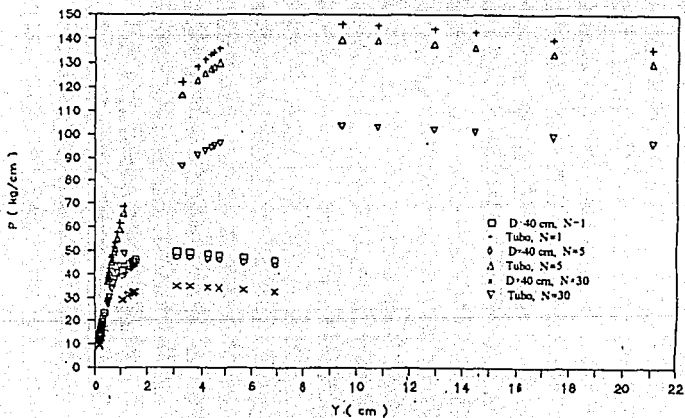


fig. V.ii.1 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 100.)

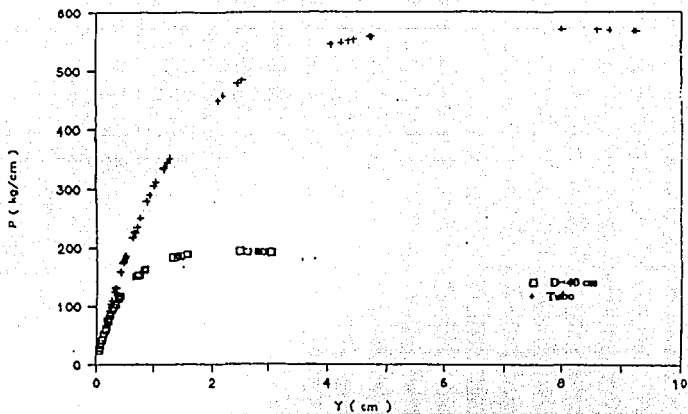


fig.V.ii.2 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 300 .)

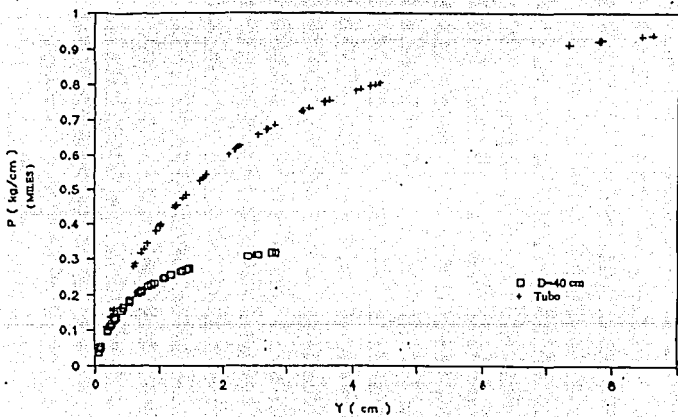


fig. V.ii.3 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 400 .)

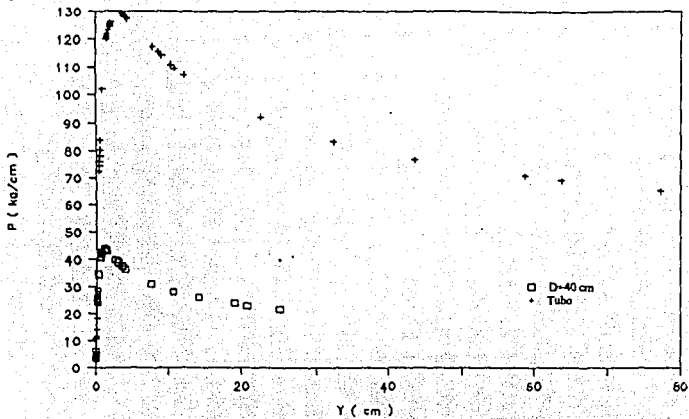


fig.V.ii.4 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 500 .)

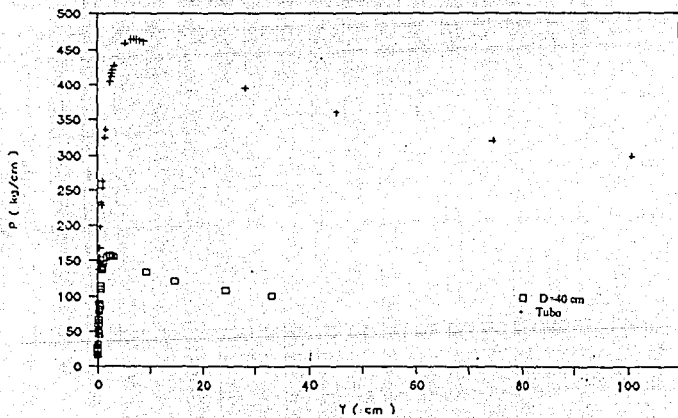


fig. V.ii.5 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 600 .)

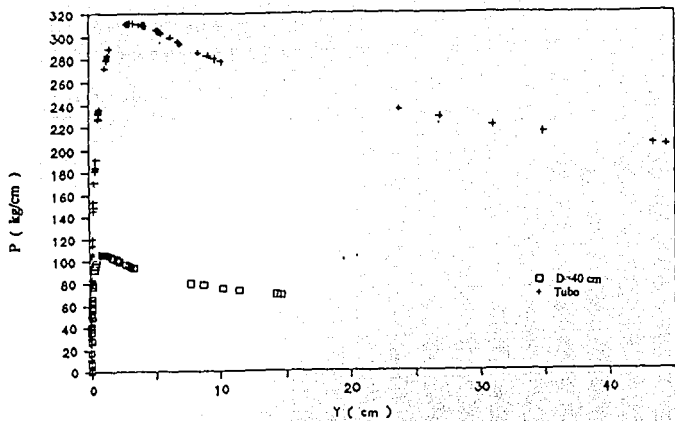


fig.V.ii.6 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 700 .)

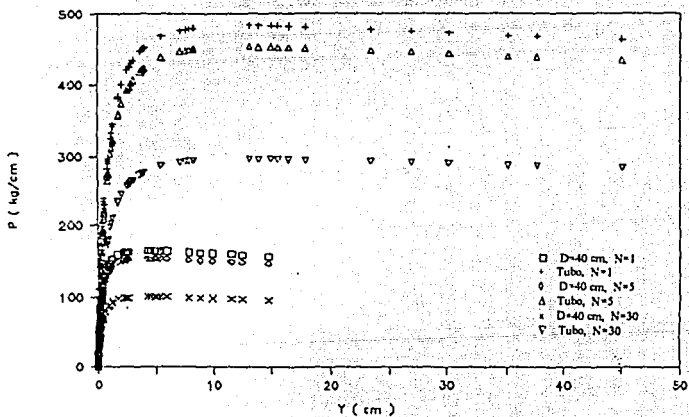


fig. V.ii.7 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 800 .)

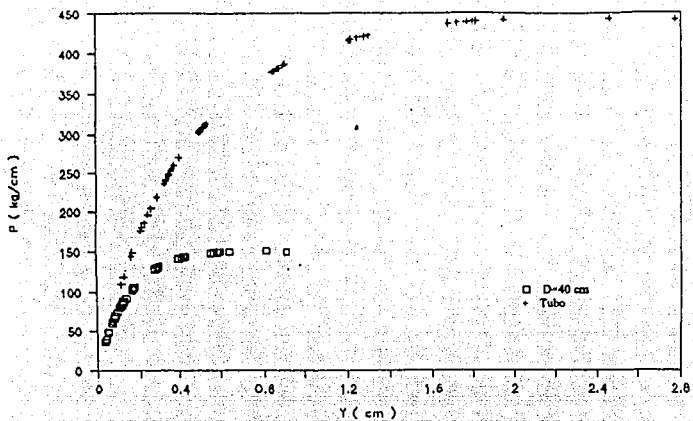


fig.V.ii.8 Curvas P-Y dinámicas. (Campeche, muestra 900 .)

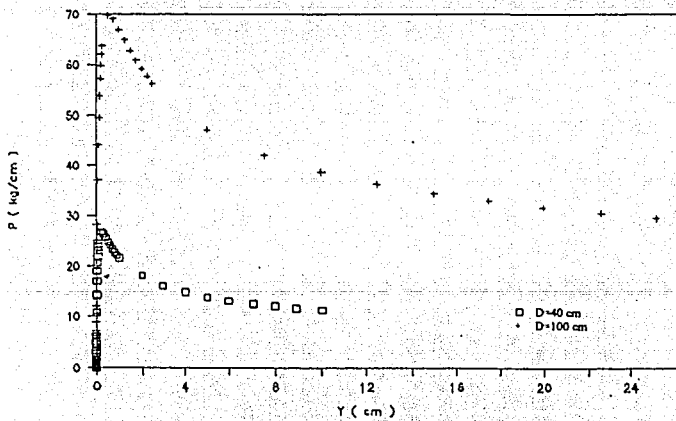


fig. V.ii.9 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=25 .)

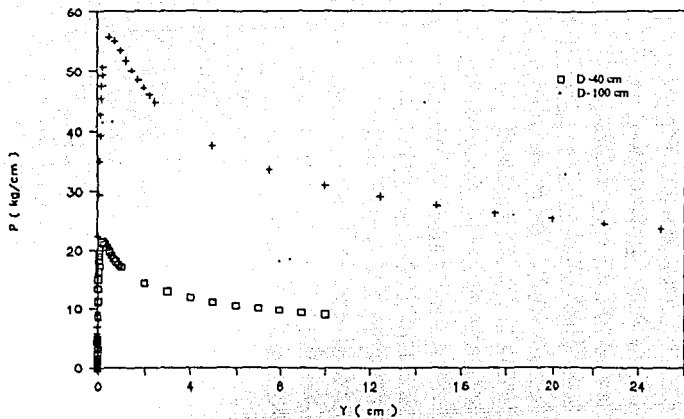


fig.V.ii.10 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=50 .)

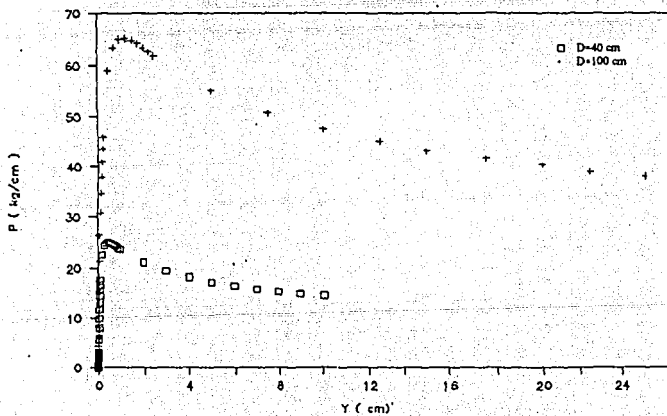


fig. V.ii.11 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=100 .)

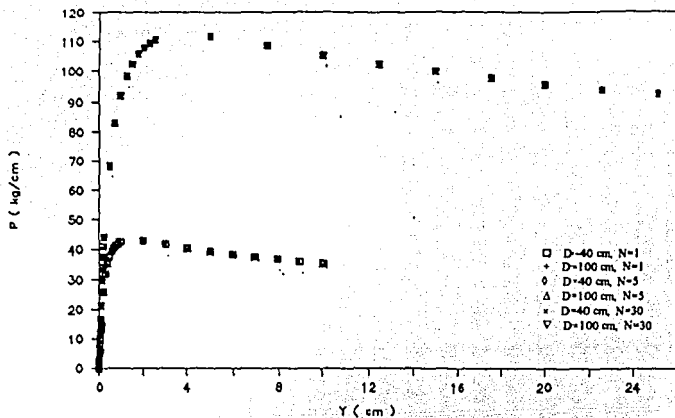


fig.V.ii.12 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=150 .)

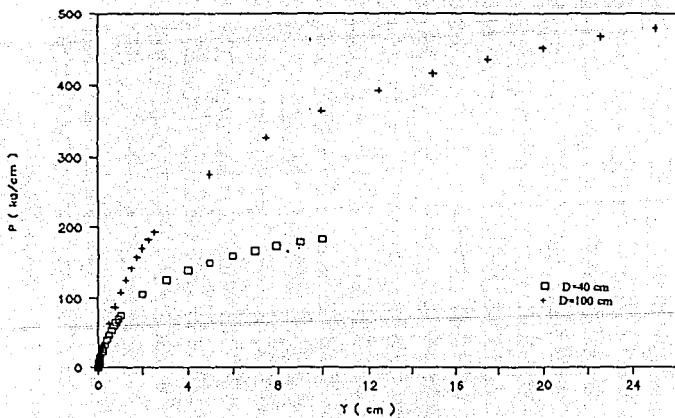


fig. V.ii.13 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=200 .)

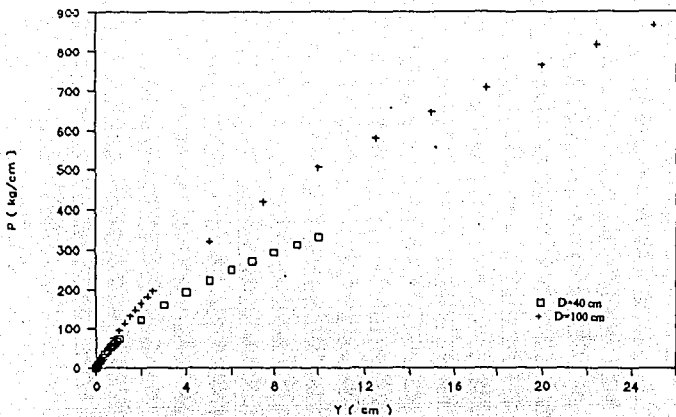


fig. V.ii.14 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=250 .)

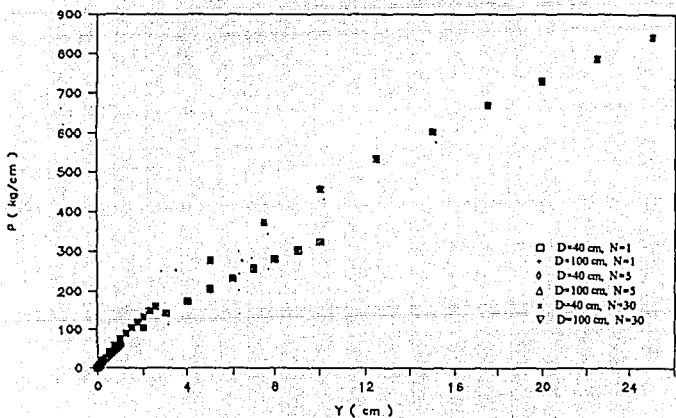


fig. V.ii.15 Curvas P-Y dinámicas. (Cd. de México, IP=300 .)

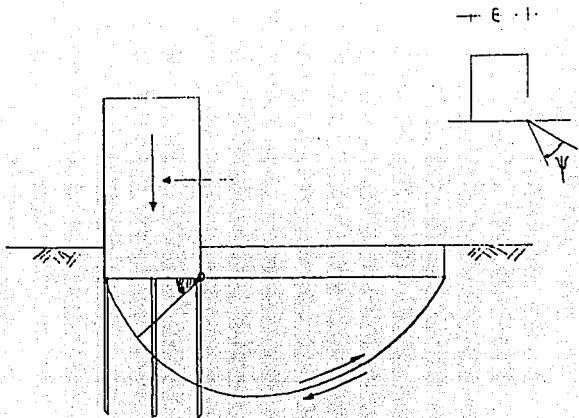


fig.V.iii.1 Mecanismo de falla por rotación en cimentaciones.

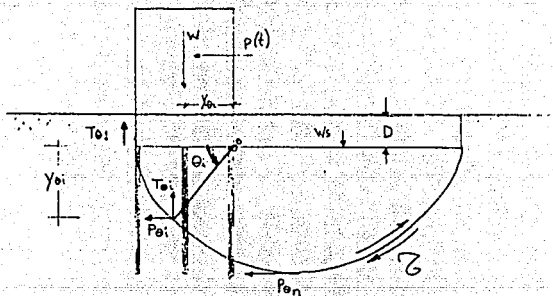


fig.V.iii.2 Fuerzas generadas por rotación en cimentaciones.

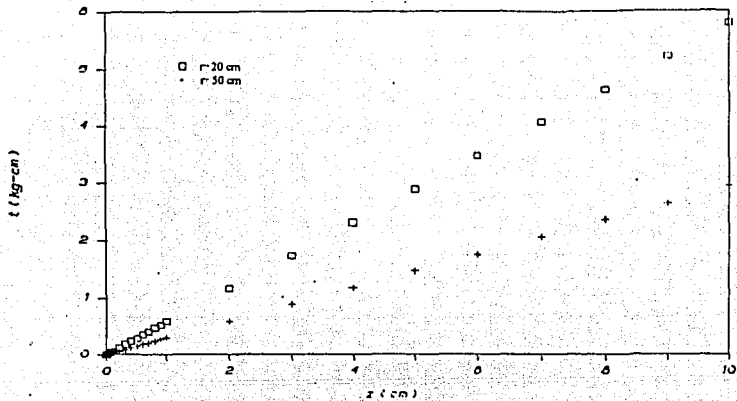


fig.V.iii.3 Curvas T-Z (Cd. de México, long.=30 mts., IP=200.)

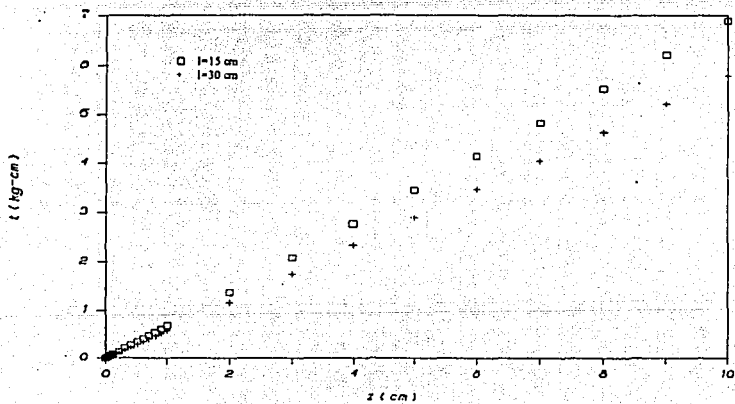


fig.V.iii.4 .Curvas T-Z (Cd. de México, D=40 cms., IP=200.)

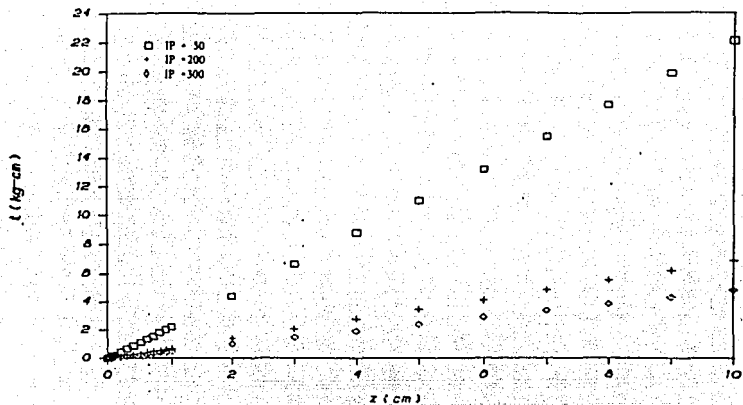


fig.V.iii.5 Curvas T-Z (Cd. de México, long.=15 mts. ,D=40 cms.)

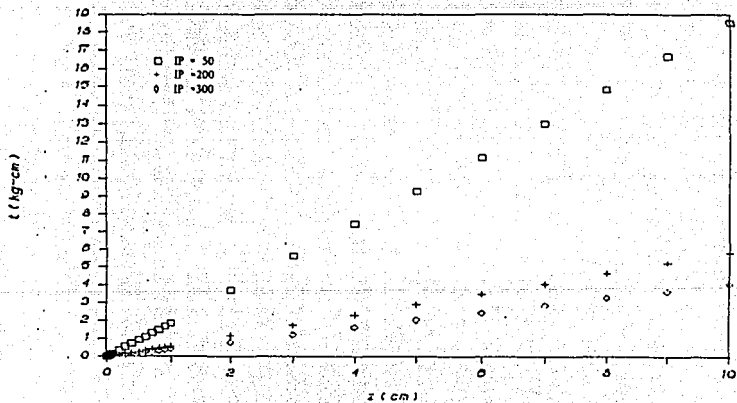


fig.V.iii.6 Curvas T-Z (Cd. de México, long.=30 mts. ,D=40 cms.)

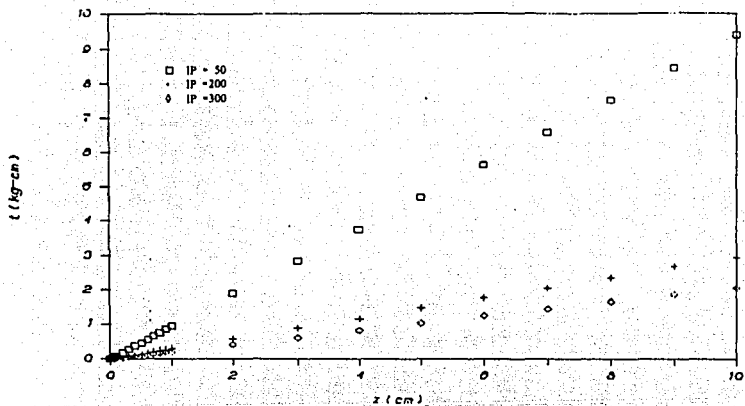


fig.V.iii.7 Curvas T-Z (Cd. de México, long.=15 mts, $D=100$ cms.)

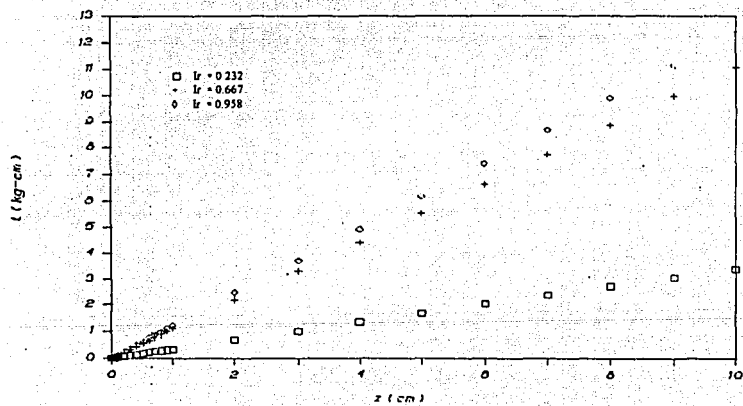


fig.V.iii.8 Curvas T-Z (Campeche, long.=30 mts, $D=122$ cms.)

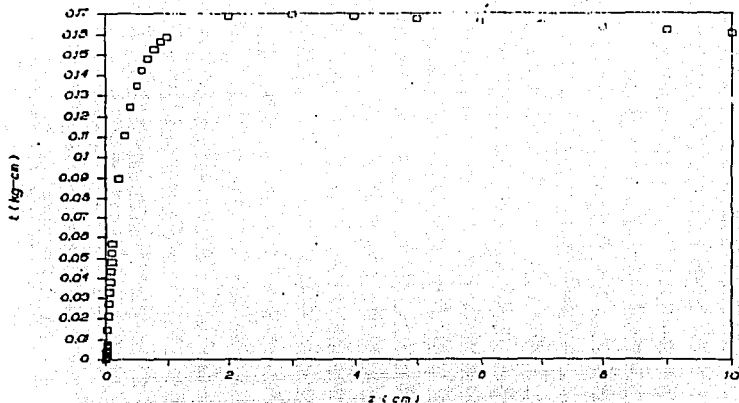


fig.V.iii.9 Curva T-Z, tomando en cuenta la degradación de G, considerando $z=y$. (Cd. de México, long.=30 mts.,D=40 cms.,IP=150)

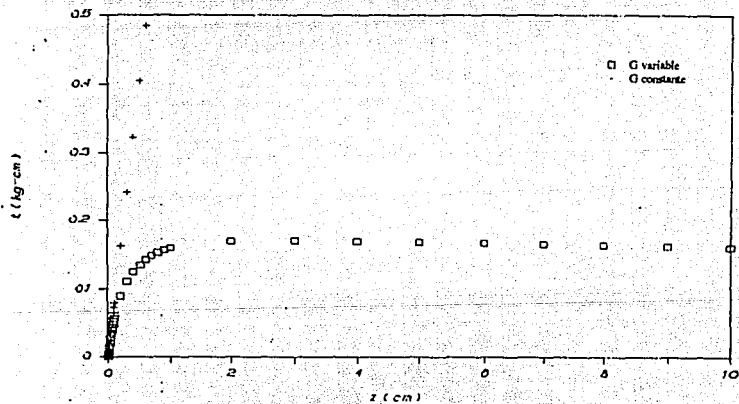


fig.V.iii.10 Curva T-Z, tomando en cuenta la degradación de G, considerando $z=y$, comparada con la curva sin considerar la degradación de G. (Cd. de México, long.=30 mts.,D=40 cms., IP=150)