Corte simple cíclico y parámetros dinámicos de un suelo cohesivo
Cyclic simple shear and dynamic parameters of a cohesive soil

Hernán Patiño Nieto
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Investigador ETSICCP – UPM
Antonio Soriano Peña
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Catedrático e Investigador ETSICCP - UPM

RESUMEN

Este artículo presenta algunos de los resultados obtenidos mediante una investigación en la que se evaluó la influencia de la combinación de esfuerzos tangenciales estáticos y cíclicos en la determinación de parámetros dinámicos de un suelo cohesivo blando. Durante la etapa experimental se realizaron pruebas de identificación y clasificación, 20 ensayos de corte simple estático y 142 ensayos de corte simple cíclico con diferentes combinaciones de esfuerzos tangenciales estáticos (τ_o) y esfuerzos tangenciales cíclicos (τ_c); tanto los esfuerzos estáticos como los cíclicos se fijaron como un porcentaje del esfuerzo efectivo de consolidación de campo (σ'_{ov}). Las muestras utilizadas provenían del puerto de Barcelona – España. A partir de los resultados obtenidos se evaluó el rango de variación del módulo de rigidez al cortante (G), el desarrollo de deformaciones tangenciales tanto permanentes (γ_p) como cíclicas (γ_c) y la reducción de los esfuerzos efectivos verticales (σ'_v), los cuales se asimilan a las presiones de poros (u) generadas durante la solicitación dinámica.

ABSTRACT

This paper presents some of the results obtained by an investigation that evaluated the influence of the combination of static and cyclic shear stresses in determining the dynamic parameters of a soft cohesive soil. During the experimental phase in addition to identification and classification testing, 20 monotonic simple shear tests and 142 cyclic simple shear tests with different combinations of both monotonic (τ_o) and cyclic shear stresses (τ_c) were carried out. Both the monotonic and the cyclic shear stress were set as a percentage of consolidation effective stress in-situ. The samples used came from the port of Barcelona - Spain. From the obtained results, the range of variation of shear modulus (G), the development of both permanent shear strains (γ_p) and cyclic shear strains (γ_c) and the reduction of vertical effective stress (σ'_v), which are treated as the pore-water pressures (u) generated during the dynamic solicitation, were evaluated.

1. INTRODUCCIÓN

En general, ha sido de mayor atención estudiar y profundizar en el conocimiento del comportamiento dinámico de los medios granulares, principalmente, en estado suelto por ser una condición de alto riesgo y por el contrario, en menor medida se ha investigado la respuesta de los suelos cohesivos cuando son solicitados dinámicamente.

El comportamiento de suelos cohesivos solicitados dinámicamente conviene estudiarlo no solamente por el hecho de que en el pasado no haya sido motivo de máxima atención, sino porque, en general en el mundo, el desarrollo de los modelos matemáticos ha sido muy acelerado respecto al avance relacionado con la evaluación, realista, de los parámetros con los que se alimentan los modelos. Por esta razón los modelos matemáticos se encuentran subutilizados y/o simplemente los resultados no son suficientemente confiables.

Debido a que como se mencionó anteriormente, en general, el estudio del comportamiento dinámico de los suelos se ha centrado en los medios granulares, esta investigación pone de manifiesto la necesidad de realizar investigación básica de laboratorio, a través de la cual se profundice en el conocimiento del comportamiento dinámico de suelos cohesivos, puesto que son muchos los casos en los que conviene conocer como afectan las cargas dinámicas a este tipo de suelo.

La literatura especializada reporta algunas investigaciones relacionadas con el comportamiento dinámico de suelos cohesivos. La influencia de la duración de la presión de confinamiento en la evaluación del módulo de rigidez al cortante ha sido estudiada principalmente por Yoshimi et al. (1977), Iwasaki et al. (1978), Zen et al. (1978), Stokoe y Lodde (1978), Anderson y Stokoe (1978), Kokusho (1980) e Isenhower y Stokoe (1981). Zen et al. (1978) encontraron que la influencia del tiempo de permanencia del esfuerzo de confinamiento en la evaluación del módulo de rigidez al cortante, se reduce en la medida que aumenta el índice de plasticidad del suelo. Anderson y Stokoe (1978) encontraron que la influencia del tiempo de permanencia de la presión de confinamiento en la evaluación del módulo de rigidez es mucho más significativa en las arcillas normalmente consolidadas que en las sobreconsolidadas. Stokoe y Lodde (1978) realizaron pruebas con muestras de la Bahía de San Francisco, evaluaron la influencia de la presión confinante en la variación del módulo de rigidez al cortante y encontraron que para una deformación angular dada el módulo de rigidez al cortante, normalizado respecto al módulo de rigidez máximo, aumenta en la medida en que aumenta la presión efectiva de confinamiento. Isenhower y Stokoe (1981) encontraron a través de pruebas de columna resonante, realizadas con muestras de la Bahía de San Francisco, que la presión de confinamiento ejerce poca influencia en la evaluación del módulo de rigidez al cortante. Hardin y Black (1968) haciendo ensayos con la columna resonante sobre muestras de kaolinita comercial con límite líquido 52%, índice de plasticidad 21%, actividad 0.35 y gravedad específica 2.61, encontraron que el módulo de rigidez al cortante se incrementa en la medida en que se incrementan las deformaciones por consolidación secundaria. Kokusho et al. (1982) encontraron que el aumento del módulo G, en el tramo de comportamiento secundario, se incrementa en la medida en que se incrementa el índice de plasticidad. Vucetic y Dobry (1991) encontraron que el índice de plasticidad es un factor que, de manera significativa, controla la variación del módulo de rigidez. Shibuya et al. (1997) proponen una ley de variación lineal del módulo de rigidez máximo, en función del esfuerzo efectivo vertical. Pennington D. et al. (1997) proponen una ley de variación lineal de los módulos de rigidez, tanto horizontal como vertical, en función del esfuerzo efectivo vertical. Bourlanger et al. (1998) encontraron que en muestras de turba sometidas a solicitación cíclica, con diferentes niveles de confinamiento, el módulo de rigidez al cortante tiene una variación relativamente lineal y una reducción poco significativa para deformaciones angulares menores que el 0.1%. Díaz (1989) con base en pruebas triaxiales cíclicas, realizadas con muestras de la arcilla del Valle de México, encontró que a igual deformación axial cíclica el módulo de Young normalizado disminuye en la medida en que se incrementa la OCR. Zergoun y Vaid (1994) encontraron que la degradación del módulo de rigidez al cortante resulta prácticamente independiente de la relación de tensión cíclica, pero severamente afectada por la amplitud de la deformación y por el incremento de la relación de esfuerzos principales.

Marcuson y Wahls (1978) encontraron que la relación de amortiguamiento disminuye en la medida en que aumenta el tiempo de permanencia de la presión de confinamiento. Bourlanger et al. (1998) encontraron que en muestras de turba sometidas a solicitación cíclica, con diferentes niveles de confinamiento, la relación de amortiguamiento equivalente es relativamente baja. Brennan et al. (2005) realizaron con muestras de arcilla caolinítica, normalmente consolidada, pruebas dinámicas en centrífuga, encontrando que el amortiguamiento evaluado mediante este tipo de experimento resulta hasta 1.5 veces mayor que el evaluado a través de las pruebas de laboratorio convencionales. Hardin y Drnevich (1972) hicieron pruebas de laboratorio con muestras del limo de Lick Greek y concluyeron que las frecuencias mayores de 0.1 Hz tienen poca influencia en la evaluación del amortiguamiento. Andersen (1975) encontró, con la arcilla Noruega de Drammen, que incrementar el período de aplicación del esfuerzo cíclico de 10 a 20 segundos, no tiene un efecto significativo en su comportamiento. Lo Presti et al. (1997) utilizando muestras de arcillas de Pisa y Angostura realizaron pruebas con columna resonante en las que variaron la frecuencia y la modalidad de ensayo y encontraron que el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento son severamente afectados por el número de ciclos y muy sensiblemente por la velocidad de deformación. Hardin y Drnevich (1972) sugieren que el amortiguamiento decrece con la raíz cuadrada del esfuerzo de confinamiento, independientemente de la amplitud de la deformación. Kokusho et al. (1982) a través de pruebas triaxiales cíclicas, realizadas sobre muestras inalteradas de arcilla blanda, encontraron que con las pequeñas diferencia encontradas no es posible establecer la influencia de la presión de

confinamiento en la evaluación de la relación de amortiguamiento. Díaz (1989), a partir de ensayos triaxiales cíclicos realizados con muestras de la arcilla del vale de México, encontró que, a igual deformación axial cíclica, la relación de amortiguamiento aumenta de manera poco significativa en la medida que se incrementa la OCR. Zergoun y Vaid (1994), utilizando muestras inalteradas de una arcilla de Cloverdale, realizaron ensayos con columna resonante y pruebas triaxiales cíclicas y encontraron que la relación de amortiguamiento resulta prácticamente independiente de la relación de tensión cíclica.

Autores como Seed y Chan (1986) y Andersen (1975) han realizado ensayos de laboratorio en los que han combinado esfuerzos estáticos sostenidos con esfuerzos cíclicos. Seed y Chan (1986) encontraron que en la medida en que se incrementa la magnitud del esfuerzo estático sostenido, a igual magnitud del esfuerzo cíclico, se reduce de manera significativa el número de ciclos necesarios para generar la falla. Andersen (1975) encontró que el nivel de esfuerzos efectivos controla el comportamiento de las arcillas solicitadas cíclicamente y puede estar relacionado con la generación de presión de poros, con el desarrollo de deformaciones cíclicas y con el número de ciclos necesario para llegar a la falla.

El principal objetivo de esta investigación fue estudiar la influencia que tiene la combinación de esfuerzos tangenciales estáticos y dinámicos en el comportamiento de un suelo cohesivo, cuando es solicitado dinámicamente bajo una estructura que sobre el se apoya y en el que la distribución de esfuerzos es muy compleja. El objetivo conlleva a idealizaciones como la indicada en la Figura Nº 1, en la que se observa que algunas condiciones de esfuerzos pueden ser simuladas en el laboratorio mediante pruebas de corte simple cíclico y otras mediante pruebas triaxiales cíclicas, en unos casos de compresión y en otros de extensión.

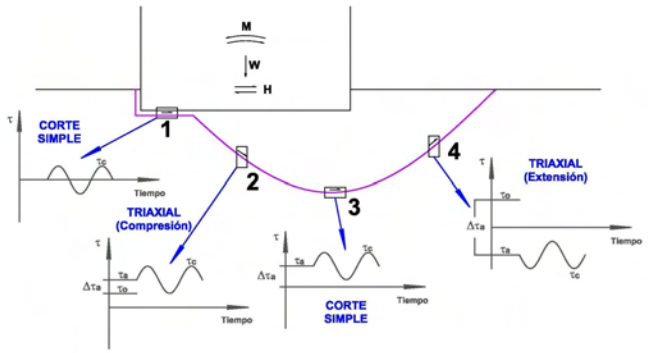


Figura Nº 1. Idealización de la condición de esfuerzos.

Solamente se investigó la influencia, en la evaluación de parámetros dinámicos, de la combinación de los esfuerzos indicados con los números 1 y 3 en la Figura Nº 1, por ser las condiciones que se idealizan mediante la prueba de corte simple cíclico. En particular, se estudia el comportamiento de un suelo cohesivo cuando es solicitado a las combinaciones de esfuerzos indicadas, con puntos, en la Figura Nº 2. La escala vertical corresponde al esfuerzo tangencial cíclico ($\Delta\tau_c$) normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical de consolidación de campo (σ'_{ov}) y la escala horizontal se corresponde con el esfuerzo tangencial estático (τ_o) normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical de consolidación de campo (σ'_{ov}).

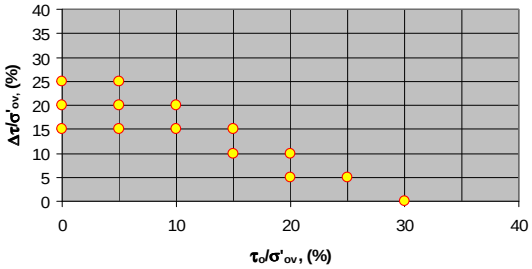


Figura Nº 2. Combinación de esfuerzos aplicados durante la ejecución de los ensayos.

En la Figura Nº 2 los puntos ubicados sobre el eje vertical y el origen de la escala horizontal corresponden a los estados de esfuerzos indicados con el Nº 1 en la Figura Nº 1; es decir, son casos en los que previamente a la solicitación dinámica (+/- $\Delta\tau_c$) el esfuerzo tangencial estático (τ_o) es nulo. El resto de puntos corresponde a los estados de esfuerzos indicados con el Nº 3 en la Figura Nº 1; es decir, a las posibles combinaciones de esfuerzos tangenciales estáticos (τ_o) que sumados con los esfuerzos cíclicos (+/- $\Delta\tau_c$) sean menores o iguales a la resistencia al corte estática evaluada mediante pruebas de corte simple monotónico. En la Figura Nº 2 la resistencia al corte estática se ubica sobre el eje horizontal en el punto correspondiente a $\tau_o/\sigma'_{ov} \approx 0{,}3$ (30%).

2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se realizaron, en el Laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP de la Universidad Politécnica de Madrid, con muestras provenientes del subsuelo del Puerto de Barcelona - España, en particular con las obtenidas de dos sondeos ejecutados sobre los cajones del muelle del PRAT, Figura Nº 3.

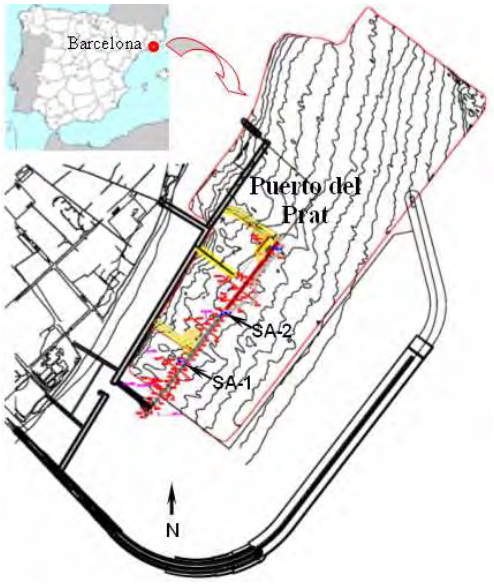


Figura Nº 3. Ubicación de los sondeos.

Además de determinar las propiedades índice de todas las muestra, se realizaron ensayos de corte simple monotónico y cíclico que permitieron evaluar la influencia de la combinación de esfuerzos tangenciales estáticos y cíclicos en: a) la evaluación del rango de variación del módulo de rigidez al cortante, b) la evaluación del rango de variación del amortiguamiento, c) el desarrollo de deformaciones tangenciales cíclicas, d) el desarrollo de deformaciones tangenciales permanentes, e) la relación entre las deformaciones tangenciales permanentes y cíclicas y f) la reducción de los esfuerzos efectivos axiales causada por la solicitación cíclica; en otras palabras, en la generación de presiones de poros.

2.1. Manejo de las muestras

A fin de alterar lo menos posible el estado natural de las muestras, durante la ejecución de todos los ensayos se fijó particular importancia en el cuidado tenido con éstas. A continuación se describe de manera somera el procedimiento seguido, el cual se ilustra mediante la secuencia de la Figura Nº 4.

a) Almacenamiento en cámara húmeda que se mantiene de manera automatizada a temperatura constante de 20º centígrados y a humedad constante igual al 95%. b) A pesar de que usualmente se utilizan extractores comerciales para sacar las muestras de los tubos “Shelby”, en este caso en particular, no se hizo uso de este tipo de equipo, por considerar que, aunque común, es una práctica rechazable debido a que la presión que se aplica durante el proceso de extracción, comprime las muestras de manera significativa y en consecuencia las altera; a fin de evitar la alteración causada por el proceso tradicional de extracción de las muestras de los tubos “Shelby”, se hizo uso de un corta-tubo y una prensa de tubería; lo cual permite cortar las muestras de la altura necesaria, dependiendo del tipo de prueba que se tenga proyectado realizar. c) Se coloca el tubo “Shelby” sobre la prensa de tubería, se asegura con la cadena para evitar que gire y se coloca el corta-tubo a una distancia del borde del tubo un poco mayor que la altura prefijada de la muestra. d) Se gira el corta-tubo el número de veces necesario para que por hendidura, que se profundiza, se termine cortando el tubo sin causarle alteración a la muestra. f) Se tapa el tramo de tubería sobrante, se sella, para evitar la pérdida de agua, y nuevamente se lleva a la cámara húmeda.

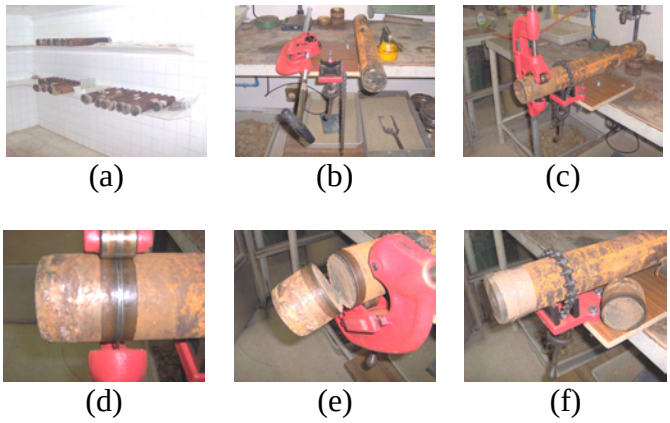


Figura Nº 4. Detalle del proceso de manipulación de las muestras.

2.2. Pruebas índice

Con todas y cada una de las muestras se realizaron las pruebas relacionadas a continuación: a) humedad natural, b) límites de Atterberg, c) porcentaje finos, d) gravedad específica, e) peso volumétrico, f) gradación por sedimentación y g) evaluación del contenido mineralógico.

2.3. Corte simple

La investigación se orientó a la determinación de la influencia de la combinación de esfuerzos tangenciales estáticos y cíclicos en: a) la evaluación del rango de variación del módulo de rigidez al cortante, b) el desarrollo de deformaciones tangenciales tanto cíclicas como permanentes y c) la reducción de los esfuerzos efectivos axiales causada por la solicitación cíclica, en otras palabras, en la generación de presiones de poros.

3. DESCRIPCIÓN DEL SUELO

El depósito del que se extrajeron las muestras utilizadas durante la etapa experimental de esta investigación, se ubica cerca de la desembocadura del río Llobregat en el mar Mediterráneo. El depósito hace parte del delta del Llobregat, Figura Nº 5, cuyo origen es aluvial del Cuaternario reciente y más exactamente de la época Holocénica.



Figura, Nº 5. Ubicación geográfica del delta del Llobregat en el Nor-Oriente de España.

En general, el delta está constituido por intercalaciones de arcillas, limos, limos arenosos y arenas finas que sobreyacen a un estrato de gravas y arenas cuyo espesor varía entre 5 y 10 metros. Según Alonso et al. (2007), de arriba hacia abajo, se trata de cuatro estratos claramente diferenciables:

- Estrato1. Limos y arcillas de color variable entre marrón y gris, con tonalidades oscuras cuando se incrementa el contenido de materia orgánica. En la parte superior del estrato se encuentran intercalaciones de arenas y limos arenosos. El espesor de este estrato es cercano a los 50 metros.
- Estrato 2. Gravas y arenas con alguna presencia de limos. El espesor de este estrato es de más o menos 7 metros.
- Estrato 3. Arcillas con propiedades similares a las del estrato 1 pero con mayor densidad. El máximo espesor de este estrato es de 14 metros.
- Estrato 4. Gravas y arenas con Inter-estratificaciones de arcilla. Su espesor supera los 40 metros.

El aspecto visual del depósito estudiado es el mostrado en la fotografía y en la imagen de rayos x (tomada en el NGI de Noruega) de la Figura Nº 6. Como se puede observar, se trata de un ambiente sedimentario constituido por pequeñas intercalaciones de suelos finos; lo cual, impide definir con claridad horizontes estratigráficos dentro de la zona estudiada.

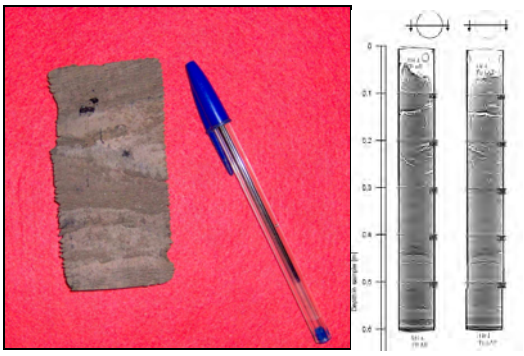


Figura Nº 6 Aspecto visual de las muestras.

Las muestras ensayadas en esta investigación estaban ubicadas entre 30 y 52 metros de profundidad respecto el nivel medio del mar. En el sector, el fondo del mar se a ubica a 29 metros de profundidad. Entre 30 y 52 metros de profundidad el depósito está constituido por intercalaciones muy delgadas de limos arcillosos o arcillas limosas de consistencia media a blanda, eventualmente algo orgánico; color variable entre café oscuro y gris; algunas intercalaciones de arena fina, con espesores variables entre 5 y 10 centímetros. El ambiente es micáceo.

4. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

El equipo que se utilizó, Figura Nº 7, para conocer el comportamiento dinámico de los suelos arcillosos de una zona del Puerto de Barcelona, fue fabricado por la Compañía “Wykeham Farrance” de Inglaterra.



Figura Nº 7. Equipo de corte simple cíclico.

Mecánicamente el equipo está constituido por un chasis robusto que, revestido con lámina, forma un mueble metálico en el que se aloja el

equipo de captura de datos y acondicionamiento de señal; un tanque de reserva de aire y un computador encargado de la simulación, el control y la captura de datos. Sobre el mueble metálico y en el interior de éste se encuentran adosados los soportes donde se acoplan los sistemas de aplicación de carga vertical y horizontal, los cuales son de acción neumática. Los sistemas de aplicación de carga horizontal y vertical están constituidos, cada uno, por un actuador y una servo-válvula encargada de bidireccionar el émbolo del actuador durante la aplicación de cargas dinámicas. En los sistemas de aplicación de carga vertical y horizontal están restringidos los movimientos en las direcciones normales a la dirección de la acción de la carga, mediante diferentes mecanismos. En el caso de la carga axial, el cilindro hueco que apoya sobre la cabeza de la muestra tiene una guía fija adosada al mueble metálico, lo cual garantiza verticalidad y restricción de movimientos laterales. En el caso de la carga tangencial, el émbolo del actuador está rígidamente ligado a la base inferior de la muestra, la cual se apoya a través de dos patines sobre una base adosada al mueble metálico; esto garantiza horizontalidad y restricción de movimientos laterales.

Para el buen funcionamiento del equipo, éste se encuentra dotado con los elementos de simulación y control que brevemente se describen a continuación: a) Dos servo-válvulas marca Festo, con rango de funcionamiento entre 1 y 10 bares, encargadas de controlar el flujo de aire mediante un módulo electrónico que abre o cierra el paso de aire a presión a cada una de las cámaras del actuador. La servo-válvula acoplada al actuador horizontal genera la bidireccionalidad durante la ejecución de las pruebas dinámicas o garantiza la unidireccionalidad durante la ejecución de las pruebas monotónicas. La servo-válvula acoplada al actuador vertical garantiza la permanencia del esfuerzo axial durante la etapa de consolidación o durante la ejecución de pruebas de esfuerzo controlado, o mantiene la altura de la probeta durante la ejecución de las pruebas de deformación controlada. Las servo-válvulas tienen una muy alta velocidad de respuestas dentro de un rango de trabajo de cero a setenta Hz. b) Un LVDT externo con rango de funcionamiento entre 0 y 10 milímetros, encargado de registrar las deformaciones verticales en cualquier tipo de prueba y en todos los estados de éstas. c) Dos LVDT alojados en el interior de cada uno de los actuadores, de los cuales uno es el encargado de registrar las deformaciones tangenciales y el otro de verificar las deformaciones axiales registradas con el LVDT externo. d) Dos celdas de carga con rango de funcionamiento entre 0 y 5 kN, las cuales se encuentran adosadas a uno de los extremos de cada uno de los actuadores y son las encargadas de registrar las fuerzas tangencial y axial aplicadas a las muestras y por tanto, hacen parte del servo-control de bucle cerrado. e) Un panel de acondicionamiento de señal, adquisición de datos y simulación y control dotado con puerto de comunicación RS232 a 115kb/s, puerto de comunicación USB a 10 Mb/s, 12 canales de entrada digital, 8 canales de salida digital, 8 canales de entrada analógica auto calibrables, velocidad de adquisición de datos igual 5 Khz a través de 32 canales simultáneamente y “Software” para filtración de ruido.

5. PROGRAMA DE EXPERIMENTAL

Se fijó la atención en la relación de esfuerzo cíclico (+/- $\Delta\tau_c/\tau_{o\ máx.}$), que también se puede expresar en función de la relación (+/- $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$), y se programó la realización de pruebas con las combinaciones indicadas en la Figura Nº 2.

El programa ilustrado en la Figura Nº 2, a través de las parejas de combinaciones (τ_o/σ'_{ov} - $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$), correspondía a la optimización de utilización de la muestras. Lo ideal hubiese sido haber realizado igual número de pruebas para cada una las combinaciones, pero no fue posible en razón de que el número de probetas que se podía labrar dependía de la longitud de muestra recuperada, lo cual como es normal en cualquier campaña de exploración no es constante debido a que el porcentaje de recuperación no siempre es igual al 100%. Finalmente, el número de pruebas realizado, para cada una de las combinaciones, es el indicado en la Figura Nº 8.

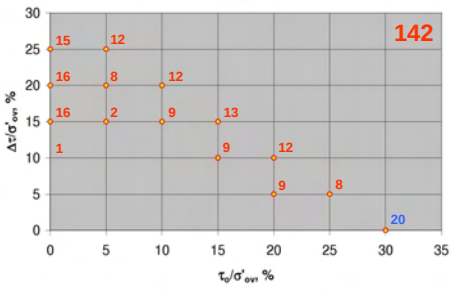


Figura Nº 8. Número de pruebas de corte simple monotónicas y cíclicas realizado.

En las Figura Nº 2 y Nº 8, (τ_o) corresponde al esfuerzo tangencial que se aplica estáticamente,

previamente a la etapa de corte simple cíclico; (σ'_{ov}) al esfuerzo de consolidación y ($+/-\Delta\tau_c$) al esfuerzo cíclico. En todas las pruebas (σ'_{ov}) corresponde al valor (σ'_{ov}) de campo. Además, cuando ($\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$) es igual a cero, ($\tau_o/\sigma'_{ov}$ = 30%) corresponde, aproximadamente, al máximo esfuerzo tangencial normalizado obtenido mediante la prueba de corte simple monotónico.

5.1. Procedimiento durante los ensayos

Debido a que la calidad de las muestras afecta de manera significativa los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio, la manipulación de éstas durante el proceso de montaje fue muy cuidadosa y siguiendo la metodología que se ilustra a través de la Figura Nº 9 (a) a (l), que se describe brevemente a continuación: a) se corta un tramo de tubo "Shelby", siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 2.1, b) se coloca el anillo porta-muestra sobre el trozo de tubo "Shelby" y se aplica de una pequeña presión para centrarlo dentro de éste, c) con una herramienta apropiada se desbasta lateralmente la muestra para que el diámetro exterior sea igual al diámetro interior del anillo porta-muestra, d) con la cabeza de carga se empuja la muestra hacia el interior del anillo, e) se enrasa la muestra y se pesa para evaluar la humedad inicial y el peso volumétrico inicial; f) a pesar de que no se tenía certeza de que la velocidad de propagación de onda ultrasónica pudiera ser correlacionada con el módulo de rigidez se evaluó este parámetro, pero finalmente no fue tenido en cuenta debido a la erraticidad de los resultados y a que además en todos los casos no fue posible obtener el tiempo de propagación de la onda; g) después de medir el tiempo de propagación de onda ultrasónica, se coloca el anillo porta-muestra sobre la base alojada en el patín del equipo de corte simple cíclico, previa colocación de una interfase constituida por papel filtro, h) con ayuda de una herramienta apropiada se retira el molde porta-muestra, i) se coloca la membrana de latex, j) se colocan el "Oring de la base, el ajustador del "Oring" inferior, los anillos de confinamiento y los "Oring" de la cabeza de carga y k) finalmente, se coloca la guía de la cabeza de carga, se ajustan los tormillos, se posiciona el LVDT exterior y en estas condiciones se termina el montaje de la muestra y se procede con la iniciación de la prueba. La Figura Nº 9 (l) muestra una probeta después de haber sido sometida a una prueba de corte simple cíclico; se puede apreciar la deformación angular sufrida.

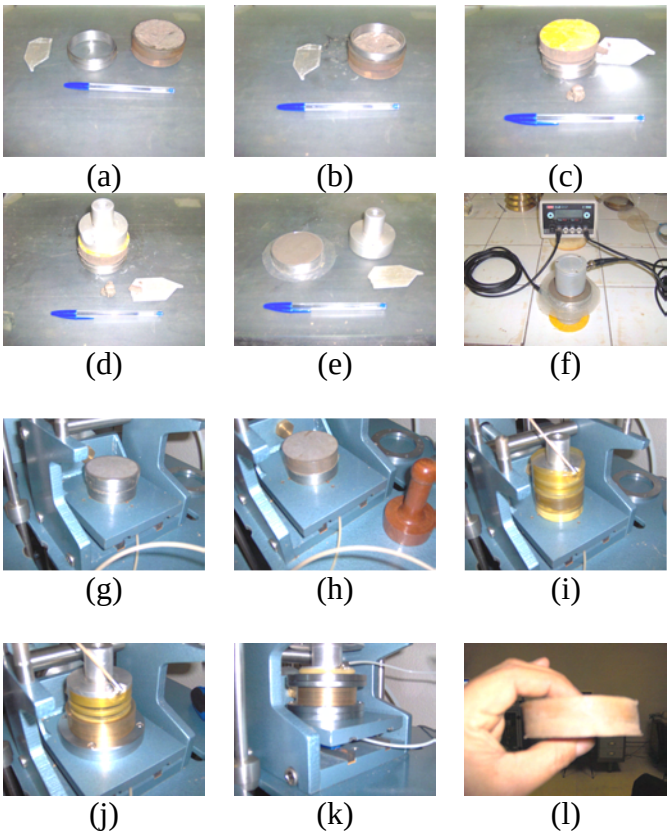


Figura Nº 9 (a) a (l). Detalles de la secuencia seguida durante el proceso de montaje de las muestras.

5.2. Condiciones generales de los ensayos

A fin de erradicar factores que pudieran tener influencia adicional a la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos, en el comportamiento del suelo estudiado, se fijaron para todos los ensayos las condiciones fijas relacionadas a continuación:

- Muestras inalteradas.
- Probetas de 7 centímetros de diámetro y 1.91 centímetros de altura.
- Esfuerzo de consolidación igual al esfuerzo efectivo vertical "In situ" (σ'_{ov}). Debido a que las muestras ensayadas fueron extraídas mediante sondeos realizados sobre los cajones del muelle del PRAT, el esfuerzo efectivo de consolidación, aplicado sobre las muestras, se estimó mediante la expresión [1].

$$\sigma'_{ov} = \sigma'_{ovz} + \Delta\sigma'_{z} \qquad [1]$$

Donde σ'_{ovz} es el esfuerzo efectivo "in situ" por peso propio del suelo, $\Delta\sigma'_{z}$ el incremento de esfuerzo efectivo por acción de los cajones y z la profundidad de la muestra

- Condiciones no drenadas y evaluación de la presión de poros generada. De acuerdo con el criterio de Bjerrum y Landva (1966), las pruebas de corte simple a volumen constante son equivalentes a pruebas no drenadas y el cambio en el esfuerzo vertical aplicado sobre la muestra, es equivalente al cambio en la presión de poros que se generaría dentro de una muestra sometida a corte simple con drenaje restringido y esfuerzo axial constante. Esto fue verificado por Bjerrum mediante una prueba realmente no drenada en la que midió la presión generada en la base de la probeta.
- Finalización del ensayo para deformaciones permanentes (γ_p) iguales al 15%, o deformaciones cíclicas (γ_c) iguales al 15%, o número de ciclos (N) igual a 1300, o presión de poros evaluada igual al 95% del esfuerzo de consolidación.
- Esfuerzo controlado durante la etapa cíclica.
- Onda sinusoidal con amplitud igual al esfuerzo cíclico (+/- $\Delta\tau_c$) y período igual a 10 segundos.
- Deformación controlada durante la etapa monotónica. La velocidad de deformación tangencial fue igual 0.015 milímetros por minuto o igual al 4% por hora.

6. INTERPRETACION DE RESULTADOS

La evaluación e interpretación de la información se hace a partir de los resultados obtenidos mediante ensayos de clasificación y pruebas de corte simple tanto monotónicas como cíclicas. Todos los ensayos se realizaron con muestras de un depósito cohesivo blando, extraídas del subsuelo de una zona, en particular, del Puerto de Barcelona.

6.1. Propiedades índice

Las propiedades índice evaluadas a partir de 154 determinaciones de densidad natural, humedad natural y contenido de finos; 14 hidrometrías; 39 límites de consistencia y 36 gravedades específicas, son las indicadas en las tablas Nº 1 y Nº 2.

Tabla Nº 1. Resumen de las propiedades índice.

Densidad natural Gr/cm^3	Humedad natural %	Contenido de finos %	Diámetro <2μ %
1.78 a 2.13	15 a 44	86 a 100	14 a 41

Tabla Nº 2. Resumen de las propiedades índice

Límite líquido %	Limite plástico %	Índice de plasticidad %	Gravedad Específica
24 a 45	16 a 25	6 a 24	2.71 a 2.80

El contenido mineralógico evaluado mediante 13 determinaciones, por el método de difracción de rayos x, es el indicado en la Tabla Nº 3.

Tabla Nº 3. Resumen del contenido mineralógico

Calcita %	Cuarzo %	Clorita %	Albita %	Moscovita %
42	26 a 36	11 a 16	7 a 11	4 a 6

Con la información obtenida a partir de los ensayos de identificación y clasificación se efectúa el siguiente análisis: a) el depósito estudiado es heterogéneo, laminado y constituido por intercalaciones de pequeño espesor; b) la humedad natural, en general, se ubica entre el límite líquido y el límite plástico sin preferencia de acercamiento hacia uno de éstos, salvo casos aislados. Su ubicación es relativamente centrada lo cual es típico de depósitos con un pequeño grado de preconsolidación; c) a partir de la ubicación de los límites de consistencia en la carta de plasticidad, Figura Nº 10, el depósito se puede considerar que está constituido por arcillas limosas de baja plasticidad y d) la densidad natural, la humedad natural y el porcentaje de finos respecto a la profundidad no tienen unas claras tendencias de variación, dado que sus distribuciones son muy erráticas. No obstante, sus valores se ubican dentro de rangos muy estrechos.

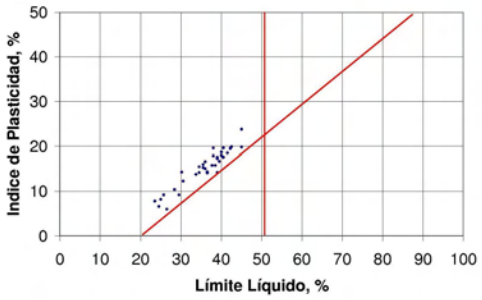


Figura Nº 10. Ubicación de los límites de consistencia en la carta de plasticidad.

6.2. Ensayos de corte simple

6.2.1. Corte simple monotónico

El comportamiento típico observado en todas las muestras ensayadas (20) es el indicado en la Figura Nº 11. La resistencia al corte no drenada máxima se desarrolla para deformaciones angulares muy grandes, variables entre el 12 y el

22%. El comportamiento esfuerzo-deformación es típicamente plástico. La presión de poro generada durante la etapa de falla, en todos los casos, fue positiva, lo cual indica un comportamiento contractivo que pone en evidencia la presencia de un depósito normalmente consolidado o con bajo grado de preconsolidación.

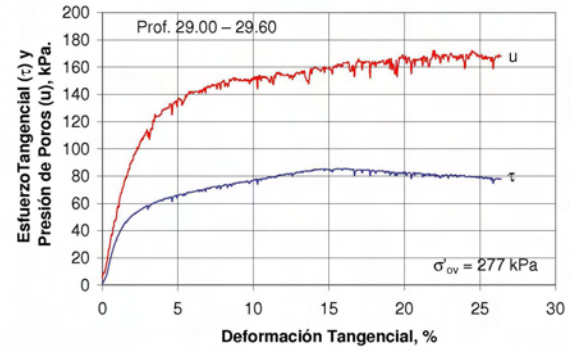


Figura Nº 11. Comportamiento esfuerzo y presión de poros – deformación.

Es usual evaluar, de manera aproximada, el máximo esfuerzo tangencial desarrollado por los suelos blandos mediante expresión [2]

$$\tau_{m,máx.} = T \cdot \sigma_{ov} \qquad [2]$$

Donde τ_m es la resistencia al corte no drenada en ensayo monotónico, T una constante adimensional y σ'_{ov} el esfuerzo efectivo vertical "in situ"

Para el caso del suelo cohesivo estudiado el esfuerzo máximo se desarrolla para deformaciones muy grandes, lo cual podría ser inadmisible para algún tipo de estructura apoyada sobre éste. Por esta razón, se propone completar la expresión [2] con la [3]. En la expresión [2] se reemplaza la constante (T) por una variable en función de la deformación angular y se obtiene la expresión [3] que tiene en cuenta la variación de la resistencia desarrollada en función de la deformación angular y el esfuerzo efectivo vertical "in situ".

$$\tau_m = [0.07 \cdot \ln(\gamma_m) + 0.44] \cdot \sigma'_{ov} \qquad [3]$$

Donde τ_m es la resistencia monotónica desarrollada, γ_m la deformación angular monotónica y σ'_{ov} el esfuerzo efectivo vertical "in situ".

En la Figura Nº 12 se observa que a la constante (T), igual a 0.3, utilizada en la expresión [2] para estimar la resistencia de estos suelos arcillosos le corresponde una deformación igual al 15%, lo cual podría ser inadmisible. Para otros valores de la deformación angular que se producen, resultan las magnitudes de T que se aprecian en la Figura Nº 12.

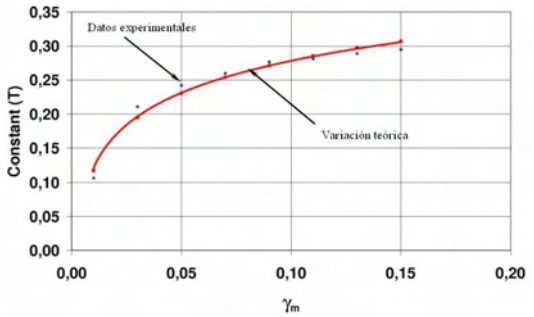


Figura Nº 12. Datos experimentales y variación teórica propuesta para obtener (T) en función de la deformación angular.

La expresión [3], al igual que la Figura Nº 12, puede ser útil si es incorporada en los códigos de simulación numérica que estén habilitados para tener en cuenta la variación de la resistencia al corte desarrollada por el suelo, en función de la deformación angular.

Para la obtención de los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos se propone la utilización de las expresiones [4] y [5]. Estas expresiones permiten, de manera aproximada, obtener los parámetros de resistencia en función de la deformación angular.

Las expresiones [4] y [5] también pueden ser útiles si son programadas e incorporadas en los códigos de simulación numérica que siempre solicitan dentro de los datos de entrada los parámetros de resistencia como un valor fijo y nunca dependientes de la deformación angular.
Las expresiones sugeridas son las siguientes:

$\phi' = 6 \cdot \ln(\gamma_m) + 36$, válida para $\gamma_m > 0.003$ [4]

$c' = 9 \cdot \ln(\gamma_m) + 40$, válida para $\gamma_m > 0.015$ [5]

Donde ϕ' es el ángulo de fricción interna, c' la cohesión aparente y γ_m la deformación angular monotónica.

Las Figuras Nº 13 y Nº 14 contienen las gráficas que permiten observar las tendencias de variación del ángulo de fricción interna y la cohesión aparente evaluadas a partir de 20 ensayos de corte simple monotónico y corresponden a las expresiones [4] y [5], respectivamente. En las Figuras Nº 13 y Nº 14 se observa que tanto el ángulo de fricción interna como la cohesión

aparente desarrollada se incrementan en la medida en que se incrementa la deformación angular. Corresponden los valores experimentales más altos a deformaciones angulares mayores al 15%.También se observa en las Figuras Nº 13 y Nº 14 que para deformaciones aceptables, del orden del 3%, los parámetros de resistencia son bastante más bajos que los evaluados para los máximos esfuerzos tangenciales registrados en los ensayos de laboratorio. Esto debido a que los máximos esfuerzos tangenciales corresponden a grandes deformaciones angulares.

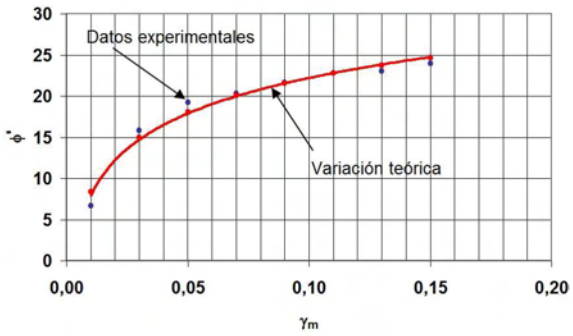


Figura Nº 13. Tendencia de variación del ángulo de fricción interna, en función de la deformación angular.

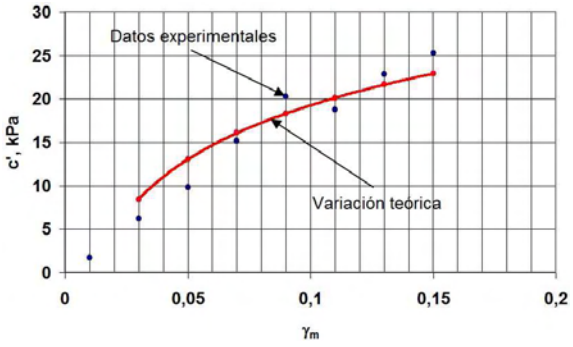


Figura Nº 14. Tendencia de variación de la cohesión aparente, en función de la deformación angular.

En la Figura Nº 15 se presenta la tendencia de variación del esfuerzo efectivo vertical registrado en cualquier momento del ensayo, normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical “In situ”. Se observa que la reducción máxima registrada en el esfuerzo efectivo es del orden del 50%; en otras palabras, la presión de poros generada siempre fue positiva y como máximo igual al 50% del esfuerzo efectivo vertical “in situ”. A partir de los resultados experimentales y de la tendencia de variación teórica de la Figura Nº 15 se confirma que el comportamiento del depósito estudiado, cuando es solicitado al esfuerzo cortante, es contractivo y típico de los suelos cohesivos de consistencia blanda.

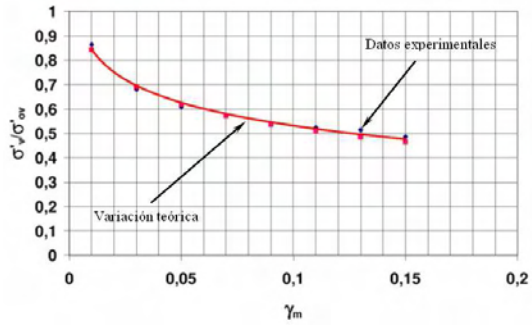


Figura Nº 15. Tendencia de variación del esfuerzo vertical normalizado, en función de la deformación angular.

A la variación teórica incluida en la Figura Nº 15 le corresponde la expresión [6], también útil para la incorporación en los códigos de simulación numérica para evaluar, en función de la deformación angular, la variación de la presión de poros generada por una solicitación al esfuerzo cortante monotónico.

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = -0.14 \cdot \ln(\gamma_m) + 0.2$$, válida para $\gamma_m > 0.003$ [6]

Donde σ'_v es el esfuerzo vertical durante la ejecución de los ensayos, σ'_{ov} el esfuerzo efectivo vertical “in situ” y γ_m la deformación angular.

6.2.2. Corte simple cíclico

La evaluación e interpretación de los resultados obtenidos mediante los ensayos de corte simple cíclico, se hace desde los puntos de vista cualitativo y cuantitativo. La interpretación cualitativa permite de una manera intuitiva conocer la influencia que tiene la combinación de esfuerzos tangenciales monotónicos y cíclicos en el comportamiento dinámico de un suelo cohesivo blando. La interpretación cuantitativa se orienta hacia la propuesta de una metodología que permite, de manera sencilla, intuir si un depósito cohesivo blando tiene riesgo de ser afectado por “falla súbita”; la “falla súbita” de un suelo cohesivo podría ser considerada como un fenómeno similar al que afecta a las arenas “sueltas” cuando son solicitadas dinámicamente, o se corresponden con una pérdida de su resistencia al corte; no se hará uso del término “licuefacción” por estar éste reservado en la literatura al fenómeno mediante el cual las arenas “sueltas”, solicitadas dinámicamente, experimentan pérdida total de la resistencia al esfuerzo cortante, como

consecuencia del incremento súbito de la presión de poros y la anulación del esfuerzo efectivo vertical.

Para la evaluación de los resultados de los ensayos de laboratorio es necesario, a partir de la Figura Nº 16, darle claridad a los términos módulo de rigidez (G), amortiguamiento (ζ), deformación angular cíclica (γ_c) y deformación angular permanente (γ_p). En adelante estos términos serán utilizados frecuentemente.

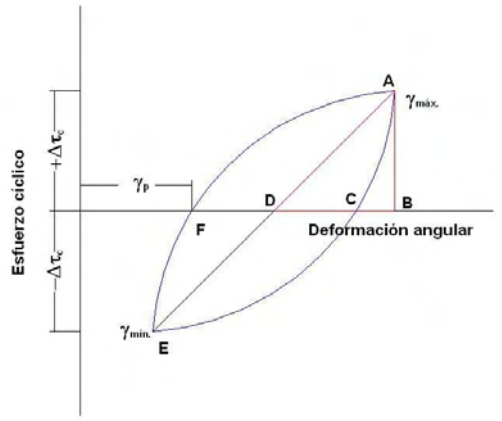


Figura Nº 16. Definición de términos.

- γ_p, deformación angular acumulada o permanente. Distancia desde el origen del plano coordenado y la deformación registrada al finalizar cada uno de los ciclos (punto F).
- γ_c, deformación angular cíclica igual a: $(\gamma_{máx.} - \gamma_{mín.})/2$
- $\Delta\tau_c$, esfuerzo tangencial cíclico
- G, módulo de rigidez al cortante igual a: la pendiente de la línea DA
- ζ, amortiguamiento igual a: (área del lazo ACEFA)/(4π·área del triángulo ABD)

Además, se definen los siguientes términos:

- τ_o, esfuerzo tangencial monotónico
- τ_c, esfuerzo tangencial cíclico
- σ'_{ov}, esfuerzo efectivo vertical "in situ"
- σ'_v, esfuerzo efectivo vertical durante la ejecución de los ensayos

En la literatura relacionada con el comportamiento dinámico de los suelos normalmente se hace referencia a la deformación cíclica, definida anteriormente, y a la deformación promedio (punto D en la Figura Nº 16). En esta investigación en lugar de hacer referencia a la deformación promedio, se enfatiza en la deformación permanente, por considerar que ésta tiene sentido físico.

Inicialmente, mediante las gráficas correspondientes, se hace la evaluación cualitativa de la influencia de la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos en el comportamiento esfuerzo – deformación y en la variación, en función del número de ciclos, del módulo de rigidez, del amortiguamiento y la presión de poros.

Después, se presenta la evaluación cuantitativa de la variación, en función de las deformaciones cíclicas y del número de ciclos, del módulo de rigidez al cortante, del esfuerzo efectivo vertical y la generación de presión de poros.

Finalmente, se correlacionan las deformaciones permanentes con las cíclicas.

6.2.2.1. Evaluación cualitativa

El análisis cualitativo de los resultados se realiza a partir de la información incluida en las Figuras Nº 17 a 20, y centrando la atención en el comportamiento esfuerzo - deformación, módulo de rigidez - numero de ciclos, amortiguamiento - número de ciclos y esfuerzo efectivo normalizado - número de ciclos, y en el efecto de los esfuerzos tangenciales monotónicos (τ_o) aplicados previamente a la solicitación cíclica ($+/- \Delta\tau_c$). El análisis se realiza comparando el comportamiento de las muestras que cumplen las siguientes condiciones:

- Igual esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado y diferente esfuerzo cíclico normalizado.
- Igual esfuerzo cíclico normalizado y diferente esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado.
- Igual sumatoria del esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado (τ_o/σ'_{ov}) más incremento del esfuerzo cíclico normalizado ($\Delta\tau_c/\sigma'ov$). En particular, para los casos en que la sumatoria es igual a 25% y 30%. En las Figuras Nº 17 a 20 la sumatoria igual a 30 también le corresponde, aproximadamente, a las pruebas monotónicas en las que, $\tau_o/\sigma'_{ov} = \tau_{m,máx}/\sigma'_{ov} \approx 30\%$ y $\Delta\tau_c = 0$.

A partir de la información incluida en la Figura Nº 17, relacionada con el comportamiento esfuerzo – deformación, se deducen las siguientes consideraciones:

- A igual τ_o/σ'_{ov} y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ las deformaciones cíclicas (γ_c) y las deformaciones permanentes (γ_p) se incrementan en la medida en que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.

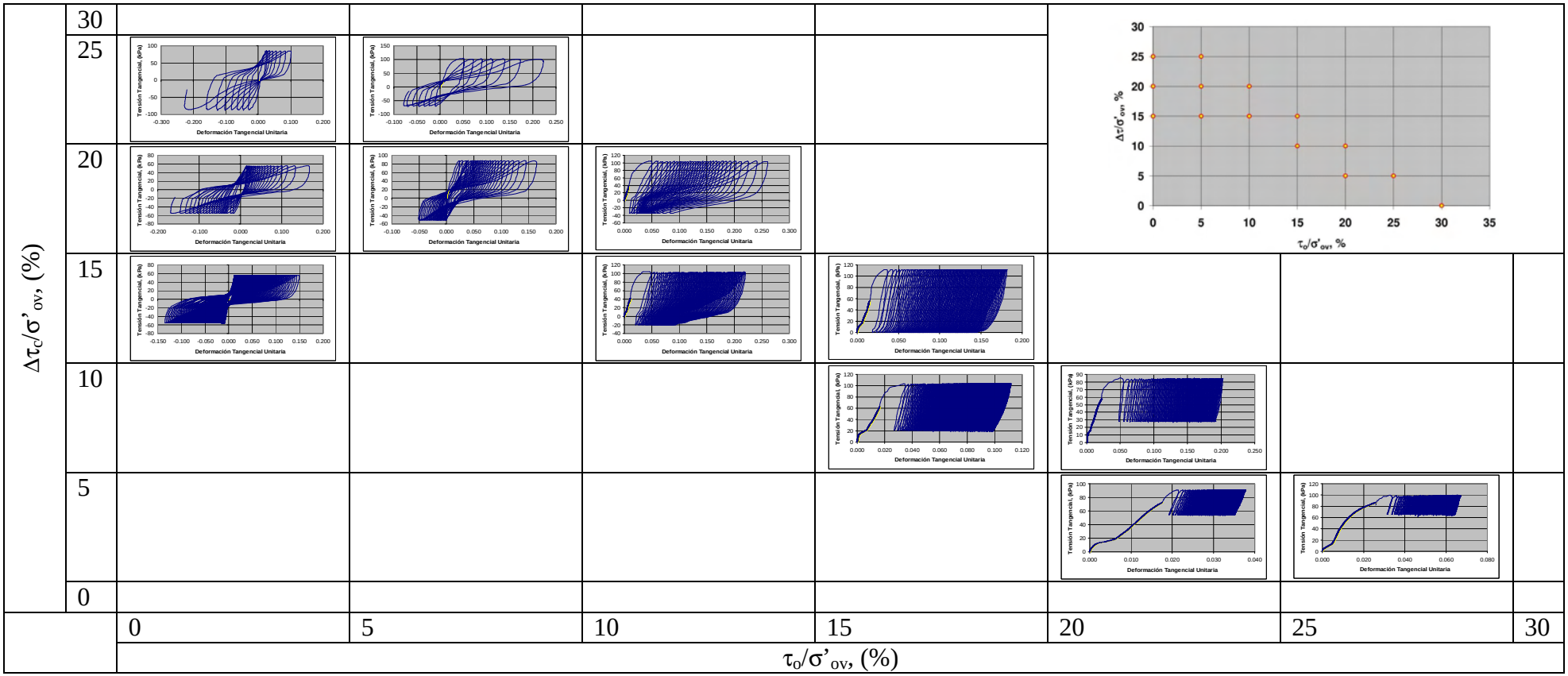


Figura Nº 17. Comparación del comportamiento típico esfuerzo - deformación para diferentes combinaciones de esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado y diferente esfuerzo cíclico normalizado. En todas las gráficas esfuerzo – deformación incluidas en esta figura a escala reducida, el eje de las ordenadas corresponde al esfuerzo cíclico y el eje de las abscisas a la deformación tangencial unitaria.

Nota: En esta figura, al igual que en las figuras Nº 18, Nº 19 y Nº 20, el lector no debe forzarse tratando de leer los valores incluidos en las gráficas a escala reducida, debido a que el interés práctico de estas figuras es de tipo cualitativo, el cual es complementado con la interpretación cuantitativa incluida en el apartado 6.2.2.2.

- A igual τ_o/σ'_{ov} y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ los lazos de los ciclos tienen geometrías similares formadas por "eses" y "eses invertidas", para valores de τ_o/σ'_{ov} menores e iguales al 10%, y por una curva cóncava y otra convexa, para valores de τ_o/σ'_{ov} mayores e iguales al 10%.
- A iguales τ_o/σ'_{ov} y γ_c, y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el número de ciclos disminuye en la medida en que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.
- A igual $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y diferente $\tau_o/\sigma'_{\alpha v}$ los lazos de los ciclos cambian gradualmente su geometría formada por "eses" y "eses invertidas", para valores de τ_o/σ'_{ov} menores e iguales al 10%, a una geometría formada por una curva cóncava y otra convexa, para valores de τ_o/σ'_{ov} mayores e iguales al 10%.
- A igual $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y diferente $\tau_o/\sigma'_{\alpha v}$ se rompe la simetría de los lazos respecto al origen del eje vertical; lo anterior ocurre en la medida en que se incrementa τ_o/σ'_{ov}.
- A igual $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y diferente $\tau_o/\sigma'_{\alpha v}$ se modifica la relación entre las deformaciones cíclicas y las deformaciones permanentes; lo anterior ocurre en la medida en que se incrementa τ_o/σ'_{ov}.
- Cuando $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$, las deformaciones cíclicas y las deformaciones permanentes son de magnitudes comparables, siendo menores las deformaciones permanentes.
- Parecer ser que la aplicación de pequeños esfuerzos tangenciales ($\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%$) restringen, de alguna manera, la generación de deformaciones permanentes y por tanto, las deformaciones cíclicas que se desarrollan son bastante mayores que las deformaciones permanentes.
- Cuando $\tau_o/\sigma'_{ov} = 10\%$, nuevamente, las deformaciones cíclicas y las deformaciones permanentes son de magnitudes comparables, pero tienden a ser mayores las deformaciones permanentes. Además, el esfuerzo monotónico inicial define, en los elementos del suelo, una dirección preferencial de generación de deformaciones permanentes. Según la evidencia experimental, existe un valor umbral de τ_o/σ'_{ov} entre el 10% y el 15% para el cual, las deformaciones cíclicas empiezan a ser muy pequeñas en comparación con las deformaciones permanentes.
- A igual sumatoria de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} + \tau_o/\sigma'_{ov.}$ y con diferentes valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov}, las deformaciones cíclicas tienden a disminuir y las deformaciones permanentes tienden a aumentar en la medida en que se incrementa τ_o/σ'_{ov}. Igualmente, las deformaciones permanentes tienden a disminuir en la medida en que τ_o/σ'_{ov} aumenta y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ disminuye.
- La evidencia experimental, al menos con el suelo en particular estudiado, indica que a igual sumatoria de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} + \tau_o/\sigma'_{ov.}$ y con diferentes combinaciones de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov}, el comportamiento esfuerzo - deformación cambia radicalmente. Si se compara la combinación $((\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%) + (\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 25\%) = 30\%)$ con la combinación $((\tau_o/\sigma'_{ov} = 25\%) + (\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%) = 30\%)$; en el primer caso, se requieren 7 ciclos para que el suelo experimente grandes deformaciones y por tanto "falla súbita"; en el segundo caso, después de 1300 ciclos la deformación es, apenas, igual al 6.5%.

A partir de la información incluida en la Figura Nº 18, relacionada con el módulo de rigidez, se hace el siguiente análisis:

- A igual τ_o/σ'_{ov} y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el módulo de rigidez al cortante se degrada rápidamente en la medida en que aumenta el número de ciclos, salvo en los casos en los que $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$. La degradación del modulo de rigidez, ciclo a ciclo, se reduce en la medida en que se incrementa el número de ciclos e incluso llega ser nula. En los casos en los que $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$ el módulo de rigidez se torna, prácticamente, independiente del número de ciclos.
- Entre $\tau_o/\sigma'_{ov} = 10\%$ y $\tau_o/\sigma'_{ov} = 15\%$, parece ser que, existe un umbral de cambio en la tendencia de variación del módulo de rigidez en función de τ_o/σ'_{ov}. Para valores de τ_o/σ'_{ov} menores o iguales al 10% la degradación del módulo de rigidez es rápida y se reduce a valores, incluso, menores de 1 MPa. Para valores de τ_o/σ'_{ov} mayores o iguales al 15% la degradación del módulo de rigidez es menos drástica y tiende a ser independiente del número de ciclos, estabilizándose en valores mayores a los del caso anterior. Como ejemplo, se compara la combinación $\tau_o/\sigma'_{ov} = 10\%$ y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$ con la combinación $\tau_o/\sigma'_{ov} = 15\%$ y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$. En el primer caso, el módulo de rigidez se reduce de 7 a 1,5 MPa en 80 ciclos. En el segundo caso, a pesar de que τ_o/σ'_{ov} es un 5% mayor, respecto al primer caso, el modulo de rigidez se reduce de 12 a 6 Mpa en 80 ciclos.

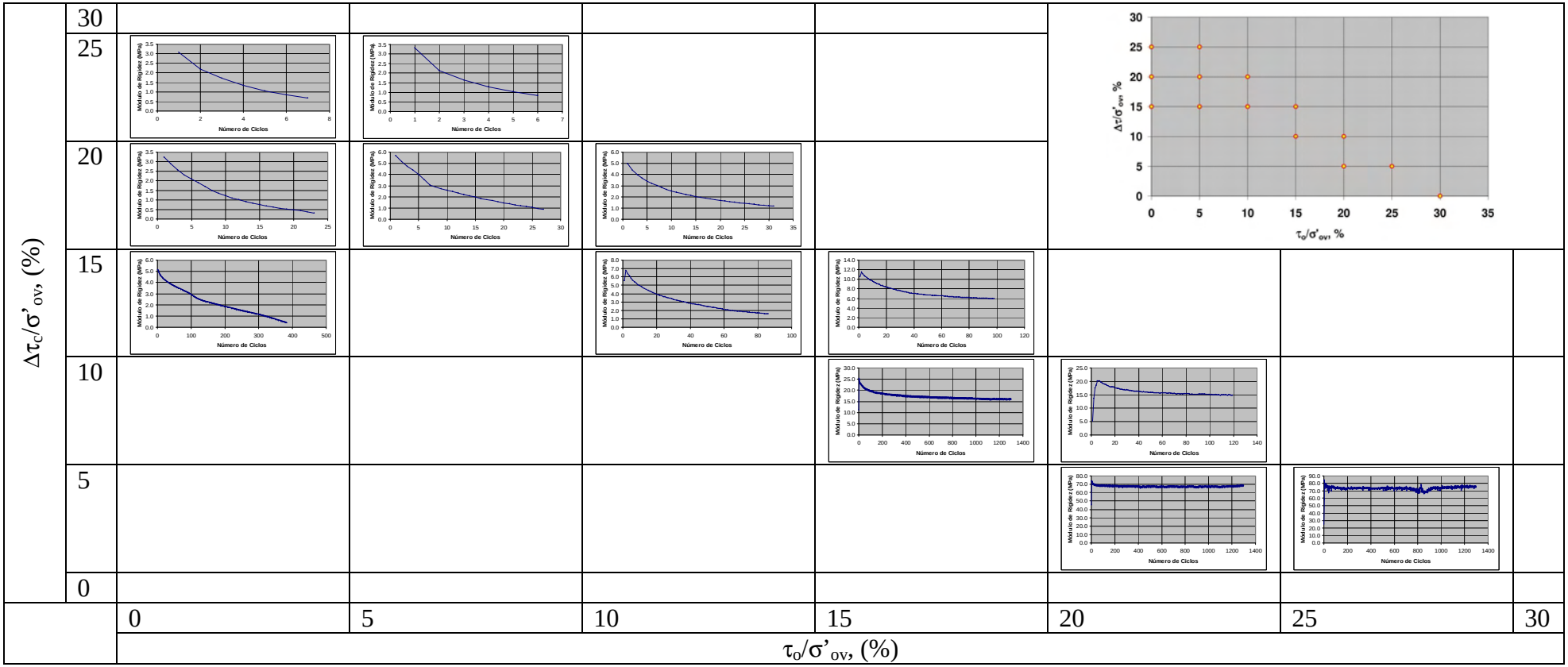


Figura Nº 18. Comparación del comportamiento típico módulo de rigidez – número de ciclos para diferentes combinaciones de esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado y diferente esfuerzo cíclico normalizado. En todas las gráficas módulo de rigidez – número de ciclos incluidas en esta figura a escala reducida, el eje de las ordenadas corresponde al módulo de rigidez y el eje de las abscisas al número de ciclos.

- A iguales τ_o/σ'_{ov} y número de ciclos (N), y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el módulo de rigidez al cortante disminuye en la medida en que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.
- A igual $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y diferente τ_o/σ'_{ov} el módulo de rigidez al cortante tiende a aumentar en la medida en que aumenta τ_o/σ'_{ov}.
- Entre $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 10% y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 5%, parece ser que también, existe un umbral de cambio en la tendencia de variación del módulo de rigidez en función de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$. Para valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 10% el módulo de rigidez se estabiliza en un valor cercano a 15 Mpa. Para valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 5% el módulo de rigidez se estabiliza en un valor cercano a 70 Mpa; lo cual, hasta cierto punto es lógico dado que $\Delta\tau_c$ es menor en el segundo caso respecto al primero. Como ejemplo en igual condición de esfuerzos τ_o/σ'_{ov} + $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 25%, se compara la combinación τ_o/σ'_{ov} = 15% y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 10% con la combinación τ_o/σ'_{ov} = 5% y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 20%; en el primer caso, el módulo de rigidez se reduce de 25 a 15 MPa en 1300 ciclos; en el segundo caso, el modulo de rigidez se torna independiente del número de ciclos y se mantiene en 70 Mpa desde el ciclo 1 hasta el ciclo 1300.
- A igual sumatoria de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ + τ_o/σ'_{av} y con diferentes de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov} el módulo de rigidez al cortante tiende a aumentar en la medida en que τ_o/σ'_{ov} aumenta y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ disminuye. La evidencia experimental, al menos con el suelo en particular estudiado, indica que a igual sumatoria de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ + $\tau_o/\sigma'_{ov.}$ y con diferentes combinaciones de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov}, la tendencia de variación del módulo de rigidez al cortante, en función del número de ciclos, cambia radicalmente. Si se compara la combinación ((τ_o/σ'_{ov} = 5%) + ($\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 25%) = 30%) con la combinación ((τ_o/σ'_{ov} = 25%) + ($\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 5%) = 30%); en el primer caso, el módulo de rigidez al cortante se reduce de 3 Mpa a 1 Mpa en 6 ciclos, el suelo experimenta grandes deformaciones y por tanto "falla súbita"; en el segundo caso, el módulo de rigidez se mantiene constante, desde el ciclo 1 hasta el ciclo 1300, en un valor cercano a 70 Mpa., y la deformación es, apenas, igual al 6,5%.

Con base en la información incluida en la Figura Nº 19, relacionada con el amortiguamiento, se hace el siguiente análisis:

- Para el suelo estudiado el amortiguamiento varía entre el 1,5% y el 25%; 1,5% cuando τ_o/σ'_{ov} = 25% y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 5% y 25% cuando τ_o/σ'_{ov} = 0 y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 25%.
- A igual τ_o/σ'_{ov} y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el amortiguamiento tiende a aumentar en la medida en que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$. Para todas las combinaciones de τ_o/σ'_{ov} y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el amortiguamiento tiende a permanecer constante y por tanto, a ser independiente del número de ciclos. En algunos casos, el amortiguamiento se reduce en los primeros ciclos pero después permanece, prácticamente, constante.
- A igual $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y diferente τ_o/σ'_{ov} el amortiguamiento tiende a disminuir en la medida en que aumenta τ_o/σ'_{ov}.
- A igual sumatoria $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ + $\tau_o/\sigma'_{ov.}$ y con diferentes $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov} el amortiguamiento tiende a disminuir en la medida en que τ_o/σ'_{ov} aumenta y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ disminuye.

A partir de la información incluida en la Figura Nº 20, relacionada con esfuerzos efectivos verticales (σ'_v), se hace el siguiente análisis:

- Independientemente de la combinación de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov}, en todos los ensayos, el esfuerzo efectivo, durante la solicitación cíclica, disminuyó en la medida que aumentó el número de ciclos; es decir, el comportamiento siempre fue contractivo. En otras palabras, la presión de poros generada por la acción dinámica, siempre, fue positiva. A igual τ_o/σ'_{ov} e igual número de ciclos (N) y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ la reducción del esfuerzo efectivo vertical es más severa en la medida en que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.
- A pesar de que en ningún caso se registraron esfuerzos efectivos verticales (σ'_v) nulos, sí se presentaron "fallas súbitas" o grandes deformaciones permanentes, incluso con esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) iguales al 30% del esfuerzo efectivo vertical "in situ" (σ'_{ov}).
- A igual $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ e igual número de ciclos (N) y diferente τ_o/σ'_{ov} la reducción del esfuerzo efectivo vertical es más severa en la medida en que se reduce τ_o/σ'_{ov}.

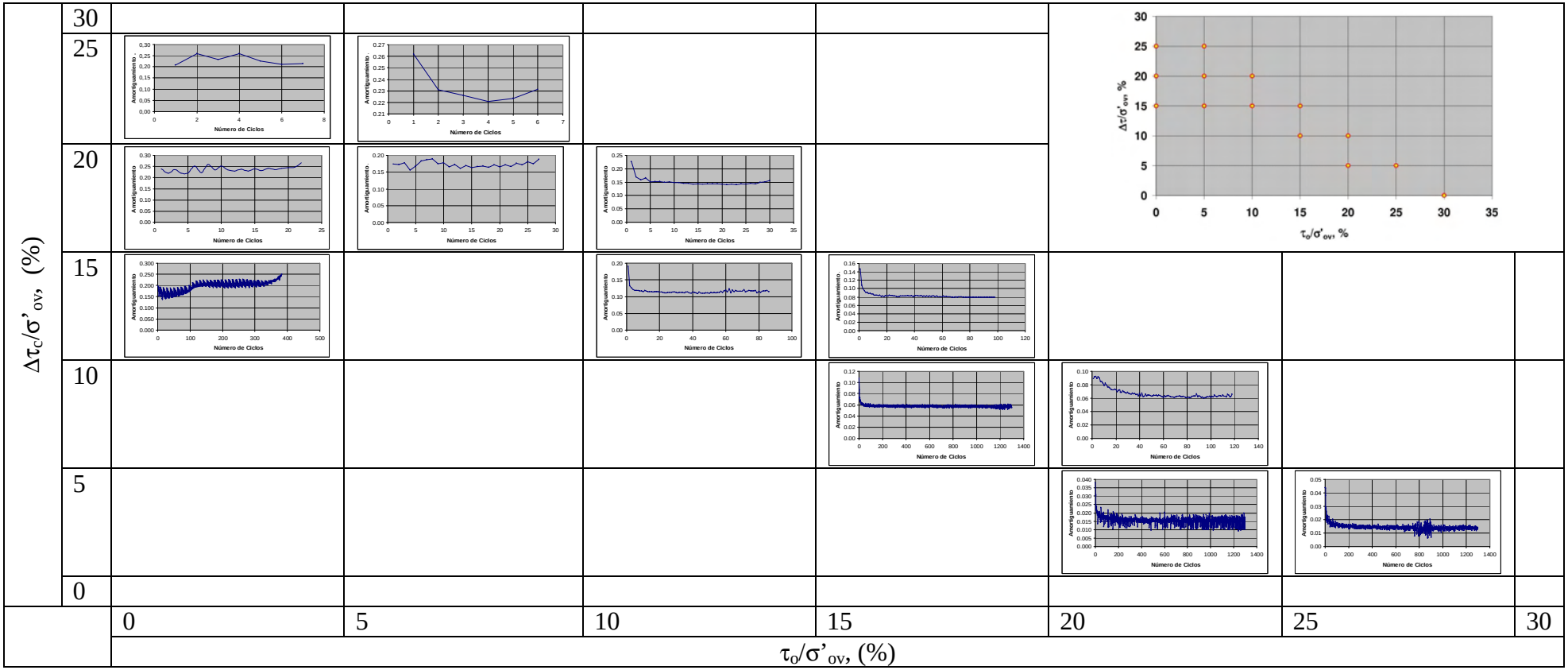


Figura Nº 19. Comparación del comportamiento típico amortiguamiento – número de ciclos, para diferentes combinaciones de esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado y diferente esfuerzo cíclico normalizado. En todas las gráficas amortiguamiento – número de ciclos incluidas en esta figura a escala reducida, el eje de las ordenadas corresponde al amortiguamiento y el eje de las abscisas al número de ciclos.

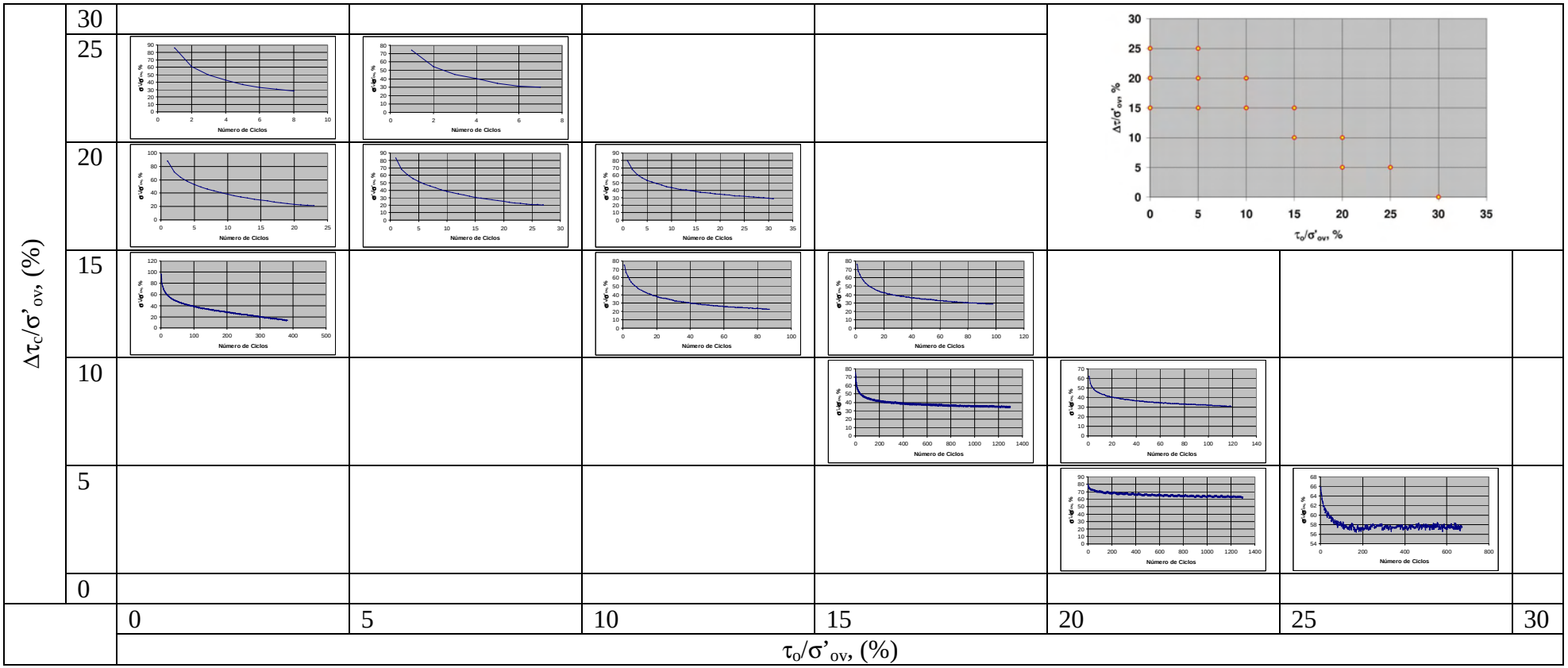


Figura Nº 20. Comparación del comportamiento típico esfuerzo efectivo normalizado – número de ciclos, para diferentes combinaciones de esfuerzo tangencial inicial monotónico normalizado y diferente esfuerzo cíclico normalizado. En todas las gráficas esfuerzo efectivo normalizado – número de ciclos incluidas en esta figura a escala reducida, el eje de las ordenadas corresponde a esfuerzo efectivo normalizado y el eje de las abscisas al número de ciclos.

- A igual sumatoria de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} + \tau_o/\sigma'_{ov.}$ y con diferentes combinaciones de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov} la reducción del esfuerzo efectivo vertical tiende a disminuir en la medida en que τ_o/σ'_{ov} aumenta y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ disminuye. Por esta razón, para la combinación $((\tau_o/\sigma'_{ov} = 25\%) + (\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%) = 30\% \approx \tau_{m)máx.}/\sigma'_{ov})$ las deformaciones son, apenas, iguales al 6.5%.
- La evidencia experimental, al menos con el suelo en particular estudiado, indica que a igual sumatoria de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} + \tau_o/\sigma'_{ov.}$ y con diferentes combinaciones de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ y τ_o/σ'_{ov}, la reducción de σ'_v/σ'_{ov} en función del número de ciclos, cambia radicalmente. Si se compara la combinación $((\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%) + (\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 25\%) = 30\%)$ con la combinación $((\tau_o/\sigma'_{ov} = 25\%) + (\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%) = 30\%)$; en el primer caso, σ'_v/σ'_{ov} se reduce de 75 a 30 en 6 ciclos, el suelo experimenta grandes deformaciones y por tanto "falla súbita"; en el segundo caso, σ'_v/σ'_{ov} se reduce de 70 a 60 en 1300 ciclos y la deformación permanente es, apenas, igual al 6.5%.

6.2.2.2. Evaluación cuantitativa

En los apartados siguientes se cuantifica la influencia de la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos en la variación del módulo de rigidez (G), en la generación de deformaciones cíclicas (γ_c) y permanentes (γ_p) y en el desarrollo de presión de poros (u). Por limitación de espacio, solamente se incluye la metodología que se siguió para evaluar, de manera cuantitativa, la información relacionada con la condición $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$, la cual es válida para las condiciones $\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%$, $\tau_o/\sigma'_{ov} = 10\%$; para las condiciones $\tau_o/\sigma'_{ov} = 15\%$, $\tau_o/\sigma'_{ov} = 20\%$ y $\tau_o/\sigma'_{ov} = 25\%$ no se aplicó la metodología, en términos de deformaciones cíclicas (γ_c), debido a que como se mencionó en el apartado 6.2.2.1 para estas condiciones las deformaciones permanentes (γ_p) son las dominantes.

6.2.2.2.1. Módulo de rigidez al cortante

Las gráficas de las Figuras Nº 21 y Nº 22 corresponden a ensayos en los que el esfuerzo tangencial inicial normalizado (τ_o/σ'_{ov}) fue igual a cero y el esfuerzo cíclico (τ_c) variable entre el 15% y el 25% del esfuerzo efectivo vertical (σ'_{ov}). En la Figura Nº 21 los resultados de las pruebas con menor $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ se sitúan a la derecha de la gráfica y los de mayor $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ a la izquierda. En la gráfica de la Figura Nº 22 se resalta la ubicación de este caso en el plano τ_o/σ'_{ov} - $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.

A partir de las Figuras Nº 21 y Nº 22 se hace el siguiente análisis:

- El módulo de rigidez al cortante resulta severamente afectado por la deformación cíclica (γ_c).
- El módulo de rigidez disminuye en la medida que aumenta la deformación cíclica. Es más notable la reducción cuando la deformación cíclica varía entre el 1% y el 4%. Para deformaciones mayores que el 4% la influencia de la deformación cíclica en la reducción del modulo de rigidez es menos significativa.

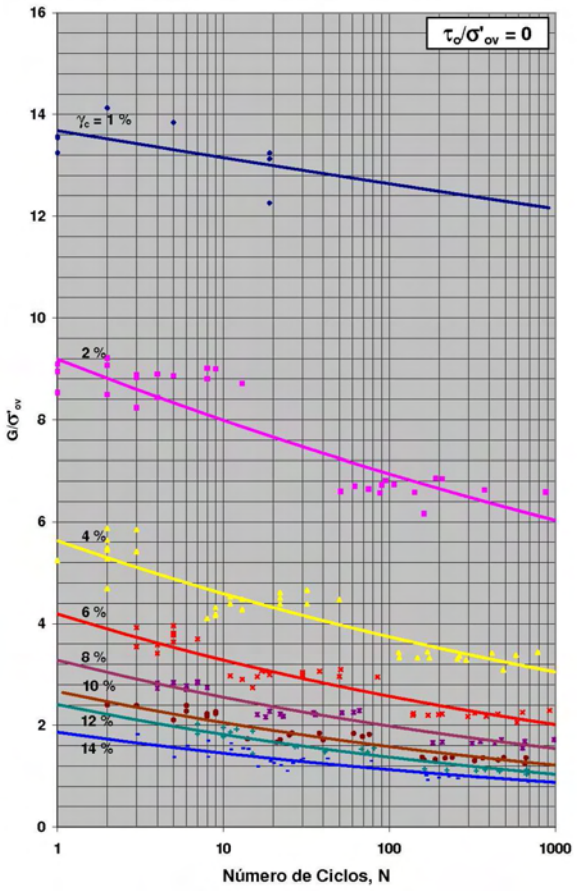


Figura Nº 21. Variación del módulo de rigidez al cortante normalizado, en función del número de ciclos (N) y la deformación cíclica.

- A igual deformación cíclica, el módulo de rigidez disminuye en la medida en que aumenta el número de ciclos necesario para llegar a esa deformación. Es más notable la

reducción cuando la deformación cíclica varía entre el 1% y el 10%. Para deformaciones mayores que el 10% la influencia del número de ciclos en la reducción del modulo de rigidez resulta poco significativa.

- En el caso particular del suelo cohesivo investigado, la pérdida de rigidez, y por tanto de resistencia, es más significativa por efecto de la deformación cíclica desarrollada que por efecto del número de ciclos. El módulo de rigidez, normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "in situ", se reduce del 13%, en promedio, al 1.5%, en promedio; cuando la deformación cíclica se incrementa del 1% al 14%. Comparando, el módulo de rigidez, normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "in situ", se reduce en tres unidades, como máximo, cuando la solicitación dinámica pasa de 1 a 1000 ciclos (Figura Nº 21, γ_c = 2%).

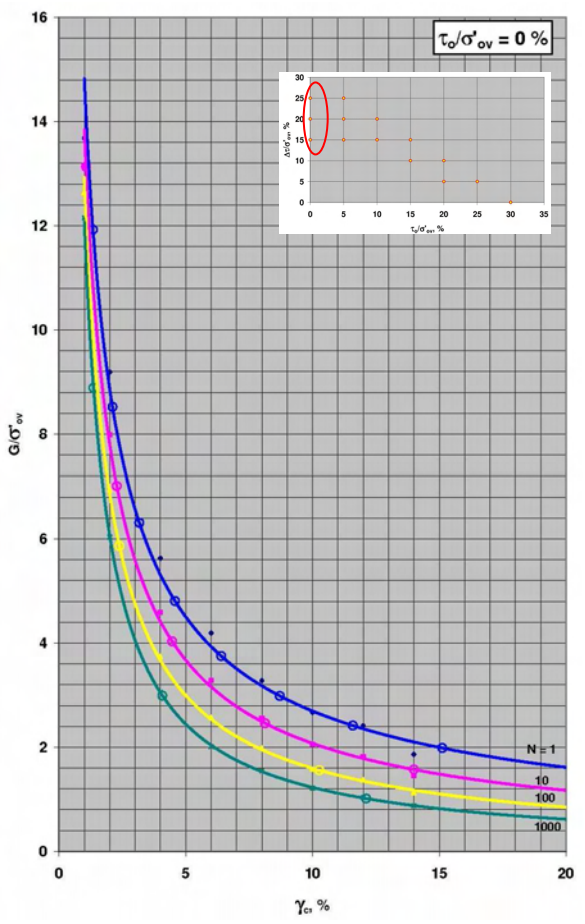


Figura Nº 22. Secciones verticales en la gráfica de la Figura Nº 21 para valores de N iguales a 1, 10, 100, 1000.

En términos generales y para efectos de modelización, en función de la deformación cíclica y para cada número de ciclos (N), el módulo de rigidez al cortante, normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical, podría ser estimado de manera aproximada mediante la expresión general [7].

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = C_1 \cdot (\gamma_c)^{C_2} \qquad [7]$$

Donde G es el módulo de rigidez al cortante, σ'_{ov} el esfuerzo efectivo vertical "in situ", γ_c la deformación cíclica (%) y C_1 y C_2 constantes empíricas.

En el caso particular del suelo cohesivo estudiado (Figura Nº 22), para efectos de modelización, en función de la deformación cíclica y del número de ciclos (N), el módulo de rigidez al cortante, normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical, podría ser estimado de manera aproximada mediante las expresiones [8] a [11].

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = 14.83 \cdot (\gamma_c)^{-0.74}, \text{ para N = 1} \qquad [8]$$

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = 13.84 \cdot (\gamma_c)^{-0.82}, \text{ para N = 10} \qquad [9]$$

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = 12.93 \cdot (\gamma_c)^{-0.91}, \text{ para N = 100} \qquad [10]$$

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = 12.07 \cdot (\gamma_c)^{-0.99}, \text{ para N =1000} \qquad [11]$$

Combinando las expresiones [8] a [11] se obtiene la expresión [12] mediante la cual se podría, de manera aproximada y para el suelo cohesivo estudiado en esta investigación, estimar el valor del módulo de rigidez al cortante (G) en función del esfuerzo efectivo vertical "in situ" σ'_{ov}, de la deformación angular (γ_c ,%) y del número de ciclos (N).

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = (15 \cdot N^{-0.03}) \cdot (\gamma_c)^{-(0.04 \cdot \ln(N) + 0.74)} \qquad [12]$$

Válida para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$

6.2.2.2.2. Variación de σ'_v/σ'_{ov}

Las gráficas de las Figuras Nº 23 y Nº 24 corresponden a ensayos en los que el esfuerzo tangencial inicial (τ_o) normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical (σ'_{ov}) fue igual a cero (0) y el esfuerzo cíclico (τ_c) variable entre el 15% y el 25% del esfuerzo efectivo vertical (σ'_{ov}). En la gráfica de la Figura Nº 24 se resalta la ubicación de este caso en el plano τ_o/σ'_{ov} - $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.

A partir de las Figuras Nº 23 y Nº 24 se hace el siguiente análisis:

- El esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) resulta severamente afectado por el número de ciclos (N) necesario para llegar a una deformación dada y por la deformación cíclica (γ_c). En otras palabras, la presión de poros generada está directamente controlada por la deformación cíclica y por el número de ciclos.

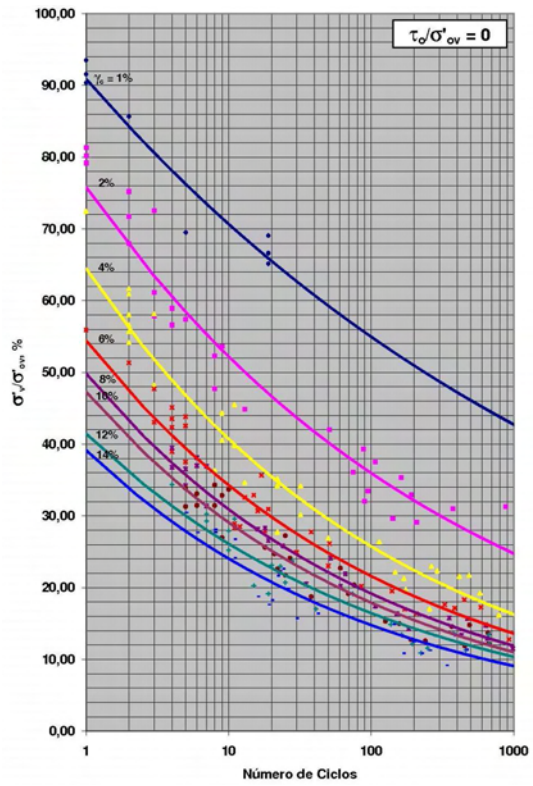


Figura Nº 23. Variación del esfuerzo efectivo normalizado, en función del número de ciclos (N) y la deformación cíclica.

- El esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) disminuye en la medida que aumenta la deformación cíclica. Es más notable la reducción cuando la deformación cíclica varía entre el 1% y el 6%. Para deformaciones mayores que el 6% la influencia de la deformación cíclica en la reducción del esfuerzo efectivo es menos significativa.

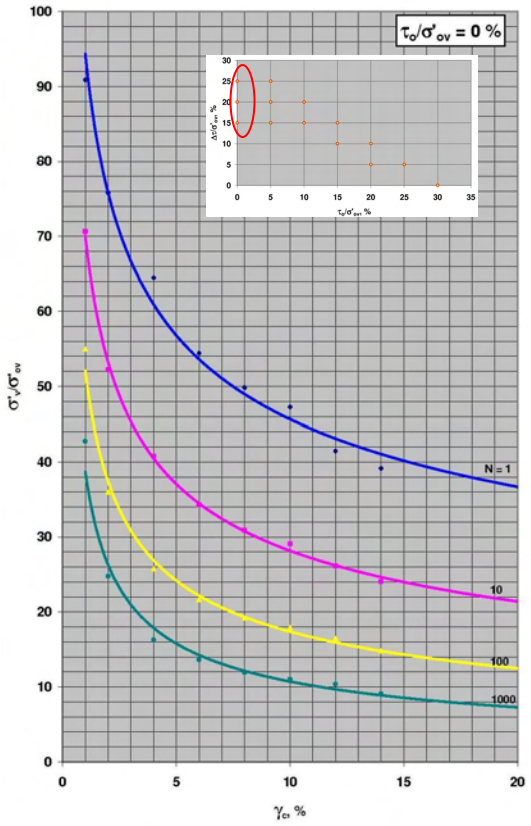


Figura Nº 24. Secciones verticales en la gráfica de la Figura Nº 23 para valores de N iguales a 1, 10, 100, 1000.

- El esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) disminuye en la medida que aumenta el número de ciclos necesario para llegar a una deformación dada. Es más notable la reducción cuando la deformación cíclica varía entre el 1% y el 6%. Para deformaciones mayores que el 6% la influencia del número de ciclos en la reducción del esfuerzo efectivo es menor.
- En el caso particular del suelo cohesivo investigado, la reducción del esfuerzo efectivo es comparable por efecto de la deformación cíclica que por efecto del número de ciclos. El esfuerzo efectivo normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "in situ" (σ'_v/σ'_{ov}) se reduce del 66% en promedio al 20% en promedio, cuando la deformación cíclica se incrementa del 1% al

14%. Comparando, el esfuerzo efectivo vertical normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "in situ" se reduce en un 50%, como máximo, cuando la solicitación dinámica pasa de 1 a 1000 ciclos (Figura Nº 23, γ_c = 2%).

En términos generales y para efectos de modelización, en función de la deformación cíclica y para cada número de ciclos (N), la reducción del esfuerzo efectivo vertical normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical, podría ser estimada de manera aproximada mediante la expresión [13].

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = C_3 \cdot (\gamma_c)^{C_4} \qquad [13]$$

Donde σ'_o es el esfuerzo efectivo vertical, σ'_{ov}, esfuerzo efectivo vertical "in situ", γ_c la deformación cíclica (%) y C_3 y C_4 constantes empíricas.

En el caso particular del suelo cohesivo estudiado (Figura Nº 24), para efectos de modelización, en función de la deformación cíclica y del número de ciclos (N), el esfuerzo efectivo vertical normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "in situ", podría ser estimado de manera aproximada mediante las expresiones [14] a [17].

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = 94.35 \cdot (\gamma_c)^{-0.32}, \text{ para N = 1} \qquad [14]$$

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = 70.11 \cdot (\gamma_c)^{-0.40}, \text{ para N = 10} \qquad [15]$$

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = 52.09 \cdot (\gamma_c)^{-0.48}, \text{ para N = 100} \qquad [16]$$

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = 38.70 \cdot (\gamma_c)^{-0.56}, \text{ para N =1000} \qquad [17]$$

Combinando las expresiones [14] a [17] se obtiene la expresión [18] mediante la cual se podría, de manera aproximada y para el suelo cohesivo estudiado en esta investigación, estimar el valor del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) en función del esfuerzo efectivo vertical "in situ" σ'_{ov}, de la deformación angular (γ_c) y del número de ciclos (N).

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} = (96 \cdot N^{-0.13}) \cdot (\gamma_c)^{-(0.04 \cdot \ln(N) + 0.32)} \qquad [18]$$

Válida para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$

Donde σ'_{ov} es el esfuerzo efectivo vertical "In situ", σ'_v el esfuerzo efectivo durante el ensayo de laboratorio, γ_c la deformación cíclica y N el número de ciclos.

En los apartados anteriores se incluyeron las expresiones que, de manera aproximada, podrían ser útiles para correlacionar el modulo de rigidez y las esfuerzos efectivos verticales con la deformación cíclica y el número de ciclos. Combinando las expresiones tipo [7] y tipo [13] es posible correlacionar el módulo de rigidez al cortante con el esfuerzo efectivo vertical para diferente número de ciclos. Las relaciones encontradas y que se consideran útiles para efectos de modelización son de la forma indicada en la expresión [18].

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = C_5 \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}}\right)^{C_6} \qquad [18]$$

Donde G es el módulo de rigidez al cortante, σ'_{ov} el esfuerzo efectivo vertical "In situ", σ'_v el esfuerzo efectivo durante el ensayo de laboratorio y C_5 y C_6 constantes empíricas

Combinando las expresiones tipo [18], obtenidas para diferente números de ciclos, Figura Nº 25, se obtiene la expresión [19] válida para cualquier número de ciclos.

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = (C_7 \cdot N^{C_8}) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}}\right)^{C_9 \cdot \ln(N) + C_{10}} \qquad [19]$$

Donde G es el módulo de rigidez al cortante, σ'_{ov} el esfuerzo efectivo vertical "In situ", σ'_v el esfuerzo efectivo durante el ensayo de laboratorio y C_7 a C_{10} constantes empíricas

En el caso particular del suelo estudiado, mediante la expresión [20] es posible estimar el valor del módulo de rigidez (G) en función del

esfuerzo efectivo vertical "in situ" (σ'_{ov}), del esfuerzo efectivo vertical medido durante los ensayos de laboratorio (σ'_{v}) y del número de ciclos (N).

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = (0{,}0004 \cdot N^{0.59}) \cdot \left(\frac{\sigma'_{v}}{\sigma'_{ov}}\right)^{-(0.08 \cdot \ln(N)+2.31)} \qquad [20]$$

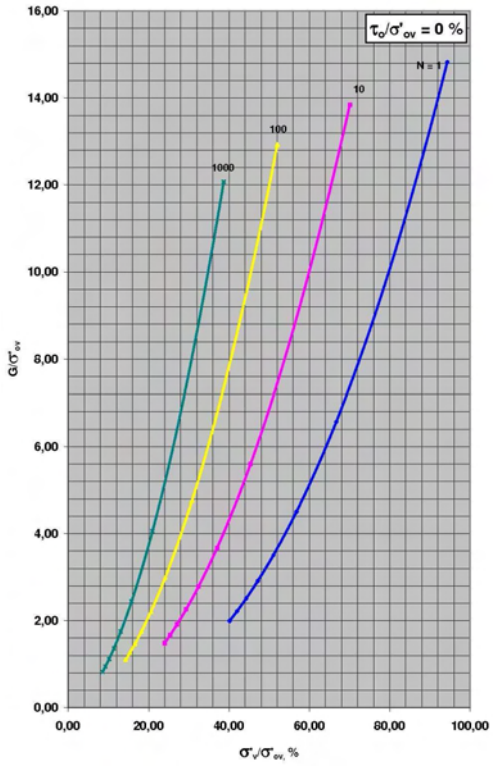


Figura Nº 25. Tendencias de variación del módulo de rigidez normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "In situ", en función del número de ciclos y del esfuerzo efectivo medido en los ensayos de laboratorio, normalizado respecto al esfuerzo efectivo vertical "In situ

Las tendencias de variación en los espacios ortogonales $G/\sigma'_{ov} - \gamma_c$, $\sigma'_v/\sigma'_{ov} - \gamma_c$ y $G/\sigma'_{ov} - \sigma'_v/\sigma'_{ov}$ dan origen, para cada τ_o/σ'_{ov}, a las curvas indicadas con las letras A, B, C y D en el espacio tridimensional $G/\sigma'_{ov} - \gamma_c - \sigma'_v/\sigma'_{ov}$ indicado en la Figura Nº 26.

Si en el espacio tridimensional $G/\sigma'_{ov} - \gamma_c - \sigma'_v/\sigma'_{ov}$ de la Figura Nº 27 se incluyen solamente las curvas A, B, C y D, sin sus proyecciones a los planos ortogonales, y además se incluyen las curvas que identifican a las deformaciones cíclicas, se obtiene la superficie en el espacio indicada en la Figura Nº 27.

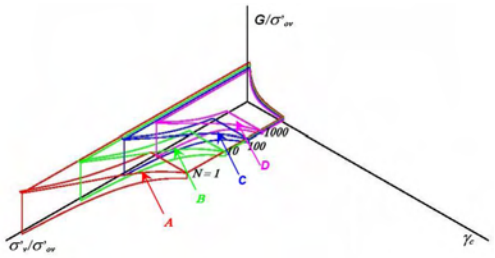


Figura Nº 26. Representación tridimensional de las tendencias de variación de la deformación cíclica, el esfuerzo efectivo normalizado y del módulo de rigidez normalizado, para diferente número de ciclos y para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$.

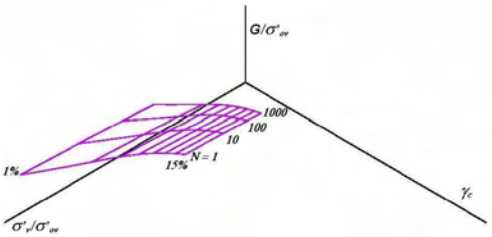


Figura Nº 27. Representación tridimensional de la superficie en el espacio que contiene, para cada τ_o/σ'_{ov}, las posibles combinaciones entre los parámetros G, σ'_{ov}, γ_c y σ'_v.

La información contenida en la superficie espacial indicada en la Fig. 27, se representa en dos dimensiones en el plano cartesiano $G/\sigma'_{ov} - \sigma'_v/\sigma'_{ov}$ de la Fig. 28. Esta representación facilita la interpretación de los resultados de laboratorio incluidos en ella.

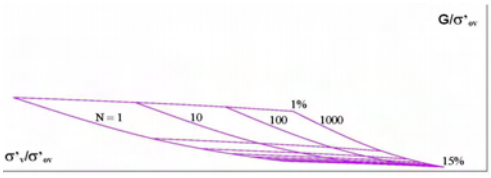


Fig. 28. Representación bidimensional de la superficie que contiene, para cada τ_o/σ'_{ov}, las posibles combinaciones entre los parámetros G, σ'_{ov}, γ_c, σ'_v y N.

Al transformar el eje vertical de la Figura Nº 28 para hacer una representación en términos del esfuerzo cíclico (τ_c) y no del módulo de rigidez al cortante y además, cambiar el sentido del eje horizontal se tienen para cada τ_o/σ'_{ov}, las curvas de la Figura Nº 29. Estas curvas, en términos de esfuerzo efectivo o en términos de presión de poros, permiten realizar el siguiente análisis:

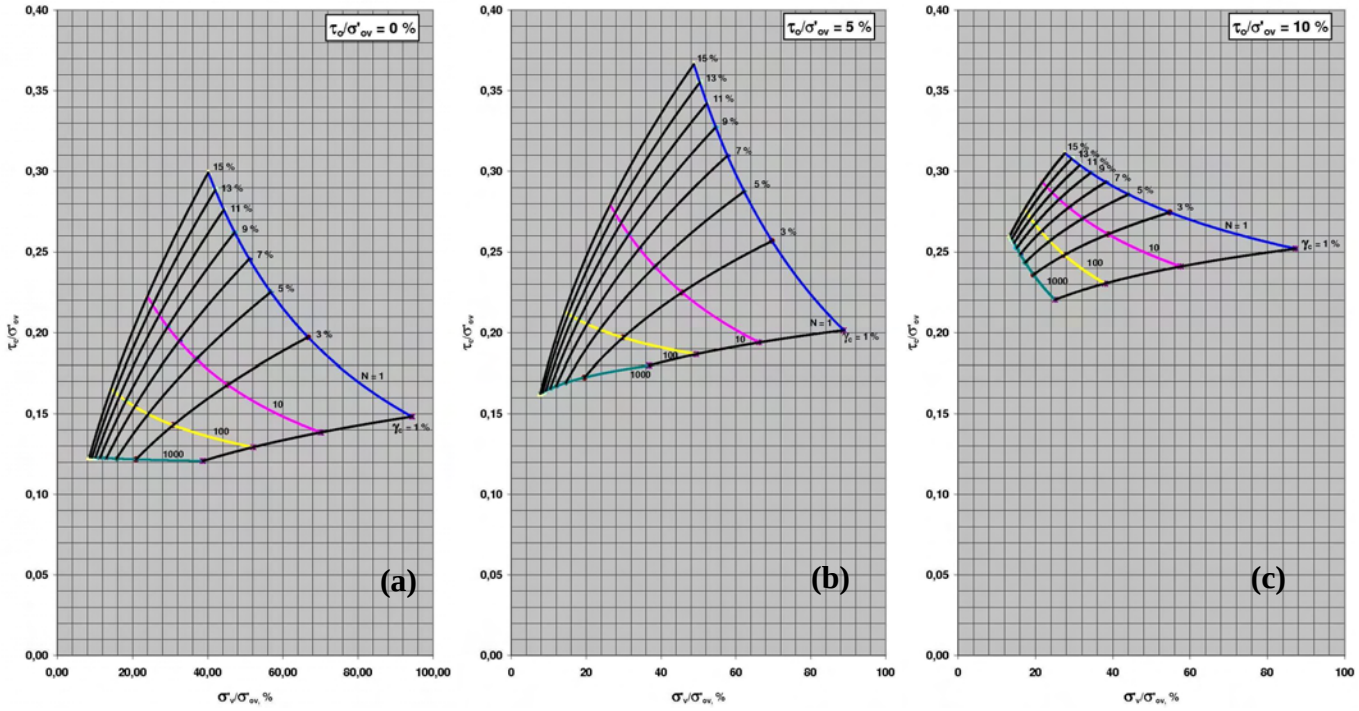


Figura Nº 29. Gráficas que permiten evaluar el riesgo de "falla súbita" del depósito cohesivo estudiado. A la izquierda $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$. Al centro $\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%$. A la derecha $\tau_o/\sigma'_{ov} = 10\%$.

- En los medios granulares "sueltos" para que se presente el fenómeno de "licuefacción", es necesario que la presión de poros generada durante una solicitación dinámica se incremente hasta reducir las esfuerzos efectivos a cero (0). En el suelo cohesivo estudiado basta con que el esfuerzo efectivo se reduzca al 20%, que el esfuerzo cíclico sea igual al 20% del esfuerzo efectivo vertical y que el suelo sea solicitado por 20 ciclos, para que experimente deformaciones angulares del 15% y por tanto "falla súbita" (Figura Nº 29 (a), $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$). Comparativamente, esta condición podría ser calificada como más crítica.
- Si el esfuerzo cíclico es del orden del 30% del esfuerzo efectivo vertical "In situ", en un ciclo la presión de poros generada puede llegar a ser cercana al 60% del esfuerzo efectivo vertical "In situ". Esto conduce a la "falla súbita" (Figura Nº 29 (a) para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$).
- Para esfuerzos cíclicos menores que el 12% del esfuerzo efectivo vertical "In situ" y presiones de poros menores que el 60% del esfuerzo efectivo vertical "In situ", el riesgo de "falla súbita" bajo solicitación dinámica es prácticamente nulo, dado que las deformaciones cíclicas serán como máximo iguales al 1% (Figura Nº 29 (a) para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$).
- Con esfuerzos cíclicos relativamente bajos, del orden del 12% del esfuerzo efectivo vertical "In situ", si la presión de poros generada es mayor que el 60% del esfuerzo efectivo vertical "In situ", seguramente no se presente la "falla súbita" con un número bajo de ciclos, pero el suelo sí experimentará deformaciones mayores con un número relativamente alto de ciclos (Figura Nº 29 (a) para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$).

El análisis anterior es válido para la condición particular en la que $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$. Para los casos en los que $\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%$ y $\tau_o/\sigma'_{ov} = 10\%$, las tendencias de variación se conservan pero los valores que definen los rangos se modifican. A continuación se hace una evaluación comparativa en función de τ_o/σ'_{ov}.

- Parece ser que el esfuerzo estático que se aplica previamente a la solicitación dinámica, le genera al suelo investigado cierto grado de rigidización. Para que en el primer ciclo se

presente “falla súbita”, en el caso de τ_o/σ'_{ov} = 0, se requiere que el esfuerzo cíclico sea igual a 30% del esfuerzo efectivo vertical “In situ” y que la presión de poros generada sea del orden del 60% del esfuerzo efectivo vertical “In situ” (Figura Nº 29 (a)). Comparativamente, en el caso de τ_o/σ'_{ov} = 5%, para que se de la misma condición de falla, el esfuerzo cíclico debe ser del orden del 38% y la presión de poros cercana al 52% (Figura Nº 29 (b)) y finalmente, si τ_o/σ'_{ov} = 10% el esfuerzo cíclico y la presión de poros deben ser del orden del 31% y el 72%, respectivamente (Figura Nº 29 (c)).

- Para que las deformaciones cíclicas sean menores que el 1%, en el caso de τ_o/σ'_{ov} = 0, se requiere que el esfuerzo cíclico sea menor del 12% del esfuerzo efectivo vertical “In situ” y que la presión de poros generada sea del orden del 60% del esfuerzo efectivo vertical “in situ” (Figura Nº 29 (a)). Comparativamente, en el caso de τ_o/σ'_{ov} = 5, para que se de la misma condición de deformación cíclica, el esfuerzo cíclico debe ser menor del 18% y la presión de poros cercana al 64% (Figura Nº 8.35 (b)) y finalmente, si τ_o/σ'_{ov} = 10% el esfuerzo cíclico y la presión de poros deben ser del orden del 22% y el 76%, respectivamente (Figura Nº 29 (c)).
- A fin de visualizar y entender la influencia de la combinación de esfuerzos estáticos (τ_o) y cíclicos (τ_c), conviene fijar valores de comparación e incluso tener en cuenta los resultados de los ensayos de corte simple monotónicos. Se fija como condición de esfuerzos la suma $\tau_o/\sigma'_{ov} + \tau_c/\sigma'_{ov}$ = 30%, que corresponde más o menos a la relación $\tau_{m,máx}./\sigma'_{ov} \approx$ 30% en los ensayos monotónicos para grandes deformaciones (15%) (Figura Nº 11). Como condición de presión de poros generada en la etapa de falla se fija un valor igual al 60% (σ'_v/σ'_{ov} = 40%), que corresponde más o menos a la presión de poros generada durante la etapa de falla en los ensayos monotónicos. Se aclara que el análisis que se hace a continuación, en función de τ_o/σ'_{ov}, es válido para cualquier pareja de valores $\tau_o/\sigma'_{ov} - \sigma'_v/\sigma'_{ov}$. En las condiciones τ_o/σ'_{ov} = 0%, $\tau_o/\sigma'_{ov} + \tau_c/\sigma'_{ov}$ = 30% y σ'_v/σ'_{ov} = 40%, (Figura Nº 29 (a)) el suelo experimenta una deformación cíclica del 15% en un ciclo. A iguales condiciones $\tau_o/\sigma'_{ov} + \tau_c/\sigma'_{ov}$ = 30% y σ'_v/σ'_{ov} = 40%, pero con τ_o/σ'_{ov} = 5% (Figura Nº 29 (b)), el suelo experimenta una deformación del 11% en siete ciclos. Manteniendo las condiciones $\tau_o/\sigma'_{ov} + \tau_c/\sigma'_{ov}$ = 30% y σ'_v/σ'_{ov} = 40%, pero con τ_o/σ'_{ov} = 10% (Figura Nº 29 (c)), el suelo experimenta una deformación del 7% en el primer ciclo.
- Parece ser que la condición σ'_v/σ'_{ov} = 40% define el umbral en el que las deformaciones cíclicas se incrementan, en la medida en que σ'_v/σ'_{ov} se reduce, incluso para esfuerzos cíclicos bajos. En la Figura Nº 29 (a) para τ_o/σ'_{ov} = 0% se observa que para τ_c/σ'_{ov} = 12% y σ'_v/σ'_{ov} > 40%, las deformaciones cíclicas son menores del 1%, pero si σ'_v/σ'_{ov} < 40%, las deformaciones cíclicas pueden llegar a ser iguales al 15%, incluso para niveles de esfuerzos cíclicos bajos (τ_c/σ'_{ov} = 12%). En la Figura Nº 29 (b) para τ_o/σ'_{ov} = 5% se observa que la condición es similar a la expuesta para τ_o/σ'_{ov} = 0%; la única diferencia radica en que el nivel de esfuerzos cíclicos que admite el suelo para que se desarrollen grandes deformaciones es mayor (τ_c/σ'_{ov} = 17%). Para el caso de τ_o/σ'_{ov} = 10% (Figura Nº 29(c)) el umbral entre pequeñas y grandes deformaciones se sitúa en σ'_v/σ'_{ov} = 25%. Además, para que las deformaciones cíclicas se incrementen desde el 1% al 15% es necesario que el esfuerzo cíclico se incremente más o menos en un 5%.

6.2.2.2.3. Deformaciones permanentes

En los apartados anteriores se correlacionaron las deformaciones cíclicas con el módulo de rigidez, el esfuerzo efectivo vertical y el número de ciclos, y a su vez el modulo de rigidez con los esfuerzos efectivos y el número de ciclos, pero únicamente para valores de τ_o/σ'_{ov} iguales al 0%, 5% y 10% debido a que, las deformaciones cíclicas para valores de τ_o/σ'_{ov} iguales al 15%, 20% y 25% son relativamente pequeñas.

Para los casos en los que τ_o/σ'_{ov} es igual al 0%, al 5% o al 10%, siguiendo la misma metodología de correlación, propuesta en apartados anteriores, es posible relacionar, para diferente número de ciclos, las deformaciones permanentes con las deformaciones cíclicas mediante expresiones generales del tipo [21]

$$\gamma_c = C_{11} \cdot \left(\gamma_p\right)^{C_{12}} \qquad [21]$$

Donde γ_c es la deformación cíclica (%), γ_p la deformación permanente (%) y C_{11} y C_{12} constantes empíricas.

Combinando las expresiones tipo [21], obtenidas para diferente números de ciclos, se obtiene la expresión [22] válida para cualquier número de ciclos.

$$\gamma_c = (C_{13} \cdot N^{C_{14}}) \cdot (\gamma_p)^{C_{15} \cdot \ln(N) + C_{16})} \quad [22]$$

Donde γ_c es la deformación cíclica (%), γ_p la deformación permanente (%), N en número de ciclos y C_{13} a C_{17} constantes empíricas.

En el caso particular del suelo estudiado, y a efectos de modelización, mediante la expresión [23] es posible estimar las deformaciones cíclicas (γ_c) en función de las deformaciones permanentes (γ_p), para cualquier número de ciclos (N).

$$\gamma_c = (2.31 \cdot N^{-0.082}) \cdot (\gamma_p)^{(0.027 \cdot \ln(N) + 0.687)} \quad [23]$$

Válida para $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$

7. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se incluyen en este apartado se plantean a partir de los resultados obtenidos mediante la realización pruebas de caracterización, 20 ensayos de corte simple monotónicos y 142 ensayos de corte simple cíclicos. Todos los ensayos se realizaron con muestras obtenidas de una zona, en particular, del Puerto del Barcelona; por tanto, los resultados no son representativos del comportamiento de suelos cohesivos emplazados en otros ambientes geotécnicos ni geográficos; no obstante, sí son orientativos. Las principales conclusiones, extraídas del análisis de resultados, son las siguientes:

7.1. Propiedades índice

El depósito estudiado es de origen sedimentario, normalmente consolidado o con un bajo grado de preconsolidación, constituido por pequeñas intercalaciones de limos arcillosos, arcillas limosas y algunas intercalaciones de arena fina (no estudiadas en esta investigación). Dada la ubicación de los límites de consistencia, de todas las muestras, en la carta de plasticidad; muy cerca y por encima de la línea A y con límites líquidos menores del 50%, el depósito clasifica como arcillas limosas de baja plasticidad y baja compresibilidad. De acuerdo con los resultados de los ensayos de sedimentación sería igualmente válido clasificar al depósito como limo-arcilloso.

Dadas las características del depósito, inter-estratificado y laminado, no es posible establecer tendencias de variación de los límites de consistencia, de la humedad natural, de la gravedad específica y el porcentaje de finos en función de la profundidad. Los que si es claro es que todos estos parámetros tienen valores dentro de rangos muy estrechos.

7.2. Comportamiento estático

El comportamiento esfuerzo - deformación, evaluado mediante ensayos de corte simple monotónico, indica que el depósito está constituido por un material que desarrolla su máxima resistencia con deformaciones angulares muy altas. Esto conduce a utilizar con reserva los parámetros de resistencia evaluados a partir de las envolventes de resistencia obtenidas a partir de $\tau_{m,máx}$.

A efectos de modelización numérica, es factible la programación y la utilización de correlaciones que permiten de manera aproximada la estimación del esfuerzo tangencial desarrollado, del ángulo de fricción interna, de la cohesión aparente y de la generación de presión de poros, en función del esfuerzo efectivo vertical “in situ” y de la deformación angular.

En todos los ensayos, la presión de poros calculada siempre fue positiva; lo cual pone en evidencia un comportamiento contractivo típico de suelos cohesivos normalmente consolidados o con un bajo grado de preconsolidación.

La presión de poros desarrollada fue, en todos los ensayos, máximo igual al 50% del esfuerzo efectivo vertical “in situ” y para deformaciones angulares mayores del 15%.

7.3. Comportamiento cíclico

El comportamiento dinámico de los suelos cohesivos es muy complejo; por tanto, se requiere de amplios programas de investigación experimental, en los que se tengan en cuenta el máximo número de factores que lo pueden afectar. Al menos, desde el punto de vista de esfuerzos conviene no solamente tener en cuenta la

variación del esfuerzo tangencial cíclico (τ_c), sino también el esfuerzo tangencial estático (τ_o) existente antes de cualquier solicitación dinámica; en razón de que, tanto el esfuerzo estático como el cíclico de manera independiente afectan el comportamiento, pero aún más la combinación de las dos. Los aspectos más importantes que se pueden resaltar, a la luz de esta investigación, son los siguientes:

- A igual τ_o/σ'_{ov} y diferente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ la forma de los lazos es similar; por tanto, el esfuerzo tangencial estático es el que controla la forma de los lazos de histéresis.
- Para el tipo de ensayos realizado (esfuerzo controlado), solamente en el caso de $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$ los lazos de histéresis son relativamente simétricos. Contrario a lo que reporta la literatura, en el caso del suelo estudiado, cuando $\tau_o/\sigma'_{ov} = 0$ sí se desarrollan deformaciones permanentes y de magnitudes comparables con las cíclicas.
- Para algún valor de τ_o/σ'_{ov}, comprendido entre el 10% y 15%, existe un umbral en el que cambia el patrón de comportamiento esfuerzo – deformación. Para valores de $\tau_o/\sigma'_{ov} \leq 10\%$ las deformaciones cíclicas y permanentes son de magnitudes comparables; salvo para el caso $\tau_o/\sigma'_{ov} = 5\%$ en el que, parece ser que, la aplicación del un pequeño esfuerzo tangencial (τ_o) genera cierta restricción a la generación de deformaciones permanentes. Para valores de $\tau_o/\sigma'_{ov} \geq 15\%$ las deformaciones cíclicas son pequeñas y dominan las deformaciones permanentes.
- También, para algún valor de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$, comprendido entre el 5% y el 10%, existe un umbral en el que cambia el patrón de comportamiento esfuerzo – deformación. Para valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$ las deformaciones cíclicas son pequeñas e independientes del número de ciclos y las deformaciones permanentes crecen lentamente con el número de ciclos, llegando a valores incluso mayores del 15% para 1300 ciclos. Para valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$ las deformaciones cíclicas son muy pequeñas e independientes del número de ciclos y las deformaciones permanentes crecen lentamente con el número de ciclos, llegando como máximo a valores cercanos al 7% para 1300 ciclos.
- La literatura reporta como condición necesaria para que se presente la falla cíclica, que la suma de la magnitud del esfuerzo estático más la magnitud del esfuerzo cíclico sea, aproximadamente, igual al esfuerzo de falla evaluado mediante ensayos monotónicos ($\tau_o/\sigma'_{ov} + \Delta\tau_c/\sigma'_{ov} \approx \tau_{m,máx.}/\sigma'_{ov}$. En este caso en particular, cumpliendo con esa condición, no siempre se llegó a la condición de falla por carga cíclica. Como se mencionó en párrafos anteriores, se dio el caso en el que a pesar de que $\tau_o/\sigma'_{ov} + \Delta\tau_c/\sigma'_{ov} \approx \tau_{m,máx.}/\sigma'_{ov}$, las deformaciones después de 1300 ciclos apenas llegaron a ser como máximo iguales al 7%. A partir de lo anterior, se puede aseverar que independientemente de la magnitud de τ_o/σ'_{ov}, es la magnitud de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ la responsable de la "falla súbita"; es decir, en la que se desarrollan grandes deformaciones cíclicas y permanentes después de un reducido número de ciclos.
- De acuerdo con la evidencia experimental, bajo una estructura y a lo largo de una hipotética superficie de falla, dependiendo de la combinación de esfuerzos estáticos (τ_o) y cíclicos (τ_c), unos elementos de suelo tienden a llegar a la falla por deformaciones cíclicas y otros elementos de suelo tienden a llegar a la falla por deformaciones permanentes. Por compatibilidad de deformaciones esto no es posible; por tanto, necesariamente se debe presentar una redistribución de esfuerzos, seguramente muy compleja. Esta preferencia de deformación, sea cíclica, o sea permanente y claramente influenciada por la magnitud de τ_o/σ'_{ov} hace que, seguramente, la modelización, generalizada, del comportamiento dinámico de suelos cohesivos sea tan compleja como la redistribución de esfuerzos necesaria para que haya compatibilidad de deformaciones.
- En todos los ensayos realizados, a igual τ_o/σ'_{ov} e igual número de ciclos el módulo de rigidez disminuye en la medida que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.
- Para algún valor de τ_o/σ'_{ov}, comprendido entre el 10% y el 15%, existe un umbral en el que cambia la tendencia de variación del módulo de rigidez. Para valores de $\tau_o/\sigma'_{ov} \leq 10\%$ el módulo de rigidez se degrada rápidamente en la medida en que aumenta el número de ciclos, llegando a valores incluso menores de 1 MPa. Para valores de $\tau_o/\sigma'_{ov} \geq$

15% el módulo de rigidez se degrada en la medida en que aumenta el número de ciclos, pero tiende a estabilizarse después de, más o menos, 50 ciclos.

- También, para algún valor de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$, comprendido entre el 5% y 10%, existe un umbral en el que cambia la tendencia de variación del módulo de rigidez. Para valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 10% el módulo de rigidez se degrada en la medida en que aumenta el número de ciclos, pero tiende a estabilizarse después de, más o menos, 50 ciclos. Mientras que, Para valores de $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 5% el módulo de rigidez se mantiene, más o menos, constante desde el ciclo Nº 1 hasta el ciclo Nº 1300.
- La combinación de esfuerzo τ_o/σ'_{ov} y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ controla, claramente, el módulo de rigidez al cortante, de tal manera que, a igual sumatoria $\tau_o/\sigma'_{ov} + \Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$, el módulo de rigidez aumenta en la medida en que τ_o/σ'_{ov} aumenta y simultáneamente $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ disminuye.
- En el suelo investigado, el amortiguamiento está claramente controlado por la combinación de esfuerzos τ_o/σ'_{ov} y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$. En la medida que aumenta τ_o/σ'_{ov} y disminuye $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$, el amortiguamiento se reduce de manera bastante significativa.
- En la mayoría de los ensayos, en el suelo en particular estudiado y para prácticamente todas las combinaciones de esfuerzos τ_o/σ'_{ov} y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$, el amortiguamiento resulta independiente del número de ciclos, salvo en los primeros ciclos y en algunas pruebas.
- A igual condición de esfuerzos $\tau_o/\sigma'_{ov} + \Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el amortiguamiento puede tener valores que difieren entre si, en más de un orden de magnitud. Con el suelo estudiado para la combinación τ_o/σ'_{ov} = 5% y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 25%, el amortiguamiento es del orden de 0,24; mientras que, para la combinación τ_o/σ'_{ov} = 25% y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ = 5%, el amortiguamiento es del orden de 0.015.
- Dada la condición de depósito normalmente consolidado o con algún grado de sobreconsolidación, en todos los ensayos la presión de poros generada fue positiva; es decir, el comportamiento siempre fue contractivo.
- A igual τ_o/σ'_{ov} e igual número de ciclos, la presión de poros aumenta en la medida en que aumenta $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$.
- A igual condición de esfuerzos $\tau_o/\sigma'_{ov} + \Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ la presión de poros generada disminuye en la medida en que τ_o/σ'_{ov} aumenta y $\Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ disminuye.
- La presión de poros generada durante la solicitación cíclica controla el riesgo de "falla súbita" y el desarrollo de deformaciones permanentes. A igual sumatoria de esfuerzos $\tau_o/\sigma'_{ov} + \Delta\tau_c/\sigma'_{ov}$ el suelo experimenta "falla súbita" con esfuerzos tangenciales monotónicos (τ_o) bajos y esfuerzos tangenciales cíclicos ($\Delta\tau_c$) altos.
- Para el suelo estudiado, basta con que los esfuerzos efectivos (σ'_v) se reduzcan a valores equivalentes al 30% del esfuerzo efectivo vertical "in situ" (σ'_{ov}) para que se presente "falla súbita"; lo cual, es una condición muy crítica si se compara con el fenómeno de "licuefacción" que experimentan los medios granulares suelto, solamente, cuando los esfuerzos efectivos (σ'_v) se reducen prácticamente a cero.
- A efectos de modelización y para el suelo en particular estudiado existen expresiones matemáticas sencillas que, de manera aproximada, permite correlacionar G/σ'_{ov}, σ'_v/σ'_{ov} y γ_c entre sí y en función del número de ciclos.
- Para cada τ_o/σ'_{ov} es posible representar en un espacio tridimensional las tendencias de variación de G/σ'_{ov}, σ'_v/σ'_{ov} y γ_c, entre sí y en función del número de ciclos y además, encontrar una superficie en el espacio en la que se ubican las posibles combinaciones de G/σ'_{ov}, σ'_v/σ'_{ov}, γ_c y N. Estas posibles combinaciones proyectadas al plano G/σ'_{ov} - σ'_v/σ'_{ov} dan origen a gráficas que permite evaluar el riesgo de "falla súbita".
- En el caso particular del suelo estudiado, parece ser que, la condición σ'_v/σ'_{ov} = 40% define un umbral en el que si σ'_v/σ'_{ov} se reduce, las deformaciones cíclicas se incrementa de manera significativa, incluso con esfuerzos cíclicos bajos.
- A efectos de modelización y para el suelo en particular estudiado existen expresiones matemáticas sencillas que, de manera aproximada, permite correlacionar las deformaciones cíclicas (γ_c) con las deformaciones permanentes (γ_p) en función del número de ciclos.
- La relación entre las deformaciones cíclicas (γ_c) y las deformaciones permanentes (γ_p) está

directamente controlada por τ_o/σ'_{ov}. En el caso particular del suelo estudiado, parece ser que, existe un valor umbral de τ_o/σ'_{ov} entre el 10% y 15%; para el cual, las deformaciones cíclicas se tornan pequeñas, o incluso muy pequeñas y se incrementa de manera significativa el desarrollo de deformaciones permanente.

AGRADECIMIENTOS

A la fundación José Entrecanales Ibarra, por la donación del equipo necesario para realizar esta investigación, principalmente por el equipo de corte simple cíclico.

Al Ente Español Puertos del Estado, por el suministro de todas las muestras utilizadas para la realización de los ensayos de laboratorio.

Al CEDEX, por la evaluación del contenido mineralógico de las muestras.

REFERENCIAS

Alonso, E., Gens, A., Madrid, R. (2007). "The soft foundation soils of new breakwaters at the port of Barcelona". Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid.

Andersen, K. H. (1975). "Repeated loading on clay." Summary and interpretation of test results. Research Project NGI Internal Report 74037-9

Andersen, K. H. (1976). "Behavior of clay subjected to undrained cyclic adding." Proc. Int. Conf on Behaviour of Off-Shore Structures, Trondheim (1): 392 - 403.

Andersen, K., Dobry, R., Kikuchi, Y., "Clay Behaviour Under Irregular Cyclic Loading." Norwegian Geotechnical Institute, NGI 198-93, pp 1 – 14.

Anderson, D. G., Richart, Jr. F. E. (1976). "Effects of straining on shear modulus of clays." ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102 (GT9), pp 975 - 987.

Anderson, D. G., Woods, R. D. (1976). "Time-dependent increase in shear modulus of clay." ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102 (GT5), pp 525 - 537.

Anderson, D. G., Stokoe II, K. H. (1978). "Shear modulus: a time-dependent soil property." STP 654, ASTM, pp 66 - 90.

Boulanger, R., Idriss, I. (2004). "Evaluating the potencial for liquefaction or cyclic failure of silts and clay." Report Nº UDC/CGM-04/01, University of California.

Boulanger, R., Idriss, I. (2007). "Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clay." Journal of Geothecnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol 133, No. 6, pp 641 – 652.

Boulanger, R., Idriss, I. (2006). "Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clay."Journal of Geothecnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol 132, No. 11, pp 1413 – 1425.

Bjerrum, L., Landva, A. (1966). "Direct Simple-Shear Test on a Norwegian Quick Clay." Géotechnique, 16, Nº 1, pp 1 – 20.

Bjerrum, L., et al., (1958). "The effect of time on the shear strength of a soft marine clay." Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, pp148 -158.

Brennan, A. J., Thusyanthan, N. I., Madabhushi, S. P. G. (2005). "Evaluation of Shear Modulus and Damping in Dynamic Centrifuge Test." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp 1488 – 1497.

Brown, S., Lashine, A., Hyde, A. (1975). "Repeated Load Traixial Testing of a silt Clay." Géotechnique, 25, Nº 1, pp 95 – 114.

Díaz-Rodríguez, J. A. (1988), "Overconsolidated México City clay under cyclic loading." Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokio-Kyoto, Japan (III), pp 29 - 34.

Díaz-Rodríguez, J. A. (1989a). "Behavior of Mexico City clay subjected to undrained repeated loading." Canadian Geotechnical JournaI, 26(1), pp 159 - 162.

Díaz-Rodríguez, J. A. (1989b). "Effect of repeated loading on the strength of Mexico City clay." 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, México, D.F, pp 197 - 208.

Díaz-Roríguez, J. A., Córdoba, G. (1987). "Triaxiales Cíclicos en Arcilla de la Ciudad de México." VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Cartagena, Colombia, pp 235 – 241.

Díaz-Rodríguez, J. A. (1992). "On dynamic properties of Mexico City clay for widestrain range." Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid (3), pp 1257 - 1262.

Díaz-Rodríguez, J. A., Santamaría, J. (2001). "Mexico City Soil Behavior at Different Strains: Observations and Physical Interpretation." ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 127, Nº 9, pp 783 – 789.

Hardin, B. O., Black, A M. (1968). "Vibration modulus of normally consolidated clay." ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 94 (SM2), pp 353 - 369.

Hardin, B.O., Dmevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects." Journal of the Soil Mechanics and Foundation, ASCE, 98 (SM6), pp 603 - 624.

Hardin, B. O., Dmevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: design equation and curves." ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation, 98 (SM7), pp 667 - 692.

Hsu, C., Vucetic, M. (2006). "Threshold Shear Strain for Cyclic Pore-Water Pressure in Cohesives Soils.", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 132, Nº 10, pp 1325 – 1335.

Idriss, I., Dobry, R., Singh, R. (1998). "Nonlinear Behavior of Soft Clays during Cyclic Loading." ASCE, pp 1427 – 1447.

Isenhower, W. M., Stokoe, K. H. (1981). "Strain rate dependent shear modulus of San Francisco bay mud." Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri - Rolla (2), pp 597 - 602.

Kokusho, T. (1980). “Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range.” Soil and Foundations, V20, Nº 2, pp 45 – 60.

Kokusho, T., Yoshida, Y., Esashi, Y. (1982) “Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain range.” Soil and Foundations, V22, Nº 4, pp 1 – 18.

Koutsoftas, D. (1978). “Effect of cyclic loads on undrained strength of two marine Clays.” ASCE, pp 609 – 620.

Koutsoftas, D., Fischer, J. (1980). “Dynamic properties of two marine clays.” ASCE, pp 645 – 657.

Lee, K. L., Focht, Y. (1976). "Strength of clay subjected to cyclic loading." Marine Geotechnology, 1 (3), pp 165 - 85.

Lo Presti, D., Jamiolkowski, M., Pallar, O., Cavallaro, A., Pedroni, S. (1997). “Shear modulus and damping of soils.”. Géotechnique, 47, Nº 3, pp 603 – 617.

Marcuson, W. F., Wahls, H. E. (1972). "Time effects on dynamic shear modulus of clays." ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 98 (SMI2), pp1359 -1373.

Matsui, T., Ohara, H., Ito, T. (1980). “Cyclic Stress-Strain History and Shear Characteristics of Clay.” ASCE, pp 1101 – 1120.

Patiño, H. (2009). “Influencia de la combinación de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas en la evaluación de parámetros dinámicos de un suelos cohesivo.”Tesis Doctoral de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, España.

Sangrey, D.A., Henkel, D. J., Esrig, M. I. (1969). "The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading." Canadian Geotechnical Journals (3), pp 241 - 252.

Seed, H., Idriss, I. M. (1970). “Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis.” Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of Califomia, Berkeley.

Shibuya, S., Hwang, C., Mitachi T. (1997). “Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity.” Géotechnique, 47 Nº 3, pp 593 - 601.

Stokoe, K. H., Lodde, P. F. (1978). "Dynamic response of San Francisco Bay mud." ASCE, Special Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, Calif., pp 289 - 295.

Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., Lukkunaprasit, P. (2001). “Shear modulus and damping ratio of a clay during undrained cyclic loading.” Géotechnique, 51(5), pp 467 - 470.

Vucetic, M., Dobry, R. (1991). “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response.” ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 117, Nº 1, pp 89 -107.

Vucetic, M. et al., (1997). “Reduction of Shear Modulus at Small Strains in Cyclic Simple Shear Test.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 123, Nº 11, pp 1035 – 1042.

Vucetic, M., et al., (1998). “Damping at Small Strains in Cyclic Simple Shear Test.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 124, Nº 7, pp 585 – 594.

Zergoun, M., Vaid, Y. (1994). “Effective stress response of clay to undrained cyclic loading.” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, Nº 5, pp 714 – 727.