

LICUACION DE ARENAS SOMETIDAS A VIBRACIONES HORIZONTALES

Pedro ORTIGOSA*

RESUMEN

La determinación de la potencialidad de licuación de arenas saturadas durante sismos requiere estimar su densidad relativa in situ, efectuar ensayos de laboratorio en los cuales las muestras se someten a cargas cíclicas tratando de reproducir, en la mejor forma posible, las condiciones de terreno, y finalmente la integración de los datos de terreno y laboratorio para predecir el comportamiento del suelo. A la fecha existen cuatro tipos de ensayos de laboratorio destinados a estimar la potencialidad de licuación de arenas saturadas: (1) ensayo triaxial de carga cíclica; (2) ensayo de corte directo con carga cíclica; (3) ensayo de carga cíclica torsional; (4) mesa vibradora.

Se presentan y analizan los resultados obtenidos en IDIEM con tres tipos de arenas sometidas a esfuerzos de corte cíclicos en una mesa vibradora de movimiento horizontal en condiciones de saturación total y en estado seco. Estos resultados se tratan de correlacionar con los obtenidos por otros investigadores y aquellos que se relacionan con la compactación del esqueleto en muestras secas y saturadas, se unifican a través del parámetro $\tau/\bar{\sigma}_v$. Finalmente se propone en forma general un procedimiento para estimar la potencialidad de licuación de una masa de arena saturada sometida a un terremoto en el que se incluyen los factores más importantes que intervienen en el fenómeno.

*Ingeniero del IDIEM, Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad de Chile, Santiago. Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.

INTRODUCCION

El esqueleto de un suelo arenoso sin cohesión que por alguna causa es sometido a solicitaciones dinámicas tiende a compactarse. Como consecuencia de esta disminución de volumen, si el suelo está saturado, se inducen incrementos de presión de poros, u' , los cuales hacen disminuir las fatigas efectivas, $\bar{\sigma}$, y por lo tanto la resistencia al corte de la arena, $\tau_{máx}$:

$$\tau_{máx} = [\sigma - (u_0 + u')] \operatorname{tg} \phi = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Si se supone que el ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , permanece relativamente constante durante la sollicitación dinámica la expresión anterior indica que existe un incremento de presión de poros por sobre el valor inicial, u_0 , que podrá provocar la falla por corte del suelo. Si la presión de poros aumenta hasta anular las fatigas efectivas ($\sigma = u$), la resistencia al corte casi desaparece y la arena se comporta como un líquido viscoso en un cierto intervalo de deformaciones: *licuación de arenas*.

Definiendo la potencialidad de licuación para un punto de un estrato horizontal de arena saturada en un cierto instante del sismo, como la razón entre la variación de la presión de poros en dicho instante a una profundidad del estrato y la variación de la presión necesaria para anular la fatiga efectiva vertical inicial, se establece la siguiente relación:

$$PL(z, t) = \frac{u'(z, t)}{\bar{\sigma}_v(z)} \quad (2)$$

Para $PL = 1.0$ se tendrá una condición de *licuación total* y para $0 < PL < 1.0$ la condición corresponderá a una *licuación parcial*. En ambas situaciones el grado de estabilidad del estrato de arena y, por consiguiente, el de estructuras que sobre él se apoyaran, disminuye con respecto al valor inicial en condiciones estáticas. Por tal motivo, a medida que PL aumenta se llega a un instante en el que se generan deformaciones que podrían comprometer la seguridad de las estructuras. Sin embargo, al generarse dichas deformaciones, la masa de arena podría experimentar cambios de volumen, que para ciertas condiciones de densidad relativa y presiones confinantes, inducirían variaciones negativas de la presión de poros (fenómeno de dilatancia) lo que tendería a reducir e incluso a detener el desarrollo de la falla.¹ Si la arena presentara una densidad relativa baja, la ocurrencia del fenómeno de dilatancia sería poco probable con lo cual se tendrían grandes posibilidades de una falla catastrófica, especialmente si el valor de PL se acercara a 1.0. El análisis anterior demuestra que en una primera etapa debe obtenerse una metodología que permita determinar la potencialidad de licuación del estrato de arena sin considerar la existencia de sobrecargas externas en su superficie. Una segunda etapa, debería incorporar el efecto introducido por las deformaciones del

suelo al estar presente sobrecargas aplicadas sobre un ancho pequeño. En las Figs. 1 y 2 se presentan dos ejemplos que ilustran el efecto de una licuación total en la estabilidad de una zapata y de un muro de contención. De no generarse el fenómeno de dilatancia antes referido, resulta obvio deducir el futuro que tendría el edificio soportado por la zapata y el muro de contención: se podría producir un colapso total de estas estructuras al fluir el suelo como un líquido. No obstante, aun cuando esta situación no alcanzara a desarrollarse ($PL < 1.0$), siempre debe tenerse en mente que la acción de esfuerzos de corte cíclicos puede producir una compactación del esqueleto de suelo, y por lo tanto, generar asentamientos indeseables: compactación por vibraciones^{2, 3, 4, 5}.

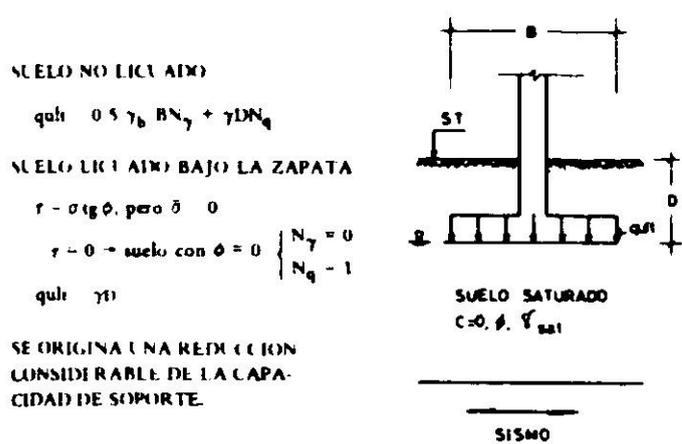


Fig. 1. Efecto de la licuación total en la capacidad de soporte de una zapata.

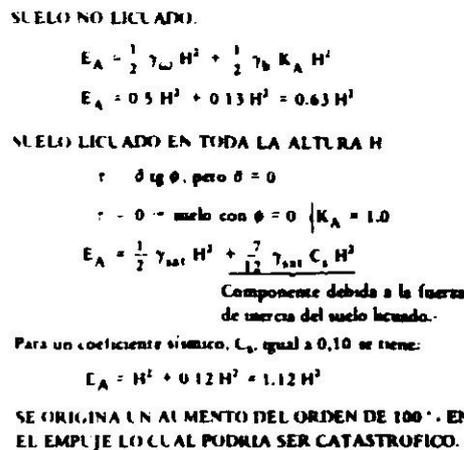


Fig. 2. Efecto de la licuación total en el empuje sobre un muro de contención.

A la fecha, los esfuerzos para analizar el fenómeno de licuación han estado orientados fundamentalmente a solucionar la primera etapa, para lo cual se considera el estrato en condiciones geostáticas, sin sobrecargas externas concentradas y sometido a la acción de un tren de ondas de corte que se propaga verticalmente desde la base rocosa hacia la superficie del suelo. Para ello se han desarrollado diferentes tipos de ensayos tales como el triaxial de carga cíclica^{6, 7}, el ensayo de corte directo con carga cíclica^{8, 9}, el ensayo de carga cíclica con excitación torsional¹⁰ y los ensayos en mesas vibratorias^{11, 12, 13, 14, 15}. Lo anterior ha sido complementado con observaciones de terreno que han dado como resultado la formulación de métodos ingenieriles para la solución del problema^{16, 17, 18}. Sin embargo, pareciera que todavía no se ha logrado integrar dentro de un adecuado marco teórico la totalidad de las variables que intervienen en el problema, entre las que se destacan las características de compactación del esqueleto de suelo, su permeabilidad y las condiciones de drenaje. En efecto, con la excepción de los ensayos en mesas vibratorias, el resto trabaja con probetas en condiciones no drenadas en las que, fuera de no permitir el estudio de la influencia de las condiciones de drenaje, se introducen condiciones de borde propias del ensayo. Una de estas condiciones corresponde a la rigidez de la membrana empleada para confeccionar la probeta de suelo, cuya influencia en los resultados ha sido analizada recientemente.¹⁹

Un procedimiento que tomara en cuenta las variables antes mencionadas y

que las relacionara con la historia de los esfuerzos de corte inducidos por un terremoto u otro tipo de excitación cíclica, permitiría estimar en forma bastante aceptable la historia de incrementos de presión de poros, y por consiguiente, la potencialidad de licuación de la masa arenosa. El objetivo fundamental de esta publicación es aportar nuevos antecedentes acerca del fenómeno de la licuación a través del análisis de resultados obtenidos en tres tipos de arenas sometidas a vibraciones horizontales en condiciones de saturación total y en estado seco.

EQUIPO UTILIZADO EN LAS EXPERIENCIAS

En la Fig. 3 se presenta un esquema general del equipo y las instalaciones anexas utilizadas en el desarrollo de las experiencias y en la Fig. 4 una foto de dicho equipo. Sus componentes básicos son: (1) motor y sistema de transmisión del movimiento, (2) sistema biela manivela, (3) mesa vibradora constituida por una plataforma horizontal deslizante, (4) caja de paredes transparentes donde se coloca la muestra y (5) instrumental para efectuar las mediciones.

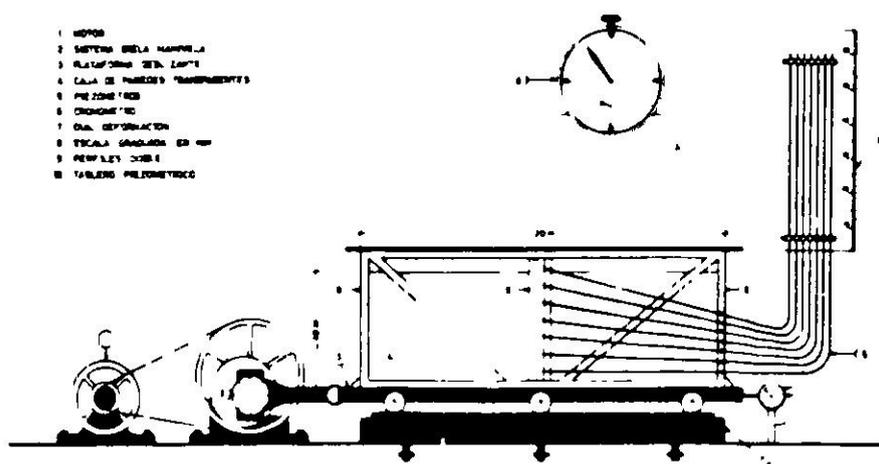


Fig. 3. Esquema general del equipo e instalaciones anexas.

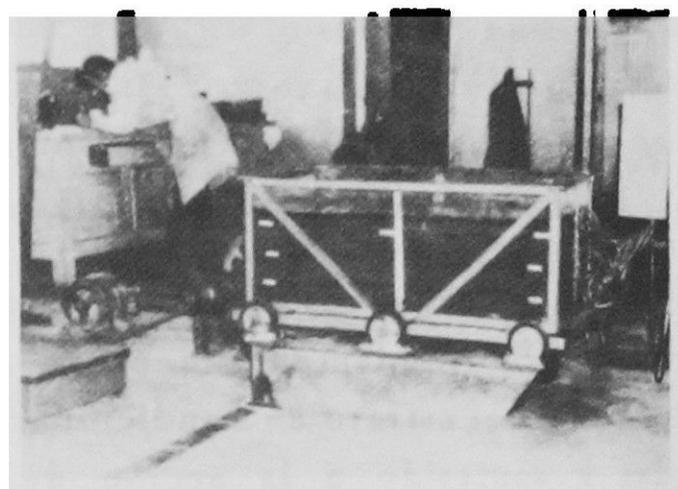
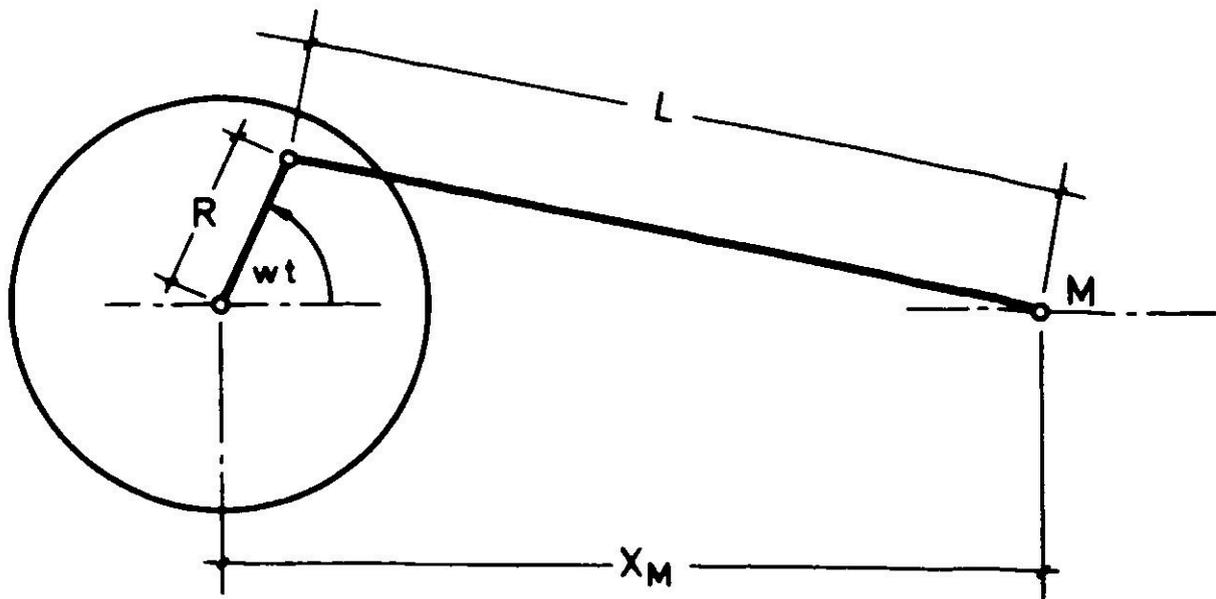


Fig. 4. Fotografía de la mesa vibradora.

Un motor de 3HP y velocidad constante da la energía necesaria para producir el movimiento de la mesa conectándose a ella mediante el empleo de dos correas en V, un juego de poleas y un sistema de biela manivela. El juego de poleas es importante ya que permite, según sean sus diámetros, cambiar la velocidad del movimiento y por lo tanto el período de la vibración impuesta a la mesa. El sistema biela-manivela se diseñó de modo de poder fijar la amplitud del movimiento con anterioridad a cada ensayo. Tanto el período como la amplitud, una vez fijados, no pueden ser modificados durante el desarrollo de las experiencias. En la Fig. 5 se indica la ecuación del movimiento horizontal impuesto a la mesa el cual, si se considera que el L/R de diseño es aproximadamente igual a 60, queda expresado por la relación siguiente:

$$a \approx -R \omega^2 \cos \omega t \quad (3)$$

en que ω representa la velocidad angular de la polea, R el largo de la manivela



$$\begin{aligned} \text{Desplazamiento: } X_M &= R \left\{ \cos(\omega t) + \left[\left(\frac{L}{R} \right)^2 - \sin^2(\omega t) \right]^{1/2} \right\} \\ \text{Aceleración : } a_M &= -R\omega^2 \left\{ \cos(\omega t) + \frac{\cos(2\omega t)}{\left[\left(\frac{L}{R} \right)^2 - \sin^2(\omega t) \right]^{3/2}} - \frac{0.25 \sin^2(2\omega t)}{\left[\left(\frac{L}{R} \right)^2 - \sin^2(\omega t) \right]^{5/2}} \right\} \\ \text{Si } L \gg R &: a_M \approx -R\omega^2 \cos \omega t \end{aligned}$$

Fig. 5. Características del movimiento dado por el sistema biela-manivela.

(amplitud del movimiento), t el tiempo de vibración y a la aceleración del movimiento. La ecuación anterior indica que la vibración impuesta a la mesa corresponde a un movimiento sinusoidal cuyas características de período y amplitud se controlan cambiando el diámetro de las poleas y el largo de la manivela, respectivamente. El período se determinó midiendo la velocidad angular de las poleas con un cuentavuelgas y un cronómetro y la amplitud con un dial de deformación de precisión 0.01 mm que se adosó en un extremo de la mesa. Durante los ensayos y utilizando el mismo dial se efectuaron medidas para obtener una curva de calibración entre la amplitud fijada al comienzo del ensayo y la observada durante el proceso de vibración, detectándose variaciones máximas del orden del 15%, las que fueron tomadas en cuenta en el cálculo de la aceleración impuesta a la mesa. Las variaciones detectadas durante el régimen dinámico se deben a defectos de ajuste en el montaje del sistema biela-manivela, así como también a elongaciones de las diferentes componentes del equipo producidas por las fuerzas de inercia.

La caja en cuyo interior se colocó la muestra de arena posee paredes de acrílico transparente, está convenientemente atiesada y se apernó a la plataforma vibradora a través de un paño de fieltro destinado a evitar la transmisión de vibraciones de alta frecuencia. El conjunto anterior se montó sobre 6 ruedas de goma que deslizan sobre dos perfiles doble T férreamente apernados a la losa del piso.

Las dimensiones interiores de la caja (1.20 x 0.60 x 0.50 m) permiten trabajar con aproximadamente 500 kg de arena pudiéndose alcanzar en este caso una aceleración horizontal máxima de 1.5 g. La amplitud horizontal del movimiento puede variarse dentro de un rango comprendido entre 0 y 3 cm en incrementos de 0.1 mm o superiores. Las poleas utilizadas en los ensayos dan períodos de vibra-

ción, T , iguales a 0.152 y 0.221 s.

Para determinar la densificación de la muestra de arena se colocaron en las esquinas y en el centro de cada pared de la caja escalas graduadas en milímetros, lo que permitió medir los asentamientos de la superficie del suelo. Estos asentamientos también se midieron a distintas profundidades de la muestra para lo cual se intercalaron capas delgadas de arena teñida. Los asentamientos de superficie en zonas centrales de la muestra se midieron utilizando un limnómetro.

Para medir los incrementos de presión de poros en muestras saturadas se emplearon piezómetros ubicados en verticales materializadas en el centro de las paredes frontal y lateral de la caja. El desarrollo de estos incrementos en el tiempo se registró colocando junto al tablero piezométrico un cronómetro de esfera grande. El conjunto tablero-cronómetro se fotografió utilizando tres máquinas fotográficas accionadas secuencialmente con lo cual se fue captando los estados de los piezómetros y los tiempos transcurridos para alcanzar dichos estados.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Se fijaron las características del movimiento aplicado a la mesa. Posteriormente se procedió a colocar la arena en la caja en capas de aproximadamente 120 kg, previo secado del material en cancha. Esta colocación se realizó compactando cada capa hasta lograr la densidad inicial, DR_0 , requerida en el ensayo y disponiendo entre capa y capa el anillo perimetral de arena teñida. Las alturas de cada una de las capas (aprox. 13 cm) así como la altura total de la muestra (aprox. 40 cm) se midieron utilizando las escalas graduadas adosadas a las paredes de la caja y el limnómetro. Con ello se verificó la homogeneidad del proceso de compactación y la horizontalidad de la superficie de la muestra. Una vez efectuadas estas operaciones se vibró la muestra por un tiempo lo suficientemente largo como para asegurar la *estabilización* del proceso de compactación (aprox. 5 min) lo que equivalió a la aplicación de 1300 a 2000 ciclos según fuera el valor del período utilizado en los ensayos. A este respecto cabe señalar que ensayos de vibración forzada efectuados en arenas secas^{2,3} indican que el proceso de compactación se estabiliza para un número de ciclos mayor a 1000; este comportamiento también ha sido observado en ensayos de corte directo con desangulación cíclica⁴ en los cuales el número de ciclos necesarios para estabilizar realmente el proceso fue del orden de 10.000. Sin embargo, para los fines de la presente investigación, el tiempo de vibrado de 5 min se fijó como cota superior común a todos los ensayos, teniendo en cuenta que tiempos mayores no producían un incremento apreciable del asentamiento final de la muestra. A lo anterior se agrega el hecho de que difícilmente durante un sismo se origina un número de ciclos significativos mayor al utilizado en los ensayos. Finalizado el vibrado se efectuaron lecturas de asentamiento en las

escalas graduadas*

Los ensayos en arenas saturadas se efectuaron de acuerdo al procedimiento indicado en el párrafo precedente hasta antes de vibrar la caja. En ese momento se procedió a saturar la muestra introduciéndole agua a través de tubos piezométricos conectados a la base de la caja con lo cual se trató de reducir a un mínimo la cantidad de aire atrapado. Una vez saturada la muestra se dejó en reposo durante 24 horas quedando lista para el vibrado. Previo al ensayo se revisaron los tubos piezométricos cuidando que no se presentaran burbujas de aire. Durante el proceso de vibrado se captó cada 2 s el estado de los tubos piezométricos y el del cronómetro de esfera grande accionando secuencialmente 3 máquinas fotográficas dispuestas para este fin. El intervalo de 2 s permitió contar con un número suficiente de puntos para definir adecuadamente una curva de variación de la presión de poros con el tiempo. Finalizado el vibrado se efectuaron las lecturas de asentamiento en la forma ya descrita anteriormente.

Tanto para el caso de arenas secas como saturadas se realizaron ciclos de experiencias, cada uno de los cuales comprende un número variable de ensayos sobre una misma arena. En algunos de estos ciclos se emplearon sólo muestras vírgenes en cambio en otros la densidad final de un ensayo corresponde a la inicial del siguiente.

CARACTERISTICAS DE LAS ARENAS UTILIZADAS EN LOS ENSAYOS

Las arenas elegidas corresponden a los tipos fina, media y gruesa. Se eligieron de manera que presentaran una gran homogeneidad, es decir, que sus propiedades fueran casi idénticas en muestras elegidas al azar y que cubrieran en la forma más completa posible la gama de tamaños de partículas que comúnmente se detecta en estratos naturales. En la Fig. 6 se presentan las curvas granulométricas de las tres arenas conjuntamente con la banda crítica propuesta por Ohsaki¹⁷, dentro de la cual la potencialidad de licuación es mayor. En la Fig. 7 se indica la variación del

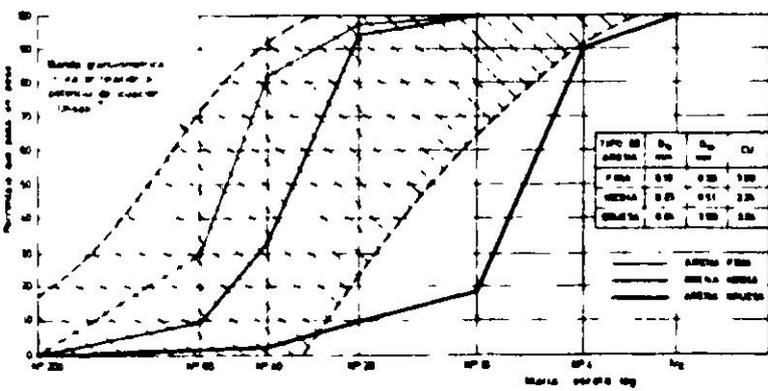


Fig. 6. Curvas granulométricas de las arenas ensayadas.

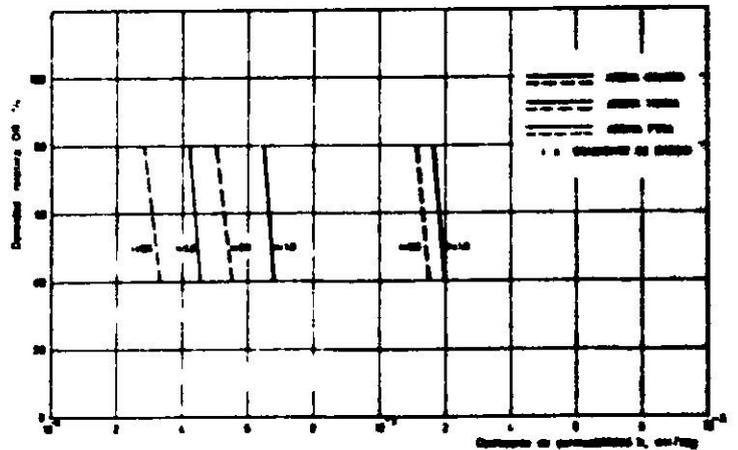


Fig. 7. Coeficientes de permeabilidad de las arenas ensayadas.

* Debido a lo primitivo del sistema de medición de asentamientos sólo en algunos ensayos se llevó el registro de ellos en función del tiempo, para lo cual fue necesario detener el proceso del vibrado cada vez que se quería efectuar lecturas.

coeficiente de permeabilidad, k , de cada una de las arenas en función de su densidad relativa, DR . Para ello se empleó un permeámetro de carga constante con una sobrecarga de 0.1 kg/cm^2 en el que cada arena se ensayó utilizando dos gradientes hidráulicos distintos. En la Tabla I se dan otras características de las arenas tales como su densidad seca máxima $(\gamma_d)_{\text{máx}}$ y mínima $(\gamma_d)_{\text{mín}}$, su peso específico G_s y la forma de las partículas.

TABLA I
CARACTERISTICAS DE LAS ARENAS ENSAYADAS

Tipo de arena	Densidad seca máxima (Ton/m ³)				Densidad seca mínima (Ton/m ³)	G_s	Forma de las partículas
	Vibrado vertical		Vibrado horizontal*				
	Seco	Saturado	Seco	Saturado			
Fina	1.75	1.71	1.74	1.75	1.49	2.67	Subredondeada a subangular
Media	1.88	1.83	1.86	1.88	1.58	2.66	Subangular
Gruesa	1.87	1.87	1.84	1.85	1.57	2.67	Angular

*Corresponde a ensayos realizados con la mesa vibradora usada en este trabajo.

RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS EXPERIENCIAS

Se analizan los resultados obtenidos en arenas secas y saturadas, correlacionándolos entre sí y comparándolos con los obtenidos por otros investigadores. Todos los resultados que se presentan corresponden a ensayos efectuados con un período de vibración igual a 0.221 s ya que para el período de 0.152 s en ninguna de las tres arenas ensayadas se detectó inicio de compactación ni incrementos de presión de poros. La densidad relativa de las arenas se calculó con el $(\gamma_d)_{\text{máx}}$ dado por el ensayo de vibrado vertical en muestras secas.

Efecto del vibrado en la compactación de las arenas

La Fig. 8 muestra el efecto del vibrado en la compactación de muestras saturadas de arena fina, media y gruesa. En ella se indican los valores de las densidades relativas alcanzadas al término del proceso de vibrado, DR_f , en función de la aceleración del movimiento. Las curvas de la figura representan los resultados de ensayos realizados en muestras vírgenes y en muestras cuyas densidades iniciales, DR_o , corresponden a las finales del ensayo anterior. De acuerdo a estos resultados se concluye que la densidad final de una arena para una aceleración dada, o si se quiere para un cierto nivel de esfuerzos de corte cíclicos, sólo depende del valor que tenga dicha aceleración y es independiente de la densidad inicial de la muestra, así como también de la historia de las vibraciones a que fue sometida.

Esta independencia no sólo significa que la densidad relativa final es la misma sea cual fuera la forma como se incrementa la aceleración hasta alcanzar un cierto valor final máximo, sino que también es independiente de la potencialidad de licuación alcanzada por la muestra durante dicho proceso de incremento.

Se define además una aceleración crítica, a_{crit} , que corresponde a la mínima necesaria para producir variaciones apreciables de densidad y de presión de poros en la muestra. Su valor depende de la forma y tamaño de las partículas, de la granulometría de la arena y de su densidad relativa inicial. Así por ejemplo, para $DR_0 = 50\%$ la aceleración crítica en la arena fina es igual a 40 gals, en la arena media igual a 50 gals y en la arena gruesa igual a 130 gals. Estas diferencias podrían explicarse si se considera que es más fácil sacar de su posición de equilibrio a un grano fino que a uno grueso, lo cual es de gran importancia práctica no sólo en el desarrollo del proceso de licuación de un estrato de suelo saturado, sino que en el caso de compactación por vibraciones de suelos secos.

El significado de las curvas de la Fig. 8 analizado en los párrafos precedentes coincide plenamente con el observado en otras investigaciones (Ortigosa², Barkan²⁰), especialmente aquél que tiene relación con la aceleración crítica a la cual Barkan llamó "umbral de aceleración".

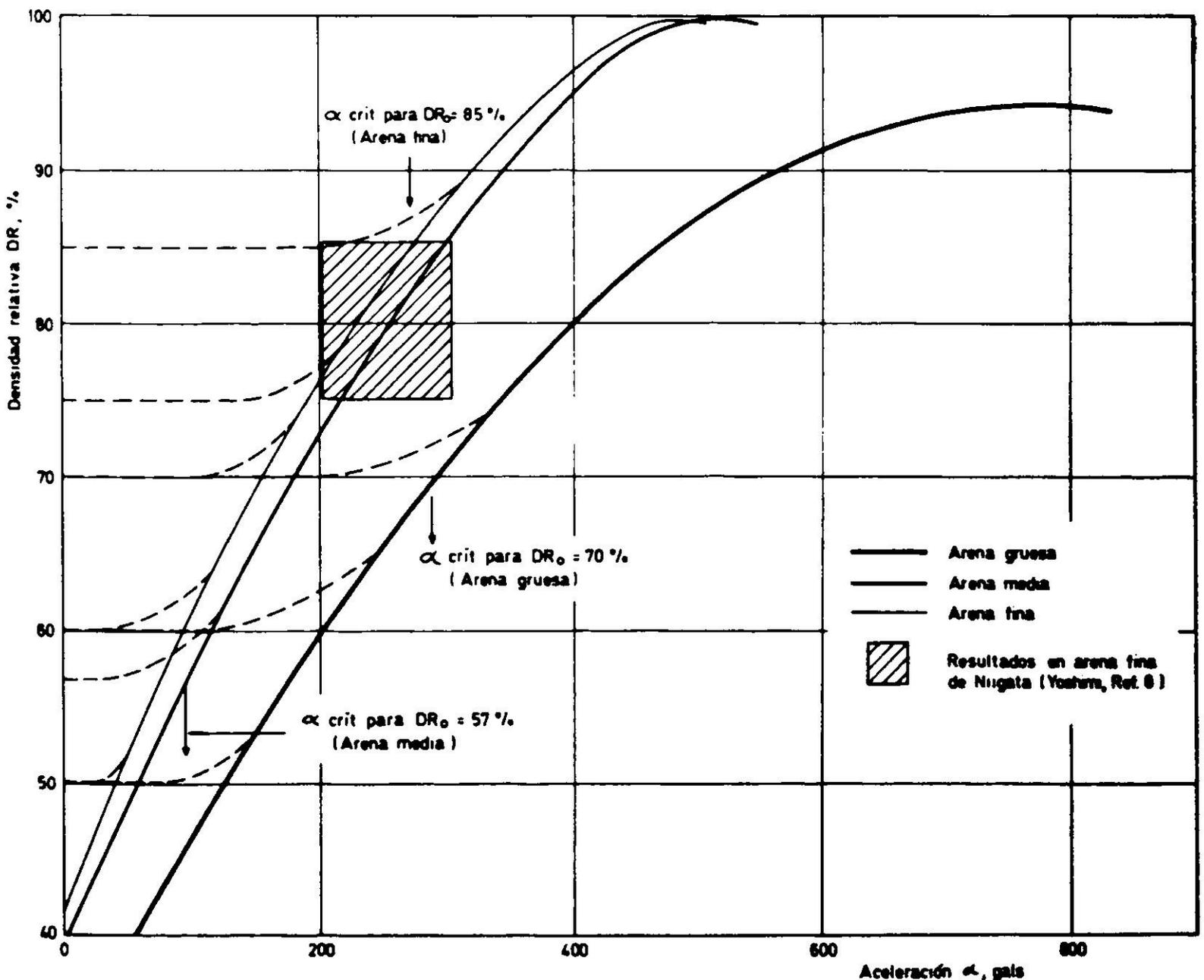


Fig. 8. Curvas de compactación para arenas saturadas: aceleración crítica vs densidad relativa inicial.

En la Fig. 9 se presenta el efecto del vibrado en la compactación de muestras secas, obteniéndose conclusiones análogas a las formuladas para arenas saturadas. No obstante, si se comparan los resultados de esta figura con los de la Fig. 8 se observa que la muestra seca alcanza un grado de compactación máximo ligeramente inferior al alcanzado por la muestra saturada y que las aceleraciones críticas correspondientes a muestras secas son francamente mayores a las asociadas a muestras saturadas. La primera de las diferencias puede deberse a la acción lubricante del agua que actúa facilitando el proceso de acomodado de las partículas. Sin embargo, esta diferencia no es significativa en magnitud lo que permite concluir que, para las características del equipo utilizado, el hecho de vibrar la muestra en estado seco o saturado no reviste gran importancia en lo que se refiere a la densidad máxima seca alcanzada por la arena ensayada.

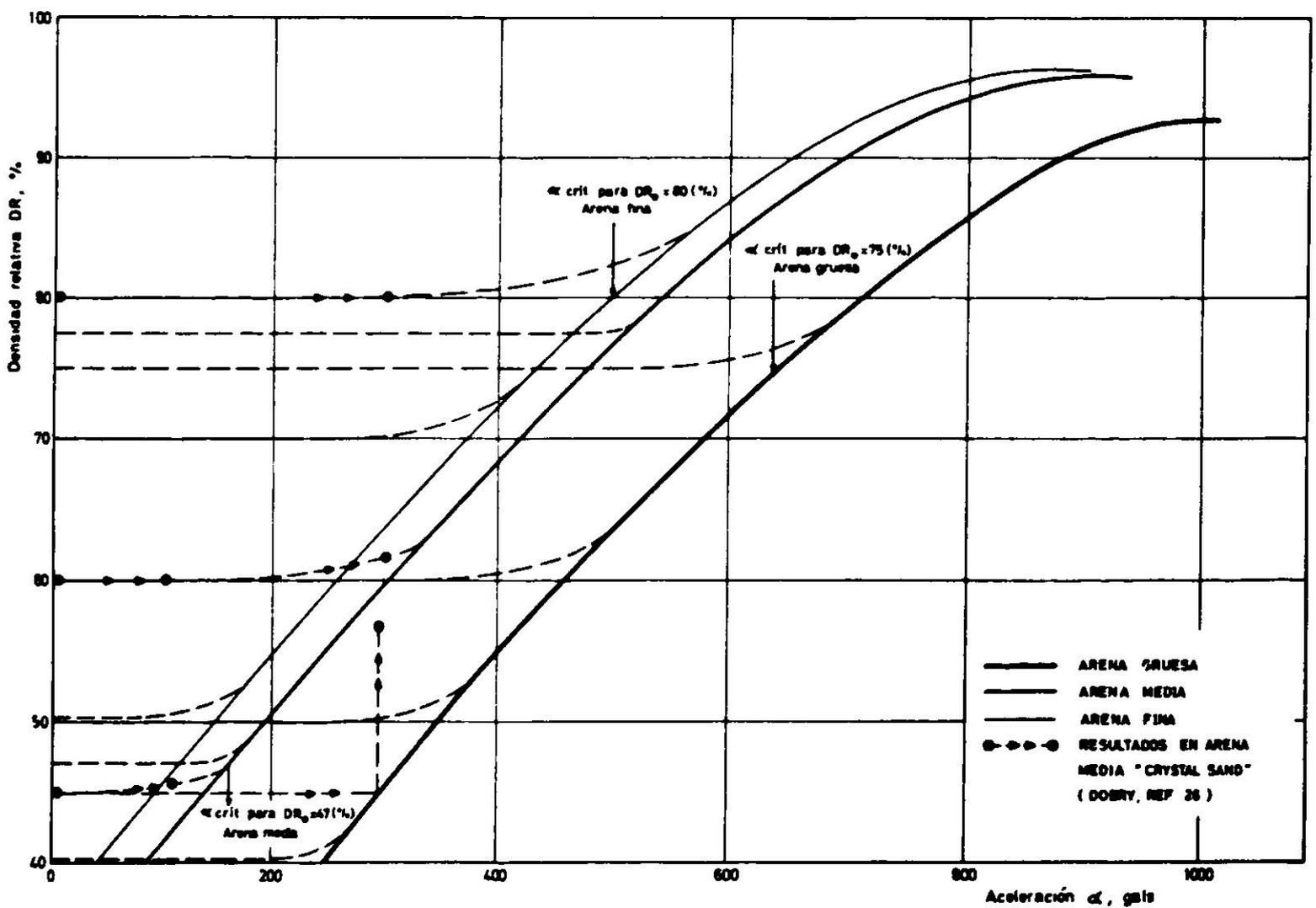


Fig. 9. Curvas de compactación para arenas secas: aceleración crítica vs densidad relativa inicial.

Para explicar la diferencia de aceleraciones críticas es necesario considerar que: (1) el proceso de compactación de una determinada arena es función de la razón $\tau/\bar{\sigma}_v$, en que τ es el esfuerzo de corte cíclico inducido por las vibraciones y $\bar{\sigma}_v$ la fatiga efectiva vertical inicial a una profundidad dada y (2) se supone válida la aplicación de la hipótesis de cuerpo rígido. La primera de estas consideraciones se fundamenta en el hecho de que τ es el parámetro que provoca el reacomodo de las partículas y por lo tanto la compactación del esqueleto de arena (*parámetro solicitante*) y que la fatiga $\bar{\sigma}_v$ impide dicho reacomodo (*parámetro resistente*). La razón entre ambos parámetros, $\tau/\bar{\sigma}_v$, sería en último término la

que controla el proceso de compactación.

En base a las consideraciones anteriores es posible establecer, para un elemento de suelo ubicado a una profundidad z , las siguientes relaciones:

$$\left| (\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit} \right|_{\text{arena saturada}} = \frac{a_{crit}^{sat} C \gamma_{sat} z}{\gamma_b \cdot z} = \frac{a_{crit}^{sat} C \gamma_{sat}}{\gamma_b} \quad (4)$$

en que $C =$ factor que considera el porcentaje de la masa de agua que se desplaza junto con las partículas de arena, $\gamma_{sat} =$ peso unitario de la arena saturada y $\gamma_b =$ peso unitario boyante de la arena.

Para una muestra de arena seca la relación anterior se transforma en:

$$\left| (\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit} \right|_{\text{arena seca}} = \frac{a_{crit}^{seca} \gamma_d z}{\gamma_d z} = a_{crit}^{seca} \quad (5)$$

Considerando en ambos casos que para densidades relativas iguales el valor $(\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit}$ no debe variar apreciablemente (se desprecia el efecto de lubricación del agua), se establece finalmente la relación siguiente:

$$\frac{a_{crit}^{sat}}{a_{crit}^{seca}} = \frac{\gamma_b}{C \cdot \gamma_{sat}} \quad (6)$$

En la Fig. 10 se compara la razón de aceleraciones críticas *teórica* calculada en base a la relación anterior con la razón de aceleraciones obtenida experimentalmente. Esta comparación se efectúa para las tres arenas y para diferentes valores de la densidad relativa inicial de las muestras ensayadas. El valor de C utilizado en

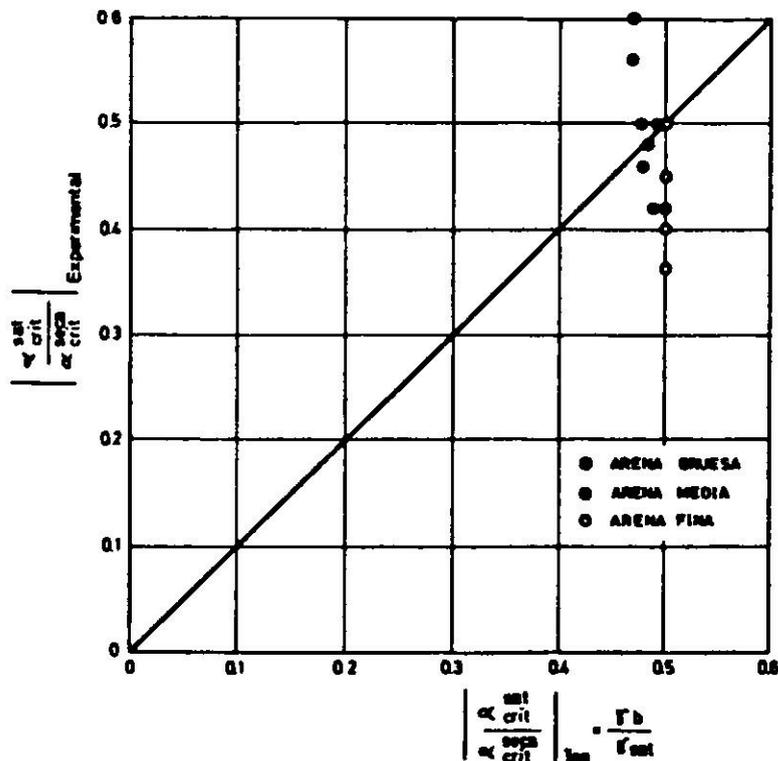


Fig. 10. Comparación entre la razón de aceleraciones críticas "teórica" y experimental.

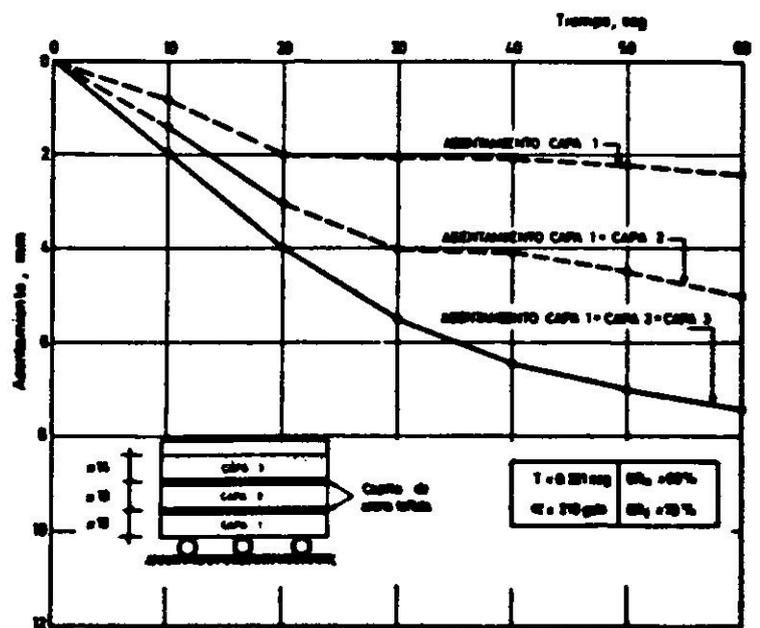


Fig. 11. Variación del asentamiento en función del tiempo para arena fina saturada.

la determinación *teórica* se aproximó a la unidad lo que es tanto más válido cuanto más fina sea la arena.

Los resultados de esta comparación indican una concordancia bastante aceptable entre la razón de aceleraciones críticas *teórica* y *experimental*, lo que estaría indicando que las consideraciones establecidas para la deducción de la relación (6) son adecuadas. Otra evidencia experimental que avala esas consideraciones la constituye las curvas de asentamiento vs tiempo representadas en la Fig. 11, en la cual se observa que las tres capas en que se dividió la muestra experimentan asentamientos parecidos. Esto se explicaría al considerar que $\tau/\bar{\sigma}_v$ es constante con la profundidad, para lo cual debe cumplirse la hipótesis de cuerpo rígido establecida en el análisis. De todo lo anterior, el hecho más significativo es la evidencia que señala a $\tau/\bar{\sigma}_v$ como el parámetro que controla el proceso de compactación del esqueleto del suelo. A este respecto cabe señalar que Silver - Seed⁵ y Youd⁴ establecen que la desangulación, γ_{xy} , es el parámetro que controla dicho proceso. Esta situación, que aparentemente podría estar en contradicción con lo señalado anteriormente no es tal. En efecto, la desangulación γ_{xy} puede expresarse como $\gamma_{xy} = \tau/G$ en que G representa el módulo de corte de la arena. A su vez $G = C^{te} \cdot \bar{\sigma}_v^n$ con lo cual $\gamma_{xy} = C^{te} \cdot \tau/\bar{\sigma}_v^n$. De acuerdo a esta última relación la similitud entre las dos formas de ligar la compactación del esqueleto de arena con la perturbación externa resulta evidente.

Efecto del vibrado sobre la presión de poros

Las vibraciones sobre una muestra de arena saturada tienden a producir un reacomodo de las partículas con la correspondiente reducción de volumen. Esta compactación obliga al agua alojada en los huecos a ser expulsada lo cual puede traducirse en un incremento de presión de poros u' , cuyo valor en función del tiempo dependerá de la permeabilidad de la arena y de sus condiciones de drenaje.

TABLA II
FACTORES QUE INFLUYEN EN LA POTENCIALIDAD
DE LICUACION DE UNA ARENA SATURADA

Factor	Variación de la potencialidad de licuación
v_{ce} aumenta	AUMENTA
v_{ce} disminuye	DISMINUYE
v_{dren} aumenta	DISMINUYE
v_{dren} disminuye	AUMENTA
<p>v_{ce} aumenta si $\tau/\bar{\sigma}_v$ o γ_{xy} aumenta, DR_0 disminuye, el tamaño y angulosidad de las partículas disminuye, el coeficiente de uniformidad disminuye. <i>Disminuye</i> a medida que aumenta el número de ciclos de aplicación de la perturbación externa.</p> <p>v_{dren} aumenta si el coeficiente de permeabilidad aumenta y las condiciones de drenaje se mejoran.</p>	

Se tendrá entonces que la función $u' = u'(t)$ alcanzará valores mayores a medida que se incremente la velocidad de compactación del esqueleto de suelo, v_{ce} , y se disminuya la velocidad de escape del agua v_{dren} . En la Tabla II se ilustra esquemáticamente la relación entre estas velocidades y la potencialidad de licuación de una arena saturada.

Lo anterior queda demostrado, por lo menos en forma cualitativa, por los resultados experimentales presentados en las Figs. 12 a 16. En la Fig. 12 se ilustra la variación en el tiempo del incremento de presión de poros para la arena fina y en la Fig. 13 para la arena media. Los resultados indican que tanto los valores como la forma de la función $u' = u'(t)$ están influidos por el tipo de arena, su densidad relativa inicial y el nivel de la excitación externa, en este caso representada por la magnitud de la aceleración impuesta en el ensayo. En las Figs. 14 a 16

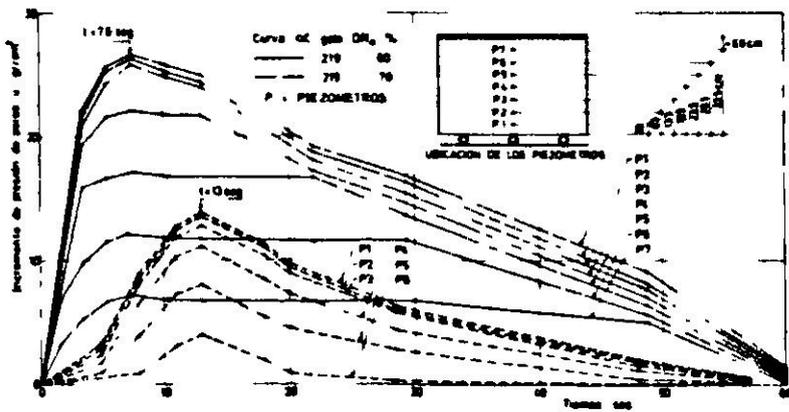


Fig. 12. Variación del incremento de presión de poros con el tiempo en arena fina saturada.

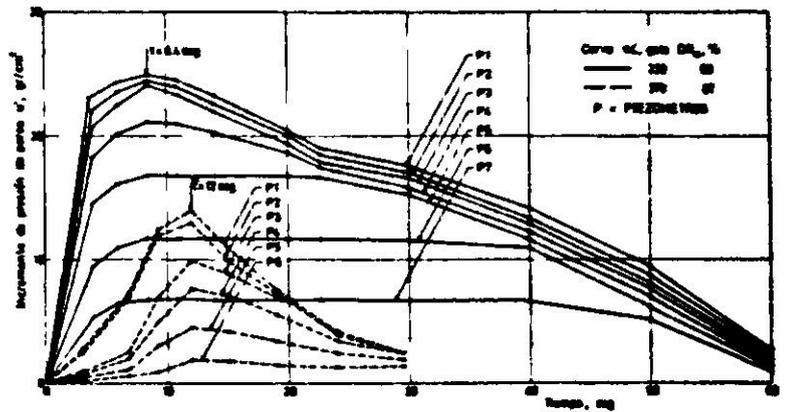


Fig. 13. Variación del incremento de presión de poros con el tiempo en arena media saturada.

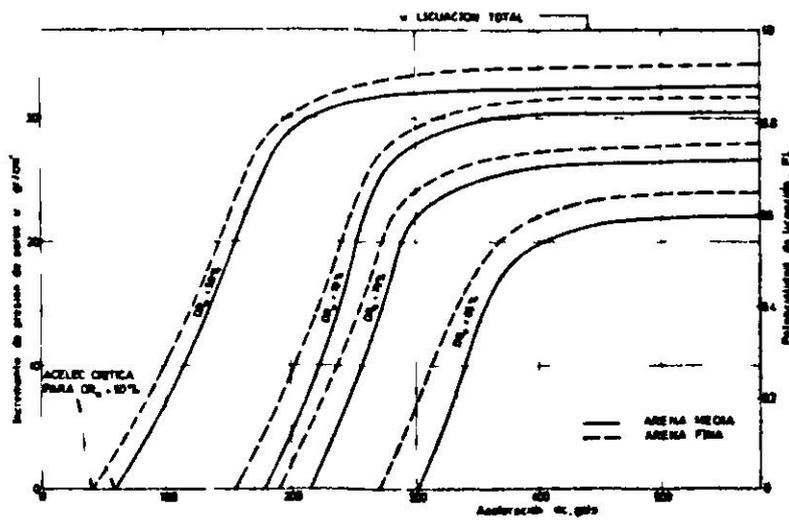


Fig. 14. Variación máxima de la presión de poros con la aceleración en arenas fina y media saturadas (piezómetro 1).

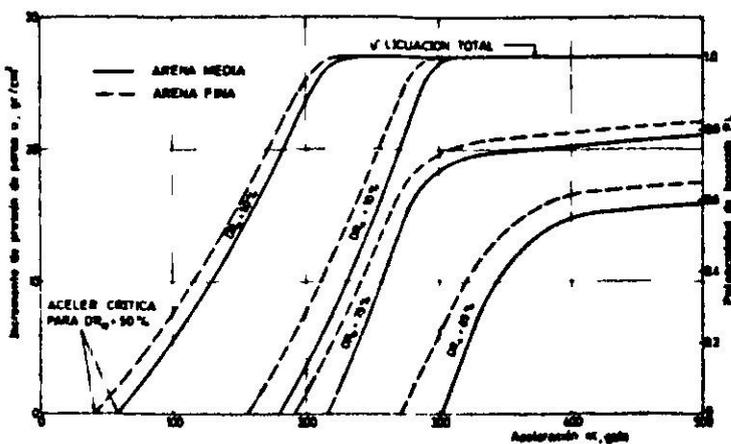


Fig. 15. Variación máxima de la presión de poros con la aceleración en arenas fina y media saturadas (piezómetro 3).

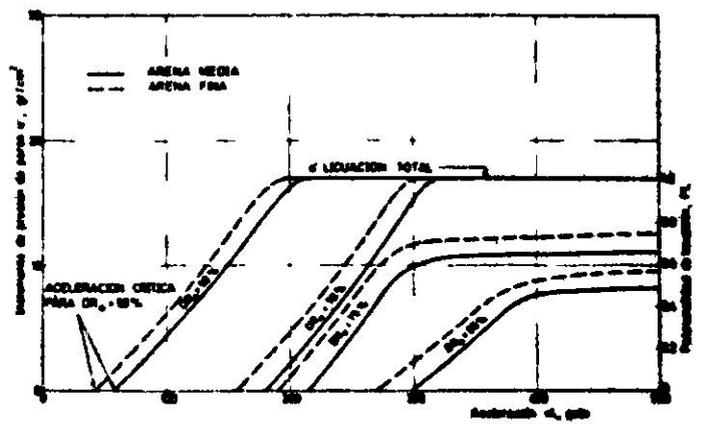


Fig. 16. Variación máxima de la presión de poros con la aceleración en arenas fina y media saturadas (piezómetro 5).

se ha graficado para las arenas fina y media, compactadas con diferentes densidades relativas, el valor máximo alcanzado por u' y PL en función de la aceleración del movimiento. En estas figuras queda en evidencia que la potencialidad de licuación de una arena aumenta al incrementarse la excitación externa y al disminuir su densidad relativa inicial, su coeficiente de permeabilidad y el tamaño de las partículas. Puede darse incluso la situación de que no se produzca licuación total en ningún punto de la muestra por mucho que se incremente la aceleración del movimiento lo cual, para las arenas fina y media, corresponde a densidades relativas iniciales del orden del 75%. En la arena gruesa no se detectaron incrementos de presión de poros en ninguno de los ensayos, a pesar de haberse vibrado muestras con densidades relativas del orden del 50% y aceleraciones superiores a 800 gals. Este comportamiento se explica si se tiene en cuenta la permeabilidad relativamente alta de este tipo de arena ($k \approx 10^{-2}$ cm/s) lo cual implica que por muy alta que fuese la velocidad de compactación del esqueleto, ésta no es suficiente para inducir incrementos de presión de poros, produciéndose un escape muy rápido del agua que llena los huecos del esqueleto. Especialmente significativo es este salto observado en el comportamiento de las arenas al variar su granulometría o, si se quiere, su coeficiente de permeabilidad. A pesar de que los resultados puedan verse afectados por errores experimentales, no deja de ser sintomático el comportamiento detectado y, por consiguiente, recomendable que en futuras investigaciones se estudien en forma sistemática, además de la influencia de la densidad relativa, dos factores que parecen influir fundamentalmente en el fenómeno:

La velocidad y magnitud de la compactación del esqueleto incluyendo suelos tipo grava.

La permeabilidad de dichos suelos.

En las Figs 17 y 18 se muestra, para un instante cualquiera, la variación de los incrementos de presión de poros con la profundidad en una muestra de arena fina con $DR_o = 60\%$ y excitada con una aceleración de 219 gals. La Fig. 17 corresponde a variaciones observadas entre el instante inicial ($t = 0$) y el momento en que el u' detectado en los piezómetros alcanza valores máximos ($t = 7.6$ s); la situación para $t > 7.6$ s se ilustra en la Fig. 18. Las curvas de ambas figuras muestran que para cada instante existe una zona del estrato en estado de licuación parcial y otra totalmente licuada. El límite entre estas dos zonas avanza desde la superficie de la muestra hasta alcanzar una profundidad máxima (en este caso 25 cm) en el momento en que los incrementos de presión de poros alcanzan valores máximos. En ese instante, para profundidades mayores a la anotada, el gradiente hidráulico es nulo lo que estaría indicando que no hay flujo de agua, es decir, el proceso de compactación del esqueleto de suelo virtualmente se ha estabilizado. Con posterioridad a ese instante el límite de separación entre ambas zonas comienza a ascender hacia la superficie de la muestra, produciéndose la relajación de los incrementos de presión de poros hasta alcanzar el estado hidrostático de equilibrio final. Un comportamiento análogo al anteriormente

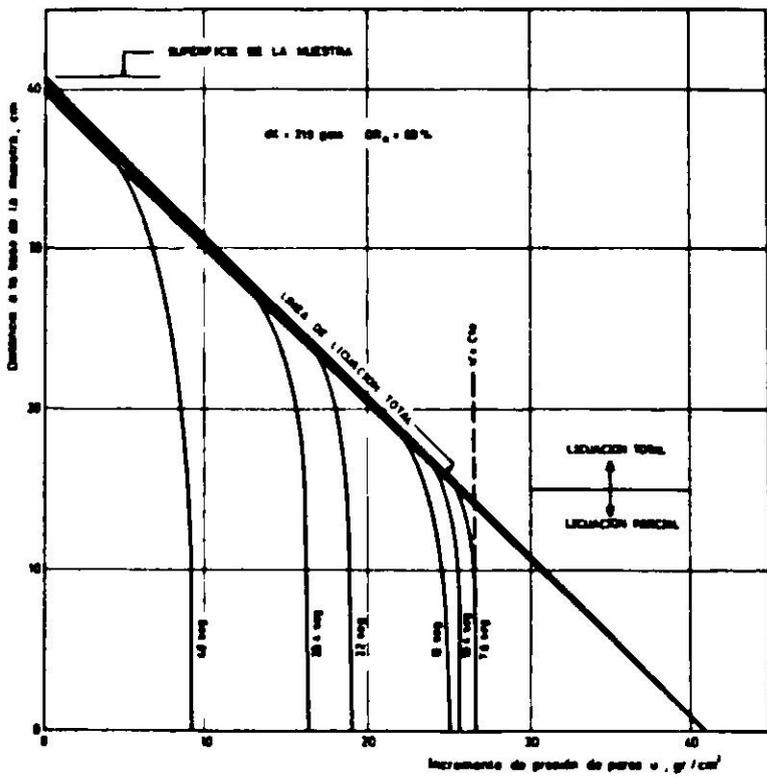


Fig. 17. Variación del incremento de presión de poros con la profundidad en una muestra de arena fina saturada ($t \leq 7.6$ s).

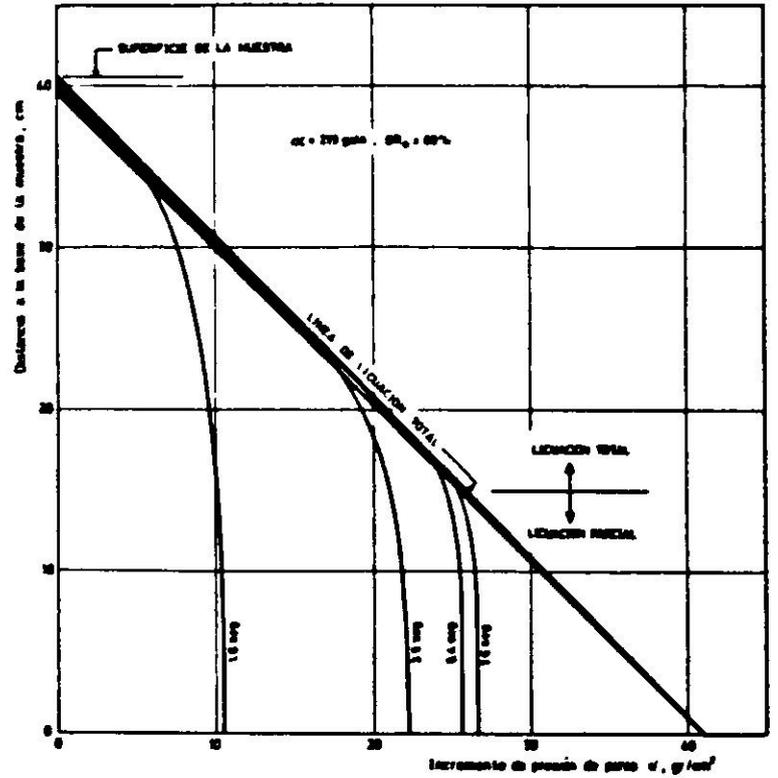


Fig. 18. Variación del incremento de presión de poros con la profundidad en una muestra de arena fina saturada ($t \geq 7.6$ s).

descrito se detectó para la arena media.

Estos resultados experimentales indican que al formularse una teoría destinada a predecir el fenómeno de licuación de un estrato de arena saturada sometido a vibraciones horizontales, debe tenerse en cuenta el avance y retroceso en profundidad que experimenta el proceso de licuación. Por tal motivo, la determinación teórica de los esfuerzos de corte inducidos en el estrato debe considerar la modificación en el tiempo de sus propiedades mecánicas en el entendido que estas varían con la fatiga efectiva.

Influencia del período de las vibraciones

Al cambiar el período de las vibraciones del valor 0.221 s al valor de 0.152 s en ninguna de las arenas ensayadas, secas o saturadas, se detectó inicio de compactación o incrementos de presión de poros. Este comportamiento podría deberse a la reducción de los esfuerzos de corte inducidos en la masa de arena ya que su respuesta dinámica es función, entre otras cosas, de la frecuencia de la vibración impuesta. Por tal razón, para estimar la potencialidad de licuación o de compactación de un estrato de arena sometido a la acción de un sismo u otro tipo de excitación externa, no sólo basta considerar la aceleración máxima del movimiento, sino que es necesario analizar la respuesta dinámica del estrato para el contenido de frecuencias de la excitación considerada. Debido a la dificultad de analizar la respuesta dinámica de la arena ensayada, especialmente a raíz de las condiciones de borde impuestas por las paredes de la caja, no se efectuó un estudio tendiente a cuantificar la influencia de los períodos utilizados en los ensayos en el valor de los esfuerzos de corte inducidos.

Comparación con otros resultados obtenidos en mesas vibratoras

En la Fig. 8 se ha graficado el contorno dentro del cual caen los resultados obtenidos por Yoshimi¹² en muestras de arena fina saturada (arena de Niigata) sometidas a vibraciones horizontales. Para tal efecto utilizó una mesa de 0.25 x 0.50 m en cuyo interior se alojó la arena con un espesor de 0.27 m. Yoshimi menciona haber realizado sus experiencias con sobrecargas comprendidas entre 0 – 0.06 kg/cm² aplicadas en la superficie de la muestra, pero desafortunadamente los resultados obtenidos no especifican la sobrecarga empleada en cada ensayo. En todo caso se observa que dichos resultados caen razonablemente bien sobre las curvas de compactación obtenidas en este trabajo para arenas de granulometría similar a la de la arena empleada por Yoshimi.

En la Fig. 9 se han representado los resultados calculados por Dobry²¹ utilizando las experiencias realizadas por Seed y Silver³ en muestras de arena media seca (*Crystal Sand*) sometidas a vibraciones horizontales. Dichas muestras fueron vibradas utilizando una mesa de 3 x 2 m en cuyo interior se alojó la arena con un espesor del orden de 0.30 m. Cabe destacar que Dobry empleó los resultados obtenidos para 300 ciclos de vibrado, al cabo de los cuales el grado de *estabilización* del proceso de compactación es muy similar al asociado a las curvas de la Fig. 9. Por otra parte, la granulometría de la arena empleada por Seed y Silver es muy parecida a la de la arena media utilizada en este trabajo. La comparación entre los resultados obtenidos es alentadora y además enfatiza la validez del empleo de la hipótesis de cuerpo rígido en la deducción de las expresiones (4) y (5). Esto último se debe a que en sus ensayos, Seed y Silver midieron la aceleración en la base y en la superficie de la muestra obteniendo valores muy similares.

Comparación con resultados de ensayos triaxiales

Resulta difícil establecer una comparación entre los resultados de mesa vibradora y los obtenidos en ensayos triaxiales de carga cíclica *no drenados*, debido a que en ambos casos las condiciones de la arena ensayada son muy diferentes. En efecto, en el ensayo triaxial de carga cíclica la probeta se encuentra rodeada por una membrana de goma que restringe el drenaje del agua, en cambio en los ensayos de mesa vibradora la muestra puede drenar libremente. El ensayo triaxial se efectúa sobre una probeta de suelo de dimensiones reducidas y generalmente confinada en forma isotrópica. Por el contrario, el volumen de suelo empleado en la mesa vibradora trata de simular, a escala reducida, el comportamiento de un estrato de arena en condiciones geostáticas. Estas diferencias hacen pensar que difícilmente pueda existir una adecuada concordancia entre los resultados de ambos ensayos, y si la hubiera, ello se considera más bien un hecho fortuito.

En la Fig. 19 se ha graficado en función de la densidad relativa inicial el valor de $\tau/\bar{\sigma}_v$ necesario para producir pequeños asentamientos o incrementos de presión de poros en las arenas fina, media y gruesa ensayadas en la mesa vibradora. El

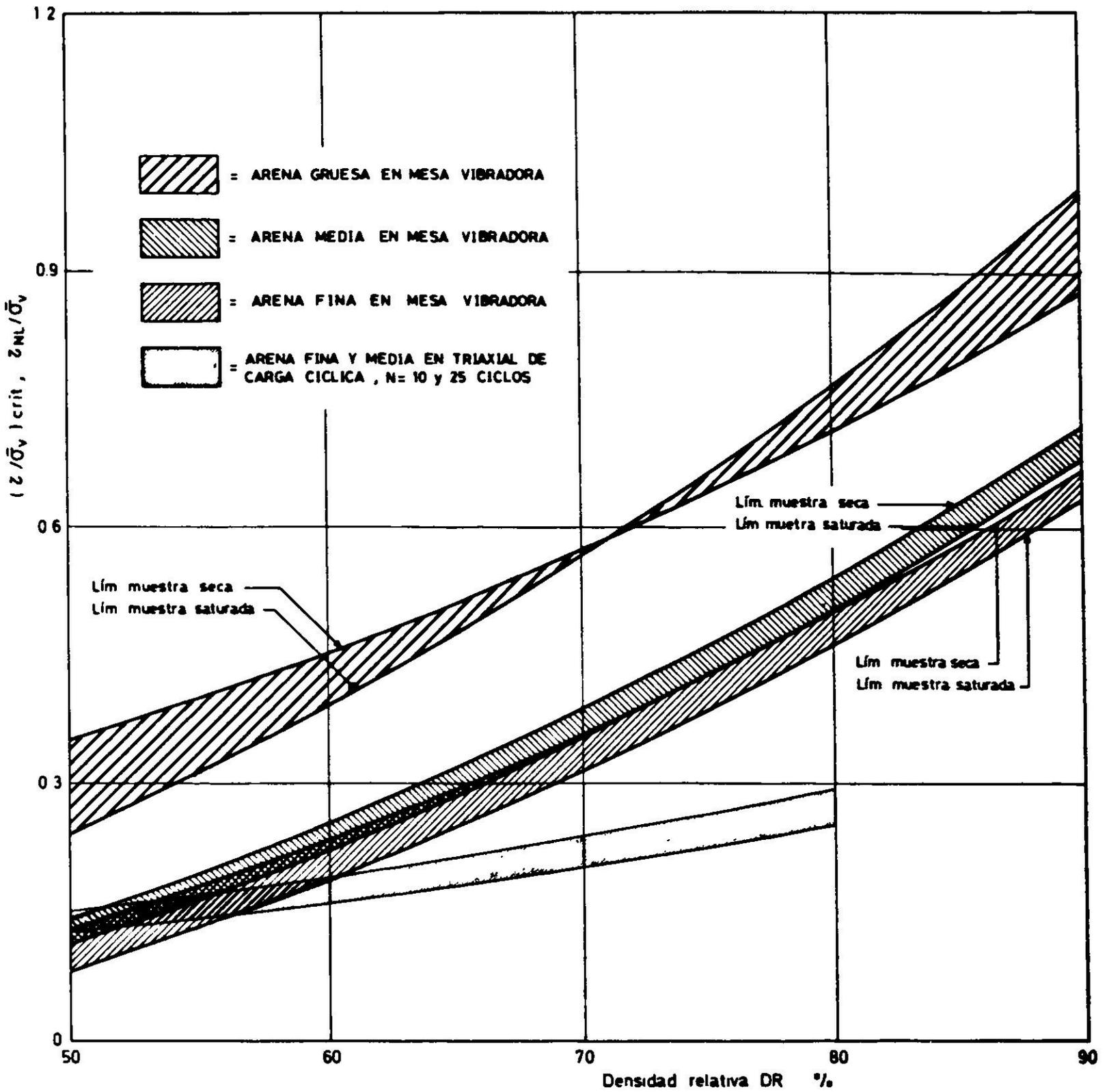


Fig. 19. Relación $(\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit}$ vs DR obtenida en la mesa vibradora y $\tau_{NL}/\bar{\sigma}_v$ vs DR obtenida en el triaxial de carga cíclica no drenado.

criterio utilizado es análogo al formulado por Whitman²² y define en el fondo un $(\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit}$ necesario para producir inicio de compactación o *inicio de licuación*. Para calcular la razón $(\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit}$ asociada a muestras secas y saturadas se emplearon las relaciones (4) y (5), respectivamente. En ellas se consideró $C = 1.0$ y los valores de a_{crit} obtenidos en las Figs. 8 y 9. Cabe hacer notar que la relación $(\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit}$ vs DR para la arena gruesa corresponde solamente al inicio de compactación ya que en ninguno de los ensayos realizados con este tipo de arena se detectaron incrementos de presión de poros.

A modo de comparación, en la Fig. 19 se ha graficado para las arenas fina y media, la relación entre el $\tau/\bar{\sigma}_v$ necesario para producir *licuación total* en el terreno y la densidad relativa. Esta relación se obtuvo con la expresión propuesta por Seed y Peacock²³ cuyo empleo se basa en resultados de ensayos triaxiales de

carga cíclica *no drenados*:

$$\tau_{NL}/\bar{\sigma}_v = c_r \frac{DR}{DR_o} \frac{1}{\bar{\sigma}_{30}} \left(\frac{\sigma_{dp}}{2} \right)_{NL} \quad (7)$$

en que τ_{NL} = fatiga de corte cíclico de amplitud constante requerida para causar licuación total de la arena en N ciclos (en el terreno); $\bar{\sigma}_v$ = fatiga efectiva vertical inicial en el terreno; DR = densidad relativa en el terreno; DR_o = densidad relativa de la muestra en el laboratorio; $\bar{\sigma}_{30}$ = fatiga efectiva de confinamiento isotrópico de la muestra en el laboratorio; $(\sigma_{dp}/2)_{NL}$ = fatiga de corte cíclica requerida para causar licuación total de la muestra en N ciclos (en el laboratorio); c_r = factor de corrección que tiene en cuenta las diferencias entre las condiciones del ensayo triaxial y de terreno. El valor de c_r oscila entre 0.55 y 0.70 según se trate de una arena suelta o densa. Los valores de $(\sigma_{dp}/2)_{NL}$ se obtuvieron de los gráficos presentados por Seed y Peacock para $N = 10$ y $N = 25$ ciclos, a los cuales se entró con el diámetro D_{50} de las arenas fina y media.

Las curvas de la Fig. 19 indican que el $(\tau/\bar{\sigma}_v)_{crit}$ obtenido en los ensayos con mesa vibradora varía casi linealmente con la densidad relativa de la arena, comportamiento que también se observa en el triaxial de carga cíclica. Sin embargo, cuando se comparan los resultados obtenidos en ambos tipos de ensayo para las arenas fina y media, no existe similitud en los valores de $\tau/\bar{\sigma}_v$, especialmente para densidades altas. Esta discrepancia es aun mayor si se considera que se está comparando el $(\tau/\bar{\sigma}_v)$ necesario para producir inicio de licuación (mesa vibradora) con el necesario para producir licuación total (triaxial). Esta situación confirma lo dicho anteriormente en relación a que las condiciones de ensayo en la mesa y el triaxial son totalmente diferentes, por lo que difícilmente se puede esperar que exista una adecuada correlación entre ambos ensayos.

PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR LA POTENCIALIDAD DE LICUACION DE UN ESTRATO DE ARENA SATURADA

Generalidades

Uno de los primeros investigadores que introdujo la permeabilidad y las condiciones de drenaje en el estudio del fenómeno de licuación de arenas saturadas fue Maslov¹¹. Aunque sus bases fueron formuladas en 1935, no es sino a partir de 1952 que comenzó la investigación experimental sistemática²⁴. Maslov define un *coeficiente de compactación dinámica*, ν , como la variación de la porosidad, n , del esqueleto de arena en función del tiempo:

$$\nu = \frac{dn}{dt} \quad (8)$$

En esta expresión el parámetro ν representa la velocidad de compactación

del esqueleto de arena motivada por la excitación aplicada. En su análisis Maslov supone que ν , para un determinado grado de compacidad de la arena y una excitación dada, es sólo función de la profundidad z y no del tiempo, con lo cual la formulación de su teoría resulta muy fácil de llevar a expresiones analíticas. Sin embargo, ensayos recientes en arenas secas sometidas a sollicitaciones de corte cíclico^{4,5} indican que ν , es función, entre otras cosas del número de aplicaciones de la perturbación cíclica (fatiga de corte o desangulación) y, por lo tanto, el tiempo debería jugar un papel importante.

Si se considera un elemento de suelo de espesor dz y de área unitaria (Fig. 20) su reducción de volumen en la unidad de tiempo, dq , queda expresada como:

$$dq = \frac{dn}{dt} dz = \nu(z) dz \tag{9}$$

El flujo de agua que atraviesa en la unidad de tiempo la cara superior del elemento es igual a la suma de los aportes de todos los elementos que quedan por debajo de él, o sea:

$$q = \int_z^L dq = \int_z^L \nu(z) dz \tag{10}$$

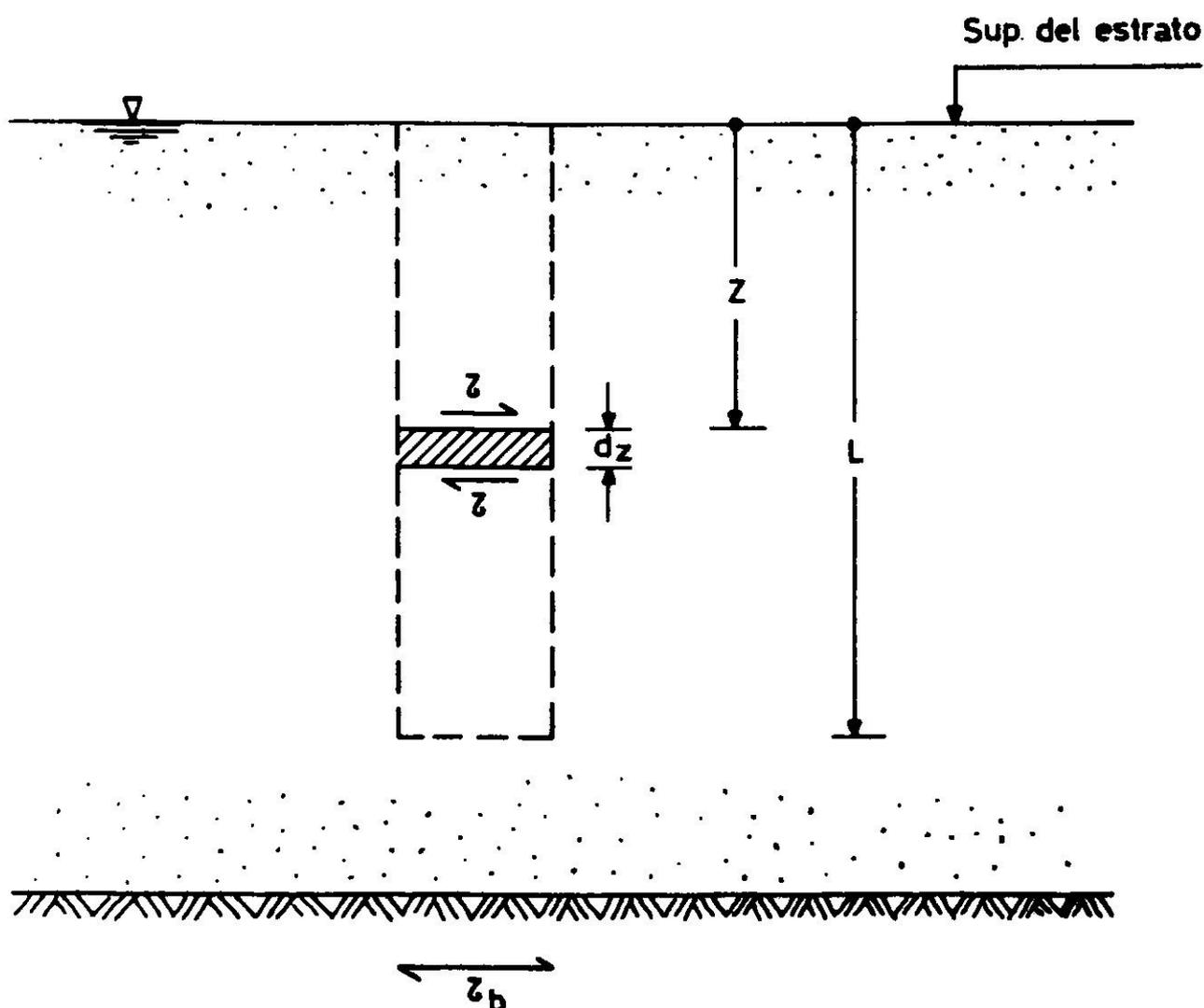


Fig. 20. Esquema de un estrato de arena saturada sometido a una excitación cíclica aplicada en su base.

en que L es la profundidad alcanzada por el proceso de compactación del esqueleto.

Por otra parte, el flujo a través del elemento, en el supuesto que sea válida la aplicación de la ley de Darcy, queda expresado como:

$$q = ki = k \frac{du'}{dz} \quad (11)$$

en que k representa el coeficiente de permeabilidad del suelo que se supone constante con z e i el gradiente hidráulico. Igualando (10) y (11) y considerando que $u' = 0$ para $z = 0$ Maslov integra la ecuación resultante para el caso en que $v = v_0$ constante con z y para una variación lineal del tipo $v = v_0 L - z/L$. Con ello se obtiene las expresiones anotadas en la Fig 21 las que se han graficado para $L = 40$ cm y $v_0/k = 0.025$ cm⁻¹. La forma de estas curvas presenta una semejanza bastante interesante con las obtenidas en los ensayos en la mesa vibradora (Ver

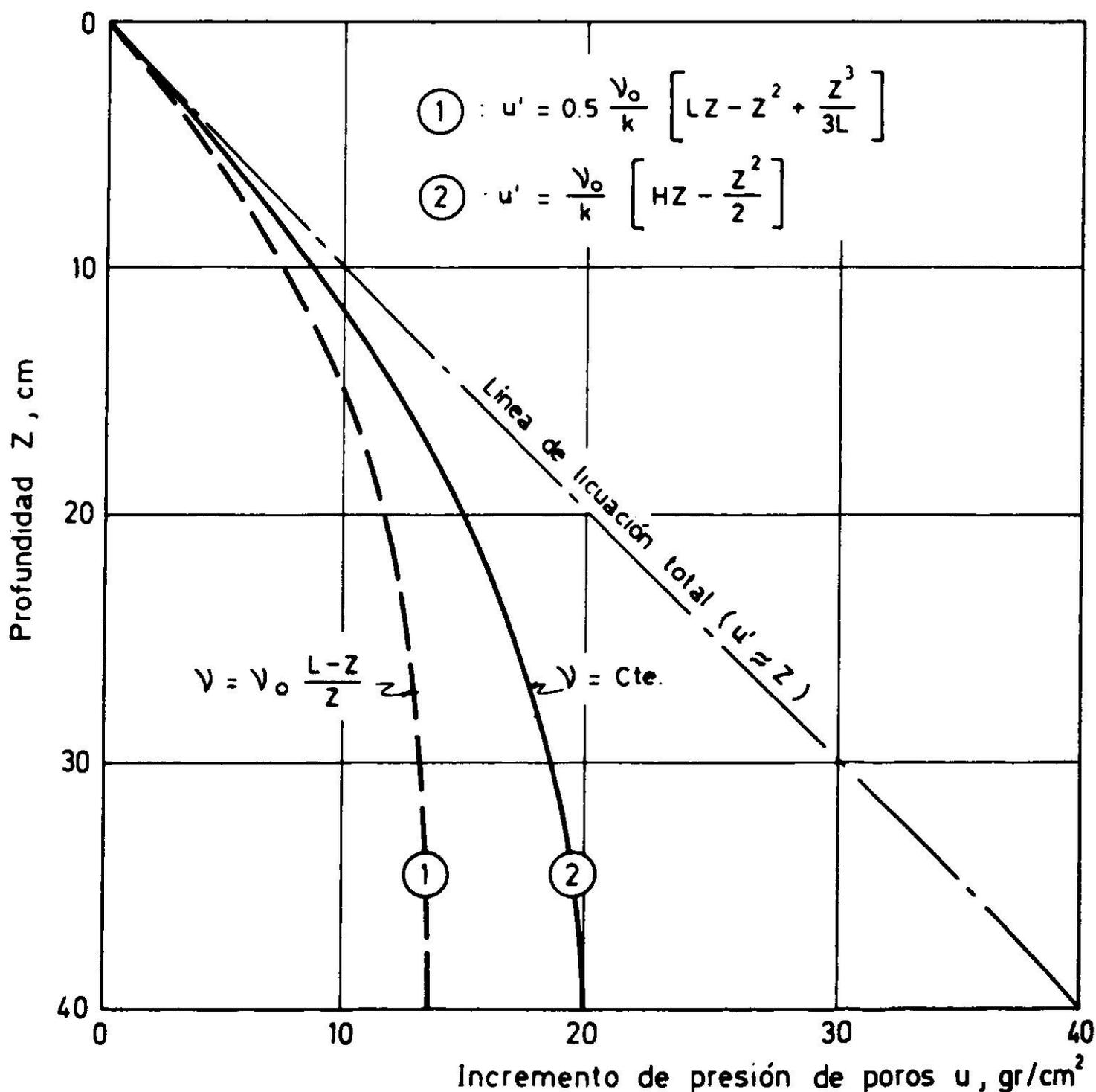


Fig. 21. Incrementos de presión de poros vs profundidad para $v_0/k = 0.025$ cm⁻¹ y $L = 40$ cm (Maslov⁷).

del esqueleto de arena motivada por la excitación aplicada. En su análisis Maslov supone que ν , para un determinado grado de compacidad de la arena y una excitación dada, es sólo función de la profundidad z y no del tiempo, con lo cual la formulación de su teoría resulta muy fácil de llevar a expresiones analíticas. Sin embargo, ensayos recientes en arenas secas sometidas a sollicitaciones de corte cíclico^{4,5} indican que ν , es función, entre otras cosas del número de aplicaciones de la perturbación cíclica (fatiga de corte o desangulación) y, por lo tanto, el tiempo debería jugar un papel importante.

Si se considera un elemento de suelo de espesor dz y de área unitaria (Fig. 20) su reducción de volumen en la unidad de tiempo, dq , queda expresada como:

$$dq = \frac{dn}{dt} dz = \nu(z) dz \tag{9}$$

El flujo de agua que atraviesa en la unidad de tiempo la cara superior del elemento es igual a la suma de los aportes de todos los elementos que quedan por debajo de él, o sea:

$$q = \int_z^L dq = \int_z^L \nu(z) dz \tag{10}$$

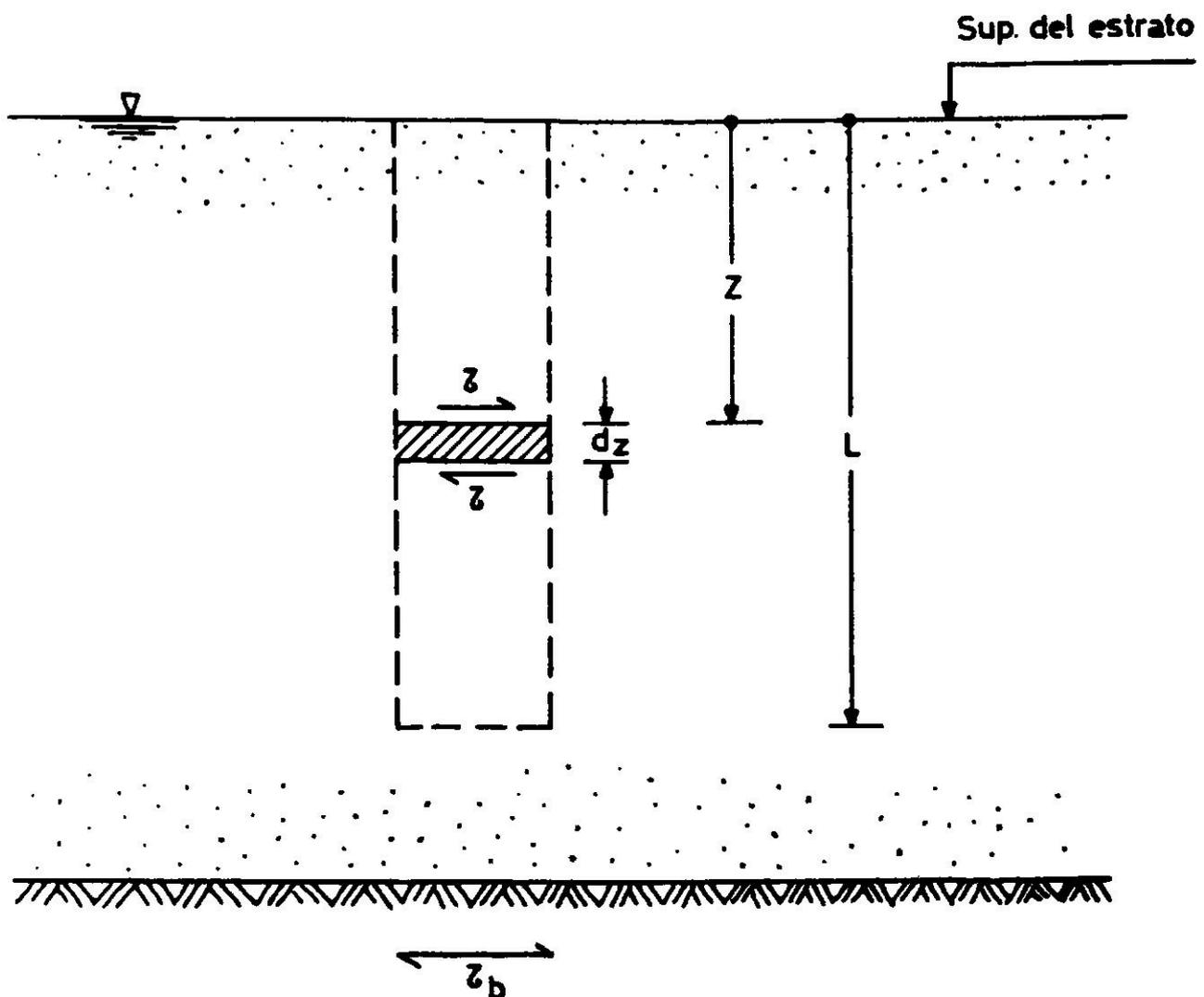


Fig. 20. Esquema de un estrato de arena saturada sometido a una excitación cíclica aplicada en su base.

en que L es la profundidad alcanzada por el proceso de compactación del esqueleto.

Por otra parte, el flujo a través del elemento, en el supuesto que sea válida la aplicación de la ley de Darcy, queda expresado como:

$$q = ki = k \frac{du'}{dz} \quad (11)$$

en que k representa el coeficiente de permeabilidad del suelo que se supone constante con z e i el gradiente hidráulico. Igualando (10) y (11) y considerando que $u' = 0$ para $z = 0$ Maslov integra la ecuación resultante para el caso en que $v = v_0$ constante con z y para una variación lineal del tipo $v = v_0 L - z/L$. Con ello se obtiene las expresiones anotadas en la Fig 21 las que se han graficado para $L = 40$ cm y $v_0/k = 0.025$ cm⁻¹. La forma de estas curvas presenta una semejanza bastante interesante con las obtenidas en los ensayos en la mesa vibradora (Ver

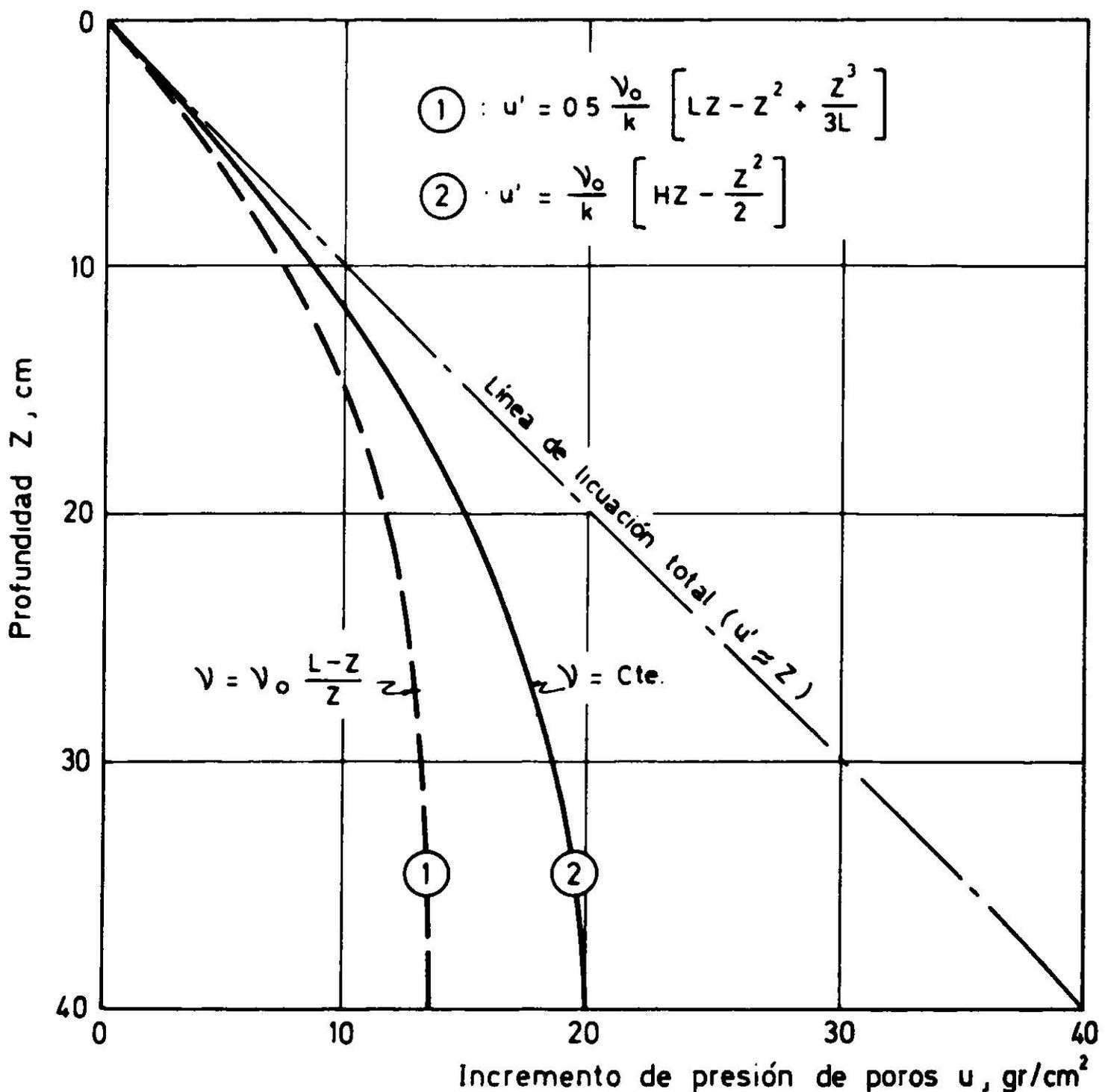


Fig. 21. Incrementos de presión de poros vs profundidad para $v_0/k = 0.025$ cm⁻¹ y $L = 40$ cm (Maslov⁷).

Figs. 17 y 18). Esto hace pensar que el enfoque dado por Maslov sería de utilidad en la formulación de una teoría más rigurosa destinada a cuantificar el fenómeno de licuación y, por ende, para interpretar los resultados de ensayos en mesas vibratoras y su posterior extrapolación al terreno*.

El enfoque de Maslov se ve reforzado con el análisis de los resultados experimentales efectuado en párrafos anteriores en los cuales quedó de manifiesto la importancia de considerar por una parte las condiciones de drenaje de la muestra y por otra sus características de compactación. Más aun, en un estudio de las condiciones de borde en el ensayo triaxial de carga cíclica *no drenado*, Musante y Ortigosa¹⁹ demuestran que los resultados obtenidos en este tipo de ensayo pueden ser explicados considerando las características de compactación del esqueleto de suelo y las condiciones de *drenaje* introducidas por la flexibilidad de la membrana de goma empleada para cubrir las probetas, la cual puede asimilarse en forma aproximada a un drenaje radial con simetría cilíndrica.

Actualmente se está desarrollando en la Universidad de Columbia Británica²⁵ un programa de experiencias utilizando una mesa vibradora de aproximadamente 3 m de longitud, 2 m de ancho y 0.20 m de altura. El programa se orienta, entre otras cosas, a verificar si existe una correlación adecuada entre los resultados obtenidos con este tipo de ensayo con aquellos obtenidos en el triaxial y en el aparato de corte directo con carga cíclica. Existen otras mesas vibratoras que pueden ser utilizadas para efectuar ensayos de vibración forzada en suelos entre las que destacan las construidas en la Universidad de California. Una de estas mesas corresponde a un modelo gigante de aproximadamente 30 x 30 m que estaría destinado fundamentalmente a ensayar estructuras sometidas a sismos, para lo cual el equipo está provisto de servomecanismos que permiten reproducir vibraciones al gusto del usuario; la otra corresponde a un modelo *a escala reducida* del equipo gigante cuyas dimensiones en planta son aproximadamente 7 x 7 m. Estas mesas gigantes son muy atractivas ya que permiten eliminar las condiciones de borde impuestas por las paredes de la caja, con lo cual se puede simular en buena forma las condiciones de terreno para un estrato horizontal de gran extensión con respecto a su espesor. Además permiten plantear una teoría interpretativa de los resultados experimentales en la cual, al reducir las condiciones de borde, se simplifica su formulación matemática.

Planteamiento de las ecuaciones

Se plantea un procedimiento para la estimación de la potencialidad de licuación de un estrato de arena saturada sometido a la acción de un movimiento sísmico

*Este proceso ha sido seguido por Seed y Silver³ en lo referente a la estimación de asentamientos en un estrato horizontal de arena seca. Para tal efecto, determinan las desangulaciones a diferentes profundidades del estrato cuando es sometido a una excitación en su base. Posteriormente reproducen la historia de desangulaciones en muestras representativas utilizando un aparato de corte directo. El método se pone a prueba comparando sus resultados con los obtenidos en un modelo constituido por una mesa vibradora de 3 x 2 m en cuyo interior se aloja arena seca con un espesor del orden de 30 cm. Los resultados obtenidos son alentadores.

horizontal aplicado en su base. Las ecuaciones se establecen para un estrato horizontal de extensión ilimitada, homogéneo en todo su espesor, con la napa freática coincidente con la superficie y apoyado sobre una base impermeable. De acuerdo a estas hipótesis el flujo de agua durante el proceso de compactación de la arena será unidimensional, lo que permite establecer la siguiente relación:

$$\frac{k_v}{\gamma\omega} \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} \approx \frac{\partial \xi_v}{\partial t} \quad (12)$$

k_v = coeficiente de permeabilidad de la arena en la dirección vertical que puede considerarse constante con z y t .

$\gamma\omega$ = peso unitario del agua.

z = profundidad medida a partir de la superficie del estrato.

u' = variación de la presión de poros con respecto al valor hidrostático inicial al cabo de un tiempo t en un elemento de suelo ubicado a una profundidad z ; $u' = u'(z, t)$.

ξ_v = deformación unitaria vertical del elemento de suelo al cabo del tiempo t . La deformación unitaria ξ_v dependerá de las condiciones de confinamiento y compacidad de la arena, así como también de las sollicitaciones de corte impuestas por el sismo. Para una arena seca es posible establecer:

$$\left. \begin{aligned} \xi_v &= F(\tau, \bar{\sigma}_v, N, DR_o) \\ &= F(\gamma_{xy}, N, DR_o) \end{aligned} \right\} 0 \leq z \leq H$$

τ = fatiga de corte impuesta por el sismo al elemento de suelo;

γ_{xy} = desangulación de corte impuesta por el sismo al elemento de suelo;
 $\gamma_{xy} = \gamma_{xy}(z, t)$.

$\bar{\sigma}_v$ = fatiga efectiva que confina verticalmente al elemento de suelo;
 $\bar{\sigma}_v = \gamma_b \cdot z - u'$ o sea $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_v(z, t)$.

N = número de ciclos de aplicación de la sollicitación de corte; $N = N(t)$.

DR_o = densidad relativa inicial de la arena.

γ_b = peso unitario sumergido de la arena que puede considerarse aproximadamente constante con z y t .

H = espesor del estrato.

Para una arena saturada la deformación unitaria puede expresarse como:

$$\xi_v = F(\tau, \bar{\sigma}_v, N, DR_o, k_v, \text{condiciones de drenaje})$$

De acuerdo a lo anterior la expresión (12) se transforma en:

$$\frac{k_v}{\gamma\omega} \frac{\partial^2 u'(z, t)}{\partial z^2} \approx \frac{\partial F(z, t)}{\partial t} \quad (13)$$

Esta ecuación se integra para las condiciones de borde siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} z = 0 \\ u' = 0 \end{array} \right\} \text{ para todo } t$$

$$\left. \begin{array}{l} z = H \\ \frac{\partial u'}{\partial z} = 0 \end{array} \right\} \text{ para todo } t$$

$$\left. \begin{array}{l} u' = 0 \\ t = 0 \end{array} \right\} 0 \leq z \leq H$$

El segundo miembro de la ecuación sería equivalente al coeficiente de compactación dinámica de Maslov, pero en este caso se observa que dicho coeficiente no sólo es función de z , sino que además del tiempo. Como una primera aproximación para resolver la ecuación anterior y por lo tanto poder estimar la potencialidad de licuación del estrato, podría considerarse que el esqueleto de suelo, para iguales condiciones de excitación externa, confinamiento y compactación, se compacta con igual velocidad, independientemente de si la arena está seca o saturada. Ello permitiría utilizar una función $F(z, t)$ obtenida a partir de ensayos de corte cíclico en probetas de arena seca. Sin embargo, un enfoque más riguroso del problema exigiría introducir el efecto del agua, lo cual complica enormemente la evaluación de dicha función. En todo caso la consideración anterior daría valores de $u' = u'(z, t)$ mayores a los asociados a la solución rigurosa.

Comentarios sobre las ecuaciones

La fatiga de corte $\tau = \tau(z, t)$ es función de las características del sismo aplicado en la base y de la amplificación de dicho sismo dentro del estrato de arena. La amplificación del movimiento depende a su vez del peso unitario, γ , del coeficiente de amortiguamiento, λ y del módulo de corte, G , de la arena. El valor de γ puede suponerse constante durante el sismo e igual a γ_{sat} lo que será tanto más válido cuanto más fina sea la arena. El amortiguamiento y el módulo de corte son parámetros que dependerán de z y t ya que experimentalmente²⁶ se ha encontrado, para un determinado tipo de arena, que $\lambda = \lambda(\gamma_{xy})$ y $G \approx G(\bar{\sigma}_v, \gamma_{xy})$ y tanto γ_{xy} como $\bar{\sigma}_v$ son funciones de z y t .

Los modelos que permiten determinar la función $\tau = \tau(z, t)$ consideran al suelo en estado sólido y por consiguiente la función $F(z, t)$ sólo será válida para esa condición. Esto implica que la integración de la ecuación (13) sólo tendrá sentido en tanto que los valores de u' obtenidos sean menores a los necesarios para producir licuación ($u' < \gamma_b \cdot z$). De lo contrario sería necesario modificar el procedimiento para obtener la función $\tau(z, t)$ teniendo en cuenta la existencia de zonas licuadas, las que se comportan como líquidos viscosos por lo menos dentro de ciertos intervalos de deformación.

CONCLUSIONES

- a) La potencialidad de licuación de un estrato de arena saturada en condiciones geostáticas depende de la velocidad de compactación del esqueleto de suelo y de su capacidad para drenar el agua.
- b) La velocidad de compactación del esqueleto aumenta al incrementarse la razón esfuerzo de corte cíclico—fatiga efectiva de confinamiento y al disminuir su densidad relativa, el tamaño y angulosidad de las partículas y su coeficiente de uniformidad. La velocidad de escape del agua aumenta si el coeficiente de permeabilidad aumenta y las condiciones de drenaje se mejoran.
- c) Para una arena dada se define una aceleración crítica, o si se quiere un $\tau/\bar{\sigma}_v$ crítico, como la mínima necesaria para producir compactación o incrementos de presión de poros apreciables. El valor de $\tau/\bar{\sigma}_v$ crítico depende fundamentalmente del tipo de arena y de su densidad relativa y secundariamente de su grado de saturación.
- d) La densidad relativa final alcanzada por una cierta arena, supuesto *estabilizado* el proceso de compactación, depende únicamente del nivel de excitación externa representada por la desangulación γ_{xy} impuesta o bien por la razón $\tau/\bar{\sigma}_v$ inducida en la masa de suelo. Esta densidad es independiente de la forma como se incremente la excitación hasta alcanzar un cierto valor final máximo, y para arenas saturadas, de la potencialidad de licuación alcanzada en dicho proceso.
- e) Existe una buena concordancia entre las curvas de compactación del esqueleto de arena obtenidas en la mesa con las observadas por otros investigadores. Cuando se compara el fenómeno de licuación detectado en la mesa vibradora con el observado en el triaxial de carga cíclica *no drenado*, los resultados no concuerdan entre sí, debido a que las condiciones de ensayo para cada caso son totalmente diferentes.
- f) El autor es de opinión que resulta necesario un programa de investigación consistente en la ejecución de ensayos con aplicación de carga cíclica en suelos secos y saturados utilizando mesas vibradoras y aparatos de corte directo gigantes. Para la interpretación de los resultados que se obtuvieran en dicho programa resulta conveniente disponer una teoría que permita predecir la potencialidad de licuación del suelo ensayado, en la cual se incluyan parámetros tales como el coeficiente de permeabilidad y las condiciones de drenaje. Asimismo es de interés práctico incluir suelos del tipo grava a fin de estudiar el efecto de los esfuerzos de corte o desangulaciones cíclicas en la compactación del esqueleto, a medida que se aumenta el tamaño de las partículas.

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo en el IDIEM de los estudios de *compactación de suelos por vibraciones* ha sido posible gracias al impulso dado por los profesores Eugenio Retamal del IDIEM y Robert V. Whitman, del M.I.T., así como también el significativo aporte del Convenio Universidad de Chile – Universidad de California. Agradezco muy especialmente a los memoristas Sres. Alberto Cafati, Rodrigo Sepúlveda y Arturo Gutiérrez, quienes diseñaron el equipo y realizaron las experiencias presentadas en este trabajo, a los profesores Ricardo Dobry y Horacio Musante por sus valiosas sugerencias y al Sr. Rubén Herrera, laboratorista de la Sección Mecánica de Suelos del IDIEM, por la ayuda prestada en la ejecución de los ensayos.

BIBLIOGRAFIA

1. CASTRO, G. Liquefaction of sands. *Harvard Soil Mechanics Series*, n° 81 (enero 1969).
2. ORTIGOSA, P. Densification of sand by vertical vibrations with almost constant stresses. *Soils Publications N° 206*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass, (enero 1968).
3. SEED, H.B. y SILVER, M.L. Settlement of dry sands during earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 98, n° SM4 (abril 1972).
4. YOUNG, T.L. Compaction of sands by repeated shear straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n° SM7, (julio 1972).
5. SILVER, M.L. y SEED, H.B. Volume changes in sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n° SM9 (septiembre 1971).
6. SEED, H.B. y LEE, K.L. Liquefaction of saturated sands under seismic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 95, n° SM5 (septiembre 1966).
7. LEE, K.L. y SEED, H.B. Cyclic stress conditions causing liquefaction in sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 93, n° SM1 (enero 1967).
8. PEACOCK, W.H. y SEED, H.B. Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 94, n° SM3 (mayo 1968).
9. FINN, W.D.L.; PICKERING, D.J., y BRANSBY, P.L. Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n° SM4 (abril 1971).
10. ISHIHARA, K. y LI, Sang-II. Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. *Soils and Foundations*, vol. 12, n° 3, (junio 1972). Japón.
11. MASLOV, N.M. Questions of seismic stability of submerged sandy foundations and structures. *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1 (1957). Londres.
12. YOSHIMI, Y. An experimental study of liquefaction of saturated sands. *Soils and Foundations*, vol. 7, n° 2 (marzo 1967). Japón.
13. SUNAMI, S. Properties of unstable saturated sand under vibration. *Proceedings Architecture Institute of Japan*. vol. 114 (1967).
14. CAFATI, A. y SEPULVEDA, R. *Estudio de licuación en arena sometida a vibraciones horizontales*. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile. Santiago, 1969.

15. GUTIERREZ, A. *Comportamiento de arenas sometidas a vibraciones horizontales*. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Universidad Santa María. Chile, 1973.
16. KISHIDA, H. Characteristics of liquefied sands during Mino Owari, Tohnankai and Fukin earthquakes. *Soils and Foundations*, vol. 9, n° 1 (junio 1969). Japón.
17. OHSAKI, Y. Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake. *Soils and Foundations*, vol. 10, n° 2 (junio 1970). Japón.
18. SEED, H.B. e IDRIS, I.M. A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n° SM9 (septiembre 1971).
19. MUSANTE, H. y ORTIGOSA, P. Efecto de las condiciones de borde en el ensayo triaxial de carga cíclica no drenado, *Revista del IDIEM*, vol. 10, n° 1 (mayo 1971).
20. BARKAN, D.D. *Dynamics of bases and foundations*, Mc Graw-Hill, Inc. (1962).
21. DOBRY, R. *Apuntes de dinámica de suelos*. IDIEM, Universidad de Chile, (no publicados). 1973.
22. WHITMAN, R.V. Summary of results from shaking table tests at University of Chile using a medium sand. *Soils Publications N° 258*, Mass. Inst. of Technology, Department of Civil Engineering. Cambridge, Mass. (mayo 1970).
23. SEED, H.B. y PEACOCK, W.H. Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n° SM8 (agosto 1971).
24. DOBRY, R. *Desarrollo y estado actual de las ideas sobre el problema de la licuación espontánea de los suelos granulares*. Tesis. México D.F. (1964).
25. FINN, W.D.L. Liquefaction of sands. *Proceedings International Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application, Seattle*, vol. 1 (1972).
26. SILVER, M.L. y SEED, H.B. Deformation characteristics of sands under cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n° SM8, (agosto 1971).

LIQUEFACTION OF SANDS SUBJECTED TO HORIZONTAL VIBRATIONS

SUMMARY:

To predict the liquefaction potential of saturated sandy soils during earthquakes it is necessary to estimate the in situ relative density, to test samples in the laboratory subjected to cyclic loading under conditions similar to the field, and finally to correlate the fieldlab data. At the present time there are four types of laboratory tests used in the prediction problem: (1) cyclic triaxial tests; (2) cyclic direct shear tests; (3) cyclic torsional tests; (4) shaking table tests.

Three different sands were tested under dry and saturated conditions using a shaking table with horizontal movement. The results are compared with those obtained by others researchers and the compaction data of the soil skeleton are unified through the $\tau/\bar{\sigma}_v$ parameter. Finally a method is outlined for predicting the liquefaction potential of a sand mass during an earthquake, taking into account all the important factors.