

LICUACION DE ARENAS EN PUERTO MONTT DURANTE EL SISMO DE MAYO DE 1960

Kenneth LEE*
Pedro ORTIGOSA**
Carlos DIAZ***
Rodolfo VERGARA***

RESUMEN

Se estudian las fallas ocurridas en los muros de contención de rellenos de arena de la zona portuaria de Puerto Montt, durante el sismo de mayo de 1960. El análisis se centra en el desarrollo de licuación en esos rellenos, para cuyo efecto se estudiaron cuatro secciones: dos de ellas correspondientes a muros gravitacionales y las otras a tablestacados metálicos.

El estudio consistió en determinar previamente la ocurrencia de la licuación y posteriormente ver si este fenómeno fue la causa determinante de las fallas detectadas. La ocurrencia de la licuación se estimó comparando las magnitudes de los esfuerzos de corte cíclicos requeridos para causarla, con las magnitudes de los esfuerzos de corte desarrollados durante el sismo. Los primeros se determinaron por un método experimental que trata de reproducir en el laboratorio las condiciones de terreno utilizando un aparato triaxial de carga cíclica y los segundos mediante un programa de computación que resuelve un modelo matemático más o menos representativo de las características de las secciones consideradas.

*Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad de California, Los Angeles.

**Ingeniero del IDIEM. Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad de Chile, Santiago.

***Memoristas de la Sección Mecánica de Suelos del IDIEM.

INTRODUCCION

Chile, por razones inherentes a su ubicación geográfica, experimenta en forma relativamente frecuente la acción de sismos destructores que casi siempre causan pérdidas de vidas humanas e importantes trastornos en la economía nacional.¹ Los sismos ocurridos en el mes de mayo de 1960 produjeron importantes daños en gran parte de las obras de ingeniería de toda la zona sur del país. Las provincias que reflejaron una mayor destrucción, que dio lugar a una paralización parcial de sus actividades de producción, fueron Valdivia y Llanquihue.

En la provincia de Llanquihue, la ciudad de Puerto Montt fue la más afectada. Muchas casas y edificios, en su mayoría construcciones de madera muy antigua, debieron ser demolidas, ya que a causa de los daños sufridos quedaron en un estado tal, que su permanencia significaba un serio peligro para la población. Muchas de ellas experimentaron asentamientos diferenciales considerables que causaron la destrucción parcial o total de sus elementos sísmicamente resistentes.^{2 3}

De acuerdo a la configuración de los suelos de la ciudad se distinguieron zonas en las cuales los daños adquirieron diferentes grados de intensidad y trascendencia. Entre éstas, la zona portuaria fue indiscutiblemente la que resultó más dañada, al destruirse la casi totalidad de los sistemas de contención de tierras.² Estas estructuras consistían en muros gravitacionales y tablestacados metálicos que retenían un relleno hidráulico de arena sobre el cual estaba montada toda la infraestructura portuaria.

En los proyectos de puertos uno de los problemas con que se enfrentan los ingenieros al planificar alguna obra, es la evaluación de la capacidad de soporte del suelo, especialmente en lo que se refiere a la potencialidad de licuación de estratos arenosos saturados, naturales o artificiales, al estar sometidos a esfuerzos de corte cíclicos inducidos por un sismo. Este fenómeno adquiere gran importancia si se considera que la mayoría de los suelos de fundación de las costas chilenas son del tipo arenoso. Por otra parte, el problema también se presenta en zonas de desarrollo urbano de ciudades tales como Concepción, Talcahuano, Valparaíso y otras. En este trabajo se trata de demostrar que los daños ocurridos en las estructuras de contención de la zona portuaria de la ciudad de Puerto Montt durante el sismo del 22 de mayo de 1960 se debieron fundamentalmente al desarrollo del fenómeno de licuación del relleno arenoso retenido por ellas. En las Figs. 1 a 4 se ilustran diferentes aspectos de las fallas ocurridas.

ANTECEDENTES

Descripción general del área

La ciudad de Puerto Montt está ubicada a 41°28' latitud sur y 73°04' longitud oeste a una distancia de aproximadamente 1050 km al sur de la ciudad de Santia-

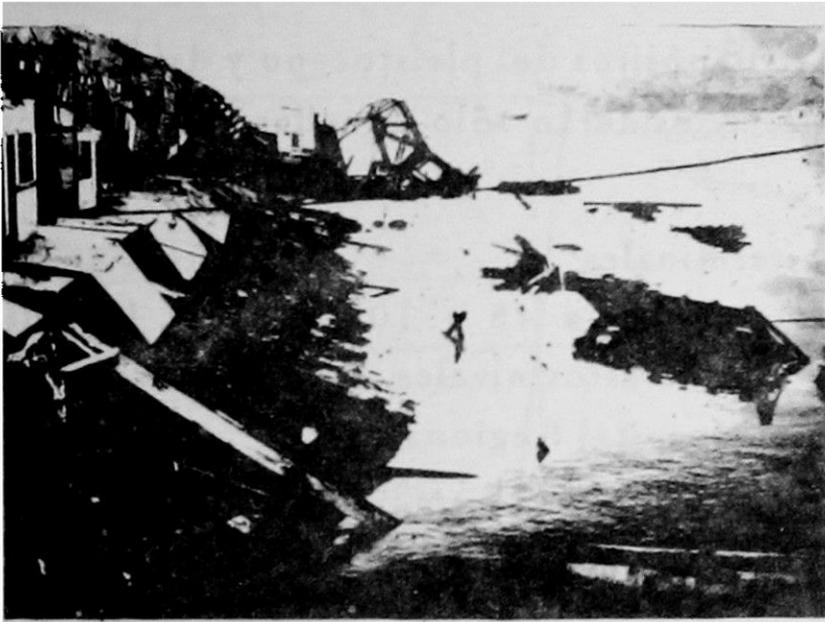


Fig. 1. Colapso total de un muro gravitacional de 16 m de altura (Ref. 2).

Fig. 2. Falla del tablestacado (Ref. 2).

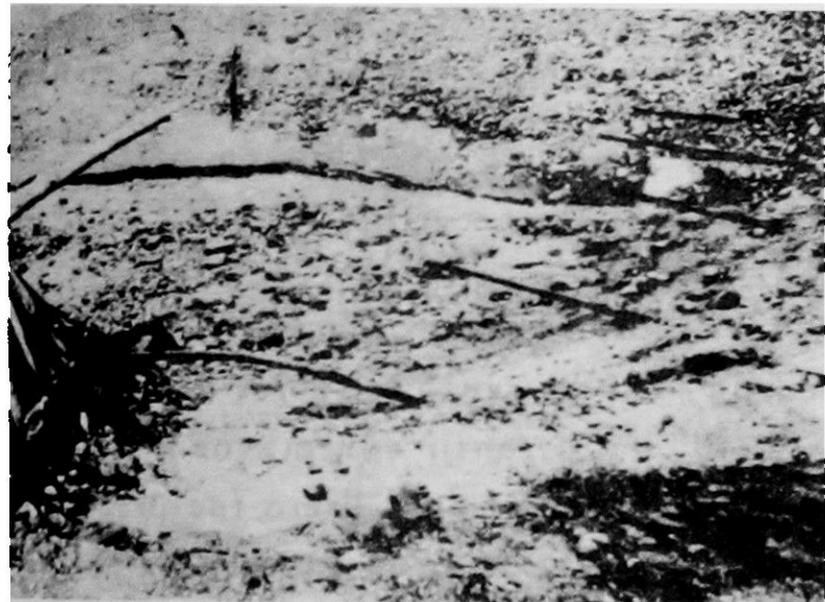


Fig. 3. Falla del tablestacado (Ref. 2).

Fig. 4. Relleno de arena después de ocurrido el sismo.



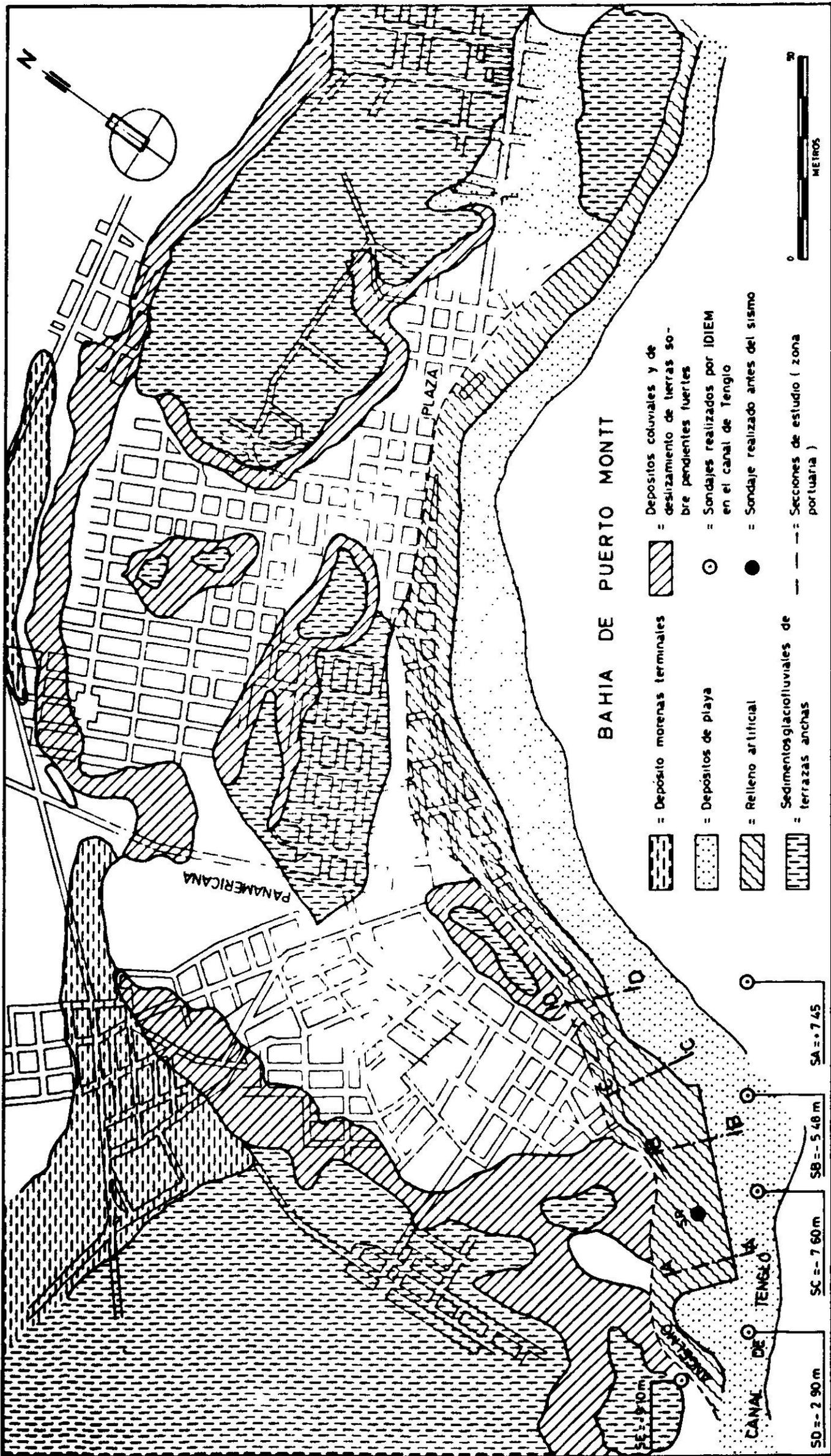


Fig. 6. Zonificación de suelos y ubicación de las secciones de estudio: sismo del 22 de mayo de 1960 en Puerto Montt.

ubica aproximadamente a 110 km de la línea de falla. En la Tabla I se presentan las magnitudes de las cinco sacudidas principales del sismo del 22 de mayo, cuyas intensidades en la ciudad de Puerto Montt variaron entre VII y XI. La intensidad menor corresponde a las áreas de terrazas ubicadas a 45 y 107 m.s.n.m. y la mayor a la zona de rellenos artificiales ubicados a lo largo de la línea costera.

TABLA I
MAGNITUDES ASOCIADAS A LAS SACUDIDAS PRINCIPALES
DEL SISMO DEL 22 DE MAYO DE 1960

Hora Greenwich	Hora chilena	"Epicentro"		Magnitud (Richter)
		Latitud S	Latitud W	
10 h 30' 39"	6 h 34'	38°	73° 30'	6.5
10 h 32' 43"	6 h 36'	37° 30'	73°	7.5
18 h 55' 57"	14 h 59'	38°	73° 30'	7.8
19 h 10' 47"	15 h 10'	38°	73° 30'	7.5
19 h 11' 20"	15 h 11'	38°	73° 30'	8.4

Debido a que en la zona afectada no existía ningún acelerógrafo instalado no se pudo disponer del registro de aceleraciones del sismo, lo cual es una de las grandes limitaciones del presente estudio.

Antecedentes pluviométricos y nivel del mar

Las condiciones de clima de la zona sur del país son habitualmente malas, predominando los días lluviosos y nublados. Durante el año 1960 la altura de agua caída en Puerto Montt fue de 2.030 mm y en los días que precedieron al sismo se detectaron precipitaciones diarias del orden de 30 mm. El nivel de mareas máximo y mínimo registrado el día del sismo fue de + 6.2 m y + 1.0 m ambos referidos al nivel de marea más bajo. En el momento de ocurrir el sismo (15 h 11' hora chilena) el nivel del mar era de + 3.5 m y se encontraba en descenso.

Con estos antecedentes y considerando la relativa estanquidad de los sistemas de contención, se adoptaron, para los fines del presente estudio, dos posiciones del nivel freático: napa coincidente con la superficie del relleno (+ 9.5 m en muros gravitacionales y + 9.0 m en tablestacados) y napa 2.5 m por encima del nivel del mar en el momento del sismo (+ 6.0 m). Para esta última posición se consideró saturación por capilaridad entre el nivel de la napa y la superficie del relleno en atención a las características granulométricas del suelo que más adelante se indican.

Características de las secciones estudiadas

En la Fig. 6 se presenta la ubicación en planta de las cuatro secciones analizadas y en las Figs. 7a, 7b y 8, los perfiles de cada una de ellas. En estos perfiles se indican los resultados de sondajes y penetraciones con cono dinámico efectuados en el

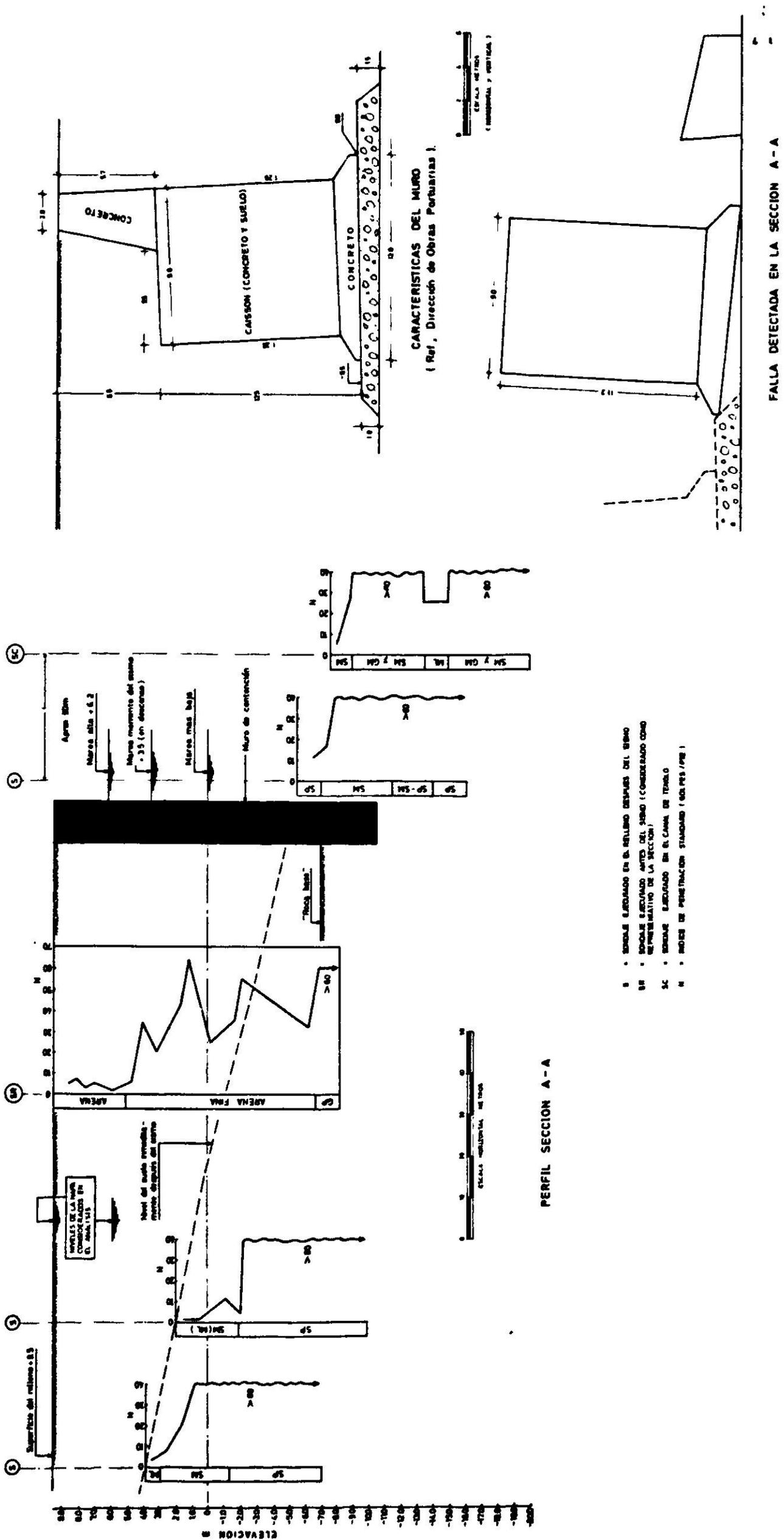
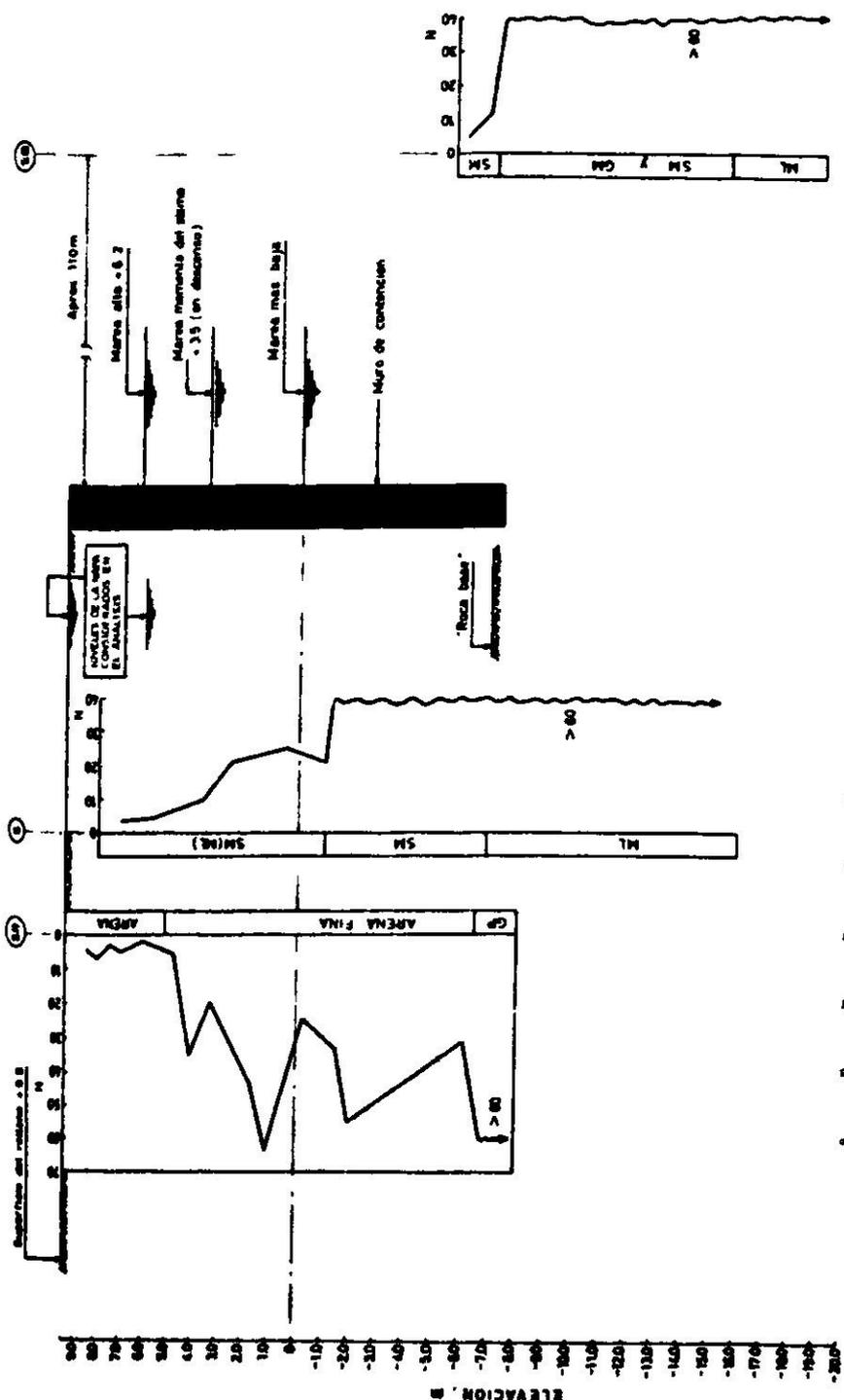
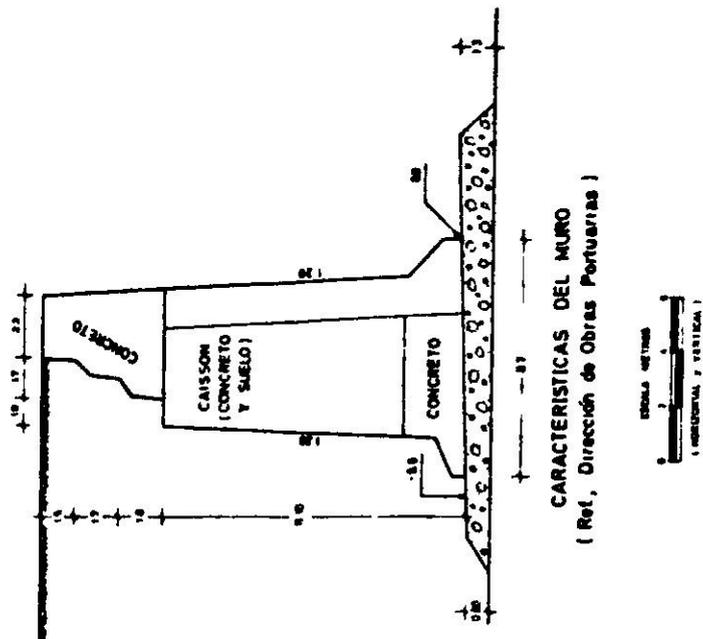


Fig. 7a. Perfil de la sección A-A: muro gravitacional.

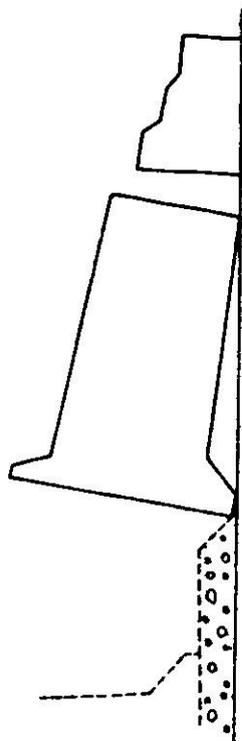


PERFIL SECCION B - B

- 1 SONDAJE EJECUTADO EN EL RELLENO DESPUES DEL SIMO
- 10 SONDAJE EJECUTADO ANTES DEL SIMO (CONSIDERADO COMO REPRESENTATIVO DE LA SECCION)
- 11 SONDAJE EJECUTADO EN EL CANAL DE TERRELO
- N INDICE DE PENETRACION STANDARD (DOLPPS/PIS)

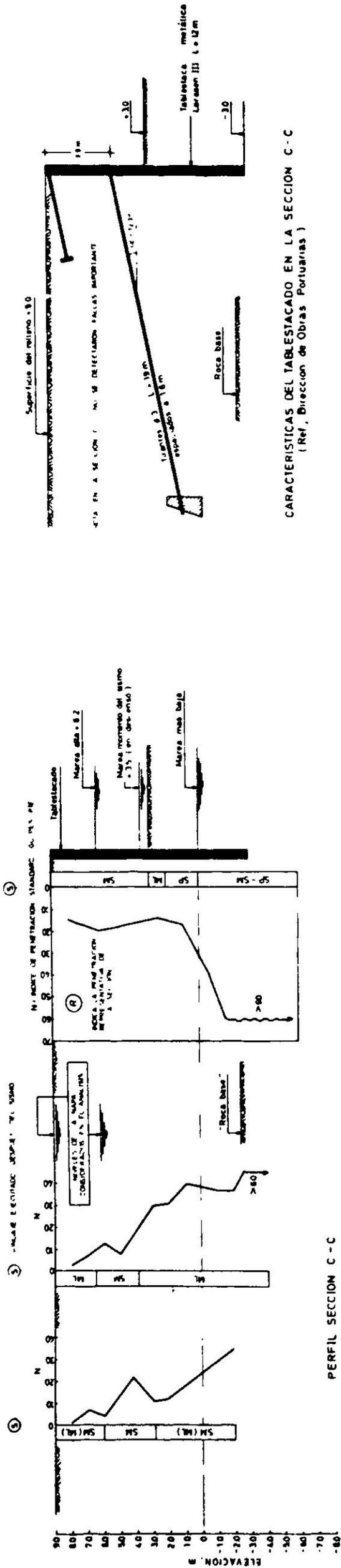


CARACTERISTICAS DEL MURO (Ref. Dirección de Obras Portuarias)

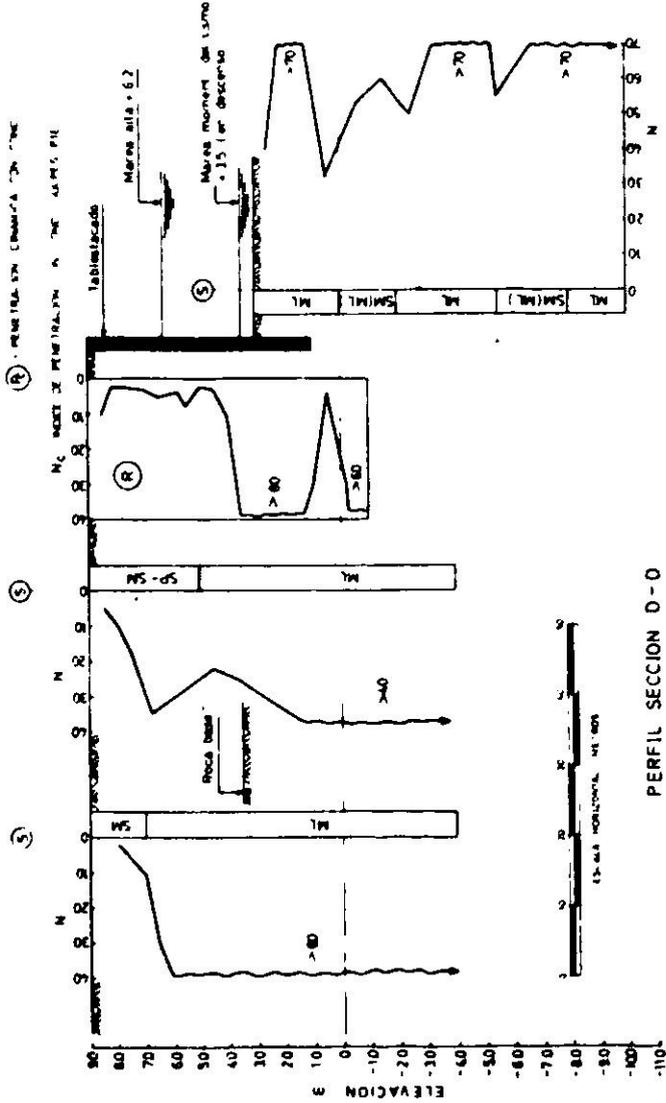


FALLA DETECTADA EN LA SECCION B - B

Fig. 7b. Perfil de la sección B-B: muro gravitacional.



CARACTERISTICAS DEL TABLETADO EN LA SECCION C-C
(Ref. Direccion de Obras Portuarias)



CARACTERISTICAS DEL TABLETADO EN LA SECCION D-D
(Ref. Direccion de Obras Portuarias)

Fig. 8. Perfiles de las secciones con tablestacados metálicos.

relleno y en el canal de Tenglo después de ocurrido el sismo, las características de los sistemas de contención y el tipo de falla experimentado por ellos. En la Fig. 9

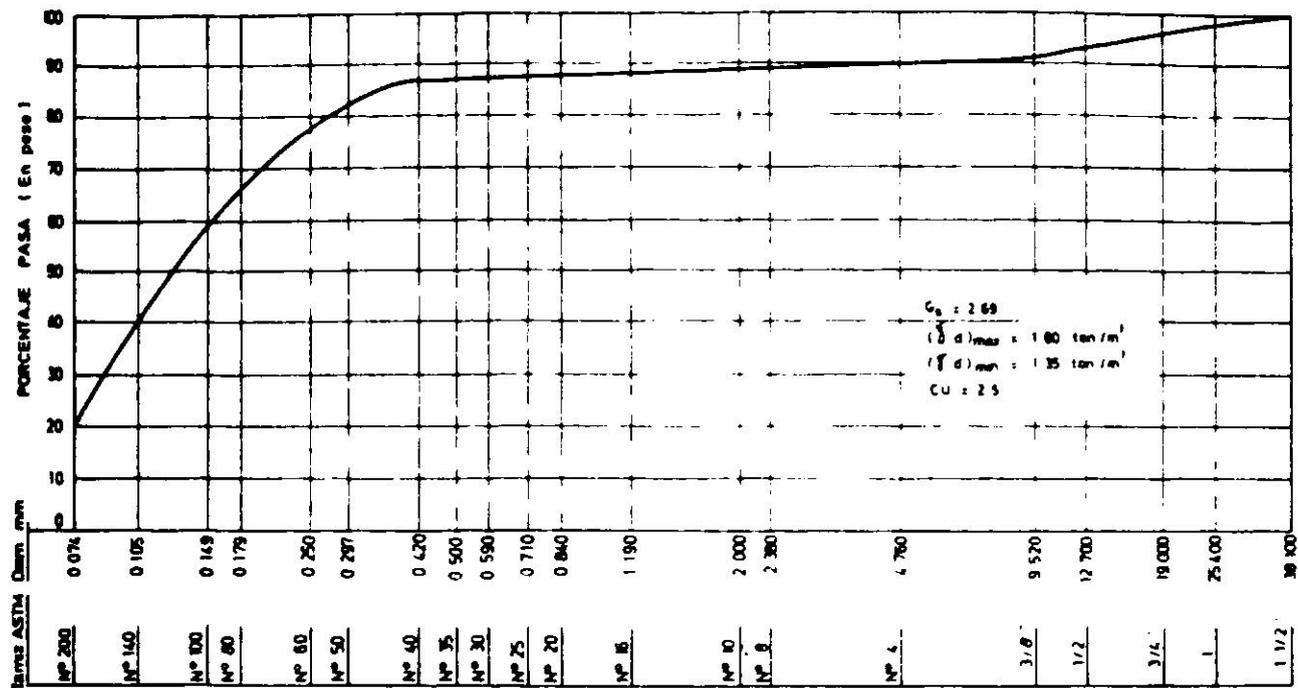


Fig. 9. Curva granulométrica y características de la arena del relleno.

se ilustra la curva granulométrica del material de relleno, el que corresponde fundamentalmente a una arena limosa clasificada como SM de color gris claro, de grano subangular y que contiene un pequeño porcentaje de grava de tamaño máximo igual a 1 1/2 pulg. En esa figura se indica además la densidad seca máxima de la arena, $(\gamma_d)_{\text{máx}}$, y mínima, $(\gamma_d)_{\text{mín}}$, así como también su coeficiente de uniformidad, CU , y el peso específico de partículas, G_s . La densidad mínima se determinó vaciando arena seca en un molde de 1 litro, evitando la caída libre, y la máxima por vibrado vertical del molde utilizando una sobrecarga de 0.03 kg/cm^2 . En la Fig. 10 se presenta la variación del ángulo de fricción interna, ϕ , con la densidad relativa, DR , en probetas de arena ensayadas en condiciones de saturación total.

A partir de los ensayos de penetración fue necesario definir uno que fuera representativo de cada sección. En las secciones A-A y B-B se definió como representativo un ensayo de penetración efectuado detrás de los muros gravitacionales antes del sismo y cuya ubicación aproximada se señala en la Fig. 6. Este criterio se adoptó debido a que en estas secciones los muros se volcaron o experimentaron deslizamientos apreciables con lo cual el relleno de arena se deslizó hacia el mar. Por tal motivo, los ensayos de penetración ejecutados después del sismo se consideraron solamente para definir el espesor del relleno en estas secciones. En la sección C-C, correspondiente a un tablestacado metálico que no experimentó fallas apreciables, se definió como representativo el promedio de los ensayos de penetración realizados después del sismo. En la sección D-D que presentó fallas localizadas, los ensayos de penetración se efectuaron en un sector que no experimentó desplazamientos apreciables, de tal manera que el criterio utilizado para definir el ensayo de penetración representativo fue igual al utilizado en la sección C-C. Cuando los ensayos de penetración se encontraban demasiado alejados de los

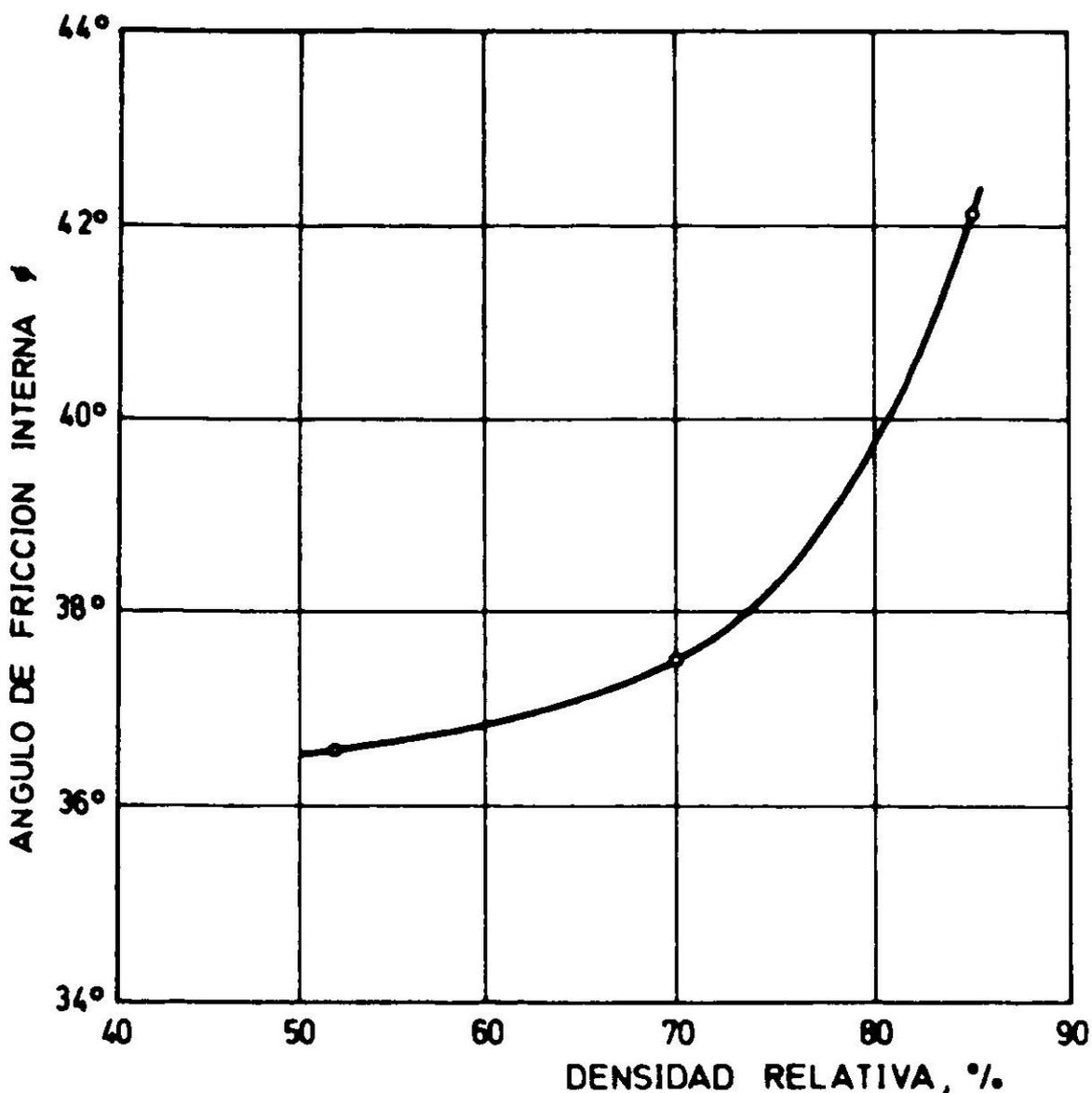


Fig. 10. Variación del ángulo de fricción interna con la densidad relativa para la arena del relleno.

elementos de contención o donde el espesor del relleno era muy pequeño fueron considerados para obtener el promedio. En las Figs. 7 y 8 se presentan ensayos de penetración considerados como representativos de cada una de las secciones analizadas.

DEFINICION DEL MODELO DINAMICO Y ESTIMACION DE LA POTENCIALIDAD DE LICUACION

Definición del modelo dinámico

Generalidades

Cuando se emprende un estudio de esta naturaleza no siempre es posible conocer en forma más o menos exacta todos los parámetros que tienen influencia en el comportamiento del suelo sometido a la acción de un sismo, debido, entre otras cosas, a razones técnico-económicas. Por otra parte, los métodos de análisis generalmente consideran casos simples como por ejemplo el correspondiente a secciones horizontales de gran extensión, lo que no siempre se da en la práctica. En

el problema analizado presenta discontinuidades introducidas por los elementos de contención y, por lo tanto, el hecho de modelar al suelo como un medio semi-infinito es una aproximación simplificatoria.

Lamentablemente para el desarrollo de este estudio no se dispuso del registro de aceleraciones del sismo debido a que no existían, en la fecha en que este ocurrió, instrumentos instalados en la zona. Asimismo, debido a la escasa información de Mecánica de Suelos con que se contaba, especialmente en los años anteriores a la última década, no fue posible disponer del número de datos suficientes para representar en forma más o menos fidedigna las características del terreno antes del sismo. Todo esto obligó a establecer ciertas hipótesis que permitieran resolver el problema con los antecedentes que se pudo reunir y con el modelo teórico que más se aproximara al caso en estudio, tratando de minimizar los errores.

En los párrafos siguientes se presentan los valores de los parámetros necesarios para obtener las fatigas de corte cíclico inducidas en el relleno por un sismo de movimiento horizontal aplicado en su base, los cuales constituyen el modelo dinámico de las secciones analizadas.

Acelerograma aplicado en la roca base

A falta de un registro de aceleraciones fue necesario "diseñar" un sismo de características y efectos lo más similares posibles a los del sismo real. Para tal efecto se utilizó un método aproximado desarrollado por K.L. Lee⁶ basado en estudios realizados en 1965 por G.W. Housner⁷. El método consiste en estimar la aceleración máxima, $a_{m\acute{a}x}$, desarrollada en la roca base, la duración de los remezones principales y el número de ciclos significativos de amplitud constante (aceleración constante), N , en función de la magnitud del sismo y de la distancia a la falla, para posteriormente "adaptar" un acelerograma que cumpla con esas condiciones.

El sismo del 22 de Mayo tuvo una magnitud 8.4 Richter y la distancia desde la ciudad de Puerto Montt a la línea de falla fue de aproximadamente 110 km. Con estos valores y considerando que el suelo existente bajo el relleno puede clasificarse como "suelo firme" se utilizó la Fig. 11 obteniéndose $a_{m\acute{a}x} = 0.14$ g. El valor de esta aceleración, si se considera para fines prácticos que la roca base coincide con la posición del "suelo firme" existente bajo el relleno, corresponderá a la aceleración máxima de un sismo aplicado en la base de un estrato apoyado en roca. La duración del sismo se estimó en base a la relación propuesta por Housner, Fig. 12, obteniéndose un valor igual a 43 s. El número de ciclos significativos se obtuvo del gráfico propuesto por K. Lee⁶ que se presenta en la Fig. 13. Para una magnitud Richter de 8.4 se obtiene un valor $N = 19$ ciclos significativos, es decir, que el acelerograma del sismo real es equivalente a la aplicación de 19 ciclos de aceleración de amplitud constante cuyo valor corresponde a un cierto porcentaje, p , de la aceleración máxima.

El acelerograma que se adaptó a las condiciones establecidas en el párrafo precedente corresponde a la componente S80W del sismo del 28 de marzo de

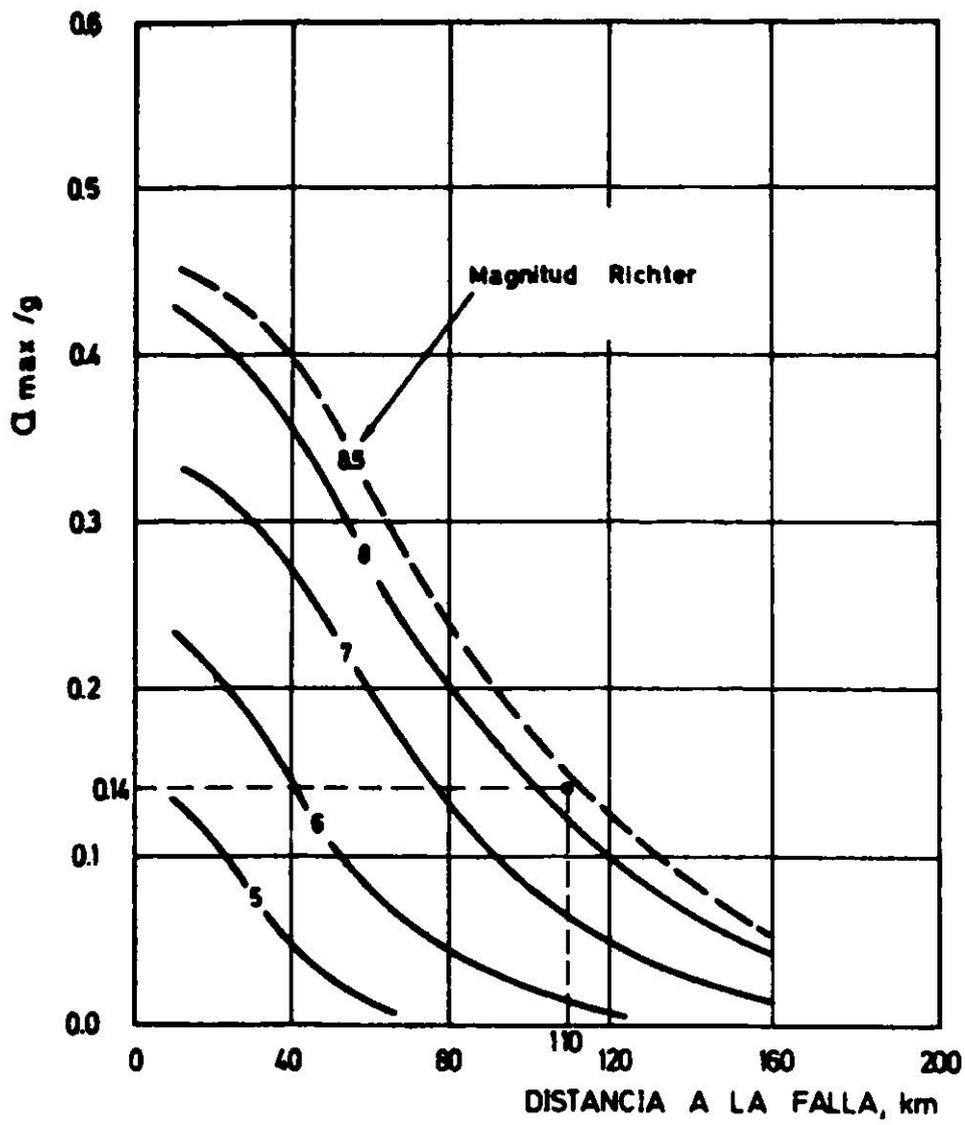
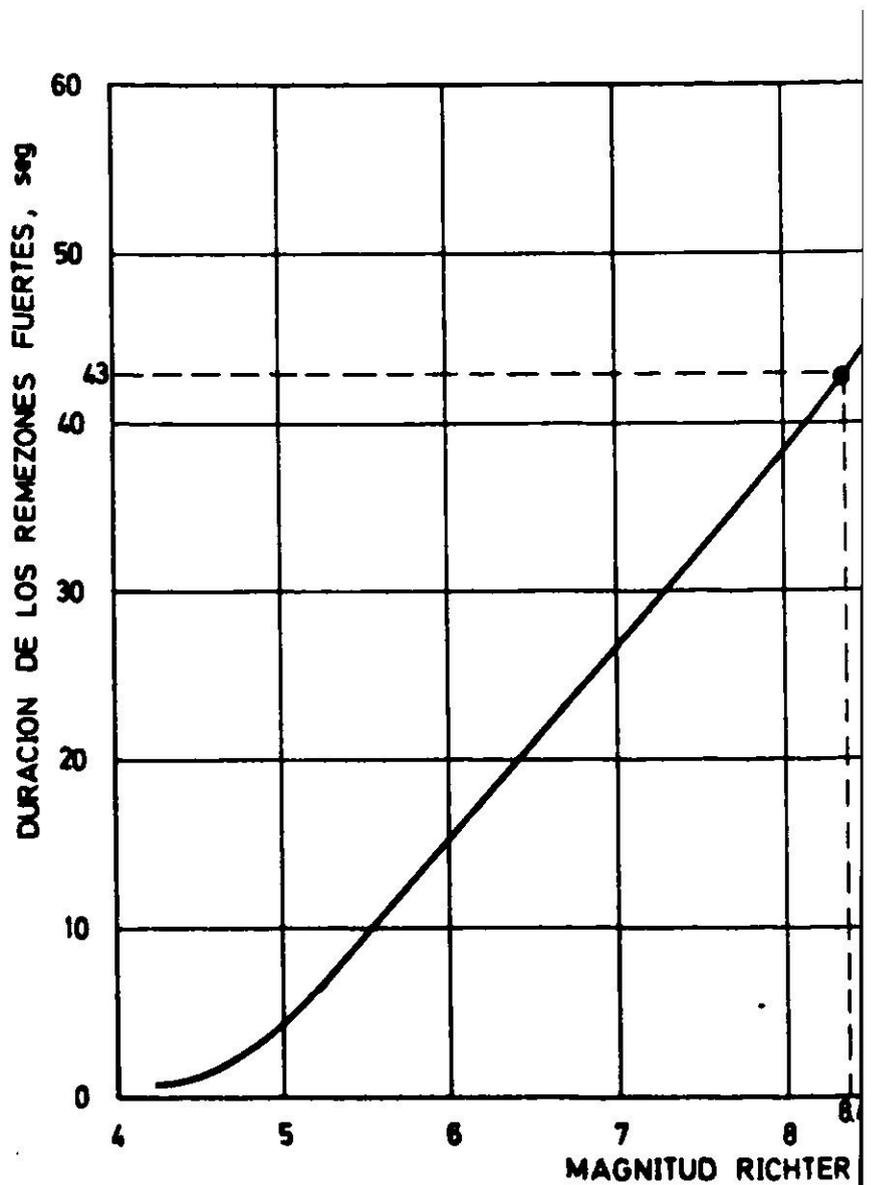


Fig. 11. Relación entre la distancia y la falla, la magnitud y la aceleración máxima para sismos en suelo firme (Housner, 1965).

Fig. 12. Relación entre la magnitud y la duración del sismo (Housner, 1965).



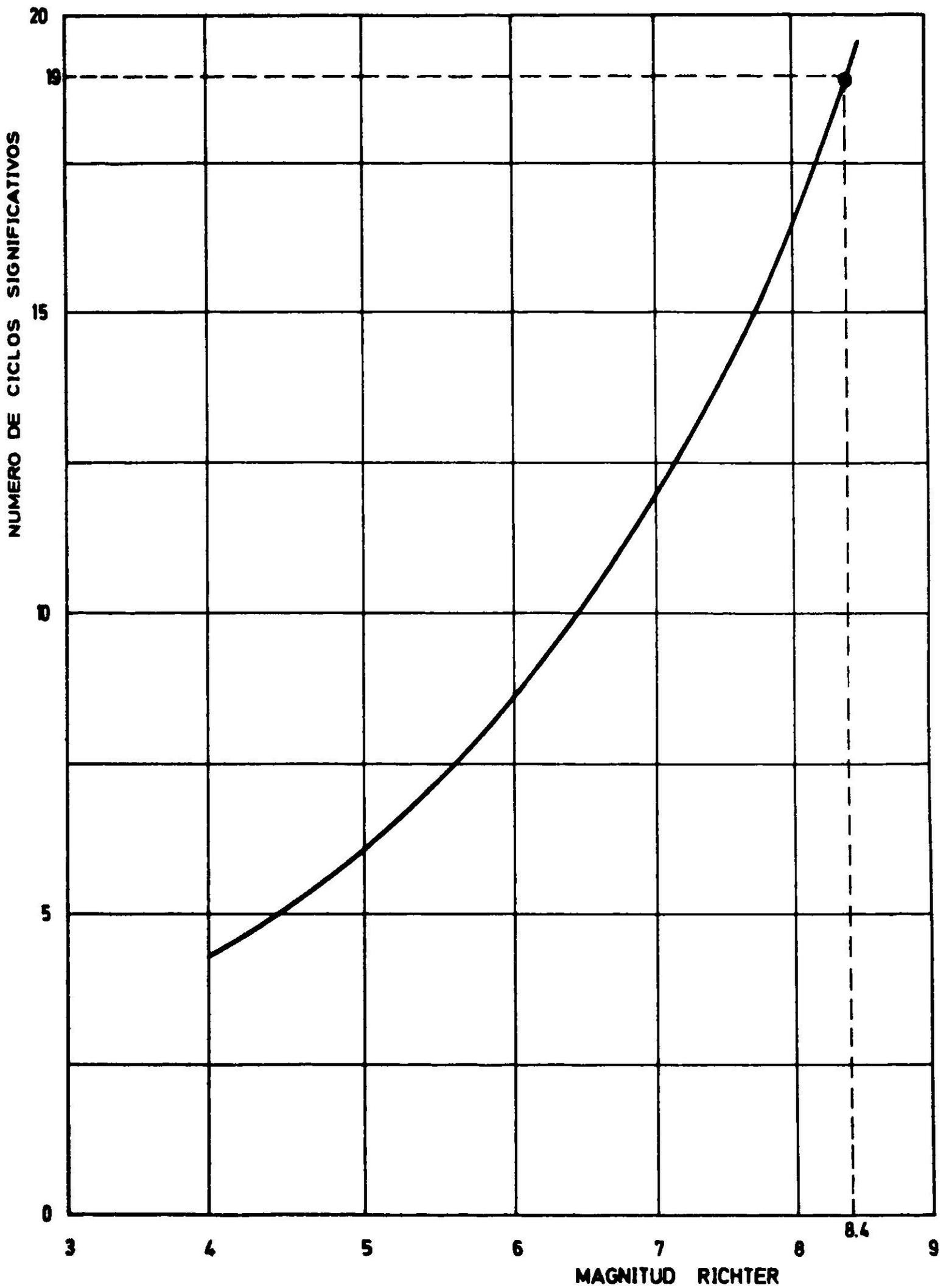


Fig. 13. Relación entre la magnitud del sismo y el número de ciclos significativos para $p = 75\%$. (K. Lee, 1969).

1965 que fue registrada en Santiago en la superficie del terreno. Este sismo presenta características similares a las del sismo del 22 de Mayo de 1960, como su magnitud 7.25 Richter y distancia aproximada a la falla de 125 km. La componente en cuestión presenta una aceleración máxima de 0.17 g, por lo cual las ordenadas del acelerograma fueron multiplicadas por un factor igual a 0.14/0.17 con el fin de asimilarlo al movimiento de la base rocosa*. De acuerdo a la relación graficada en la Fig. 13 la componente utilizada presenta 14 ciclos significativos, por lo que han sido digitalizados solamente los primeros 20 s. Por esta razón fue necesario modificarla de modo que alcanzara 19 ciclos significativos y una duración de 43 s.

Valores del módulo de corte y amortiguamiento

Con el fin de obtener la respuesta dinámica del suelo al estar sometido a una excitación sísmica horizontal se precisa conocer su módulo de corte, G , y factor de amortiguamiento λ^{**} . Ambos parámetros experimentan variaciones con la desangulación cíclica de corte, γ_{xy} , inducida por el sismo. Estas variaciones fueron definidas empíricamente mediante el empleo de un aparato triaxial de carga cíclica que había sido construido en el IDIEM para estudiar el fenómeno de licuación en arenas saturadas.¹⁰ Las muestras de suelo se ensayaron previo tamizado bajo la malla N° 10 ASTM con el propósito de eliminar partículas de gran tamaño que en ningún caso se consideró determinante en los resultados obtenidos, ya que el porcentaje eliminado fue inferior al 12% en peso. Los ensayos se efectuaron en probetas saturadas compactadas a una densidad relativa de 50% y confinadas a una presión efectiva isotrópica, $\bar{\sigma}_c$, igual a 1.0 kg/cm².

En la Fig. 14 se presentan las curvas $G = G(\gamma_{xy})$ para las condiciones de ensayo antes señaladas. La curva con línea llena corresponde a los valores obtenidos para la arena del relleno de Puerto Montt y la de trazos a la propuesta por Seed e Idriss¹¹ en base a resultados de ensayos realizados en suelos arenosos por diferentes investigadores. Como se puede apreciar en esa figura, ambas curvas presentan una forma similar y están ligeramente desplazadas. Seed e Idriss proponen curvas semejantes a las recientemente analizadas para otros valores de densidad relativa y presiones de confinamiento isotrópico, las cuales aparecen graficadas en la Fig. 15. Estas curvas llevan incorporadas una ligera corrección con el fin de tener en cuenta el desplazamiento detectado en la Fig. 14 y de este modo poder extrapolar sus resultados al relleno de la zona portuaria. Debido a que en el terreno el confinamiento es anisotrópico, se definió una fatiga de confinamiento isotrópico equivalente por la relación $(\bar{\sigma})_{eq} = \bar{\sigma}_v (1 + 2 K_o) / 3$, en que $\bar{\sigma}_v$ representa la fatiga vertical efectiva "in situ" y K_o el coeficiente de transmisión de fatigas en reposo. Para efectos de cálculo se adoptó $K_o = 0.5$.

*Debido a que el suelo de Santiago es relativamente similar al definido como base rocosa para la zona portuaria, este procedimiento puede considerarse más o menos aceptable.

**El módulo de corte se determinó con la relación $G = E/2(1 + \nu)$ en que ν es el coeficiente de Poisson del suelo y E su módulo de Young. Se adoptó un $\nu = 0.30$ y el valor de E se determinó, para una deformación dada, como el módulo secante de la curva carga-deformación. El valor de λ corresponde al amortiguamiento histerético del suelo que se hizo equivalente a un amortiguamiento linealmente viscoso.^{8,9}

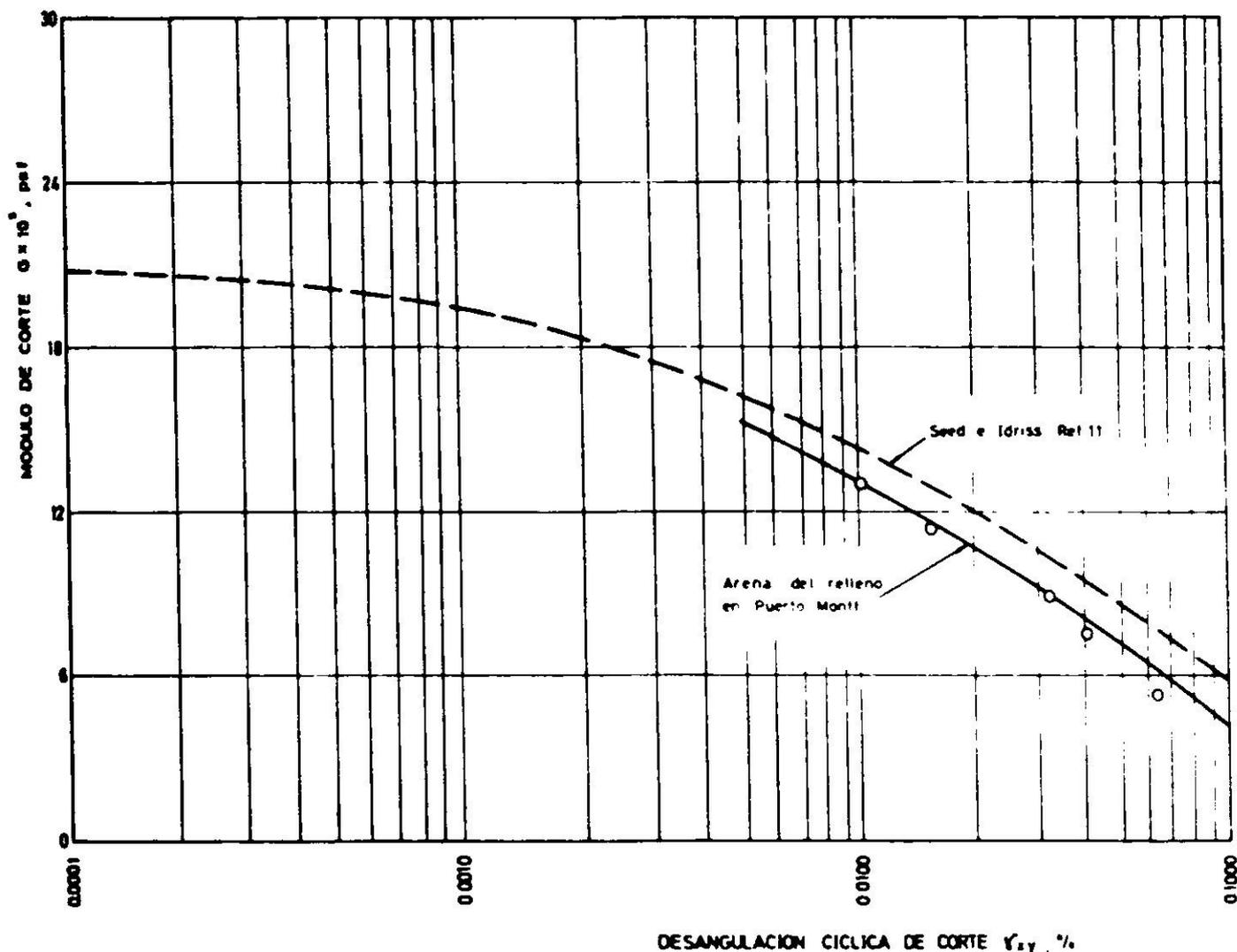


Fig. 14. Variación del módulo de corte con la desangulación cíclica de corte en suelos arenosos para $DR_0 \approx 50\%$ y $\bar{\sigma}_c = 1 \text{ kg/cm}^2$.

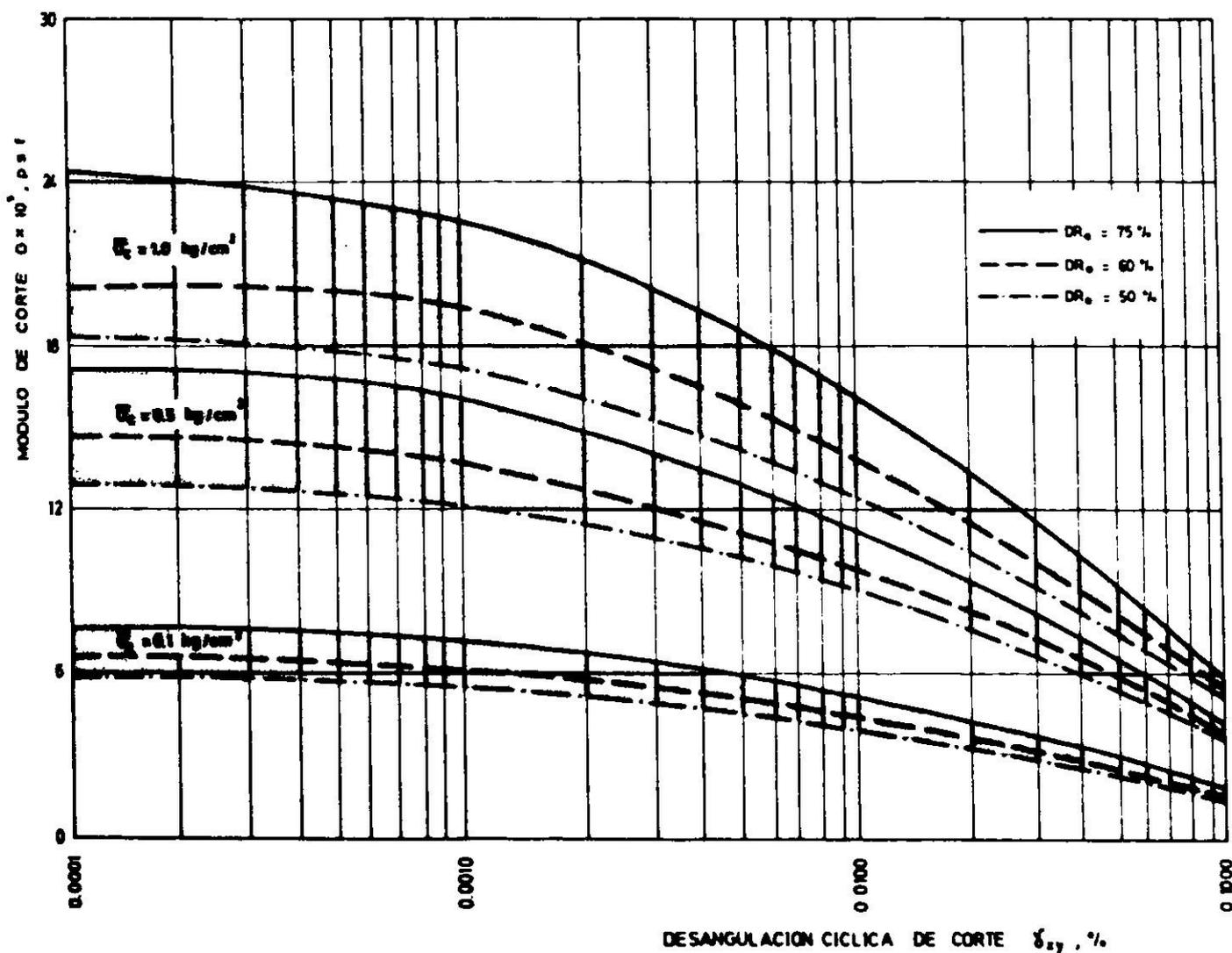


Fig. 15. Variación del módulo de corte con la desangulación cíclica de corte para diferentes densidades relativas y presiones de confinamiento isotrópico: arena relleno zona portuaria, Puerto Montt.

En la Fig. 16 se presenta la relación propuesta por Seed e Idriss¹¹ entre el factor de amortiguamiento y la desangulación cíclica para suelos arenosos. Esta relación empírica se encuentra materializada por una banda dentro de la cual caen los resultados obtenidos para una gran variedad de suelos arenosos ensayados con presiones de confinamiento comprendidas entre 0.25 y 4.0 kg/cm² y diferentes grados de compacidad. Seed e Idriss concluyen que desde un punto de vista práctico puede utilizarse la curva promedio que se señala con una línea llena y en torno a la cual caen los resultados obtenidos para la arena del relleno de la zona portuaria. De acuerdo a estos antecedentes, para los efectos de este estudio se decidió utilizar la curva promedio propuesta por Seed e Idriss.

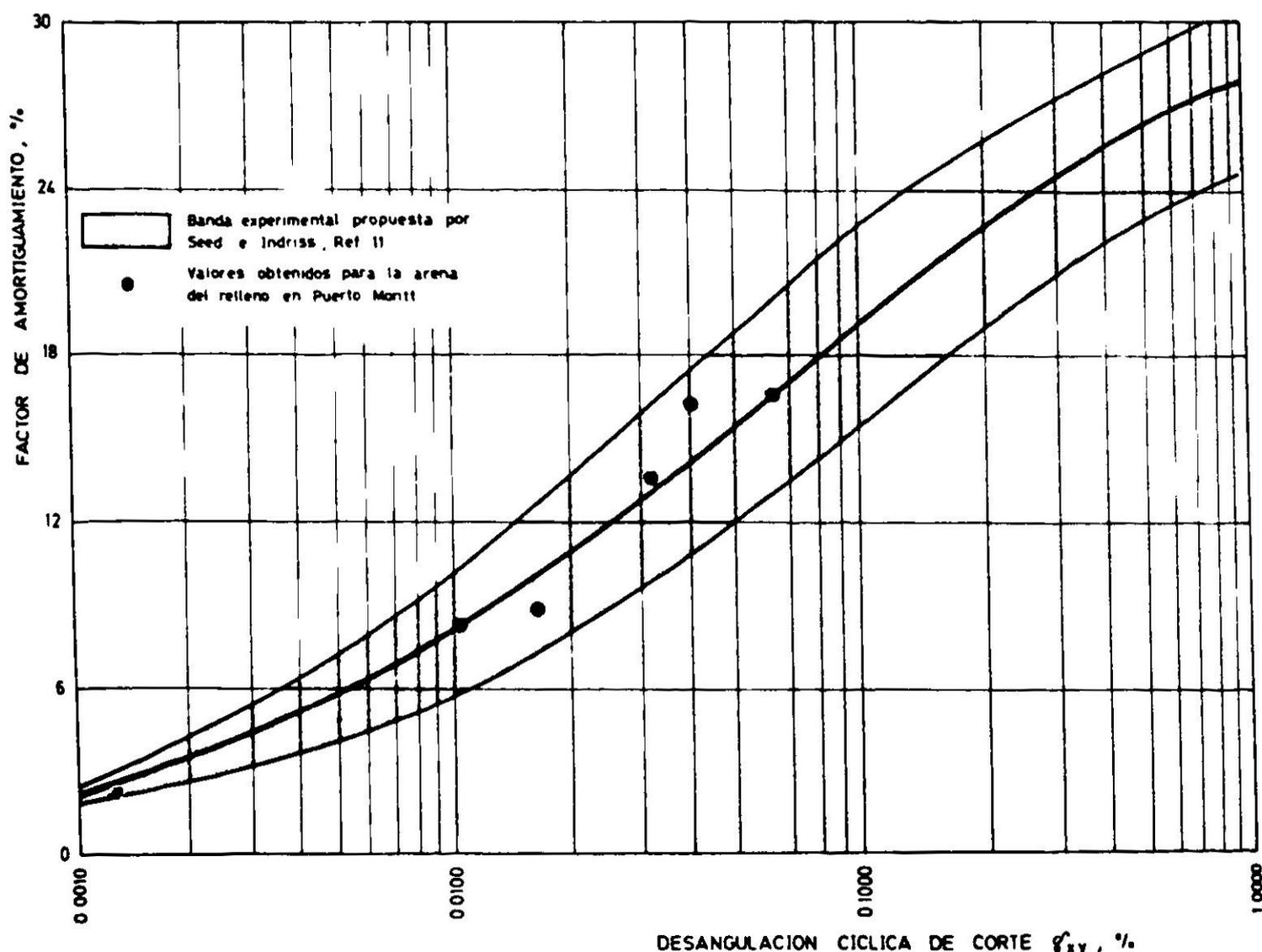


Fig. 16. Variación del factor de amortiguamiento con la desangulación cíclica de corte en suelos arenosos.

Definición de la roca base

En la provincia de Llanquihue, la Empresa Nacional de Petróleo (ENAP), en su política de búsqueda de pozos petrolíferos, hizo tres sondajes que detectaron la roca base a una profundidad del orden de 4000 m. Sin embargo, para los efectos de definir el modelo dinámico de las cuatro secciones de estudio se ha considerado que la capa de "suelo firme" existente bajo los rellenos de arena se comporta como roca. En efecto, esta capa de suelo presenta índices de penetración superiores a 60 golpes/pie, lo que estaría indicando que se trata de un material con un módulo de corte francamente mayor al de la arena del relleno. Para los fines de este estudio se ha asignado a este "suelo firme" una velocidad de propagación

de ondas de corte cercana a 1200 m/s, la cual según Lysmer, Seed y Schnabel¹² es suficiente para considerarlo como roca base. En las Figs. 7 y 8 se indica la posición de la roca base así definida para las cuatro secciones analizadas.

Estimación de la densidad relativa

Con los índices de penetración representativos de cada sección y utilizando las correlaciones propuestas por Terzaghi – Peck y Gibbs – Holz se estimó la densidad relativa del relleno en función de la profundidad. Debido a que en las secciones analizadas no se tienen referencias de cual de estas correlaciones representa en mejor forma las condiciones de compacidad “in situ” se decidió utilizar el promedio de los valores de densidad relativa obtenidos según ambos métodos. El peso unitario del suelo saturado se consideró constante con la profundidad y se calculó para la densidad relativa promedio del relleno $DR \approx 60\%$, obteniéndose un valor igual a 2.0 ton/m³.

Estimación de la potencialidad de licuación

Generalidades sobre el método

El método utilizado para estimar la potencialidad de licuación del relleno corresponde al formulado por Seed e Idriss.¹³ El método se puede resumir como sigue:

- Determinar la amplitud de las fatigas de corte máximo, $\tau_{\text{máx}}$, inducidas en las distintas capas en que se divide el estrato de arena. Para ello se supone que las deformaciones del suelo son originadas por la propagación vertical de las ondas de corte provenientes del sismo aplicado en la base del estrato.
- Determinar el número de ciclos significativos de amplitud constante, N , para el sismo aplicado en la base del estrato. La amplitud de estos ciclos se hace corresponder a un cierto porcentaje, p , de la aceleración máxima del sismo. Los valores de N y p se hacen extensivos a las diferentes capas en que se ha dividido el estrato, de tal modo que la historia de fatigas de corte cíclico en cada una de ellas resulta equivalente a la aplicación de N ciclos de amplitud igual a $p \cdot \tau_{\text{máx}}$.
- Determinar experimentalmente a través de ensayos triaxiales de carga cíclica no drenados en muestras saturadas representativas del estrato, la fatiga de corte cíclico de amplitud constante, τ_{NL} , requerida para causar la licuación en N ciclos.
- Comparar a distintas profundidades del estrato el valor de $p \cdot \tau_{\text{máx}}$ con el valor de τ_{NL} con el fin de determinar las posibles zonas en las cuales el suelo se licúa ($p \cdot \tau_{\text{máx}} > \tau_{NL}$).

Determinación de $\tau_{\text{máx}}$

Para la determinación de las fatigas de corte máximo inducidas en el relleno de arena se utilizó un procedimiento desarrollado por Idriss y Seed¹⁴. Este procedimiento supone que la superficie de la roca basal, la superficie del estrato y los contactos entre las capas constitutivas de él son horizontales, configurando un medio semi-infinito. Por otra parte, se considera que las deformaciones del estrato de suelo son originadas por la propagación vertical de las ondas de corte prove-

nientes de un sismo aplicado en su base. El estrato de suelo se divide en una serie de capas pudiéndose asignar a cada una de ellas un determinado peso unitario y módulo de corte. Las capas se dividen a su vez en un cierto número de subcapas en cuyos límites se concentrañ las masas de suelo (lumped-mass-system). El amortiguamiento se supone linealmente viscoso con un valor, λ , constante dentro de todo el estrato. De acuerdo a esto, los datos necesarios para utilizar el programa de computación que resuelve las ecuaciones del movimiento del estrato son: el espesor del estrato, el número de capas en que se divide el estrato, el número de subcapas de cada capa, el peso unitario total del suelo en cada capa (se supone que el agua se mueve junto con las partículas, lo que será tanto más válido cuanto más fino sea el suelo), el módulo de corte del suelo de cada capa, el factor de amortiguamiento del estrato y el acelerograma del sismo aplicado en la base del estrato.

El programa de computación elaborado por Idriss y Seed es capaz de entregar a distintas profundidades del estrato la variación en el tiempo de parámetros tales como la fatiga de corte, desangulación, aceleración, etc. Sin embargo, para los fines de este estudio solo se consideraron los valores de la desangulación y la fatiga de corte máximo en las diferentes capas. El valor de la desangulación se utilizó para ir corrigiendo el módulo de corte y el factor de amortiguamiento utilizado en el análisis, debido a que estos dos parámetros varían considerablemente con el nivel de deformaciones inducidas en el suelo. Para llegar a obtener los valores finales de las fatigas de corte máximo es necesario introducir valores de G y λ tales que concuerden con los que corresponden a las deformaciones que entrega el programa. Este se logró mediante un proceso de aproximaciones sucesivas.

Determinación de N

Las fatigas de corte inducidas a una cierta profundidad del estrato se componen de una serie de ciclos de amplitud y frecuencia variables. Para poder relacionar el efecto de este tren de ondas con las fatigas cíclicas necesarias para causar licuación (obtenidas en ensayos triaxiales con aplicación de una carga cíclica de amplitud y frecuencia constantes), se hace necesario hacer equivalente el efecto de dicho tren de ondas a un cierto número, N , de ciclos de amplitud constante. Para tal efecto se empleó la relación empírica deducida por K. Lee⁶, Fig. 13, mediante la cual es posible asimilar un acelerograma dado a uno que equivale a la aplicación de N ciclos de aceleración de amplitud constante calculada como un cierto porcentaje, p , de la aceleración máxima. El valor de p generalmente utilizado en esta equivalencia es igual a 75%. Obviamente que para un acelerograma dado cuanto mayor sea el valor del porcentaje utilizado menor será el número de ciclos significativos o equivalentes.

Los valores de N y p se hacen extensivos a las diferentes capas en que se ha dividido el estrato de tal modo que la historia de fatigas de corte cíclico en cada una de ellas resulte equivalente a la aplicación de N ciclos de amplitud igual a $p \cdot \tau_{\text{máx}}$. El hecho de deducir el número de ciclos equivalente a partir del acelero-

grama aplicado en la roca base y extenderlo a las diferentes capas del estrato implica errores del orden de 1 a 2 ciclos⁶ lo cual se considera aceptable desde un punto de vista práctico. El sismo empleado en el presente estudio consta de 19 ciclos significativos.

Determinación de τ_{NL}

Seed y Peacock¹⁵ proponen una expresión para determinar la fatiga de corte cíclico requerida para producir licuación de una arena saturada en el terreno. Esta expresión utiliza resultados de ensayos triaxiales de carga cíclica no drenados en probetas saturadas y puede escribirse de la siguiente manera:

$$\tau_{NL} = C_r \frac{DR}{DR_o} \frac{\bar{\sigma}_v}{\bar{\sigma}_c} \left(\frac{\sigma_{dp}}{2} \right)_{NL}$$

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 ensayada en el laboratorio; $\bar{\sigma}_c$ = fatiga efectiva de confinamiento isotrópico de la muestra ensayada en el laboratorio; $(\sigma_{dp}/2)_{NL}$ = fatiga de corte cíclico 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 y de terreno. El valor de C_r oscila entre 0.55 y 0.70 según se trate de una arena suelta o densa.

En la Fig. 17 se presentan los valores de $(\sigma_{dp}/2)_{NL}$ en función de N para la arena del relleno de la zona portuaria. La curva graficada en esa figura se obtuvo utilizando probetas de arena compactadas a una densidad relativa, DR_o , aproximadamente igual al 50% y confinadas con una fatiga isotrópica, $\bar{\sigma}_c$, igual a 1.0 kg/cm². Para el valor $N = 19$ ciclos se obtiene de esa figura un $(\sigma_{dp}/2)_{NL} = 0.327$ kg/cm² lo cual permite determinar los valores de τ_{NL} utilizando la relación anterior. En la Fig. 18 se presenta la comparación entre el valor de la fatiga de corte necesaria para causar licuación a una profundidad dada, τ_{NL} , y la fatiga equivalente $0.75 \tau_{m\acute{a}x}$ inducida por el sismo a esa profundidad. Los resultados graficados corresponden a secciones de muros gravitacionales y se obtuvieron para las dos posiciones de la napa consideradas en este estudio. De la figura anterior se desprende que cuando la napa coincide con la superficie del relleno la licuación se desarrolla desde ese nivel hasta una profundidad $z_L = 5.3$ m y que cuando la napa se encuentra a la cota + 6.0 la licuación comienza a desarrollarse a partir de los primeros 1.5 m hasta alcanzar la profundidad $z_L = 4.8$ m. Teniendo en cuenta para este último caso que el espesor de la capa superficial no licuada es inferior a un tercio de la profundidad alcanzada por la licuación, resulta aceptable, para los fines de determinar el empuje de la zona licuada sobre los muros, considerar que la licuación se desarrolla virtualmente desde la superficie del relleno. Una situación análoga a la recientemente descrita se detecta para las secciones con tablestacas, con excepción de la sección C-C en la cual, cuando la napa se encuen-

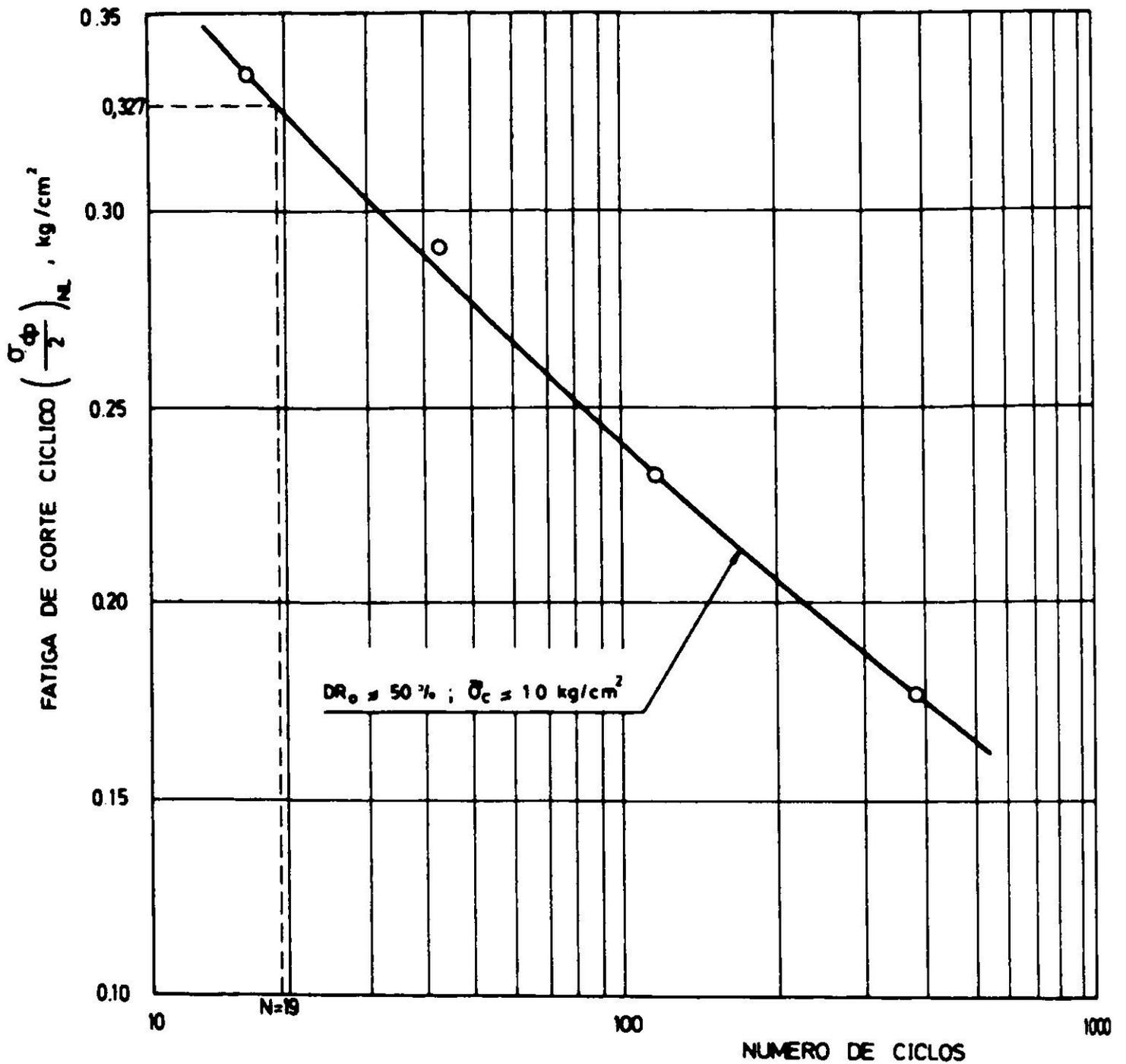


Fig. 17. Fatiga de corte cíclico requerida para producir licuación en N ciclos: arena relleno zona portuaria, Puerto Montt.

tra a la cota + 6.0, simplemente no se desarrolla licuación en ningún punto de relleno de arena ($z_L = 0$). En la Tabla II se presentan los espesores licuados para las cuatro secciones analizadas, todos ellos medidos a partir de la superficie de relleno.

TABLA II
ESPESORES DE LA ZONA LICUADA

Sección	Espesor z_L , m		
	Napa en la superficie del relleno	Napa a la cota + 6.0	Espesor adoptado
A-A	5.3	4.8	5.1
B-B	5.3	4.8	5.1
C-C	7.5	0.0	0.0 y 7.5
D-D	4.8	4.3	4.6

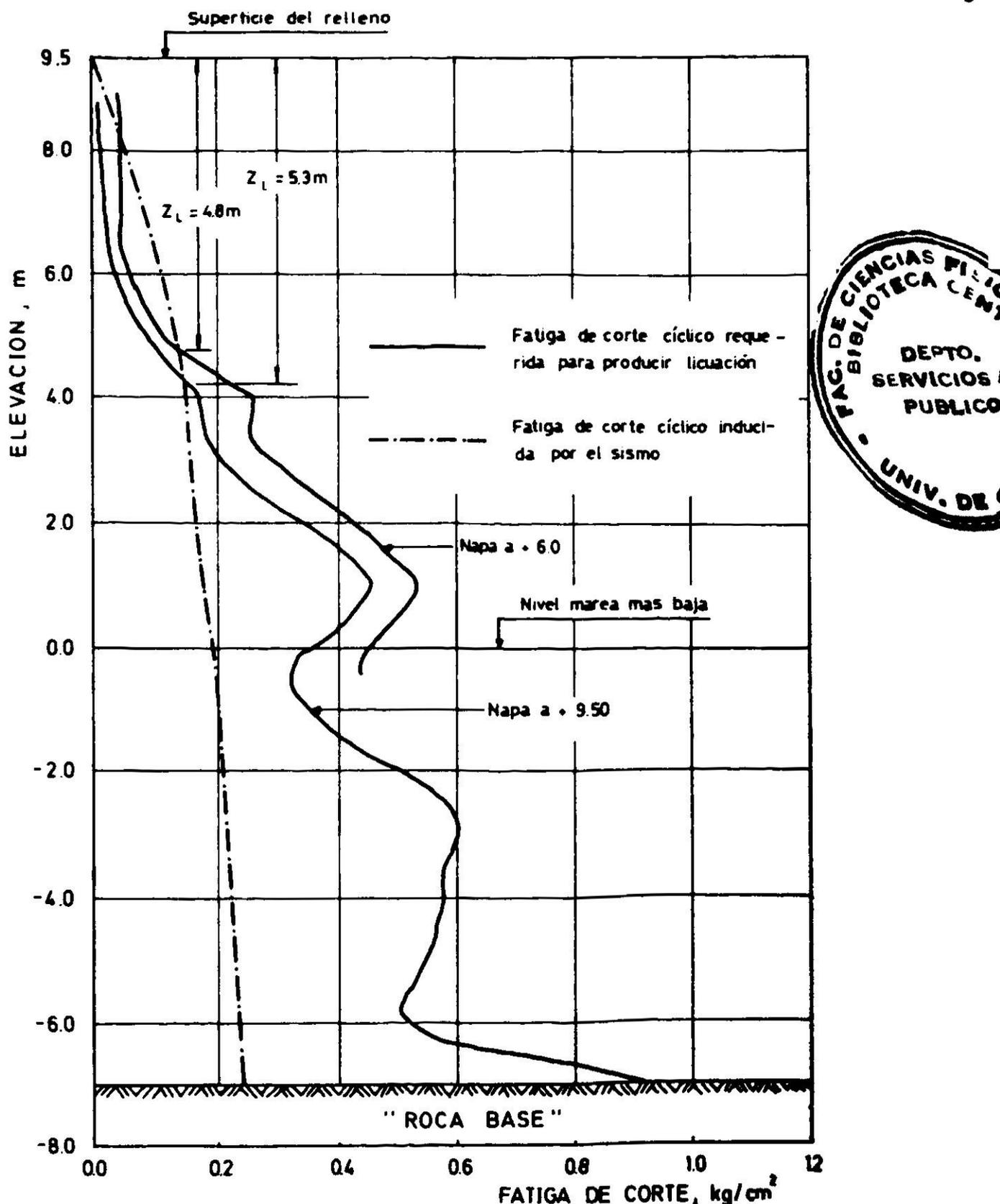


Fig. 18. Variación con la profundidad de la fatiga de corte cíclico inducida y la requerida para producir licuación en 19 ciclos significativos: sismo del 22 de mayo de 1960 en secciones de muros gravitacionales.

ESTABILIDAD DE LOS SISTEMAS DE CONTENCION

Generalidades

El análisis de estabilidad de los muros gravitacionales consistió en la determinación de sus factores de seguridad al deslizamiento, FSD , y volcamiento, FSV . Para los tablestacados se determinó el momento flector máximo, la tensión en el tirante de anclaje y se verificó la resistencia del suelo en la zona enterrada. En todos los casos el análisis contempló la existencia de zonas licuadas las que se consideraron como líquidos viscosos de peso unitario igual al peso unitario del

suelo saturado. La modelación del suelo licuado como líquido viscoso se mantuvo independientemente del nivel de deformaciones experimentado por los sistemas de contención, en consideración a la baja compacidad del relleno de arena.

Con el fin de determinar los empujes dinámicos de la zona licuada se utilizaron las expresiones propuestas por Westergaard.¹⁶ Para las zonas no licuadas esta determinación se efectuó sumando los empujes dinámicos del agua calculados por Westergaard con los del esqueleto del suelo calculados con las relaciones propuestas por Mononobe¹⁷ y Okabe¹⁸; en estas relaciones se utilizó el peso unitario del suelo sumergido, γ_b . El coeficiente sísmico, C , empleado en los cálculos se consideró igual a 0.15 g.

Tanto para los muros gravitacionales como tablestacados se despreció el roce entre el suelo y el paramento de las estructuras.

Estabilidad de los muros gravitacionales

Las solicitaciones consideradas fueron las presiones del suelo, las presiones del agua, el empuje dinámico suelo-agua, el peso propio de los muros y las fuerzas de inercia actuantes sobre ellos. En la Fig. 19 se indican esquemáticamente estas

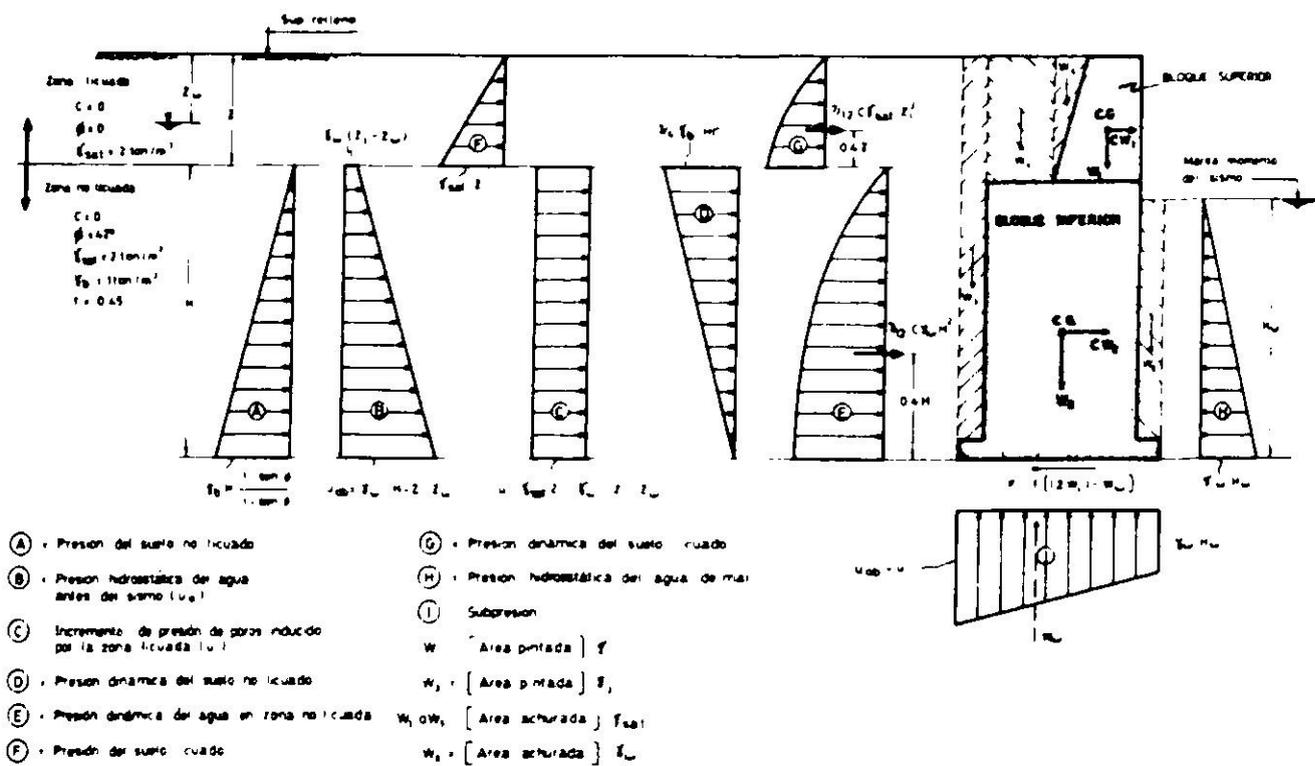


Fig. 19. Esquema de solicitaciones dinámicas sobre los muros gravitacionales: bloque superior e inferior trabajando monolíticamente.

sólicitaciones conjuntamente con los parámetros del suelo utilizados para calcularlas. El coeficiente de fricción, f , en la base de los muros se supuso igual a 0.45. Este mismo coeficiente se utilizó para modelar el contacto entre el bloque superior e inferior en la sección A-A. En la sección B-B, para determinar el factor de seguridad al volcamiento del bloque superior, dicho contacto se supuso como unión suelo-hormigón con un coeficiente de fricción igual a 0.45. Sin embargo, para los efectos de determinar su factor de seguridad al deslizamiento se consideró la unión concreto-concreto existente entre ambos bloques, asignándole una fatiga de ruptura por corte igual a 10 kg/cm². Para el cálculo del peso propio de los muros se asignó al concreto un peso unitario de 2.2 ton/m³ y al caisson de

suelo-concreto un peso unitario de 2 ton/m^3 . La distribución de presión de poros resultante sobre el paramento del muro adyacente a la zona de suelo no licuado se determinó para las siguientes situaciones extremas: i) la presión de poros resultante se considera igual a la presión hidrostática inicial más el incremento debido a la licuación total de la zona superior del relleno ($u_R = u_0 + u'$). La aplicación de este criterio supone que el suelo al nivel del plano de apoyo del muro es impermeable, o, si se quiere, que no existe ningún tipo de relajación de la presión de poros en la zona de suelo no licuado; ii) la presión de poros existente antes del sismo en la zona de suelo no licuado no es modificada por la licuación total de la zona superior del relleno ($u_R = u_0$). Esto equivale a suponer una relajación instantánea de los incrementos de presión de poros inducidos por la zona licuada. Para ambas situaciones se supuso en la base del muro una variación lineal de la subpresión.

Los factores de seguridad al volcamiento y deslizamiento se determinaron para las siguientes posibilidades de comportamiento de los muros: i) bloque superior trabajando en forma aislada; ii) bloque inferior trabajando en forma aislada, previa verificación de la falla por volcamiento o deslizamiento del bloque superior; iii) bloque superior e inferior trabajando monolíticamente, previa verificación de que el factor de seguridad al volcamiento y deslizamiento del bloque superior fuese mayor que 1.0.

En la Fig. 20 se presenta el sistema de solicitaciones dinámicas actuantes sobre el bloque inferior para el caso en que se produzca la falla del bloque superior.

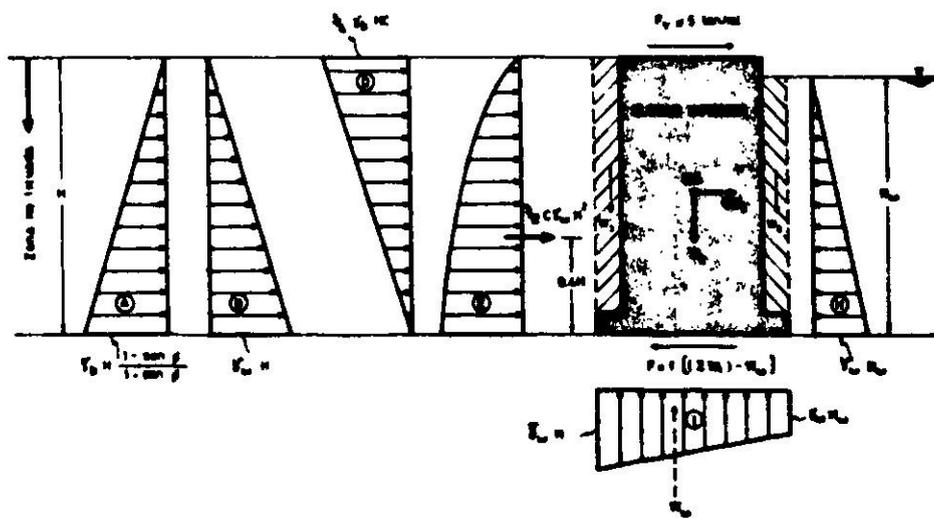


Fig. 20. Esquema de solicitaciones dinámicas sobre los muros gravitacionales después de la falla del bloque superior.

La fuerza F_v indicada en la figura corresponde al vaciado del suelo licuado una vez producida la falla del bloque superior.

En la Tabla III se presenta un resumen con los resultados del análisis de estabilidad para los muros gravitacionales en el que se incluyen, a modo de comparación, valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas. Con esa misma finalidad también se incluyen resultados para condiciones dinámicas en las que se considera nulo el coeficiente sísmico C . En la Sección A-A los resultados del cálculo señalan que para napa a la cota + 6.0, $C = 0$, $u_R = u_0$, que es la situación

TABLA III
RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA LOS MUROS GRAVITACIONALES

Comportamiento	SECCION A-A						SECCION B-B								
	Napa en superficie del terreno			Napa a la cota + 6.0			Napa en superficie del terreno			Napa a la cota + 6.0					
	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		Estático	Dinámico				
	C = 0	C = 0.15		C = 0	C = 0.15		C = 0	C = 0.15		C = 0	C = 0.15		C = 0	C = 0.15	
Bloque superior trabajando en forma aislada	FSD	1.10	0.59 (0.66)	0.44 (0.48)	> 1.10	0.59 (0.71)	0.44 (0.51)	8.70	5.6	4.0	> 8.7	5.6	4.0	4.0	
	FSV	1.84	1.25 (1.27)	0.88 (0.89)	> 1.84	1.25 (1.28)	0.88 (0.90)	3.20	1.79	1.21	> 3.2	1.79	1.21	1.21	
Bloque inferior trabajando en forma aislada	FSD	-	1.30	0.84	-	1.30	0.84	-	-	-	-	-	-	-	
	FSV	-	1.59	1.26	-	1.59	1.26	-	-	-	-	-	-	-	
Bloque superior e inferior trabajando monolíticamente	FSD	-	-	-	-	-	-	1.05	0.46 (0.70)	0.38 (0.53)	> 1.05	0.47 (0.99)	0.38 (0.71)	0.38	
	FSV	-	-	-	-	-	-	1.15	0.61 (0.77)	0.53 (0.65)	> 1.15	0.62 (0.93)	0.54 (0.76)	0.54	
Observado después del sismo	Volcamiento del bloque superior y deslizamiento del bloque inferior												Deslizamiento y volcamiento del conjunto		

Nota: Los valores entre paréntesis se calcularon considerando que se produce relajación de la presión de poros en la zona no licuada ($\mu_R = \mu_0$).

más favorable, el bloque superior falla por deslizamiento, lo cual implica su eventual volcamiento hacia el mar. Una situación más realista que considera un valor de $C = 0.15 g$ indica que dicho bloque falla además por volcamiento, hecho que se ve confirmado por las fallas observadas en esta sección. Comprobada la falla del bloque superior, el análisis de estabilidad del bloque inferior indica que éste no se vuelca, pero si desliza, lo cual se ve ratificado con el comportamiento observado en dicho bloque después del sismo. En la Sección B-B los resultados indican que el bloque superior no se vuelca, aun cuando en los cálculos se despreció la eventual resistencia a la tracción que pudiera desarrollarse en la unión hormigón-hormigón existente entre dicho bloque y el bloque inferior. Este hecho hace pensar que la unión no se agrietó, permitiendo asignarle, para los efectos del cálculo del factor de seguridad al deslizamiento, una resistencia igual a 10 kg/cm^2 . Los valores *FSD* así obtenidos son lo suficientemente altos para asegurar que no hubo falla por deslizamiento entre ambos bloques. Comprobada la unión monolítica entre ambos bloques, el análisis de estabilidad del conjunto indica que se produce falla tanto al volcamiento como al deslizamiento, incluso para las condiciones más favorables. Esta situación corrobora lo observado después del sismo.

Estabilidad de los tablestacados

Se consideraron las mismas solicitaciones empleadas para el análisis de estabilidad de los muros gravitacionales, salvo que en este caso se despreció el peso propio de las tablestacas. Para la determinación de la tensión en el tirante de anclaje, del momento flector máximo en la tablestaca y para verificar la resistencia del suelo en la zona enterrada se utilizó el "método de extremo libre" (free-end-method) en cuya aplicación se supuso que el machón de anclaje del tirante no experimentó fallas. A este respecto cabe señalar que, por no conocerse las características de dicho machón, no pudo ser verificada su resistencia. En todo caso la suposición anterior es adecuada si se considera que este elemento se encuentra en la zona de suelo no licuado. En la Fig. 21 se indican en forma esquemática las solicitaciones dinámicas actuantes sobre el tablestacado conjuntamente con los parámetros del suelo utilizados para calcularlas. La cohesión $c = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ que aparece indicada

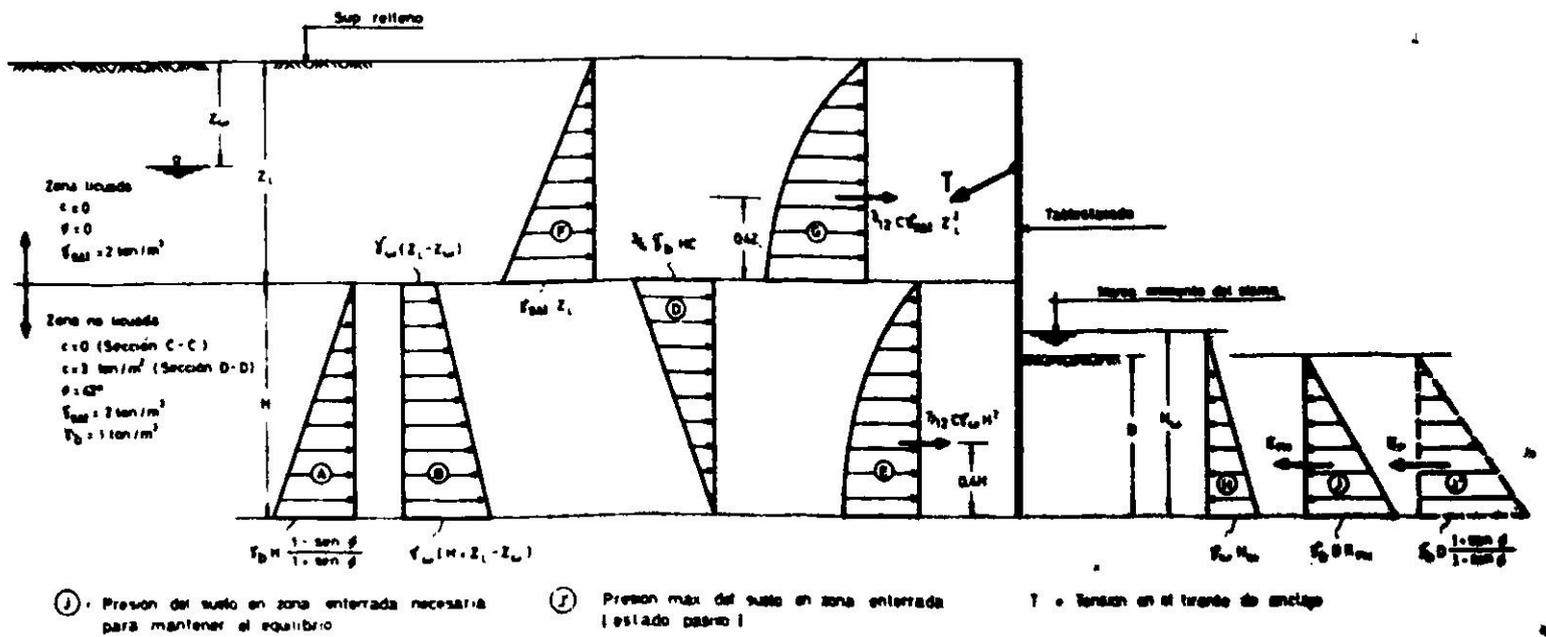


Fig. 21. Esquema de solicitaciones dinámicas sobre los tablestacados.

en el esquema para la zona de suelo no licuado de la sección D-D, fue asignada a dicha zona ya que se extiende casi inmediatamente por debajo de la roca base. Sin embargo, con el fin de simplificar la figura, esta fue confeccionada prescindiendo de la existencia de dicha cohesión.

Con el fin de simplificar los cálculos, se determinó la distribución de presión de poros hidrostática existente antes del sismo en las dos secciones prescindiendo de la red de flujo generada por la diferencia de cota entre la napa y el nivel del mar. Por otra parte, la distribución de presión de poros resultante sobre el paramento del tablestacado adyacente a la zona de suelo no licuado se consideró igual a la existente antes del sismo. Esto equivale a suponer una relajación instantánea de los incrementos de presión de poros inducidos por la zona licuada lo que se basa en el menor recorrido de las líneas de flujo.

En la Tabla IV se presenta un resumen con los resultados del análisis de estabilidad para los tablestacados, el que se ha complementado incorporando valores para condiciones estáticas y para condiciones dinámicas con coeficiente sísmico nulo. En lo que se refiere a la resistencia del suelo movilizada en la zona enterrada, E_{PM} , los resultados indican que en ambas secciones ésta es solo una fracción de la carga de rotura E_p (empuje pasivo) lo cual concuerda con lo observado después del sismo. En relación a las fatigas de tracción en el tirante, en ambas secciones sus valores son menores que la fatiga de fluencia del acero, aun para las condiciones más desfavorables. Para una situación más realista (napa a la cota + 6.0 y un coeficiente sísmico igual a 0.15 g) las fatigas de tracción obtenidas en las dos secciones son del orden de 1200 kg/cm^2 , cifra que indica que el tirante estaría trabajando con un factor de seguridad superior a 2.0. Este hecho confirma lo observado después del sismo en la sección C-C, pero está en contraposición con la falla del tirante detectada en la sección D-D. La razón de este comportamiento podría explicarse si se considera que el tirante de la sección D-D presentaba un grado de corrosión avanzado lo que es confirmado por las observaciones realizadas después del sismo por Duke y Leeds². En las tablestacas la fatiga máxima obtenida para la sección C-C resulta inferior a la fatiga de fluencia del acero, cuyo valor especificado en los manuales de diseño para tablestacas Larssen es del orden de 3000 kg/cm^2 . Ello estaría en concordancia con lo observado después del sismo en esa sección. En la sección D-D la fatiga máxima de la tablestaca, obtenida con la napa a la cota + 6.0 y un coeficiente sísmico $C = 0.15 \text{ g}$, sobrepasa la fatiga de fluencia del acero y alcanza valores cercanos a la rotura para una posición de la napa coincidente con la superficie del relleno. Si a lo anterior se agrega la corrosión que pudiera afectar al material, la falla por flexión detectada después del sismo en esa sección, concuerda con los resultados obtenidos en el análisis. Sin embargo, cabe hacer notar que la posición "teórica" del punto de fluencia en la tablestaca medida a partir de la superficie del terreno ($\approx 4.5 \text{ m}$), se ubica 1.0 m por encima de la posición observada después del sismo ($\approx 5.5 \text{ m}$), lo cual, dadas las imperfecciones en los métodos de cálculo y lo incompleto de los datos del suelo, puede considerarse bastante aceptable. Finalmente, debe considerarse la

TABLA IV
RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA LOS TABLESTACADOS

Comportamiento	SECCION C-C						SECCION D-D					
	Napa en superficie del terreno			Napa a la cota + 6.0			Napa en superficie del terreno			Napa a la cota + 6.0		
	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		Estático	Dinámico		Estático	Dinámico	
	C=0	C=0.15	C=0	C=0.15		C=0	C=0.15	C=0	C=0.15		C=0	C=0.15
Flexión en la tablestaca: Fatiga máx, kg/cm ²	1540	2280	3300	< 1540	1100	1760	3000	4200	4900	< 2000	2800	3500
Ubicación c/r a la sup. del terreno, m	7.0	7.6	7.5	7.5	7.0	7.5	4.7	4.5	4.6	4.5	4.6	4.6
Fatiga de tracción en el tirante kg/cm ²	1050	1680	2100	< 1050	500	1180	780	1160	1400	< 700	1000	1220
$\frac{EPM}{Ep}$	0.42	0.62	0.66	< 0.42	0.30	0.45	0.49	0.53	0.59	< 0.30	0.32	0.38
Observado después del sismo	No se detectaron fallas importantes						Falla por flexión de la tablestaca, fluencia o rotura de tirantes de anclaje					

Nota: Las fatigas en la tablestaca y el tirante se calcularon utilizando dimensiones nominales (no incluyen efecto de corrosión).

secuencia de las fallas detectadas en la tablestaca y el tirante de la sección D-D. Así por ejemplo, si se supone que la tablestaca falla primero materializando, por tanto, una rótula plástica a la profundidad de 4.5 m, las tensiones detectadas en el tirante siguen siendo menores a la fatiga de fluencia del acero. Si se supone que es el tirante el que falla primero, en ese caso no hay duda de la falla en el tablestacado.

En conclusión, puede decirse que los resultados del análisis para la sección C-C concuerdan aceptablemente con el comportamiento observado en dicha sección después del sismo. Para la sección D-D la falla en la tablestaca se explica adecuadamente con los resultados del análisis, pero éstos no indican que el tirante falle. La razón que podría explicar la falla sería la corrosión que lo afectaba.

CONCLUSIONES

- a) Para las cuatro secciones analizadas en el área portuaria de la ciudad de Puerto Montt se concluye que el relleno de arena existente detrás de los sistemas de contención se licuó hasta profundidades del orden de 5.0 m. Esto concuerda con las impresiones visuales recogidas por Duke y Leeds² en visitas realizadas a la zona afectada después de ocurrido el sismo.
- b) Las fallas detectadas en los muros gravitacionales se explican adecuadamente al considerar las solicitaciones adicionales debidas al fenómeno de licuación del relleno. Los resultados obtenidos confirman plenamente los mecanismos de falla observados después del sismo.
- c) Las tensiones por flexión calculadas para los tablestacados son consistentes con las fallas detectadas en ellos. Sin embargo, para los tirantes de anclaje la situación no es clara ya que las tensiones de tracción obtenidas se encuentran dentro de rangos admisibles. La posible causa de esta discrepancia podría deberse al alto grado de corrosión que los afectaba en el momento de ocurrir el sismo.
- d) La colocación de rellenos en zonas portuarias afectadas por sismos debe estar estrictamente controlada en lo que se refiere al tipo de material y al proceso de compactación empleado en su construcción. Para tal efecto deben emplearse, en lo posible, materiales gruesos, óptimamente compactados y con un adecuado sistema de drenaje. De lo contrario, la presencia de agua en suelos arenosos sueltos crea condiciones excepcionalmente buenas para el desarrollo del fenómeno de licuación, las que aumentan al disminuir la permeabilidad de la arena y al restringirse las condiciones de drenaje.
- e) Para el análisis de las fallas ocurridas en una determinada obra es necesario tanto en el campo de la mecánica de suelos como en el de otras disciplinas contar con la mayor cantidad de datos de terreno del lugar en que éstas se hayan producido. Es por ello que se recomienda a las personas dedicadas

este tipo de investigaciones y a aquellas que se desempeñan en organismos fiscales, no economizar esfuerzos en la recolección de antecedentes con el fin de sacar el máximo "provecho" a las catástrofes que continuamente afectan nuestro país. A este respecto resulta imprescindible la instalación de acelerógrafos que permitan la obtención de registros de los movimientos sísmicos. La Dirección de Obras Portuarias debería promover la instalación de una red con estos instrumentos a lo largo de la costa chilena dentro de los recintos portuarios.

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo en el IDIEM de los estudios de "licuación de arenas" ha sido posible gracias al impulso dado por el Profesor Eugenio Retamal del IDIEM y al significativo aporte del Convenio Universidad de Chile - Universidad de California. Agradecemos muy especialmente el apoyo brindado por el Profesor Ernesto Gómez, director del IDIEM en la época en que este estudio se comenzó, y al Profesor Horacio Musante por la ayuda prestada en la ejecución de los ensayos.

BIBLIOGRAFIA

1. MATTHEWS, S. This changing earth, *The National Geographic Magazine*, vol. 143, n° 1, (enero 1973).
2. DUKE, C.M. y LEEDS, D.J. Response of soils, foundations, and earth structures, an engineering report on the chilean earthquakes of may 1960, *Bull. of the Seismological Society of America*, vol. 53, n° 2, (febrero 1963).
3. STEINBRUGGE, K.V. y FLORES, R. A structural engineering viewpoint, an engineering report on the chilean earthquakes of may 1960, *Bull. of the Seismological Society of America*, vol. 53, n° 2, (febrero 1963).
4. DOBROVOLNY, E.; LEMKE, R.; BOWES, W.; THOMAS, H.; y BRAVO, N. *Relación entre la geología y el daño producido por el terremoto del 22 de mayo de 1960 en Puerto Montt, Chile*. Instituto de Investigaciones Geológicas, Santiago de Chile (agosto 1960).
5. SANHUEZA, P. *Instalación de una red de acelerógrafos en Chile*, Memoria para optar al título de ingeniero civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago 1969.
6. LEE, K.L. *The design earthquake for soil response analysis*. University of California, Los Angeles, (junio 1969).
7. HAUSNER, G.W. Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault. *Proceedings, 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, vol. 1, (1965).
8. JACOBSEN, L.S. Steady forced vibration as influenced by damping, *Transactions ASME*, APM-52-15 (1930).
9. JACOBSEN, L.S. Damping in composite structures, *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan (1960).
10. MUSANTE, H. *Licuación de Arenas Sometidas a Cargas Cíclicas*, Memoria para optar al

- título de ingeniero civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago 1970.
11. SEED, H.B. e IDRIS, I.M. Soil module and damping factors for dynamic response analysis. *Report N° E.E.R.C. 70-10*, University of California, Berkeley (diciembre 1970).
 12. LYSMER, J., SEED, H.B. y SCHNABEL, P.B. Influence of base rock characteristics on ground response. *Report N° E.E.R.C. 70-7*, University of California, Berkeley (noviembre 1970).
 13. 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° SM 9 (septiembre 1971).
 14. IDRIS, I.M. y SEED, H.B. *Response of horizontal soil layers during earthquakes*, Soil Mechanics and Bituminous Materials, Research Laboratory, University of California, Berkeley (1967).
 15. 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° SM 8 (agosto 1971).
 16. WESTERGAARD, H.M. Water pressures on dams during earthquakes, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 98 (1933).
 17. MONONOBE, N. Earthquakes-proof construction of masonry dams, *Proceedings, World Engineering Conference*, vol. 9 (1929).
 18. OKABE, S. General theory of earth pressure, *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, vol. 12, n° 1 (1926).

LIQUEFACTION OF SANDS IN PUERTO MONTT DURING THE CHILEAN EARTHQUAKES OF MAY 1960

SUMMARY:

The failures which took place in the waterfront area of the Puerto Montt harbour during the Chilean earthquakes of May 1960 are analysed. Four sections are considered, two of them are gravity retaining walls and the others anchored bulkheads.

The analysis was performed in two steps: i) prediction of the liquefaction potential for the sandy fill placed against the retaining structures; ii) influence of the liquefaction phenomenon on the observed failures. The liquefaction potential was predicted by comparing the cyclic shear stresses required to produce total liquefaction, τ_{NL} , with those induced by the earthquake in the fill. Values of τ_{NL} were obtained using a cyclic triaxial apparatus and the shear stresses induced by the earthquake were estimated using a computer program which includes the main dynamic characteristics of the analysed sections.