

CRITERIOS PARA EVALUAR PRESIONES INDUCIDAS POR SISMOS SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCION DE SUELOS

Horacio MUSANTE*

RESUMEN

En el presente trabajo se exponen las hipótesis básicas de la expresión de Mononobe y Okabe para la determinación de empujes sobre estructuras de contención de suelos, su campo de aplicación y las modificaciones que ha sufrido a raíz de recientes investigaciones sobre todo en lo referente a la elección del coeficiente sísmico, aplicado al caso chileno. Se propone además una metodología para aquellos casos en los que la expresión de Mononobe y Okabe no es apropiada.

INTRODUCCION

La evaluación de la componente sísmica de presiones sobre estructuras de sostenimiento de tierras parcial o totalmente enterradas como muros de contención, muros de subterráneos de edificios, tablaestacados con y sin atirantar, estribos de puentes, muros de túneles, tuberías enterradas y otros, es una tarea relativamente frecuente a la que se enfrenta el ingeniero civil. Complementando lo anterior deben determinarse los desplazamientos que podrían experimentar dichas estructuras para restringirlos al rango admisible.

El problema planteado corresponde, sin duda, a un caso de interacción sísmica suelo estructura, en el cual, además de las condiciones de equilibrio dinámico, se deben cumplir las ecuaciones de compatibilidad de corrimientos y de las propiedades esfuerzos deformaciones. A pesar de lo complejo que pueda resultar el análisis del problema de interacción mencionado, pueden visualizarse dos situaciones extremas.

* Investigador del IDIEM.

La primera supone que durante la acción del sismo, el suelo en las cercanías de la estructura, permanece en el *rango elástico*, en este caso las tensiones resultantes son originadas fundamentalmente por la compatibilización de corrimientos y por la rigidez relativa entre el suelo y la estructura.

La segunda supone que el suelo se encuentra en estado de equilibrio límite y, que deformaciones relativas adicionales alteran poco el estado tensional del suelo y que los incrementos de presiones debidos al sismo se generan fundamentalmente por la acción de fuerzas de inercia. En la práctica existe un caso intermedio que combina los anteriores, en el cual el suelo alrededor de la estructura se deforma en el *rango elástico* y en algunos puntos se plastifica por concentración local de tensiones.

Para aclarar algo más estas ideas vale la pena mencionar dos casos típicos en los cuales se presentan las situaciones extremas antes mencionadas. Como primer caso se considerará un muro de contención con relleno posterior de suelo granular, el cual puede rotar o deslizar en la base de modo que genera un estado activo de presiones en el relleno, Fig. 1. La componente sísmica de la presión del suelo sobre el muro es producto de la resultante entre las fuerzas de inercia que actúan sobre la cuña activa y las fuerzas de fricción que la rodean. Como las fuerzas de fricción no varían con los desplazamientos de la cuña, el empuje sísmico depende de las fuerzas de inercia únicamente y el cálculo de presiones se puede realizar mediante la fórmula de Mononobe y Okabe,^{1, 2, 3, 5}.

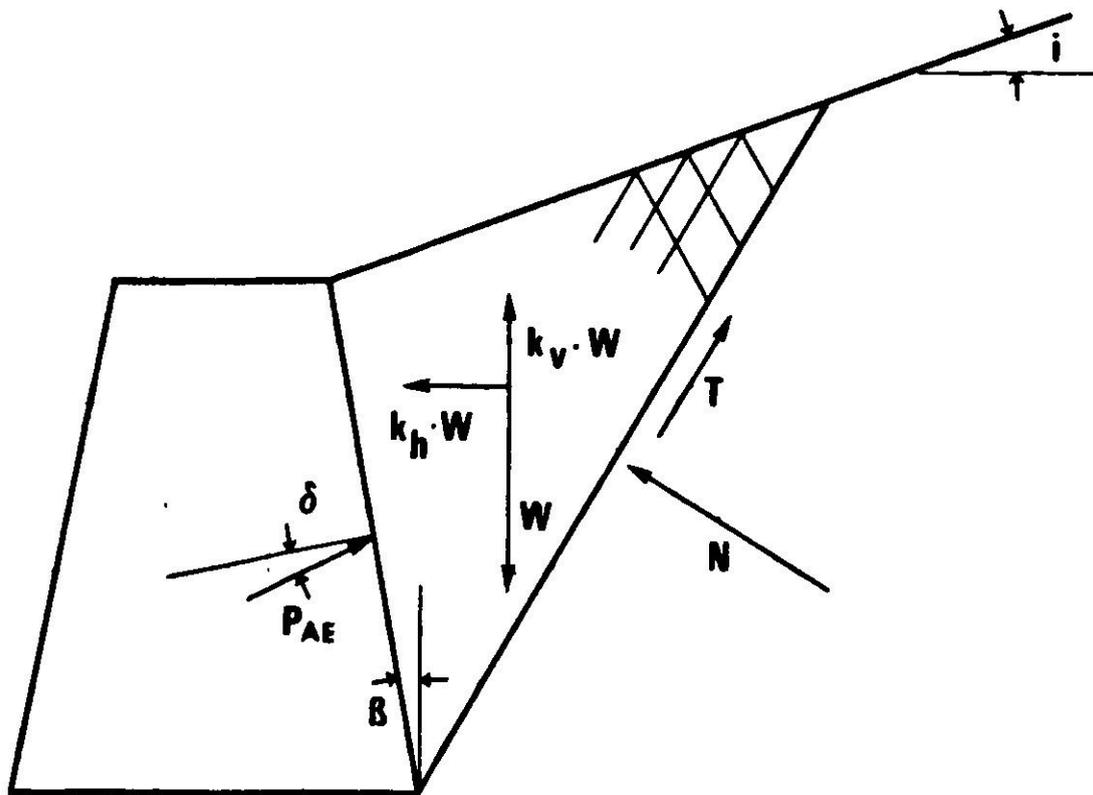


Fig. 1. Fuerzas estáticas y sísmicas en el método de análisis de Mononobe y Okabe.

Para el segundo caso se considerará una estructura enterrada tipo tubería o túnel, rodeada de suelo de compacidad o consistencia alta. El suelo se deforma debido al paso de las ondas sísmicas y arrastra a la estructura para obligarla a seguir sus propias ondulaciones, pero sin llegar al estado de equilibrio límite. Se puede efectuar un análisis simplificado del problema de interacción evaluando

las deformaciones del suelo en el campo libre y compatibilizando posteriormente los corrimientos de la estructura y el suelo, si es necesario, mediante algún modelo, como por ejemplo un sistema elástico de constante de balasto. En este caso, puesto que el suelo trabaja en el rango elástico, las presiones entre la estructura y el suelo serán generalmente una función preponderante de los corrimientos, los que engendran tensiones en la estructura y no de las fuerzas de inercia^{6,7,8,9}.

LA FORMULA DE MONONOBE Y OKABE

Planteamiento de la ecuación

La fórmula fue desarrollada en Japón por sus autores después del terremoto de Kanto en 1923^{1,2,3}. Fundamentalmente consiste en una extensión pseudoestática de la fórmula de la cuña de Coulomb. Fuerzas de inercia horizontal y vertical iguales a la aceleración del sismo actúan sobre la cuña de Coulomb adicionalmente al peso propio, lo cual genera el empuje total sísmico sobre el muro, Fig. 1.

Evidentemente se ha contemplado un estado activo del relleno detrás del muro y por lo tanto se moviliza la plena capacidad de resistencia al corte, T , del suelo.

Para el caso de suelos granulares la expresión del empuje total sísmico es,

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \quad 1$$

donde,

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad 2$$

- H = altura de la cuña de Coulomb
- γ = peso unitario del relleno posterior del muro
- ϕ = ángulo de fricción interna del relleno
- δ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro
- β = inclinación del parámetro interior del muro
- i = inclinación de la superficie del relleno posterior
- θ = $\text{arctg } k_h / (1 - k_v)$
- k_h = (aceleración sísmica horizontal)/ g
- k_v = (aceleración sísmica vertical)/ g

Primitivamente los autores^{1,2,3} supusieron que la componente sísmica de la resultante actuaba a una altura $H/3$ medida desde la base del muro, igual al caso estático. Sin embargo, resultados de mediciones experimentales^{4,5,10} y de análisis teóricos que suponían al suelo como material elástico indican que la

componente sísmica de la resultante cae encima de $H/2$. Seed y Whitman⁴ han sugerido que la componente estática actúa a $H/3$ y que la componente sísmica actúa a aproximadamente $0.6 H$ medida de la base del muro.

Para los fines prácticos de diseño se sugiere el siguiente procedimiento de cálculo:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad 4$$

en que P_A es la componente estática del empuje activo, que actúa a $H/3$ de la base del muro, Fig. 2, y

$$K_A = \left\{ \frac{\frac{\cos(\beta - \phi)}{\cos \beta}}{\sqrt{\cos(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\beta - i)}}} \right\}^2 \quad 5$$

es el coeficiente del empuje activo

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad 6$$

ΔP_{AE} es la componente sísmica del empuje, que actúa a $2H/3$ de la base del muro, Fig. 2

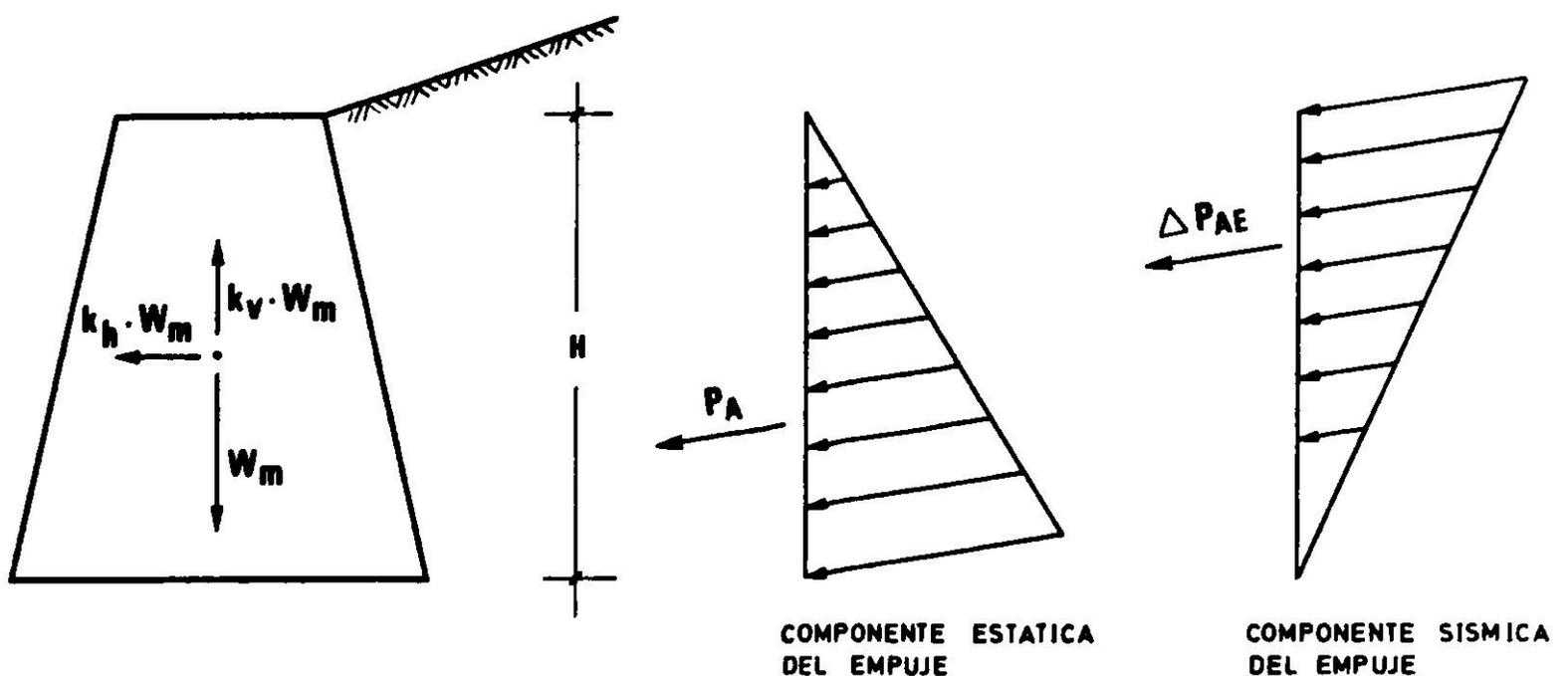


Fig. 2. Posición de las resultantes de empujes en el método de Mononobe y Okabe.

Las fuerzas de inercia que actúan sobre el muro debido a las aceleraciones verticales y horizontales deben considerarse actuando simultáneamente con los empujes del suelo, en la forma que se indica en el Fig. 2.

Elección del coeficiente sísmico

El criterio más simple para elegir los coeficientes sísmicos k_h y k_v es suponerlos iguales a la máxima aceleración horizontal y vertical respectivamente divididas

por g. La utilización de este criterio conduce a presiones sísmicas de diseño muy elevadas, que la práctica ha demostrado son muy conservadoras. Este hecho resulta evidente por cuanto normalmente el ingeniero proyectista está dispuesto a aceptar ciertos corrimientos admisibles, provenientes de breves incursiones en estados de falla cada vez que las aceleraciones del terremoto sobrepasan los coeficientes sísmicos de diseño. Los muros de contención con relleno posterior de suelo granular son estructuras bastante dúctiles y aceptan corrimientos apreciables sin detrimento de la resistencia.

Cabe hacer notar que en este trabajo el concepto de coeficiente sísmico no representa una condición estática de fuerzas equivalentes, horizontales y verticales, sino que representa una medida del daño acumulado en un sismo, vale decir el umbral de sollicitaciones o de tensiones límites sobre los cuales empiezan a producirse fallas o daños.

Richard y Elms⁵ utilizando el concepto de Newmark del bloque deslizando, aplicado a muros de contención gravitacionales, con un modo de falla por deslizamiento basal, establecieron la siguiente expresión para el deslizamiento acumulado y ciertas características del terremoto y del sistema suelo estructura.

$$s = 0.087 \frac{V^2}{A \cdot g} \left[\frac{k_h}{A} \right]^{-4} \quad 7$$

donde

s = desplazamiento permanente horizontal del muro.

A = (aceleración horizontal máxima del sismo)/g.

V = velocidad horizontal máxima del sismo

k_h = coeficiente sísmico horizontal a utilizar para obtener un desplazamiento s del muro.

La expresión 7 no contempla la existencia de aceleraciones verticales, las cuales normalmente se consideran nulas para efectos de diseño, por cuanto se supone muy improbable la ocurrencia simultánea de la máxima aceleración horizontal y vertical.

Resulta evidente que para estimar el coeficiente sísmico, además de establecer un criterio de desplazamiento admisible, es necesario tener un método de evaluación para la aceleración y velocidad máxima del sismo de diseño. Saragoni y colaboradores¹¹, utilizando acelerogramas obtenidos entre Arica y Puerto Montt, han establecido las siguientes fórmulas de atenuación para las velocidades y aceleraciones máximas de un sismo,

$$a = \frac{2300 e^{0.71M}}{(R + 60)^{1.6}} \text{ cm/seg}^2 \quad 8$$

$$V = \frac{4\,073\,450 e^{0.34M}}{(R + 60)^{3.02}} \text{ cm/seg} \quad 9$$

en estas expresiones

M = magnitud Richter del sismo

R = distancia hipocentral del lugar analizado en km.

Por otra parte, se pretende obtener un criterio para la elección del coeficiente sísmico de diseño, basado en la estadística de terremotos chilenos, los cuales tienen aceleraciones máximas 1.5 veces superiores que los terremotos californianos para la misma intensidad Mercalli modificada¹¹.

Se propone modificar la constante 0.087 de la ecuación 7 para considerar las mayores aceleraciones máximas de los sismos chilenos para igual destructividad y, además incluir un coeficiente de mayoración de 2.21 para las aceleraciones máximas para tomar en cuenta que, para diseño, no es recomendable tomar valores medios sino valores correspondientes al 84 percentil de los casos. Al incluir estas consideraciones en el reemplazo de las expresiones 8 y 9 en la 7 se obtiene la siguiente expresión del coeficiente sísmico de diseño.

$$k_h = \frac{500 e^{0.7025M}}{S^{1/4} (R+60)^{2.71}} \quad 10$$

que es el valor a utilizar en la ecuación 3 correspondiente a la fórmula de Mononobe y Okabe. El valor del desplazamiento s (cm) del muro debe ser tal que asegure el pleno desarrollo de una condición activa para la cuña del suelo solicitante.

Evidentemente esta expresión puede sufrir modificaciones si se contemplan otros modos de fallas como el de volcamiento.

EMPUJE SISMICO DEL SUELO EN ESTADO ELASTICO

A continuación se analizan los efectos de un sismo en estructuras parcial o totalmente enterradas, para el caso en que el suelo que la rodea sea sometido a tensiones menores a las correspondientes a los estados límites de Rankine. El suelo en estado elástico transmite los movimientos a través de ondas sísmicas, las cuales pueden ser de varios tipos y viajar en distintas direcciones, produciendo un campo de corrimientos que obliga a la estructura a tratar de seguirlo^{7,8,9}. En la mayoría de los casos el suelo impone su deformación a la estructura, pero es conveniente tener en cuenta que hay otros, donde la estructura sin colapsar, es perfectamente capaz de imponer mediante su rigidez la forma que tiene al suelo que la rodea¹².

La solución estructural al problema de deformaciones impuestas por el suelo generalmente no consiste en aumentar su resistencia para que sea capaz de soportar las fuerzas generadas por la interacción, sino proveer la necesaria flexibilidad o ductilidad para que pueda absorber las deformaciones sin perder capacidad de soporte para las cargas permanentes⁷.

Generalmente las estructuras enterradas son diseñadas estáticamente para empujes en reposo y para fines prácticos las presiones sísmicas no alteran dichas condiciones de reposo una vez terminada su acción. Si las estructuras de contención de suelos son diseñadas estáticamente en base a un estado activo de tensiones en el suelo, el presente procedimiento de diseño no es válido y debe recurrirse a lo indicado en la parte anterior correspondiente a la expresión de Mononobe y Okabe.

La evaluación del campo de corrimientos debido al paso de las ondas sísmicas en el suelo puede actualmente efectuarse mediante varios procedimientos. En la práctica, la posibilidad que tiene el ingeniero de conocer las propiedades mecánicas de los estratos de suelo, para sollicitaciones dinámicas, hasta la *roca basal*, lo conducen a una situación, en la mayoría de los casos de *adivinanza matemática*, en vez de un cálculo dentro de un margen razonable de error. Es preferible, frecuentemente, trabajar con un esquema simple para el estudio del campo de corrimientos sísmicos del suelo y con esa información tratar de mejorar la ingeniería de detalles de la estructura en zonas de concentración de tensiones.

Se propone utilizar el método expuesto por T.R. Kuesel⁷ para estimar el campo de corrimientos sísmicos del suelo, el cual está basado en un terremoto de diseño utilizado para el proyecto del Metro de San Francisco, California, con una aceleración horizontal máxima en la roca basal de 0.33 g cuando está ubicada a una profundidad menor de 21 m y una aceleración de 0.50 g cuando está a profundidades mayores.

Las aceleraciones verticales máximas se consideran iguales a 2/3 de las horizontales máximas. En este método se supone que las ondas sísmicas producen dos tipos de distorsiones del suelo de interés para el cálculo de las estructuras, distorsión de curvatura y distorsión de corte, las cuales se muestran en la Fig. 3.

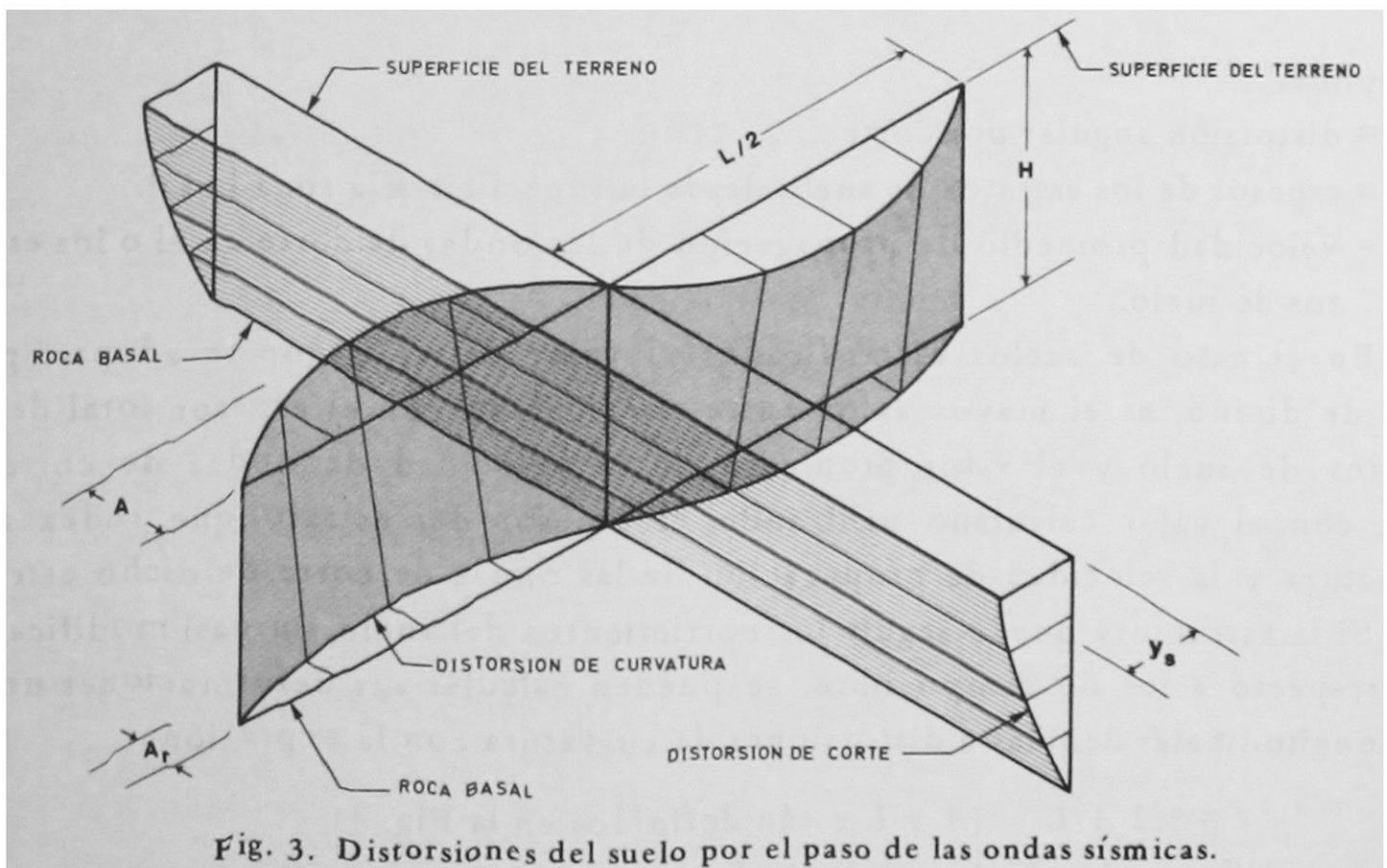


Fig. 3. Distorsiones del suelo por el paso de las ondas sísmicas.

La distorsión de curvatura del suelo está contenida en un plano horizontal y es una onda sinusoidal cuya amplitud se puede determinar de la Fig. 4, en función de la longitud de onda.

La longitud de onda que se adopta para fines de cálculo en estructuras largas, tipo túnel, es de 6 veces el ancho de la estructura, lo cual asegura un modo de deformación por flexión longitudinal (modificaciones a este criterio de elección de longitud de onda se presentan en la referencia 8).

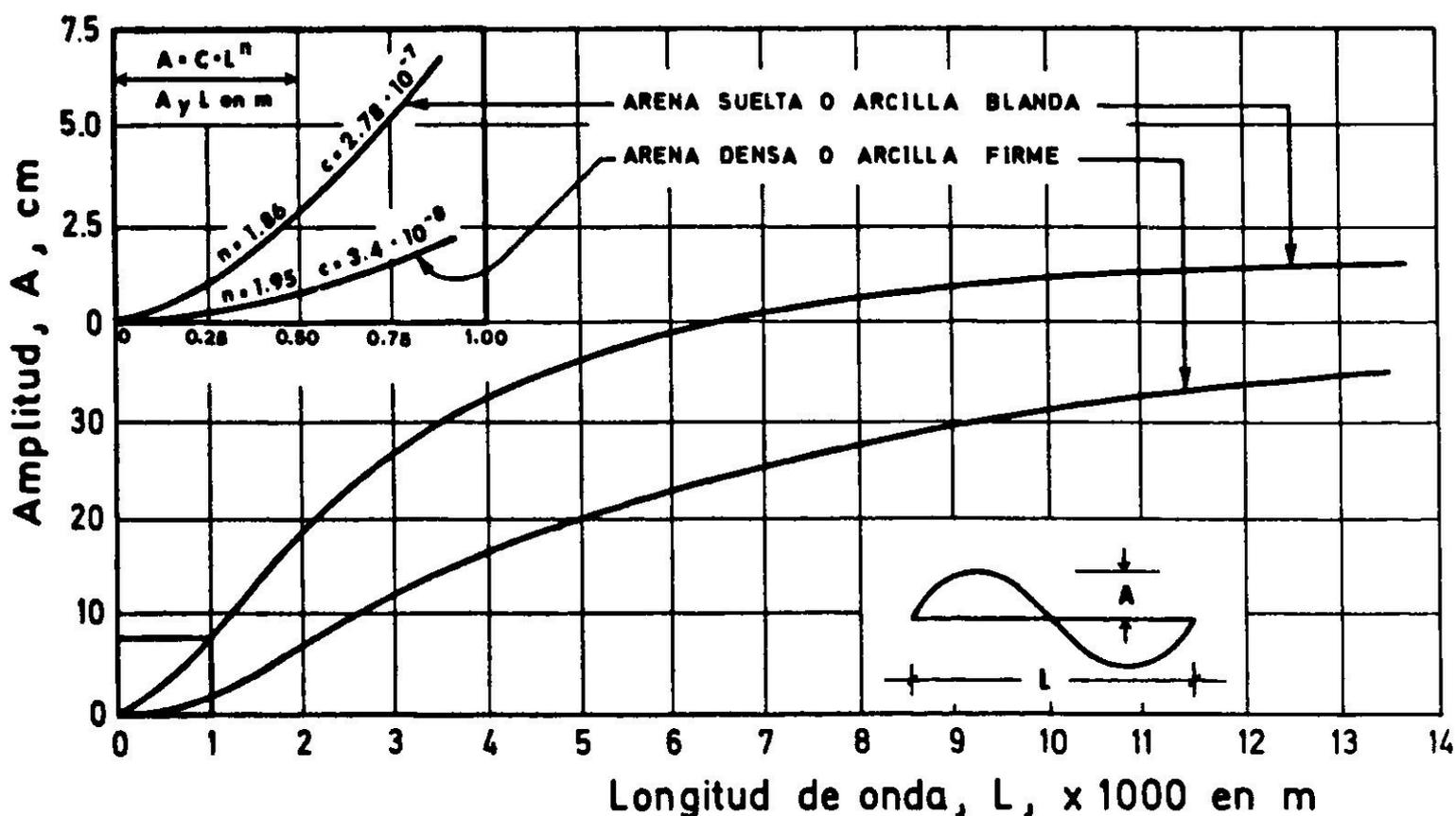


Fig. 4. Espectro de desplazamiento por distorsión de curvatura.

La distorsión por corte del suelo se puede evaluar de la expresión.

$$\frac{y_s}{h} = \frac{5}{2} \frac{H}{V^2}$$

11

en donde,

y_s/h = distorsión angular por corte.

H = espesor de los estratos de suelo desde la superficie a la roca basal.

V = velocidad promedio de propagación de las ondas de corte en el o los estratos de suelo.

En el caso de suelos estratificados el valor de y_s/h que se adopta, para fines de diseño, es el mayor valor entre el calculado con el espesor total de los estratos de suelo y el valor promedio de la velocidad de ondas de corte, o bien, con el valor calculado utilizando el espesor del estrato que rodea a la estructura y la velocidad de propagación de las ondas de corte de dicho estrato.

Si la estructura puede seguir los corrimientos del suelo sin casi modificarlos con respecto a los de campo libre, se pueden calcular sus deformaciones unitarias longitudinales debidas a distorsiones de curvatura con la expresión:

$$\epsilon = 5.2 A/L \quad (A \text{ y } L \text{ están definidos en la Fig. 4}).$$

Las deformaciones de corte de la estructura para el mismo caso anterior

pueden ser evaluadas de la expresión 11.

En algunos casos, debido a la rigidez propia de la estructura o a discontinuidades en la estratigrafía del suelo, conviene mejorar el modelo incorporando el efecto de la interacción suelo estructura. Esto se puede realizar, por ejemplo, mediante la adición de elementos que representen en forma adecuada la relación tensión corrimientos del suelo alrededor de la estructura y que permitan compatibilizar los desplazamientos relativos entre el campo libre y la superficie externa de la estructura. Se debe tener presente que las presiones que el suelo pueda ejercer sobre la estructura no pueden sobrepasar los empujes pasivos ni ser menores que los activos. En la Fig. 5 se indica a modo de ejemplo el modelo utilizado para el diseño de los túneles del Metro de Santiago^{1 3} para la Línea 1, tramo 3. En esta Fig. se indican los corrimientos horizontales de la estructura y los elementos de interfase representados por una distribución no lineal de resortes de constante de balasto y por resortes de translación y giro para la techumbre y fundaciones respectivamente.

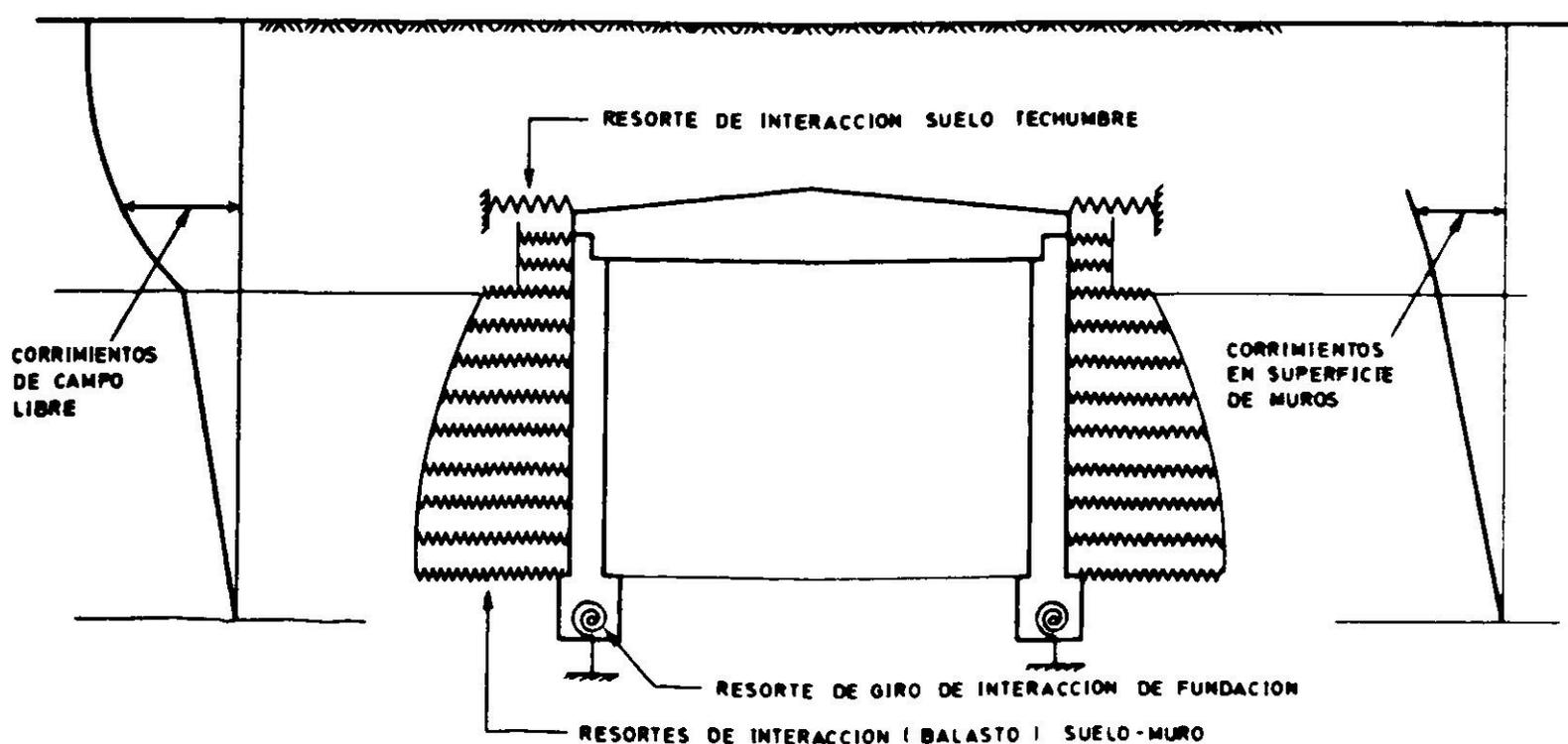


Fig. 5. Modelo interacción suelo estructura para túnel Metro de Santiago.

COMENTARIOS

La evaluación de empujes sísmicos del suelo sobre estructuras enterradas a juicio de la mayoría de los investigadores es un problema de gran complejidad, en el cual intervienen un gran número de parámetros simultáneamente y es opinión generalizada que las soluciones prácticas todavía se desenvuelven entre el arte o experiencia personal y los conocimientos científico-tecnológicos. Por otra parte se debe reconocer que los métodos de diseño utilizados actualmente, cuando son aplicados en forma juiciosa, han conducido a estructuras que han soportado exitosamente la acción de empujes estáticos y sísmicos.

Los avances que se logren en el futuro inmediato, muy probablemente estarán basados en información experimental, especialmente la obtenida de casos instrumentados en el terreno. Estos antecedentes más los nuevos conocimientos sobre la caracterización de sismos en relación a su destructividad permitirán plantear nuevos métodos de análisis más adecuados a la realidad.

REFERENCIAS

1. MONONOBE, N. Design of aseismic gravity wall, Report of Kanto Earthquake Damage of 1923. *Journal of the Society of Civil Engineers*. vol. 3, 1925.
2. OKABE, S. General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, *Journal of the Society of Civil Engineers*, vol. 12, nº 1, 1924.
3. MONONOBE, N. y MATUO, H. On the determination of earth pressure during earthquakes, *World Engineering Congress*, Tokyo, 1929, Paper N° 388.
4. SEED, H.B. y WHITMAN, R.V. *Design of earth retaining structures for dynamic loads*, A.S.C.E. Specialty Conference, Lateral stresses in the ground and the design of earth retaining structures, Cornell University.
5. RICHARDS, R. Jr. y ELMS, D. Seismic behavior of gravity retaining walls, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E.*, abril 1979.
6. TAJIMI, H. Dynamic earth pressures on basement walls, *Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
7. KUESEL, T.R. Earthquake design criteria for subways. *Journal of the Structural División, A.S.C.E.*, junio 1969.
8. HADJIAN, A.H. Discusión al artículo presentado por Kuesel, ref. 7, *Journal of the Structural División A.S.C.E.* vol. 96.
9. ARIAS, A. Comportamiento sísmico de tuberías enterradas. Un análisis cinemático. *Revista del IDIEM*, vol. 17, nº 2, septiembre 1978.
10. SCOTH, R.F. Earthquake-induced earth pressure on retaining walls, *Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, 1973.
11. SARAGONI, R., CREMPIEN, J. y ARAYA, R. *Características de los movimientos fuertes de Chile*. Monografía Sección Ingeniería Estructural, Departamento Obras Civiles, Universidad de Chile (en prensa).
12. HIGGINS, C.J. Field measurements and comparison against predictions. *Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Pasadena, California, junio 1978.
13. ARIAS, S. MUSANTE, H. y KORT, I. *Proyecto Línea 1, Tramo 3*, para la Dirección del Metro de Santiago, MOP, 1978.

CRITERIA FOR EVALUATING SEISMIC PRESSURES ACTING ON EARTH RETAINING STRUCTURES

SUMMARY

The main hypothesis of the Mononobe-Okabe formula for evaluating seismic earth pressures are herein presented, its field of application and modifications, that have been introduced for it, in the last years including one related with the election of the seismic coefficient. It is also presented an analysis procedure for the cases that Mononobe-Okabe formula is not appropriate to be used.