

FUNDACIONES SOMETIDAS A ACCIONES SISMICAS

**Por los Profesores
Marcelo Zeballos, Roberto Terzariol
y Gonzalo Aiassa**

| | |
|--|-----------|
| 1. GENERALIDADES | 4 |
| 1. GENERALIDADES | 4 |
| 2. INFLUENCIA DEL SUELO | 8 |
| 2.1. RESPUESTA LOCAL DEL SUELO | 8 |
| 2.2. SUELOS ESTABLES E INESTABLES | 11 |
| 3. LAS OBRAS CIVILES | 13 |
| 3.1. ACCIONES SISMICAS | 13 |
| 3.2. FUNDACIONES SUPERFICIALES..... | 15 |
| 3.3. FUNDACIONES PROFUNDAS | 17 |
| 3.4. MUROS DE SOSTENIMIENTO | 20 |
| 3.4.1. consideraciones generales | 20 |
| 3.4.2. Métodos de Diseño..... | 23 |
| 3.4.3. Teorías Basadas en Muros con Desplazamientos Restringidos | 24 |
| 3.4.4. Teorías Basadas en Muros con Desplazamientos Controlados | 28 |

Figuras

- Figura 1. Movimiento de placas continentales
- Figura 2. Esquema disposición continental de América del Sur y Africa.
- Figura 3. Representación de conceptos de hipocentro y epicentro.
- Figura 4. Espectro de respuesta.
- Figura 5. Efecto de variación de aceleraciones en el perfil de suelo
- Figura 6. Períodos en edificios.
- Figura 7. Esquema de suelos sueltos y compactos.
- Figura 8. Ejemplo de licuación de suelo.
- Figura 9. Esquema de solicitaciones en estructuras.
- Figura 11. Asignación de esfuerzos en el cálculo de arriostramientos.
- Figura 12. Distribución de esfuerzos en pilotes.
- Figura 13. Distribución de solicitaciones en el cabezal de pilotes
- Figura 14. Disposición de estribos en pilotes
- Figura 15. Fallas en muros de sostenimiento.
- Figura 16. Esquema de esfuerzos en muros

1. GENERALIDADES

La corteza terrestre está formada por grandes placas que se mueven a la "deriva". De las dorsales oceánicas que funcionan como conductos a través de la litósfera surge material fundido correspondiente a la astenósfera. Estas grandes cantidades de material fundido tienden a ocupar un lugar en la corteza terrestre "empujando" a las placas las que a su vez se introducen dentro de la litósfera a través de las fosas oceánicas. La parte emergente de alguna de estas placas son los continentes. Esta explicación, muy someramente realizada, encuentra su sustento teórico en el modelo geodinámico de la Tectónica de Placas. La Figura 1 muestra un ejemplo de estos movimientos sobre la costa chilena.

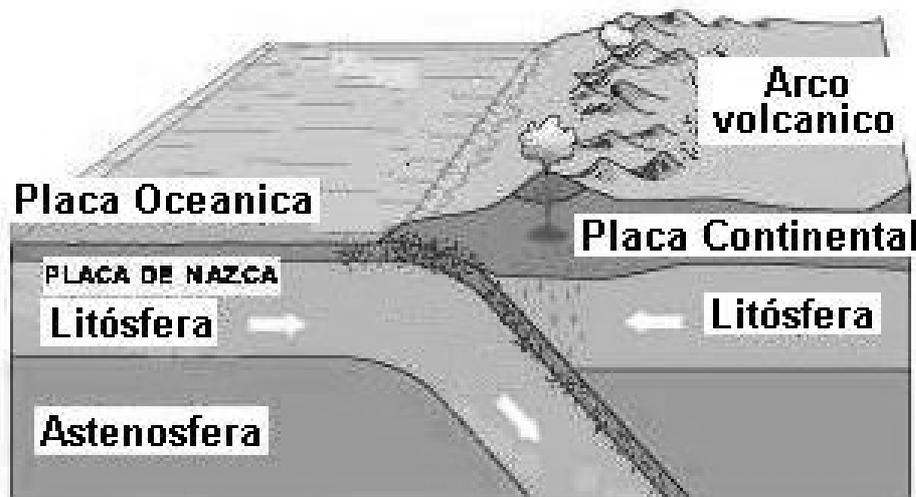


Figura 1. Movimiento de placas continentales

Una de estas dorsales se encuentra en el Océano Atlántico y es la que hace que los continentes Africano y Sudamericano se separen continuamente, pese a haber estado unidos en edades geológicas pretéritas. Estos continentes, junto con la Antártida, formaban un gran continente, denominado Gondwana. Esto puede explicar la geografía de estos continentes, cuyos bordes atlánticos encajan en forma casi perfecta, tal como puede interpretarse en la Figura 2.

Otra prueba son las formaciones geológicas de ambos continentes, las que se complementan muy bien y los estudios geofísicos sobre la migración de los polos magnéticos en el tiempo, y las inversiones de polaridad en el campo magnético terrestre. Por último, existen argumentos en orden paleontológico que confirman esta antigua unión.

Pese a todo, esta teoría sobre las placas terrestres explica en forma sólo deficiente el mecanismo que las mueve, por lo que se sigue investigando y es posible que la misma sufra modificaciones en el futuro. Por el momento es la teoría más aceptada y es la que se adopta para explicar los macrofenómenos geológicos.

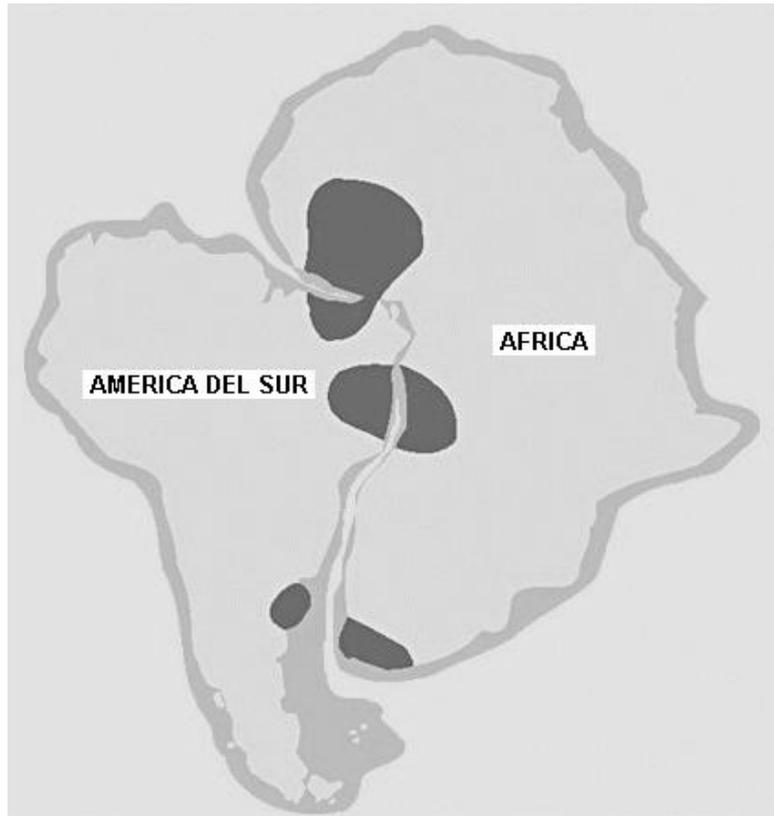


Figura 2. Esquema disposición continental de América del Sur y Africa.

La placa Sudamericana al separarse de Africa colisiona con otra placa que se halla en el Pacífico (placa de Nazca) y se introduce debajo de esta, en una fosa oceánica. El movimiento relativo entre ambas placas produce el rozamiento que al romper los puntos de contacto libera súbitamente energía provocando vibraciones en las placas continentales. Estas vibraciones activan fallas muy superficiales, las que producen a su vez movimientos bruscos que afectan en modo más directo y generan los denominados sismos o terremotos.

Estas zonas de choque existen en todos los continentes y en los fondos oceánicos. Son causantes de la mayor parte de los sismos. Adicionalmente, existen movimientos laterales entre las placas, como ocurre en la falla de San Andres, en California, Estados Unidos. El movimiento de los bloques que definen la falla genera terremotos en la región.

La vibración de la corteza terrestre se puede manifestar por estos sismos, cuyos movimientos se desarrollan en forma caótica. Estos desplazamientos generan trenes de ondas. El desplazamiento de cualquier partícula del terreno afectada por el sismo puede ser descompuesto en movimientos según ejes ortogonales (en particular horizontales y verticales). Estos movimientos se producen en todas direcciones y en forma alternada, es decir, cambian repentinamente de sentido (derecha - izquierda, arriba - abajo).

Como toda vibración es un movimiento que no produce traslado de la materia. A modo de ejemplo, la situación comparativa es la de un barco que floja en un lago y al que le llega un frente de olas. Las olas moverán el agua, meciendo el barco

hacia arriba y hacia abajo, y alternativamente a uno y otro lado. Al pasar el oleaje el barco quedará en su posición inicial, es decir la embarcación no se ha sido afectada por una corriente de agua, sino por un movimiento ondulatorio de la misma, sin producir transporte de la materia. Esta situación se produce en el caso del sismo, salvando las diferencias en cuanto a la cantidad de energía puesta en juego y la brusquedad de las oscilaciones.

En lo que respecta a las obras hechas por el hombre, este movimiento del suelo genera efectos que deben ser tenidos en cuenta. Al moverse el suelo, por ejemplo en sentido horizontal hacia un lado, un edificio fundado sobre él tiende a permanecer en su posición inicial por inercia. De repente el suelo se mueve hacia el lado contrario, cambiando el sentido de oscilación. El edificio que había comenzado a moverse según la primera acción se encuentra con que el suelo se mueve según la segunda acción, y así sucesivamente.

Estas aceleraciones y desaceleraciones en uno y otro sentido generan fuerzas inerciales en la construcción. Estas fuerzas son las que provocan los daños que se aprecian en los edificios luego de un terremoto. Debe aclararse, a pesar de su obviedad, que no son acciones externas a la construcción, sino que son debidas a su propia masa y que pueden calcularse aplicando las leyes de Newton.

En este punto es necesario fijar algunos conceptos y definiciones. Los términos de interés en el tratamiento del tema son los indicados a continuación, alguno de ellos se representan en la Figura 3:

- **Hipocentro.** Es el punto de la corteza terrestre en el que se produce la fractura y se origina el sismo.
- **Epicentro.** Es el punto ubicado en la superficie de la corteza terrestre, que se halla más próximo al hipocentro.

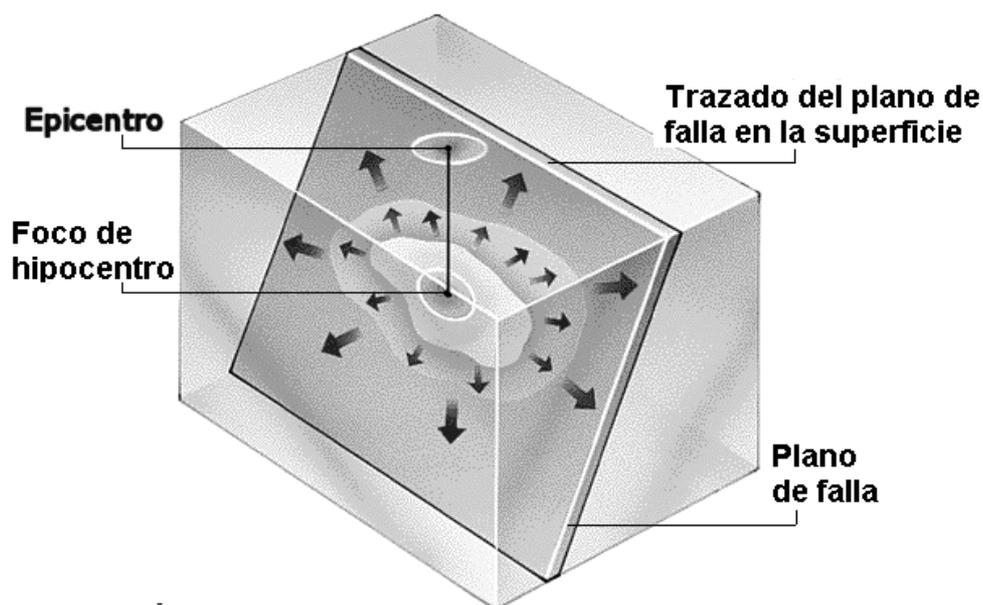


Figura 3. Representación de conceptos de hipocentro y epicentro.

- **Intensidad.** Es una valoración cualitativa de los daños provocados, o la apreciación personal de los observadores de un terremoto. Su escala llamada "Mercalli Modificada" varía de I a XII, de acuerdo a la gravedad de los daños observados. Todavía se utiliza, pues sirve de parámetro de comparación con sismos ocurridos en la antigüedad para los que no existen registros instrumentales. El grado I es un sismo leve, que casi no se percibe por las personas, en tanto que el grado XII corresponde a un sismo catastrófico. La designación de este parámetro a través de números romanos se realiza a fin de no confundir esta asignación con la correspondiente a la derivada de la magnitud. En esta escala no existen fracciones entre dos grados consecutivos.
- **Magnitud.** Es una valoración cuantitativa mediante registros instrumentales de la energía liberada durante el sismo. Su escala, denominada "Richter" va de 1 a 9. En este caso, la escala es continua, es decir se valor con decimales. Esto se debe a la precisión que es necesario tener al utilizar este parámetro ya que la diferencia de energía liberada entre dos magnitudes es equivalente a la liberada por varias bombas atómicas de las del tipo Hiroshima o Nagasaki. Se puede decir que, por ejemplo, entre un terremoto de magnitud 6 y otro de magnitud 7 la diferencia en los daños producidos es tan grande que no son comparables.
- **Aceleración.** Se refiere a las aceleraciones medidas con acelerómetros sobre la superficie del suelo o dentro de las construcciones. Esta variable permite la cuantificación de las acciones derivadas, tanto en el terreno como en las estructuras fundadas sobre él. Al mismo tiempo, definen la información de base para la identificación de la interacción suelo - estructura, roca basal - suelo, etc. Son los elementos de los que se vale el técnico para el cálculo de las solicitaciones en las construcciones sismo - resistentes.
- **Velocidad de la onda de corte.** Es la velocidad con la que se mueven estas componentes de la ondas sísmicas a través de distintos medios (rocas, suelos, etc.). La identificación de esta velocidad permite definir algunos parámetros específicos de los estratos por los que se desplaza la onda sísmica (período propio, módulo dinámico de corte, amortiguamiento, etc.).
- **Atenuación.** En el medio continuo, el efecto de un sismo disminuye con la distancia, la profundidad del hipocentro, etc. Se determina mediante las denominadas ley o fórmulas de atenuación.
- **Duración.** Tiempo que transcurre desde el comienzo de la detección de las ondas sísmicas hasta que estas se dejan de registrar. Se pueden medir con precisión a través de registros sismográficos.
- **Reflexión o refracción de ondas.** Tienen el mismo significado que en óptica y se acepta el cumplimiento de sus leyes. Se producen en la superficie terrestre y en los cambios de medios (roca - suelo, suelo duro - suelo blando, etc.). Producen problemas de fracturas, agrietamientos, subsidencias, etc.

- **Pseudoaceleración.** Es la aceleración provocada por el sismo dividida por la aceleración de la gravedad (g) Se expresa en porcentaje o fracción de aceleración de la gravedad.
- **Espectro de respuesta (Figura 4).** Es un diagrama en el que se grafican las pseudoaceleraciones máximas obtenidas para cada período de vibración, en función de estos períodos.

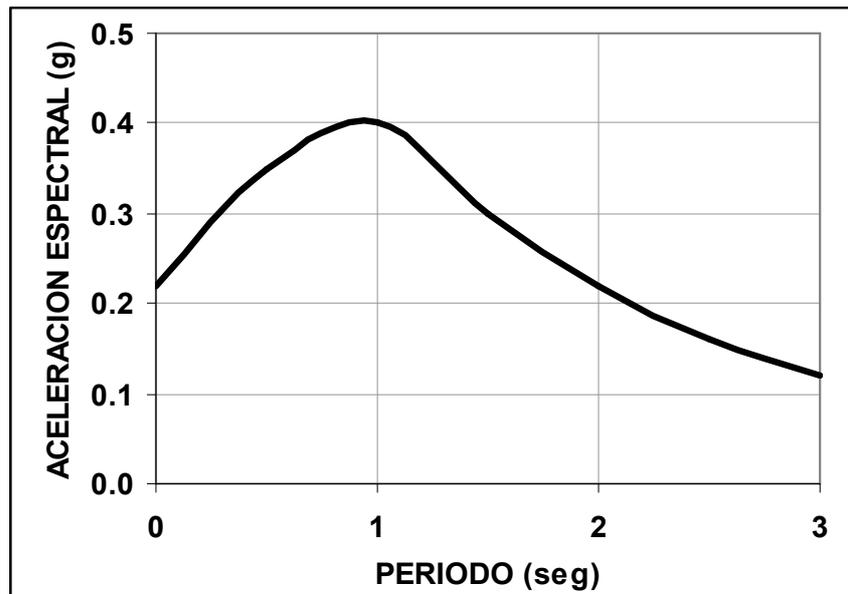


Figura 4. Espectro de respuesta.

2. INFLUENCIA DEL SUELO

Dentro de la problemática sísmica del suelo deben abordarse dos aspectos, el referido a la respuesta local del suelo, y el comportamiento de los suelos dinámicamente inestables.

2.1. RESPUESTA LOCAL DEL SUELO

El factor suelo es uno de los más importantes a tener en cuenta, pues de él depende en gran medida la respuesta de la estructura. Es netamente un problema de interacción suelo - estructura y suelo - roca basal.

El suelo subyacente al edificio puede amplificar o amortiguar los movimientos sísmicos que se producen en la roca de base. Este efecto se encuentra influenciado notablemente a través del período propio del terreno por el que circulan las ondas sísmicas. Es decir, las condiciones de desplazamiento de la onda sísmica se ven sensiblemente afectadas en función de las mayores diferencias de períodos propios de las suelos en relación con idéntica variable en la roca basal. Un ejemplo del efecto local del terreno sobre la propagación del sismo se presenta en la Figura 5.

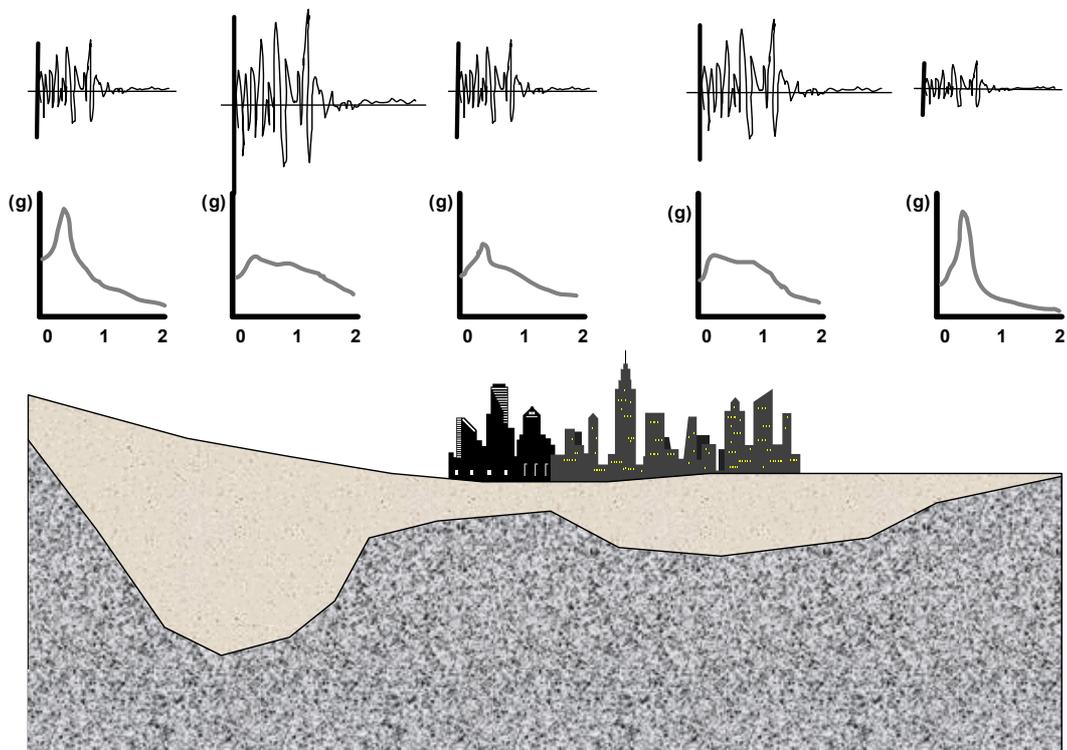


Figura 5. Efecto de variación de aceleraciones en el perfil de suelo

De todos modos, en general, en la superficie del suelo pueden producirse amplificaciones de los desplazamientos respecto de los que se observan en el interior de la roca basal. Estas modificaciones en la variable desplazamiento implican, manteniendo las condiciones totales de energía del sistema, la modificación de otras variables. En general, las frecuencias de oscilación también sufren notables modificaciones entre la roca basal y los estratos superficiales. Un ejemplo de estos efectos puede encontrarse en el caso del terremoto de 1985 en la ciudad de Méjico.

El centro de la ciudad está fundado sobre un depósito de arcillas lacustres muy blandas. Los sectores más modernos, en cambio, han ocupado las zonas rocosas que rodean el vaso del antiguo lago. En esas oportunidades se midieron aceleraciones del orden de 77% de "g" (aceleración de la gravedad) en la periferia del lago, y 20% de "g" en la superficie de las arcillas lacustres. Es decir, se detectó una amplificación del orden de 3 veces. Otro hecho es que la ciudad de Acapulco, ciudad fundada sobre roca, y ubicada en la costa, muy cerca del epicentro tuvo daños prácticamente sin importancia. El Distrito Federal, a cientos de kilómetros de distancia, pero sobre el suelo citado, sufrió grandes daños. Casos similares ocurrieron en San Francisco (EE.UU.), Caracas (Venezuela) y en Bucarest (Rumania). En este último caso las amplificaciones han sido considerables, siendo el suelo afectado una formación loéssica, similar a la existente en la Provincia de Córdoba, Argentina.

Además del incremento de las aceleraciones se detectan modificaciones en otras variables típicas representativas del fenómeno. Los espectros de respuestas sufren un desplazamiento hacia la derecha, es decir hace los períodos superiores. Al mismo tiempo se puede detectar un incremento del tiempo de duración del sismo.

El suelo se comporta en estos casos como un "colchón" entre la roca y la estructura. En este aspecto, otro problema de interés se genera cuando el período propio del suelo se asemeja al período propio de la estructura, en cuyo caso se producen efectos de amplificación de las sollicitaciones sobre la estructura.

En el análisis del problema, uno de los principales inconvenientes es la definición del período propio de los estratos de suelo subyacente. Una expresión simplificada del período fundamental es:

$$T = \frac{4H}{v_s}$$

donde

H es el espesor del estrato

v_s es la velocidad de propagación de las ondas de corte.

A igualdad de espesor, los suelos blandos tienen períodos más altos, ya que v_s es menor.

El período propio de las construcciones se relaciona en forma directa con la capacidad de deformación de la misma estructura. Este comportamiento es denominado "flexibilidad". A mayor altura, o a menor rigidez o mayor flexibilidad, los períodos propios son mayores. Un esquema de este comportamiento se presenta en la Figura 6.

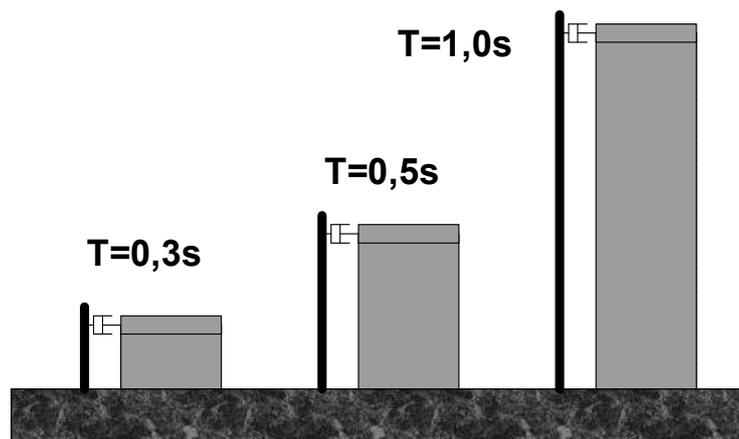


Figura 6. Períodos en edificios.

Como puede verse, edificios flexibles tienen períodos que en principio tienden a parecerse a los correspondientes a suelos blandos.

Es decir, que si este tipo de edificios se funda sobre suelos blandos pueden esperarse el desarrollo de amplificaciones. Un análisis similar puede hacerse para

el caso de edificios rígidos sobre suelos duros. Resulta válida la afirmación de que un edificio rígido fundado en suelos blandos, sobre elementos continuos en el plano de fundación (plateas y vigas de rigidización transversal), tienen buen comportamiento. Sobre suelos muy duros resulta preferible la localización de edificaciones de menor rigidez.

La definición de suelos blandos o duros es muy general y debe ser adecuadamente valorada en cada caso. El suelo del que se habla es representativo de todo el estrato hasta la base rocosa (bed-rock); aunque se detecten diversas capas de suelos sedimentarios intermedias.

2.2. SUELOS ESTABLES E INESTABLES

Todo lo dicho hasta ahora vale, en general, para todos los suelos, y se refiere a todo el manto hasta la roca. Resulta de especial interés el comportamiento del suelo ubicado inmediatamente por debajo de la fundación. Estos suelos puede ser estable o inestables respecto de las acciones dinámicas.

Un suelo estable es aquel que no sufre alteraciones de importancia ante las acciones dinámicas de un evento sísmico. Dentro de este rango se pueden identificar los suelos granulares gruesos compactos, saturados o no, las arcillas duras o semiduras, etc.

Si el comportamiento estructural del suelo sufre alteraciones de importancia ante la presencia del evento sísmico, el suelo es considerado inestable. Entre ellos se pueden citar los suelos granulares gruesos o finos sueltos, suelos granulares sueltos y saturados, limos saturados, arcillas blandas, etc.

Los suelos estables no presentan problemas para las fundaciones sismoresistentes. Para las verificaciones de resistencia puede aceptarse una capacidad de carga mayor que la tensión de carga admisible bajo sollicitaciones estáticas. Este criterio responde a la condición eventual del sismo, al mismo que toma en consideración su corta duración en el caso de ocurrencia.

Los suelos inestables pueden sufrir asentamientos importantes (suelos granulares sueltos) o licuación (limos y arenas finas saturadas y sueltas). Los asentamientos son producto del acomodamiento de los granos de suelo entre si, y una vez producidos tienden a una situación de equilibrio. Por el contrario, la licuación es el más pernicioso de estos fenómenos. La resistencia al corte de un suelo arenoso saturado puede ser expresada en términos de tensiones efectivas como sigue:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \varphi = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

donde

- σ' es la tensión efectiva vertical
- u es la presión de poros
- σ es la presión total vertical
- φ es el ángulo de fricción interno del suelo

Al aumentar la presión de poros tiende a disminuir la presión efectiva entre los granos de suelo, y por ende la resistencia friccional. En los suelos granulares la resistencia está dada por el efecto friccional. Si la presión de poros aumenta hasta niveles suficientes para la anulación de la presión efectiva, se anula la resistencia al corte, y el suelo se licúa. Este tipo de comportamiento se aprecia en arenas sueltas y saturadas. En esta condición inicial el suelo tiene todos sus vacíos llenos de agua.

Cuando el sismo afecta estos suelos, los granos tienden a acomodarse en los huecos de agua, expulsando a esta. Ello hace que aumente la presión de agua, o sea la denominada presión de poros de la ecuación anterior. Al producirse licuación, las obras civiles colapsan cayendo o volcándose completamente, por falla del suelo y no de la estructura. Es un fenómeno muy generalizado en los eventos sísmicos, siendo los casos más famosos los de Nigata y Kobe en Japón, Alaska y California en EE.UU. En los terremotos de San Juan, en Argentina, se han observado fenómenos importantes de licuación. La Figura 7 muestra un esquema de la variación de acomodamientos en suelos bajo acciones sísmicas, en tanto que la Figura 8 muestra un ejemplo de los efectos generados sobre construcciones sometidas a licuación de su fundación.

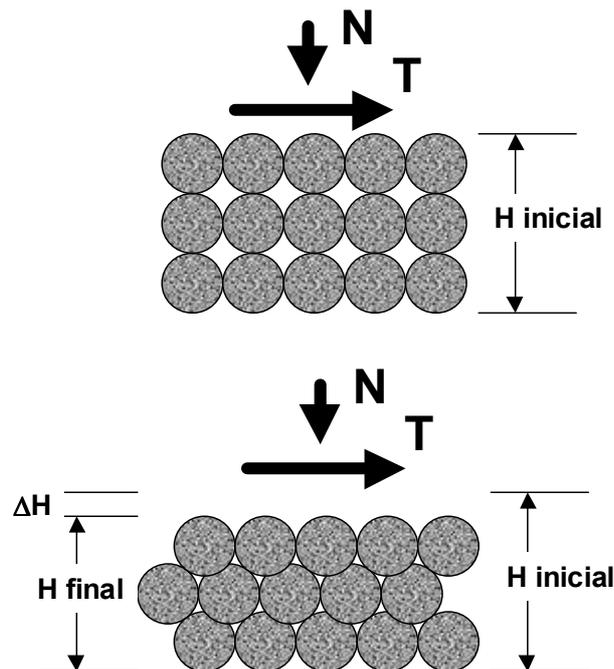


Figura 7. Esquema de suelos sueltos y compactos.



Figura 8. Ejemplo de licuación de suelo.

3. LAS OBRAS CIVILES

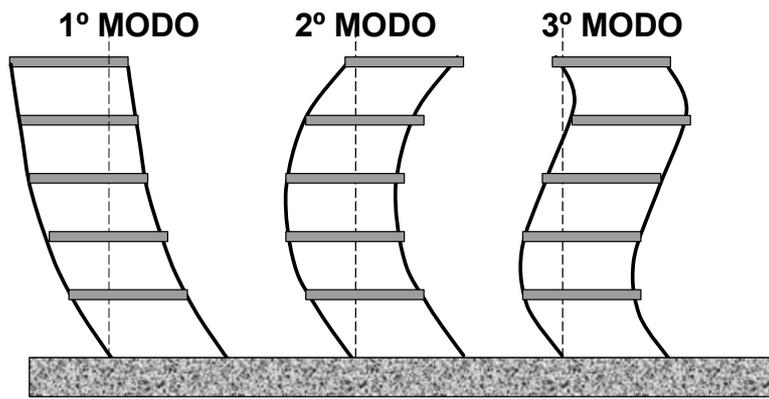
En este apartado se mostrará la forma en que se realiza la evaluación de las acciones sísmicas sobre las estructura. Al mismo tiempo, estos efectos serán cuantificados como acciones sobre los elementos de fundación. En todos los casos deben diferencia los tipos de fundaciones; superficiales o profundas, analizando la interacción de la estructura con el suelo.

3.1. ACCIONES SISMICAS

Sea cual sea la obra de que se trate, las acciones puede calcularse de dos formas (Figura 9):

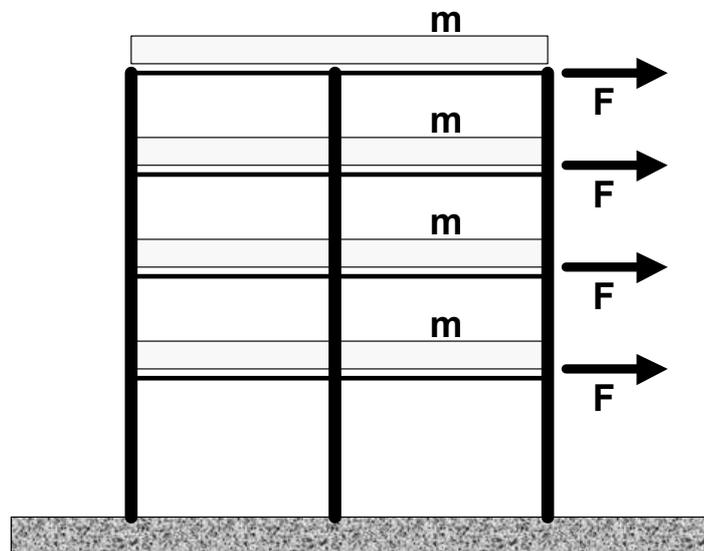
- Método 1. Considerando el problema dinámico, encontrando los modos de vibración, su período propio, determinando la participación de cada uno de ellos en la vibración y obteniendo las solicitaciones en los elementos de la estructura. Esto se hace a través de un análisis modal dinámico.
- Método 2. Hallar una fuerza estática equivalente, en general partiendo del período fundamental considerando la masa en juego y las aceleraciones inducidas. Este es el análisis estático simplificado. Pese a la precariedad de este último, es el método más frecuente en las obras convencionales.

Cualquiera sea el método de evaluación de las fuerzas dinámicas generadas por el fenómeno, sus efectos se transmiten por los elementos de la estructura (vigas, columnas, paneles, bloques, etc.), hasta la fundación. A los fines del cálculo se considera que la fundación recibe una acción directa, generada por la oscilación de la estructura, motivada por el fenómeno sísmico.



ANALISIS MODAL DINAMICO

Método 1.



ANALISIS ESTATICO SIMPLIFICADO

Método 2.

Figura 9. Esquema de solicitaciones en estructuras.

Para clarificar el concepto anterior puede pensarse en un edificio aporticado sobre el que actúan fuerzas estáticas equivalentes. Esas fuerzas se transmiten a través de los esfuerzos de corte, normal y momento flector de las vigas y las columnas hasta la estructura de la fundación. Estos esfuerzos llegan al cabezal, platea o vigas de fundación y, por medio de estos elementos, llega a la zapata, pilote, etc (Figura 10).

Según el tipo de estructura de fundación la distribución será distinta y los esfuerzos y comportamientos también.

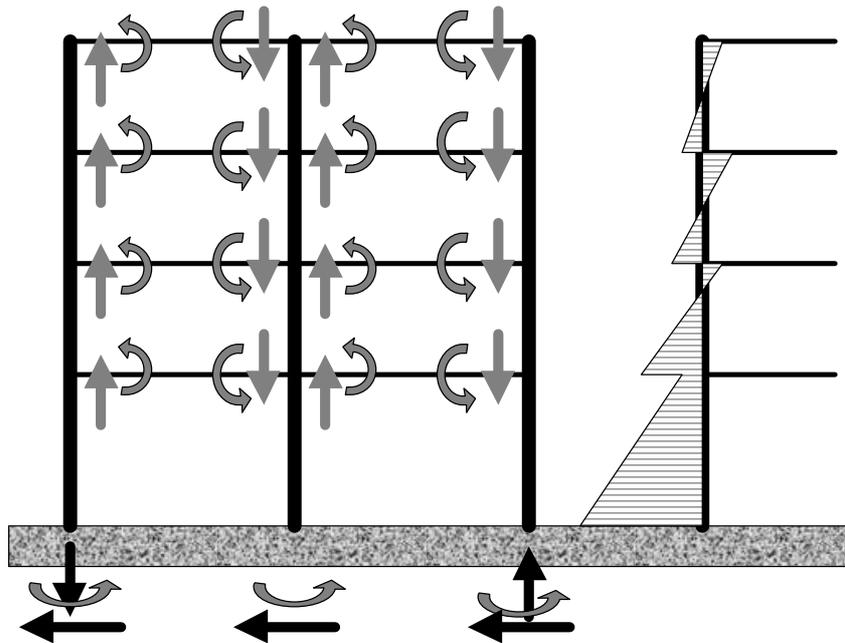


Figura 10. Distribución de esfuerzos.

3.2. FUNDACIONES SUPERFICIALES

Dentro de las distintas estructuras posibles para estos tipos de fundación pueden considerarse, a los fines de este análisis, tres alternativas:

- Plateas,
- Zapatas corridas y
- Bases aisladas.

El principal problema es que los esfuerzos que llegan a través de las columnas son distintos cada una de las estructuras, dependiendo de su rigidez. Esto podría provocar que cada columna y su base (si son aisladas) o línea de zapatas (si son corridas) se muevan con independencia de las demás. Este comportamiento traería aparejado el colapso de la estructura. En el caso de las plateas esto no podría ocurrir, puesto que todas las columnas se unen en un único elemento.

Por ello, en el caso de zapatas, se trata de materializar un plano suficientemente rígido, de modo de garantizar un movimiento en conjunto de todos los elementos componentes de la fundación.

Esto se logra con vigas de fundación que unan las bases según dos direcciones aproximadamente ortogonales. En los casos en los que se dude de la rigidez en el plano, puede tener direcciones diagonales. Estas vigas pueden ser, sólo tensores o puntuales, es decir con rigidez axial o verdaderas vigas de fundación con rigidez flexional.

Si tienen rigidez flexional suficiente pueden absorber el momento sísmico que le transmiten las columnas por lo que a las bases llegan sólo esfuerzos normales y horizontales. Al formar este emparrillado un plano rígido al esfuerzo horizontal en

cada base aislada es aproximadamente igual, y puede estimarse como el corte en la base del edificio dividido por el número de zapatas.

En zapatas corridas cada línea toma el corte de todas las columnas que une en esa dirección. Este corte es equilibrado por la fricción entresuelo y base.

El esfuerzo normal puede incrementar la carga en la base y, por lo tanto, debe verificarse que no supere la capacidad resistente estática del suelo mayorada.

Los elementos de unión y arriostramientos entre bases deben ser dimensionados para resistir al menos una fuerza de tracción o compresión igual a:

$$Nru = \pm \gamma_t \cdot c \cdot N^*$$

donde

γ_t es un coeficiente que depende del tipo de suelo

c es el coeficiente sísmico estático

N^* es la menor de las cargas verticales de las dos columnas que la riostra une.

Esta distribución de esfuerzos se indica en la Figura 11.

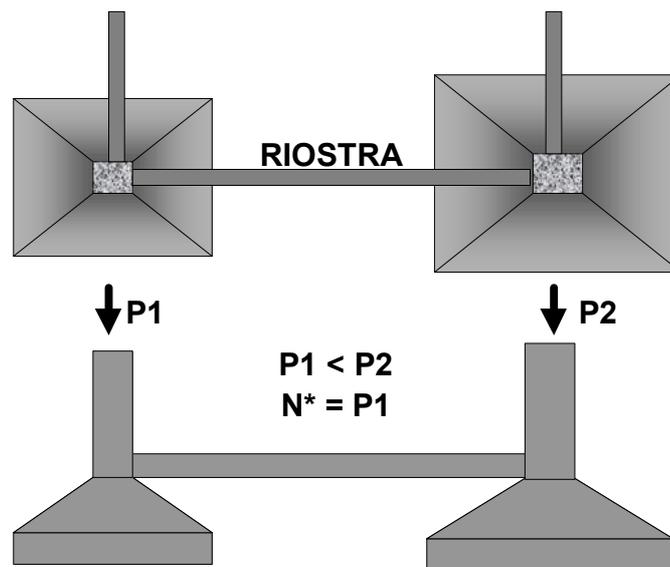


Figura 11. Asignación de esfuerzos en el cálculo de arriostramientos.

Si las bases a unir se encuentran a gran distancia una de la otra (estructuras de grandes luces) la utilidad de los arriostramientos es dudosa. Esta condición resulta de las deformaciones necesarias para el inicio del funcionamiento del elemento. En estos casos se usan fundaciones aisladas y se verifican los desplazamientos relativos que se pudiera producir. Se verificará que la condición revisada es que estos desplazamientos no compromete la estabilidad de la obra.

Algunas recomendaciones adicionales son las siguientes:

- Dentro de un mismo bloque estructural independiente existirá una fundación homogénea. No es conveniente combinar sistemas, ya que las diferencias de comportamientos pueden derivar en daños.

- Se evitará la fundación en zonas con discontinuidades de suelos, y de ser imposible el cambio de ubicación, se dividirá la estructura en diversos bloques independientes entre sí, con fundaciones adecuadas en cada caso.
- No se debe fundar con sistemas superficiales sobre suelos inestables. En estos casos se deberá atravesar el manto inestable, mejorar el suelo, o realizar fundaciones especiales cuyo análisis escapa al alcance del tema en esta publicación.

3.3. FUNDACIONES PROFUNDAS

Respecto de los esfuerzos incidentes sobre la fundación resultan aplicables las mismas consideraciones que en el caso de las fundaciones superficiales. Estos esfuerzos resultan aplicables sobre el cabezal de los pilotes.

En el plano de los cabezales resulta necesaria la construcción de un sistema de rigidez que vincule la totalidad de los cabezales. La unión se realiza a través de vigas de fundación o riostras, que cumplan los mismos requisitos que en el caso de la fundación superficial.

El corte global actuante en el plano de cabezales se distribuye entre los pilotes en función de sus rigideces relativas (Figura 12). Estas rigideces dependen de las características geométricas y mecánicas del pilote y de las características del terreno circundante.

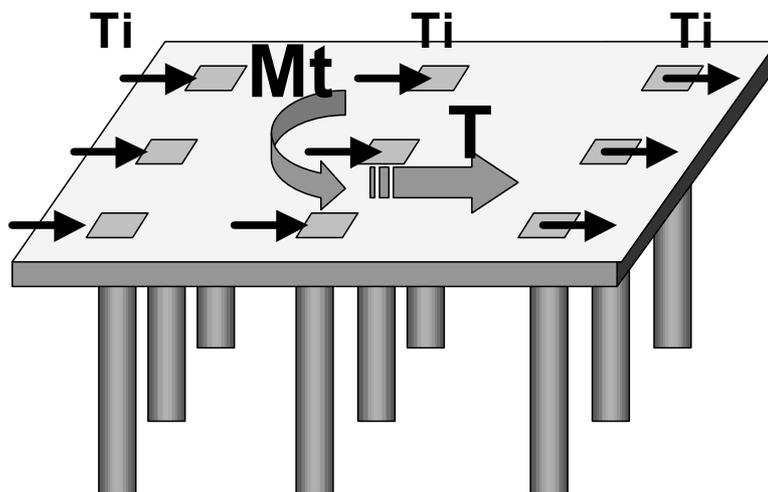


Figura 12. Distribución de esfuerzos en pilotes.

Para el caso de un pilote empotrado en su cabeza, la rigidez es igual a:

$$k_o = \sqrt[4]{4 \cdot E \cdot I \cdot k_h^3 \cdot D^3}$$

donde

k_h es el coeficiente elástico del terreno

EI es la rigidez mecánica del pilote, como producto del módulo de elasticidad del material del pilote y el momento de inercial del área del pilote.

D es el diámetro del pilote.

La distribución se realiza en función del punto de aplicación de la fuerza horizontal y del centro de rigidez del pilotaje. Es decir, se deben tener en cuenta los esfuerzos de corte directo y por torsión en cada pilote.

Si el terreno es uniforme dentro de la construcción, el diámetro de los pilotes es aproximadamente igual en todos los elementos, el centro de rigidez coincide con el punto de aplicación de la carga horizontal. En este caso, el problema se simplifica notablemente, puesto que cada pilote absorbe la misma carga. Es decir, la fuerza horizontal dividida por el número de pilotes.

Para cálculos aproximados, este corte puede ser incrementado en un 30%, a fin de tener en cuenta excentricidades sísmicas no consideradas en el análisis del fenómeno.

Los análisis anteriores son específicos para verificaciones de anteproyecto, siendo recomendable la ejecución en las etapas de proyecto de las verificaciones correspondientes.

La asignación anterior resulta válida igualmente para el caso de pilotes dentro de un cabezal aislado, tal como se indica en la Figura 13.

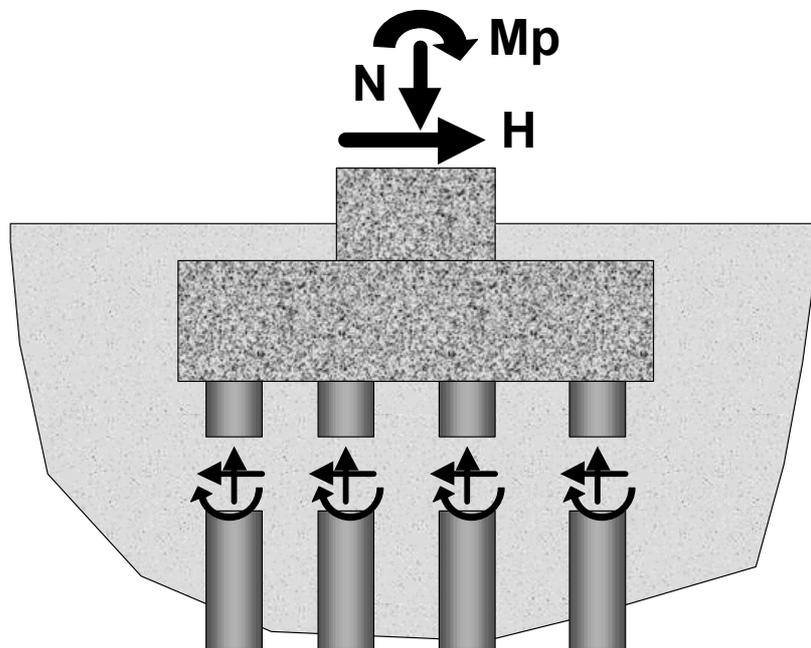


Figura 13. Distribución de solicitaciones en el cabezal de pilotes

En todos los casos, debe considerarse el aumento o la disminución de la fuerza vertical en los pilotes. Sobre todo si la construcción es angosta en una dirección. Respecto de esta acción normal existentes dos variantes a considerar:

- Si es de recarga, no debe superar la capacidad de carga del pilote individual, y
- Si es de descarga no debe superar la carga estática normal.

Si la descarga supera a la carga estática normal podría considerarse la capacidad de resistencia lateral en el pilote traccionado. Esta capacidad sólo se debe tener en cuenta en el caso de suelos arcillosos consolidados. Si el pilote se encuentra en arenas sueltas, puede perder esa resistencia por acomodamiento del suelo. En el caso de arcillas muy blandas y saturadas ocurre lo mismo. En el sismo de Méjico algunos edificios fallaron por arrancamiento de pilotes traccionados.

Con esas cargas deben verificarse cada elemento empleado para alguno de los siguientes métodos de cálculo:

- Métodos elásticos. Aquí resultan aplicables métodos como el de Matlock y Reese o el de la viga sobre fundación elástica.
- Métodos de rotura. Puede emplearse el método de Broms, aplicable para el cálculo de pilotes sometidos a fuerzas horizontales.

Generalmente, el dimensionado comprende el uso de ambos métodos. El primero nos da información en relación con las deformaciones, mientras que el segundo nos garantiza resistencia en estado último.

Algunas consideraciones de diseño se resumen a continuación:

- Para lograr un adecuado comportamiento de cada pilote conviene que la separación entre ellos no sea inferior a 3 diámetros.
- No conviene considerar el aporte de la resistencia lateral en los estratos correspondientes a arenas sueltas o licuables.
- Todos los pilotes dentro de un bloque estructural independiente deben apoyar en el mismo manto de fundación. Para el caso de heterogeneidades del subsuelo conviene dividir la estructura en bloques independientes.
- La armadura de cada pilote se extiende de punta a cabeza, es decir en toda la longitud del pilote. Si el pilote es muy largo, y se ha realizado un análisis de la interacción con el suelo, la armadura puede disminuir en profundidad. En cualquier caso se requiere mantener una armadura mínima en toda la longitud y que cumpla con las reglamentaciones sismoresistentes vigentes, tal como se indica en la Figura 14.

Esta última consideración es de suma importancia, ya que muchas veces se considera solamente la acción que le hace la superestructura a la fundación, olvidando que el pilote está sumergido en el suelo. El suelo que rodea al pilote tiene su propio período de vibración, siendo el pilote un elemento extraño dentro del estrato. En general, el período propio de los pilote resulta sensiblemente diferente del correspondiente al suelo que los rodea. Este hecho hace que el suelo genere acciones sobre el pilote, interactuando con él e induciendo esfuerzos flexionales y de corte, aún sin el edificio. Estos esfuerzos resultan

máximos en los puntos de mayor curvatura, los cuales coinciden con los cambios de estratos. Surge, como precaución adicional, la recomendación de densificar la armadura de confinamiento en los siguientes sectores (según CIRSOC 103):

- Cambios de estratos,
- Cabeza del pilote y
- Punta del pilote

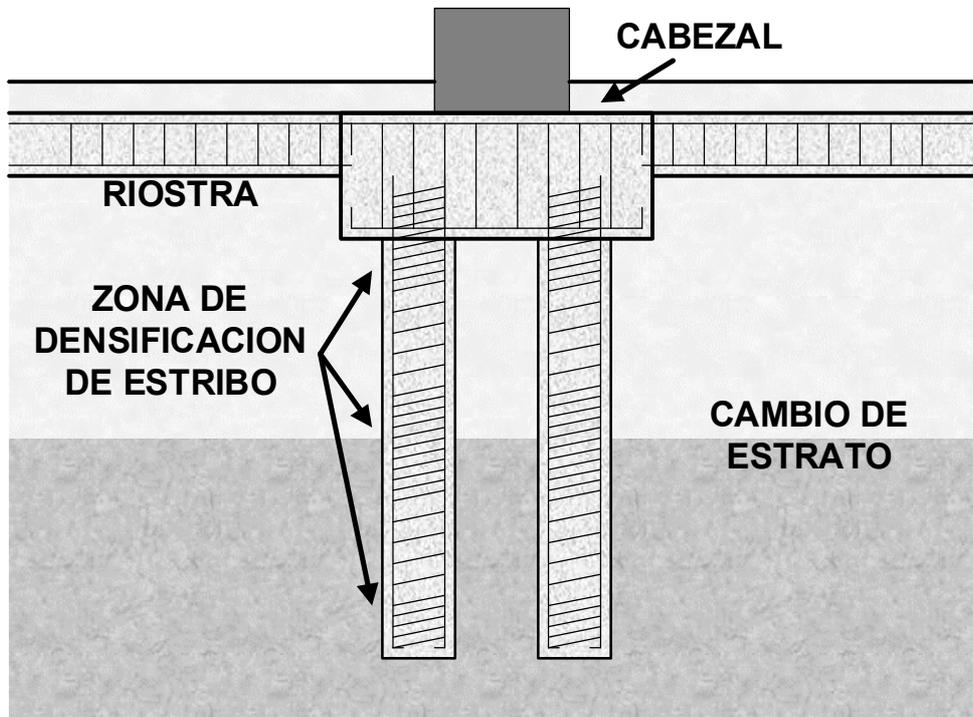


Figura 14. Disposición de estribos en pilotes

3.4. MUROS DE SOSTENIMIENTO

3.4.1. consideraciones generales

Los sismos provocan también un incremento del empuje horizontal sobre los muros de sostenimiento.

A modo de ejemplo de los efectos sísmicos sobre muros de sostenimiento, el sismo de Tangshan en China, muestra distintos variantes de acciones sobre estas estructuras, puentes, viaductos y otras. Las fallas más comunes derivan de desplazamientos del muro. Estas fallas han ocurrido principalmente por licuación del relleno y por incremento de las acciones horizontales. Al correrse los muros provocaron, en algunos casos, la caída del puente por pérdida de sustentación o bien, el pandeo de los rieles, en el caso de puentes ferroviarios.

El problema más frecuente observado en todo el mundo es el corrimiento del muro, y como consecuencia un hundimiento del terraplén de relleno (Figura 15),

imposibilitando la circulación en la parte alta del muro, aún sin la existencia de colapso de la estructura.



Figura 15. Fallas en muros de sostenimiento.

El problema resulta, evidentemente, dinámico. Resulta de cierta complejidad la valoración del incremento del empuje activo en el suelo. Junto con este incremento debe considerarse las fuerzas inerciales generadas en el propio muro. En el método pseudo estático este esfuerzo (F) es igual a la masa del muro multiplicada por la pseudo aceleración considerada, de la forma:

$$F = a_h \cdot W$$

donde

a_h es el coeficiente sísmico de pseudo aceleración horizontal.

W es la masa del muro.

Para la valoración del incremento de empuje generado en el suelo puede emplearse el desarrollo realizado por dos investigadores japoneses "Mononobe y Okabe". Este método parte de la ecuación de Coulomb para la determinación del empuje activo, introduciendo términos que tiene en cuenta la acción sísmica.

Los factores incorporados son los coeficientes sísmicos horizontal (k_h) y vertical (k_v). Estos coeficientes se asumen como las pseudo aceleraciones horizontal y vertical, respectivamente. La fórmula del coeficiente de empuje activo sísmico es la indicada a continuación:

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot K$$

donde

$\theta = \text{atang}(k_h / (1 - k_v))$

δ es el ángulo de fricción suelo - muro
 β es la inclinación interior del muro

i es la pendiente del relleno
 K coeficiente de la forma

$$K = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \theta - i)}{\text{cos}(\delta + \beta + \theta) \cdot \text{cos}(i - \beta)}} \right]^2$$

Una vez conocido este coeficiente de empuje dinámico se calcula el estático por el método tradicional de Coulomb y por diferencia con el anterior se halla el incremento dinámico (Δk_{as}):

$$\Delta k_{as} = k_{ad} - k_a$$

donde

k_a es el coeficiente de empuje para solicitaciones estáticas.

Con el coeficiente de empuje estático se calcula la componente estática cuya resultante se ubica a 1/3 de la base. Con el coeficiente de incremento dinámico se obtiene un aumento del empuje, cuya resultante se ubica a 2/3 de la base. A través de estas dos fuerzas se debe verificar el muro en forma similar a lo aplicable para el caso estático convencional. La fuerza horizontal inercial del muro se ubica en el centro de gravedad del mismo. En el siguiente esquema se ve la ubicación de las respectivas resultantes (Figura 16).

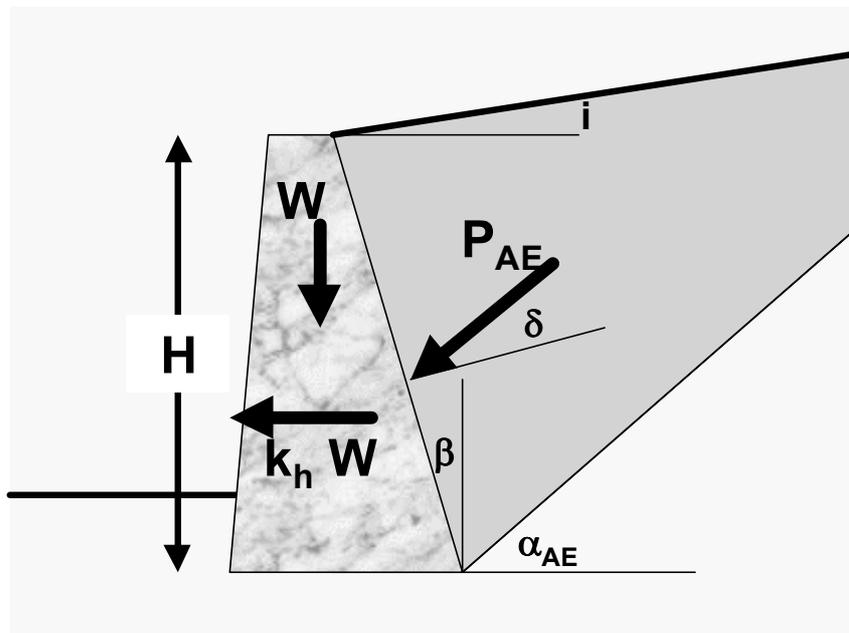


Figura 16. Esquema de esfuerzos en muros

Los valores de empuje definidos en la forma indicada anteriormente pueden ser sensiblemente superiores a los derivados de los análisis estáticos. El dimensionado bajo estos valores resulta en estructuras onerosas. Por otra parte, los empujes medidos o calculados a partir del comportamiento observado en muros sometidos a acciones sísmicas resultan inferiores a los derivados de la aplicación del método planteado. Esta condición puede explicarse en el hecho del desarrollo de un movimiento relativo entre el muro y el suelo, lo cual permite disminuir las acciones inerciales.

Una metodología más ajustada es aquella que considera la existencia de un corrimiento pequeño y predeterminado del muro bajo la acción sísmica. Este desplazamiento admisible hace que las aceleraciones inducidas en el relleno y en el propio muro sean menores que las que se producen en el suelo de fundación (k_h menor), y por ende disminuyen los empujes.

Por otra parte, existen formulaciones aproximadas que permiten encontrar el coeficiente k_{ad} en forma más sencilla. Decanini et al (1987) presentaron una metodología basada en estos principios.

3.4.2. Métodos de Diseño

Se han desarrollado diferentes hipótesis de diseño y dentro de las mismas aparecen diversos métodos. Algunas de las metodologías existentes se indican en la Tabla 1. La diferencia entre las hipótesis radica fundamentalmente en permitir desplazamientos del muro durante el evento sísmico. A su vez, dentro de cada hipótesis se han desarrollados metodologías simplificadas para calcular los empujes bajo acciones sísmicas.

Tabla 1. Métodos de diseño

| Hipótesis | Métodos |
|------------------------------|--|
| Desplazamientos restringidos | Okabe (1926) y Mononobe (1929) Kapila (1962) Arango (1969) Matsuo y O'Hara (1960) |
| | Métodos simplificados Seed y Whitman (1970) Terzariol et al. (1987b) |
| Desplazamientos controlados | Richards y Elms (1979) Zarrabi (1979) Wong (1982) Terzariol et al. (1987a) |

3.4.3. Teorías Basadas en Muros con Desplazamientos Restringidos

3.4.3.1. Formulación de Mononobe y Okabe

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo-estructura, para ello algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido, y que los desplazamientos laterales son despreciables.

Con estas limitaciones Okabe (1926) y luego Mononobe (1929), formularon una teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla actuando sobre un muro de contención (Coulomb, 1776). La formulación consiste en introducir fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante con una serie de hipótesis (Tabla 2) a través de coeficientes sísmico horizontal y vertical, representativo del terremoto, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Tabla 2. Hipótesis Simplificativas de Mononobe y Okabe.

| Característica | Hipótesis |
|----------------------------|---|
| Desplazamiento del Estribo | 1/1000 a 5/1000 de la altura en la parte superior |
| Tipo de suelo | Granular, no saturado |
| Cuña de suelo | Comportamiento Rígido-Plástico. Sólido Rígido. Aceleraciones inducidas uniformes. |
| Superficie de falla | La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro. |
| Efectos de borde | El muro es lo suficientemente largo para considerar despreciables los efectos de borde. |
| Aceleración | Uniforme en toda la cuña deslizante. |

Este método pseudo-estático consiste, en determinar el empuje activo dinámico (K_{ad}), planteando el problema de la siguiente manera (Figura 17).

El empuje activo dinámico (E_{ad}) responde a la expresión;

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad}$$

Siendo γ el peso unitario del suelo de relleno, H la altura de muro de contención, K_v el coeficiente sísmico vertical y K_{ad} el coeficiente de empuje activo dinámico.

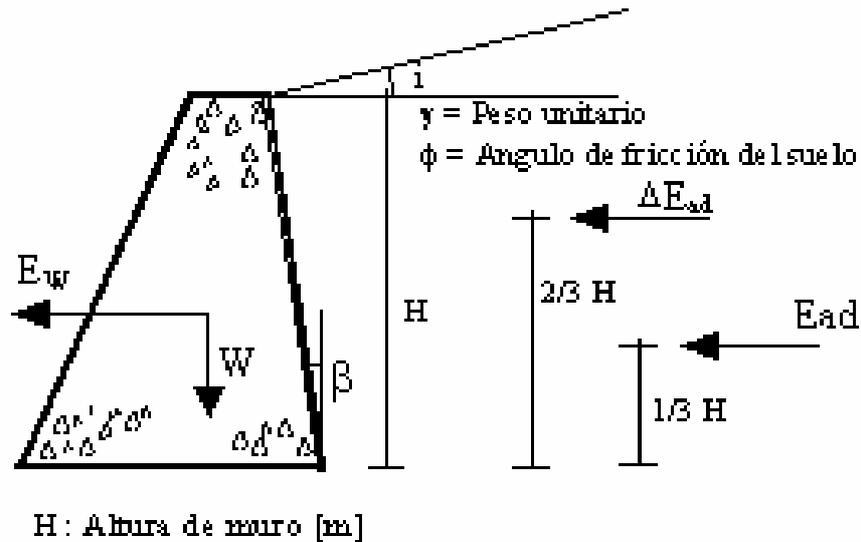


Figura 17. Análisis de Mononobe y Okabe

A los efectos de verificar al vuelco y deslizamiento debe adicionarse el efecto inercial, Richard y Elms (1979) establecieron un coeficiente C_i , que permite determinar el peso del muro necesario para evitar el vuelco y deslizamiento, considerando el empuje activo y la masa del muro.

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico se obtienen mediante expresiones que contemplan características geométricas y el parámetro geotécnico del suelo considerado.

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

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna, δ es el ángulo de fricción entre muro y suelo, i es el ángulo de inclinación del relleno, β es el ángulo de inclinación del paramento interior del estribo y θ se obtiene como:

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

El procedimiento para el diseño y verificación de estribos mediante la formulación de Mononobe-Okabe puede resumirse de la siguiente manera:

- | | |
|--|--|
| 1. Determinar el empuje activo en condiciones estáticas. | $E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_a$ |
| 2. Calcular el empuje activo dinámico | $E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad}$ |
| 3. Obtener el incremento dinámico de empuje ΔE_{ad} | $\Delta E_{ad} = E_{ad} - E_a$ E_a actúa a 1/3 de H medido desde la base. ΔE_{ad} actúa a 0,6 de H medido desde la base. |
| 4. Determinar le peso del muro para resistirle vuelco y deslizamiento. | $W = C_i \cdot E_{ad}$ |

Los resultados de este método pueden considerarse conservadores si se tiene en cuenta que estructuras de contención que no verifican según este método, no han volcado durante sismos severos. Ello se debe a que se produjeron desplazamientos en los muros sin que los mismos salieran de servicio.

3.4.3.2. Análisis de la Incidencia de los Parámetros en la Formulación de Mononobe y Okabe.

La magnitud del empuje es función directa del coeficiente K_{ad} , el que a su vez depende de una serie de factores incluidos en la formulación de Mononobe y Okabe. Estos factores son:

- i: pendiente del relleno
- ϕ : ángulo de fricción interna
- Kh: coeficiente sísmico horizontal
- β : inclinación del muro de contención
- δ : ángulo de rozamiento muro-suelo

Seed (1970) y Terzariol, et al (1987b), estudiaron la influencia de alguno de estos parámetros, como ser la pendiente de relleno, el ángulo de rozamiento suelo-muro, y el ángulo de fricción interna del suelo con el coeficiente sísmico. De esos estudios puede concluirse que el ángulo (δ), no tiene prácticamente influencia mientras que el ángulo de fricción interna (ϕ) es la variable más significativa. Por su parte la pendiente del relleno (i) debe estar limitado para que la fórmula no sea indeterminada.

En la Figura 18 se ha graficado la variación del coeficiente de empuje K_{ad} en función del ángulo de fricción, el componente sísmico y la inclinación del muro (β).

Como se aprecia, la incidencia de estos parámetros es significativa en especial en medida que aumenta el coeficiente sísmico horizontal (Kh) Terzariol et al. (1987), por otra parte demostró que no existen variaciones significativas si en lugar de considerar dos empujes (E_{ad} y ΔE_{ad}), se considera el empuje total actuando a 0,5H.

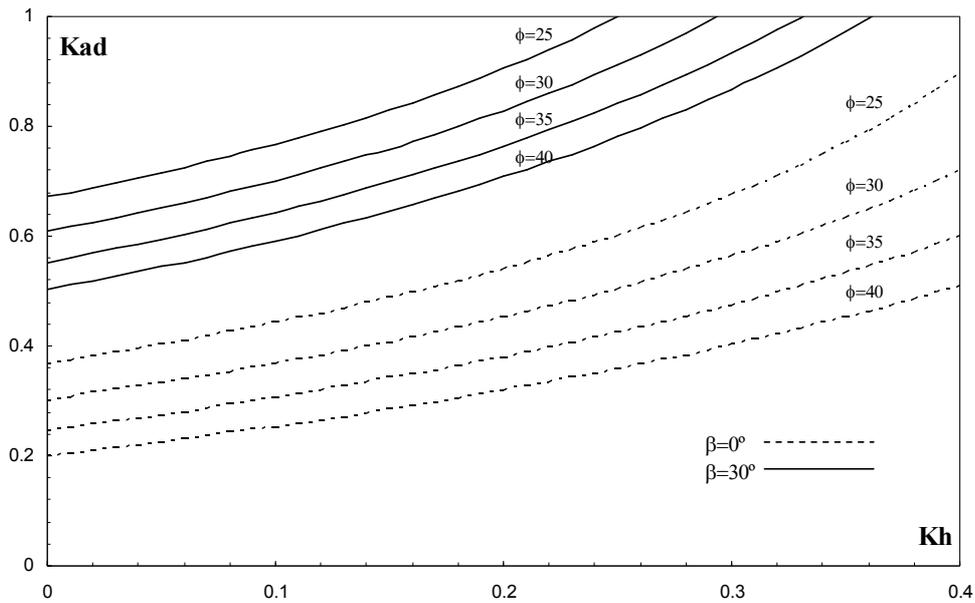


Figura 18. Variación de K_{ad} en función de K_h para, $i = 0$, $K_v = 0$

3.4.3.3. Método Simplificado

La formulación de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en Juego, tiene limitaciones. Las variables no son independientes entre si y las mismas se encuentran acotadas por ciertos límites. Por otra parte estas variables en la práctica toman valores bastante definidos.

A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchos de estos parámetros provienen de factores geotécnicos con sus correspondientes imprecisiones, y otros son características del terremoto, con su aleatoriedad o incertidumbre.

Es por todo esto que se justifica el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, que puestas al alcance del ingeniero proyectista, permitan su uso en forma rápida y sencilla.

En base a estas calibraciones numéricas se han derivado dos fórmulas simples para obtener el incremento del coeficiente del empuje activo por efectos sísmicos (K_{ad}). Estas ecuaciones se plantean en función de K_h y, para $K_v = i = \beta = 0$, y en grados sexagesimales.

$$\text{Si } 0 < K_h < 0.2 ; \Delta K_{ad} = \left(1.155 - \frac{\phi}{75}\right) K_h$$

$$\text{Si } 0.2 < K_h < 0.35 ; \Delta K_{ad} = \left(\frac{\phi}{560}\right) - 0.08 + \left[\left(1.6 - \frac{\phi}{45}\right) K_h\right]$$

Estas fórmulas se han desarrollado, entre estos límites considerando que para las zonas sísmicas previstas para Argentina por el reglamento INPRES-CIRSOC 103, aún para desplazamientos muy pequeños, el máximo valor probable es 0,35.

Con el empleo de las mismas se puede enunciar un procedimiento, que se sintetiza a continuación:

1. Calcular el coeficiente de empuje activo estático K_a , por la teoría de Coulomb, mediante métodos analíticos, gráficos, etc. Por ejemplo, Terzariol et al. (1987b) presentan valores de K_a en función de φ , para diversas pendientes del talud y para $\beta = 0$.
2. Seleccionar ponderadamente el coeficiente K_h más adecuado de acuerdo al problema en cuestión. Para esto puede consultarse la referencia 1.
3. Determinar el incremento del coeficiente del empuje activo ΔK_{ad} mediante la fórmula simplificada correspondiente.
4. Obtener el coeficiente de empuje activo dinámico y el empuje activo dinámico total de la siguiente forma;

$$K_{ad} = K_a + \Delta K_{ad}$$
$$E_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma H^2 (1 - K_v)$$

Aplicar este esfuerzo a una altura 0.5 de H para realizar las verificaciones estáticas correspondientes.

3.4.4. Teorías Basadas en Muros con Desplazamientos Controlados

Existen estructuras, como ser estribos de puentes o muros que no poseen restricciones significativas al desplazamiento o giro. En estos casos estos desplazamientos, siempre que no interfieran con otras estructuras o instalaciones, resultan en empujes dinámicos menores que los obtenidos para desplazamientos restringidos, con la consiguiente disminución de las disminuciones de las estructuras.

El desplazamiento total que a causa de acciones sísmicas, sufre una estructura de gravedad no restringida, se produce en forma incremental. Esto es, por acumulación de pequeños desplazamientos producidos por etapas (Terzariol, 1987b).

Considerando un muro de sostenimiento sometido a un movimiento sísmico, cuando la aceleración del suelo está dirigida hacia el relleno, las fuerzas de inercia actúan hacia fuera tendiendo a desplazar al muro en este último sentido. Para un cierto valor de la aceleración, se produce el estado límite de las fuerzas friccionales en la base de la estructura y el muro se desplaza hacia afuera con relación a la base, y la situación es de empuje activo. Por el contrario, si la aceleración del suelo está dirigida hacia fuera, las fuerzas de inercia iniciales están dirigidas hacia adentro, y la situación es de empuje pasivo requiriendo fuerzas muy elevadas para producir la falla del suelo. Terzariol et al. (1987) plantean el modelo como una situación de resistencia no simétrica, ya que bajo

excitaciones sísmicas solo resultan posibles desplazamientos en la dirección hacia afuera del relleno.

La descripción anterior representa una modelación simplista del fenómeno, sin embargo, la observación de ensayos y situaciones reales tiende a confirmar el comportamiento de falla incremental. Ante el modelo de comportamiento indicado, resulta posible aplicar el procedimiento desarrollado por Newmark (1965), para el cálculo de desplazamientos de presas. Este procedimiento considera un bloque rígido que permanece sobre una superficie rugosa, plana y horizontal, sujeta a una sollicitación sísmica. Se admite que, cuando se supera la resistencia friccional, el bloque puede moverse solamente en una dirección con una aceleración constante (comportamiento rígido-plástico).

Richards y Elms (1979), a partir del criterio de Newmark (1965) para bloques deslizantes, desarrollaron un procedimiento para la estimación de desplazamientos y el diseño de muros y estribos de gravedad, considerando que constituyen un sistema dúctil (rígido-plástico) y que puede aceptar desplazamientos permanentes de algunos centímetros.

Resulta interesante destacar que el valor del desplazamiento permanente total, depende de los parámetros característicos del movimiento del suelo y del coeficiente sísmico horizontal K_h que se adopte para la estructura. Es decir que las características del muro o estribo están implícitamente contenidas en el valor de K_h , que por otra parte, está representando la resistencia al deslizamiento. A partir de la posibilidad de predecir el desplazamiento se pueden desarrollar procedimientos de diseño basados en la adopción de un desplazamiento aceptable para el movimiento del muro.

3.4.4.1. Método de Richard y Elms

El procedimiento desarrollado por Richards y Elms (1979) puede sintetizarse en los siguientes pasos;

1. Adoptar un valor aceptable del máximo desplazamiento (d_R). Este valor deberá resultar compatible con la performance requerida a la estructura en función de los niveles de aceptación que se adopten. Si hubieren conexiones entre el estribo y la superestructura del puente, las mismas deberán ser detalladas para permitir este desplazamiento con adecuado margen.
2. Seleccionar valores apropiados de la aceleración máxima (A_g) y de la velocidad máxima (V) que caracterizan el *input* sísmico.
3. Determinar el coeficiente sísmico horizontal límite K_h que representa la resistencia al deslizamiento con que debe diseñarse el muro.

$$\frac{K_h}{A} = \left(\frac{0.087V^2}{d_R A_g} \right)^{0.25}$$

4. Utilizar el valor de K_h así determinado para evaluar los empujes activos del suelo y de las fuerzas de inercia derivadas del peso de la estructura. Para la determinación del empuje activo del suelo se recomienda el empleo de la fórmula de Mononobe (1929) y Okabe (1926).

5. Establecer el peso del muro requerido para equilibrar las fuerzas operantes considerando las fuerzas inerciales que se generan sobre el muro mismo. Se recomienda utilizar un factor de seguridad de 1.5 sobre el peso de la estructura así calculado, para cubrir incertidumbres del procedimiento. Así mismo se sugiere que el muro o estribo sea diseñado para que la falla se produzca antes por deslizamiento que por vuelco.

3.4.4.2. Método Simplificado

A partir del análisis detallado de los estudios, de las consideraciones mencionadas y mediante la realización de calibraciones numéricas, Terzariol et al (1987a) desarrollaron criterios de cálculo simplificados para la evaluación de desplazamientos y desarrollaron fórmulas para el diseño aplicables a las condiciones de acciones sísmicas establecidas en el reglamento INPRES-CIRSOC 103. La ecuación propuesta para determinar la aceleración límite es;

$$\frac{Kh}{A} = \frac{1}{9.4} \ln \left[A \left(\frac{V}{A} \right)^2 \right] - 0.246 - \frac{d_R}{47}$$

La relación V/A , se obtiene considerando la velocidad límite y la aceleración zonificada propuestas por el reglamento INPRES-CIRSOC 103. Considerando un suelo granular medianamente denso Tipo II, la relación $V/A = 100$ se obtuvieron las formulaciones simplificadas que a continuación se presentan;

| <u>Zona sísmica</u> | <u>Kh</u> | <u>Ecuación (*)</u> |
|---------------------|-----------|-------------------------|
| 4 | 0.35 | $Kh/A = 0.622 - d_R/47$ |
| 3 | 0.25 | $Kh/A = 0.586 - d_R/47$ |
| 2 | 0.18 | $Kh/A = 0.551 - d_R/47$ |
| 1 | 0.10 | $Kh/A = 0.489 - d_R/47$ |

(*) d_R en centímetros

3.4.4.3. Método de Terzariol¹

La fórmula de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en juego, presenta una serie de limitaciones. Las variables no son independientes entre sí, tienen diferentes influencias y se encuentran acotadas por ciertos límites. A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchos de estos parámetros provienen de ensayos geotécnicos con sus correspondientes incertidumbres, y otros son características del terremoto, con su aleatoriedad. Todo esto justifica el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, que puestas al alcance del ingeniero proyectista, permitan su uso en forma rápida y sencilla.

¹ Fuente: Terzariol, R.; Aiassa, G. y Arrúa, P. (2004). Diseño sísmico de estructuras de contención en suelos granulares. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. ISSN: 1535-0088. Vol. 4, No 2, pp. 153-166.

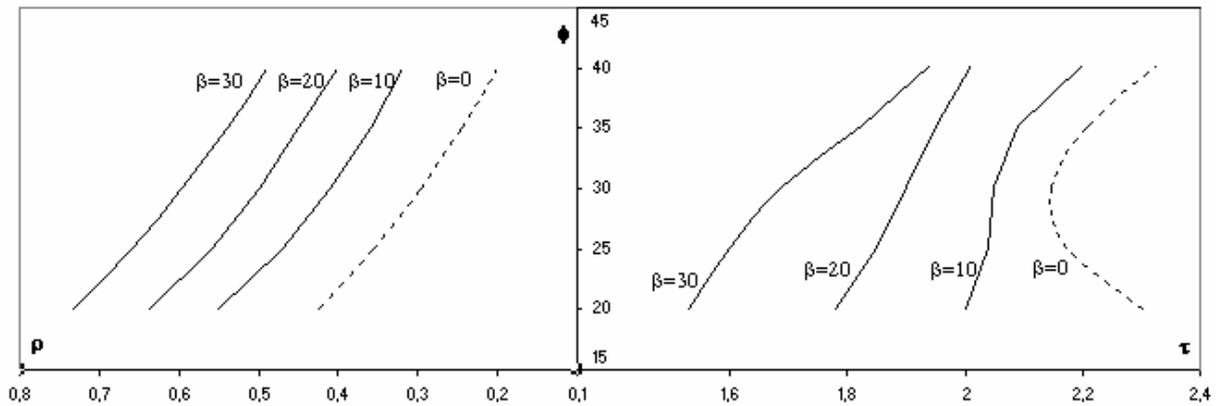


Figura 19. Parámetros de calibración para la formulación propuesta

Se propone una expresión simplificada junto con nomogramas para la evaluación del empuje activo sobre muros de contención. La formulación presentada se obtiene a partir de aproximaciones exponenciales para las curvas resultantes del modelo de Mononobe y Okabe. En forma general la misma puede expresarse con la siguiente expresión;

$$K_{ad} = \rho \cdot e^{\tau \cdot Kh}$$

Siendo (ρ y τ) funciones de ϕ , β parámetros de calibración. La Figura 19 muestra la relación entre parámetros de calibración para el modelo propuesto en función del ángulo de fricción (ϕ).

La Figura 20 muestra el ajuste del modelo propuesto para diferentes condiciones de las variables.

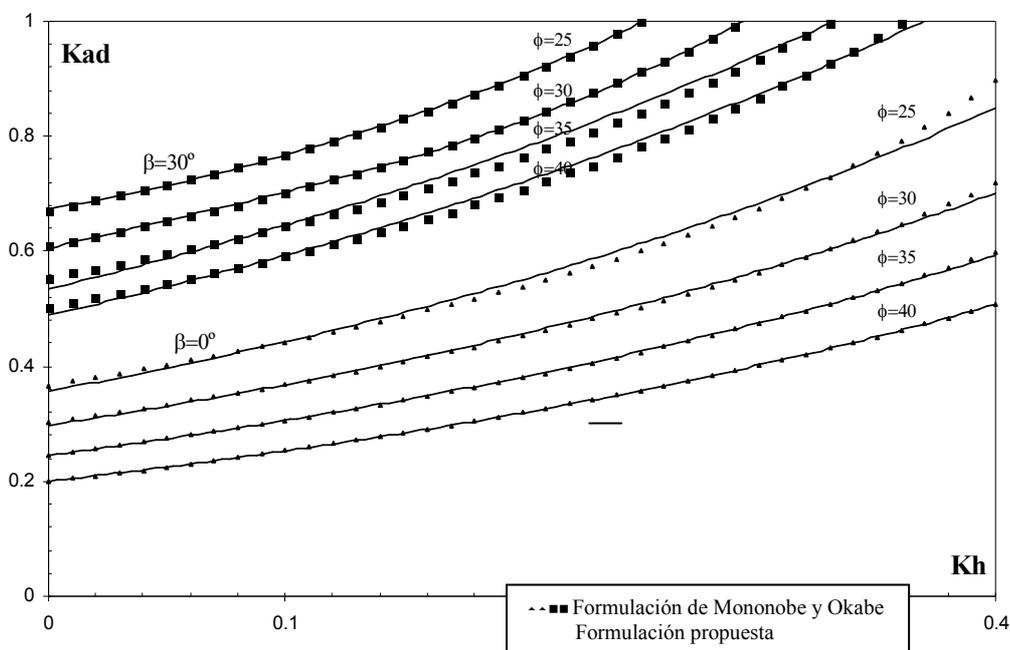


Figura 20. Ajuste de la formulación propuesta respecto de Mononobe y Okabe

A esta formulación debe adicionarse una simplificación en la metodología de verificación al vuelco y desplazamiento, considerando que la resultante del

empuje dinámico E_{ad} , actúa a $1/2 H$. Estas formulaciones pueden combinarse con los desplazamientos controlados dando lugar a una metodología de diseño que puede resumirse de la siguiente manera;

1. Con el ángulo de fricción del suelo ingresar a la Figura 19, y obtener los valores de ρ y τ
2. Con los resultados del punto anterior y la ecuación, calcular K_{ad}
3. Obtener el empuje activo dinámico total con la ecuación

Nomogramas de Cálculo

El resultado de la formulación propuesta se presenta en nomogramas. La utilización de los nomogramas presentados permite evaluar el empuje de manera práctica, sin la necesidad de emplear formulas complejas.

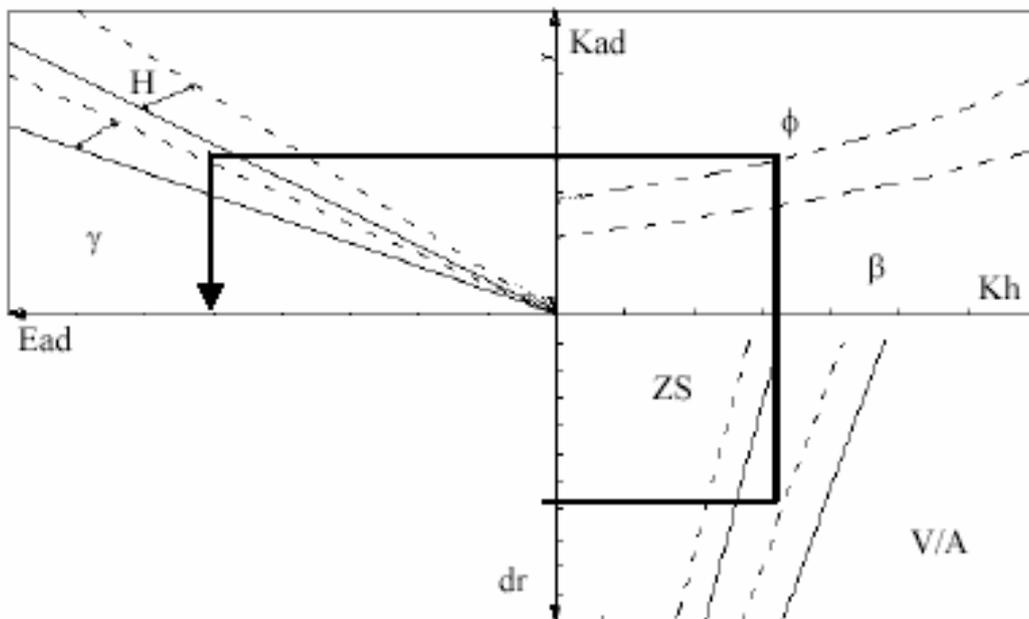


Figura 21: Esquema representativo de los nomogramas