

01163 2
28



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS SISMICO DE MUROS DE
RETENCION

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)
P R E S E N T A :
OSCAR SERGIO AGUILAR PEREZ



MEXICO, D. F.

1999

273174

1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PAGINACION

DISCONTINUA.



**COMISION NACIONAL
DEL AGUA**

**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIÓ CON EL APOYO DE
LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**

DEDICATORIAS

La presente tesis se la dedico:

- A mi esposa Aída, por su apoyo y cariño brindado en esta etapa tan importante de mi vida, así como a mí hijo que está próximo a nacer, esperando que ambos se enorgullecen por este logro alcanzado.

- A mis padres Rodolfo y Ma. de Lourdes, por su apoyo y cariño durante toda mi vida. Gracias por saberme guiar en un mundo tan difícil. Solo quiero decirles que sin su apoyo y ejemplo no habría logrado esta meta tan importante de mi vida, los quiero mucho.

- A mi hermana Karina, por su apoyo y cariño brindado, esperando que tú también sigas adelante.

- A todos mis familiares y amigos que estuvieron conmigo durante una de las etapas más difíciles de mi vida.

¡Gracias!

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos al Dr. Xiangyue Li Liu, por su valioso tiempo que dedico en dirigirme acertadamente este trabajo.

A los Drs. José Raúl Flores Berrones, Efraín Ovando Shelley, Venancio Trueba López y Víctor Manuel Taboada Urtuzuastegui, por sus comentarios y sugerencias en la realización del presente trabajo.

Al Ing. Rodrigo Murillo Fernández y Dr. Alberto Jaime Paredes, por la oportunidad brindada para la terminación del presente trabajo.

A los M. en I. Gabriel Moreno Pecero, Agustín Deméneghi Colina e Ing. Héctor Sanguines García, por el apoyo y facilidades brindadas durante mi estancia en la División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica de la Facultad de Ingeniería (UNAM).

A todos los profesores de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (UNAM), por la formación académica recibida de cada uno de ellos.

A todos mis compañeros de Posgrado y Trabajo.

¡Gracias!

INDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

CAPITULO 2: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 Diseño sísmico de muros de retención

- 2.1.1 Tipos de fallas en muros de gravedad
- 2.1.2 Presiones estáticas en muros de retención
- 2.1.3 Respuesta dinámica de muros de retención
- 2.1.4 Características del sistema muro-suelo
- 2.1.5 Revisión de los métodos de análisis sísmico

2.2 Espectros de diseño sísmico

- 2.2.1 Construcción del espectro de respuesta
- 2.2.2 Espectros de respuesta para excitación del apoyo
- 2.2.3 Métodos para el cálculo de los espectros de respuesta
- 2.2.4 Espectro de respuesta tripartito
- 2.2.5 Espectros de diseño
- 2.2.6 Influencia de las condiciones del suelo en la respuesta y diseño del espectro

2.3 Método de Mononobe-Okabe

CAPITULO 3: ANÁLISIS DINÁMICO DE MUROS

3.1 Sistema considerado

- 3.1.1 Hipótesis y ecuaciones
- 3.1.2 Solución homogénea
- 3.1.3 Solución no homogénea

3.2 Presiones y fuerzas dinámicas de muro

3.3 Análisis dinámico de muros de retención considerando la flexibilidad del terreno de cimentación.

- 3.3.1 Hipótesis y ecuaciones
- 3.3.2 Solución del problema

3.4 Solución transitoria

CAPITULO 4: ESPECTROS DE DISEÑO

4.1 Acelerogramas utilizados

4.2 Procedimiento

4.2.1 Selección de acelerogramas representativos

4.2.2 Análisis considerando el terreno de cimentación rígido.

4.2.3 Análisis considerando la flexibilidad del terreno de cimentación.

4.2.4 Análisis global

4.3 Espectros de diseño finales

4.4 Cortante de base estática

4.5 Comparación de la solución exacta con la gráfica

CAPITULO 5: DEFORMACIONES PERMANENTES

5.1 Fundamentos básicos.

5.1.1 Método de Richards-Elms

5.1.2 Análisis del bloque deslizante de Newmark

5.1.3 Influencia de la aceleración de cedencia sobre el desplazamiento de una ladera.

5.2 Procedimiento y resultados.

5.2.1 Integración directa de Newmark de los acelerogramas empleados.

5.2.2 Aplicación del método de Richards-Elms a los acelerogramas empleados.

5.2.3 Obtención de las ecuaciones de desplazamiento.

CAPITULO 6: APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS AL DISEÑO Y ANÁLISIS DE MUROS DE RETENCIÓN

CONCLUSIONES

NOMENCLATURA

REFERENCIAS

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

Los cálculos de las presiones desarrolladas sobre estructuras de retención por vibración sísmica, son frecuentemente obtenidos a partir de la solución clásica desarrollada por Mononobe y Okabe, basada en una cuña estática del análisis de Coulomb con la adición de una aceleración horizontal. Tal análisis conduce a una distribución de presiones sobre el muro incrementando linealmente, desde el extremo superior del muro hasta la base de este. Este método tiene serias limitaciones en el sentido de que no se toman en cuenta la amplificación dinámica del relleno, ni las condiciones cinemáticas admisibles del muro. Como resultado, los diseños pueden ser inseguros en algunos casos y demasiados conservadores en otros.

Diversas investigaciones prácticas se han realizado para verificar la aplicabilidad del método de Mononobe-Okabe, como los experimentos a pequeña escala de Seed y Whitman (1), quienes concluyen que la fuerza calculada sobre el muro es aproximadamente correcta (para el caso de muros de poca altura); sin embargo, establecen que el punto de aplicación de esta fuerza que da el momento de base, debe ser un valor distinto de $H/3$ aplicado desde la base del muro. Así como este trabajo desarrollado por Seed y Whitman, existen otras investigaciones, que manifiestan un gran número de desventajas de esta teoría, ya que establecen que esta no representa las condiciones dinámicas que ocurren, particularmente en muros grandes durante un sismo. Por otro lado, se han desarrollado investigaciones teóricas referentes a la distribución de presiones ocasionadas por un movimiento sísmico. Uno de los primeros trabajos desarrollados fue el de R. F. Scott en 1973(2), quien desde un modelo de análisis deriva expresiones para las presiones, fuerzas y momentos que pueden actuar en un muro durante un diseño sísmico.

De todas las investigaciones realizadas, tanto teóricas como experimentales, podemos establecer que es necesario realizar una evaluación de las presiones dinámicas del suelo inducidas por un movimiento sísmico en un muro vertical, ya que como podemos observar, se establece que la respuesta dinámica de un muro de retención no es bien comprendida en su totalidad. Esto se debe en particular, a una falta de datos de un adecuado y racional pero simple método de análisis, el cual pueda ser usado confiablemente con un costo efectivo de diseño.

Recientemente se ha explorado la posibilidad de incorporar los análisis de medios continuos en el diseño de muros. Los resultados han demostrado su validez pero al mismo tiempo la necesidad de profundizar dicho estudio. Uno de los aspectos clave para el éxito de la aplicación del análisis continuo es la definición del movimiento del muro. El análisis no lineal debe realizarse en el dominio del tiempo mediante la integración directa de los acelerogramas como en el caso de Newmark. La condición de interfaz debe ser de

fricción del tipo Coulomb. Integrando estos aspectos, se espera que los resultados de análisis sean más realistas y aplicables para la práctica.

De esta manera, se establece la importancia de realizar nuevas investigaciones referentes al análisis dinámico de muros de retención, que nos permitan llegar a comprender en una forma más clara dicho fenómeno. Por lo tanto, el objetivo de este trabajo de investigación, es estudiar el comportamiento sísmico de los muros de retención desde dos puntos de vista. El primero mediante la incorporación de condiciones no lineales, utilizando el criterio desarrollado por Veletsos y Younan, a través de un estudio transitorio, determinando de esta manera los empujes dinámicos sobre el muro. Y el segundo mediante el análisis del bloque deslizante de Newmark, aplicando la integración directa a los acelerogramas empleados, determinando de esta manera ecuaciones similares a las planteadas por el método de Richards-Elms para la determinación de las deformaciones permanentes que pueden sufrir aquellos muros que fueron construidos en el pasado, y que bajo nuevas condiciones de servicio se duda de su estabilidad ante acciones sísmicas.

Finalmente, se realiza una comparación desde un punto de vista de diseño ingenieril, de los resultados que arroja el método tradicional de Mononobe-Okabe, con los resultados del presente estudio. Esto con el fin de observar las diferencias en el diseño final de un muro de retención considerando ambos criterios, ya que a pesar de ambos métodos son basados en criterios distintos, lo que se busca es establecer las diferencias en el peso y dimensiones de un muro diseñado con el método propuesto, comparado con el método de Mononobe-Okabe.

CAPITULO 2

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE RETENCIÓN.

El problema de retención del suelo es uno de los más viejos en la ingeniería geotécnica, algunos de los primeros métodos basados en los principios más fundamentales de la mecánica de suelos, fueron desarrollados para permitir un diseño racional de los muros de retención. Sin embargo muchas aproximaciones diferentes han sido desarrolladas y usadas exitosamente en su mayoría.

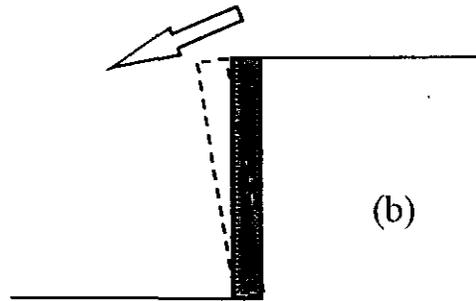
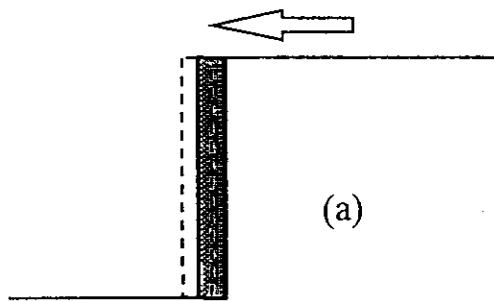
Los muros de retención son clasificados en términos de su masa relativa, flexibilidad y condiciones de anclaje. Los *muros de gravedad* son de los más viejos y simples tipos de muros de retención, son gruesos y bastante rígidos, por lo que su movimiento ocurre esencialmente por traslación del cuerpo rígido y/o rotación. Los *muros en cantiliver* pueden sufrir deformación en ellos mismos así como movimientos por traslación o rotación. La distribución de las presiones laterales en este tipo de muros depende de la rigidez relativa y la deformación tanto del muro como del suelo. Los *muros reforzados* son limitados contra ciertos tipos de movimientos por la presencia de elementos externos de refuerzo. Por ejemplo, en el caso de muros de sótano y muros de lindero de puentes, los movimientos laterales del extremo superior del muro puede ser restringido por la estructura que soportan.

2.1.1 TIPOS DE FALLAS EN MUROS DE GRAVEDAD.

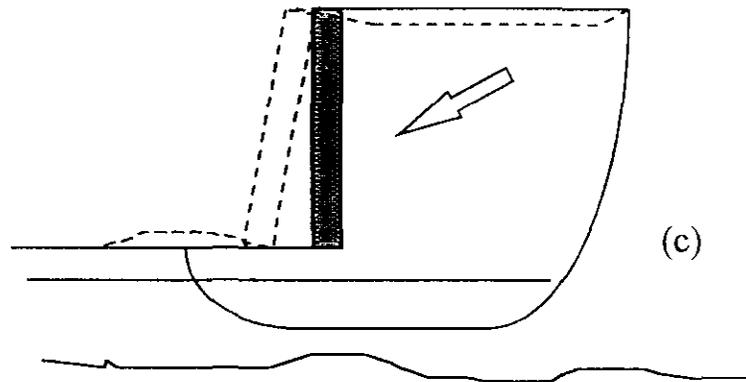
Debido a la naturaleza del presente trabajo, nos enfocaremos solamente a los muros de gravedad, ya que a partir de este tipo de muros se realizará el análisis de las siguientes páginas.

Los muros de gravedad fallan usualmente por mecanismos de cuerpo rígido tales como deslizamiento y/o volteo o por inestabilidad total (ver figura 2.1). El deslizamiento ocurre cuando las fuerzas horizontales no se mantienen en equilibrio (por ejemplo, cuando las presiones laterales en el relleno del muro producen contra el muro fuerzas que exceden la resistencia por deslizamiento de la base del muro). La falla por momento ocurre cuando el equilibrio de momentos no se satisface. Los muros de gravedad también pueden ser dañados por inestabilidad total del relleno y terreno de cimentación. Tales fallas pueden ser tratadas como fallas en estabilidad de taludes o laderas que abarcan el muro.

FIGURA 2.1 MECANISMOS DE FALLA TÍPICOS EN MUROS DE RETENCIÓN POR GRAVEDAD



- (a) Falla por deslizamiento
- (b) Falla por giro.
- (c) Falla por inestabilidad total.



2.1.2 PRESIONES ESTÁTICAS EN MUROS DE RETENCIÓN.

El comportamiento sísmico de los muros de retención depende de las presiones totales del suelo que se desarrollan durante un movimiento sísmico. Estas presiones totales incluyen tanto las presiones gravitacionales estáticas que existen antes de que ocurra un sismo, como las presiones dinámicas transitorias inducidas por el sismo. Ya que la respuesta del muro depende de ambas presiones, presentaremos primeramente una breve revisión de las presiones del suelo estáticas.

Las presiones de suelo estáticas sobre muros de retención son afectadas tanto por los movimientos del muro como del suelo. De esta forma, cuando el movimiento del muro es de tal magnitud que permite que se desarrolle la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de relleno, se presentan presiones activas sobre el muro. Ya que se requiere un movimiento del muro muy pequeño para desarrollar presiones de suelo mínimas (para el caso usual de materiales de relleno no-cohesivo), de esta manera los muros son diseñados, usualmente, sobre bases de presiones de suelo activas mínimas. En el caso de presiones de suelo pasivas desarrolladas por un muro de retención que se mueve hacia el suelo, produce este un esfuerzo lateral de compresión sobre el suelo. En este caso, cuando la fuerza del suelo es completamente movilizada, presiones de suelo pasivas actúan en el muro. La inestabilidad de muchos muros de retención depende del balance entre las presiones activas actuando predominantemente de un lado del muro y presiones pasivas actuando en el otro.

Aún bajo condiciones estáticas la predicción de las fuerzas que actúan sobre los muros de retención, así como de las deformaciones, es un problema de interacción suelo-estructura complicado. Las deformaciones raramente son consideradas explícitamente en el diseño, la aproximación típica es estimar las fuerzas en el muro y entonces diseñar el muro para resistir esas fuerzas con un factor de seguridad suficientemente grande para producir deformaciones aceptablemente pequeñas. Actualmente, existen un gran número de aproximaciones simplificadas para evaluar cargas estáticas en muros de retención, como las teorías de Rankine, Coulomb, el Método de la Espiral Logarítmica, etc.

2.1.3 RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN.

La respuesta dinámica de un muro de retención, aún del tipo más simple, es bastante compleja. Los movimientos del muro y las presiones inducidas en este, dependen de la respuesta del suelo de cimentación, de la respuesta del relleno, de la respuesta inercial y de la flexión del mismo muro, sin olvidar la naturaleza de los movimientos de entrada. Ya que existen pocos casos históricos bien documentados que incluyan mediciones de campo de respuesta de muros de retención, la mayoría de los conocimientos actuales de las respuestas dinámicas de los muros de retención han venido a partir de pruebas de modelos y análisis numéricos. Estos ensayos y análisis, la mayoría de los cuales ha incluido los muros de gravedad, indican que:

1.- Los muros pueden moverse por rotación y/o traslación. Las cantidades de traslación y rotación depende del diseño del muro; el uno u otro pueden predominar para algunos muros, y ambos pueden ocurrir para otros.

2.- La magnitud y distribución de las presiones de muro dinámicas dependen del modo de movimiento del muro (por ejemplo, traslación, rotación sobre la base, etc).

3.- El máximo empuje de suelo actuante sobre un muro generalmente ocurre cuando el muro se ha trasladado o rotado hacia el relleno (por ejemplo, cuando la fuerza de inercia sobre el muro esta dirigida hacia el relleno). El mínimo empuje del suelo ocurre cuando el muro se ha trasladado o rotado hacia fuera del relleno.

4.-La forma de la distribución de la presión del suelo en la espalda del muro cambia a medida que el muro se mueve. El punto de aplicación del empuje del suelo por tanto se mueve hacia arriba y abajo a lo largo de la espalda del muro. La posición del empuje del suelo es más alta cuando el muro se ha movido hacia el suelo y más baja cuando el muro se mueve hacia afuera.

5.- Las presiones del muro dinámicas están influenciadas por la respuesta dinámica del muro y relleno y pueden incrementarse significativamente cerca de la frecuencia natural del sistema muro-relleno. Los desplazamientos permanentes del muro también se incrementan en una frecuencia cerca de la frecuencia natural del sistema muro-relleno. Los efectos de respuesta dinámica pueden también causar deflexiones fuera de fase de diferentes partes del muro. Este efecto puede ser particularmente significativo para muros que penetran dentro del suelo de cimentación cuando los rellenos de suelo se mueven fuera de fase con el suelo de cimentación.

6.- Presiones residuales permanecen en el muro después de haber terminado un episodio sísmico.

Dadas estas complejidades, fenómenos interactuantes y la variabilidad inherente e incertidumbre de las propiedades del suelo, no es actualmente posible analizar todos los aspectos de la respuesta sísmica de los muros de retención en forma exacta. Como resultado, modelos simplificados que hacen varias consideraciones sobre el suelo, estructura y movimientos de entrada son usados para el diseño sísmico de los muros de retención.

2.1.4 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA MURO-SUELO.

Al analizar el comportamiento dinámico de los muros de retención se debe estimar la manera en que las propiedades de los suelos se ven afectadas por vibraciones. Este problema sigue siendo objeto de estudio y hasta la fecha no se tienen conclusiones de validez general.

En suelos cohesivos se ha observado que la rigidez y la resistencia aumentan con la velocidad de deformación y que la aplicación de cargas alternantes las disminuye. Los aumentos pueden exceder a las disminuciones o viceversa dependiendo del nivel de esfuerzos y de la sensibilidad del suelo. En el caso de excitaciones sísmicas la combinación de estos efectos es despreciable para la mayoría de los suelos cohesivos exceptuando a las arcillas sensitivas. En estas últimas, en general, se tiene un decremento neto de resistencia bajo un número relativamente bajo de ciclos de carga (3,4).

Suele ocurrir que los muros de retención se desplanten sobre medios estratificados. Si bajo el muro subyace un estrato blando conviene examinar la estabilidad global del sistema muro-relleno-estrato y prever las distorsiones inducidas por asentamientos del estrato compresible.

La existencia de estratos superficiales blandos puede dar lugar al fenómeno de amplificación dinámica. En suelos blandos suelen tenerse mayores intensidades que en los lugares cercanos de suelo firme. En topografías muy irregulares o en las que la profundidad de los estratos blandos sea muy variable, los efectos de amplificación son del orden de dos (5,6). En depósitos de espesor variable el suponer una estratigrafía horizontal conduce a estimaciones erróneas de la amplificación.

Los problemas de amplificación modifican la respuesta sísmica esperada de un sistema de retención. Sin embargo, para fines de diseño el uso de procedimientos empíricos es aceptable en la mayoría de los casos a menos que existan grandes incertidumbres sobre la naturaleza y magnitud de las amplificaciones. En tal caso, será necesario realizar un estudio más refinado.

Las rigideces relativas del suelo y del muro influyen sobre la distribución de presiones dinámicas. Aunque el comportamiento del suelo es no lineal se ha obtenido información cualitativa de este aspecto del problema a partir de soluciones elásticas empleando el método del elemento finito (7,8).

2.1.5 REVISIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS.

a) Métodos elásticos.

En estos métodos se supone que el suelo de relleno es un medio elástico lineal homogéneo. Los primeros trabajos para estudiar el comportamiento dinámico de los muros de retención con este enfoque no consideraron la interacción entre el suelo de relleno y el muro. Se suponía que el muro era completamente rígido, sujeto a traslaciones y giros en su base. Matsuo y Ohara (9) e Ishii y otros (10) hicieron formulaciones similares a partir de las ecuaciones de Navier. Tajimi (11) empleó la teoría bidimensional de propagación de ondas. En todos estos casos las soluciones se presentan para excitaciones armónicas. Estos investigadores reportan semejanzas cualitativas con resultados experimentales. La aplicabilidad de estas técnicas en la práctica queda descartada por el hecho de que difícilmente se podrían presentar ocasiones en las que las hipótesis y simplificaciones implícitas en ellas se satisfagan cuando menos aproximadamente.

Scott (2) utilizó un modelo de viga de cortante para representar el relleno y simuló la interacción suelo-muro con resortes tipo Winkler de rigidez variable más un resorte en la base para tomar en cuenta la rigidez al giro del muro. Sus resultados se basan en un análisis modal-espectral de dos casos: muro empotrado y muro articulado en la base. La aplicación práctica de este método requiere de un análisis cuidadoso con el objeto de asignar valores realistas de los parámetros involucrados en el modelo.

Así como los trabajos anteriores, existen algunos otros, pero todos ellos coinciden en el hecho de que la distribución de presiones dinámicas no es hidrostática. En algunos casos, cuando el muro es suficientemente rígido, la presión dinámica tiende a variar linealmente desde valores pequeños en la base hasta valores máximos cerca de la parte superior. Los factores que más fuertemente influyen en la distribución de presiones son la rigidez del muro y la del suelo de relleno.

b) Métodos pseudoestáticos.

Estos métodos toman en cuenta las fuerzas de inercia debidas a los movimientos sísmicos como fuerzas estáticas equivalentes.

El método de Mononobe-Okabe, desarrollado inicialmente para rellenos granulares secos, es una extensión del método de Coulomb para calcular empujes de tierra en la que se incluyen fuerzas de inercia adicionales debidas a las componentes horizontal y vertical de la aceleración. Este método supone que si el muro se desplaza suficientemente existirá un estado de falla incipiente en el relleno y una cuña de suelo en equilibrio límite. Dependiendo de la dirección del desplazamiento del muro se tendrán estados activos o pasivos aunque en el caso sísmico los estados de esfuerzos en el relleno son preponderantemente activos. La ecuación presentada por Mononobe-Okabe para el empuje activo máximo esta dada por:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}$$

en donde γ es el peso volumétrico del relleno y H la altura del muro. El coeficiente K_{ae} depende de las características geométricas del muro, de las propiedades mecánicas del relleno y del nivel de aceleración expresado en términos de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , horizontal y vertical, respectivamente

Las objeciones que se pueden argumentar contra el uso de la fórmula de Mononobe-Okabe son serias, entre ellas se tiene que no todos los muros de retención sujetos a empujes sísmicos garantizan un estado activo del relleno, se ha demostrado experimentalmente que la distribución de presiones no es hidrostática, sin olvidar la divergencia del método particularmente para aceleraciones grandes.

A pesar de lo anterior en los reglamentos que incluyen explícitamente el diseño sísmico de muros de retención es el método recomendado (1, 12, 13). Las razones de ello son su sencillez y el hecho de que hasta el momento no se haya desarrollado otro que supere sus deficiencias esenciales y que sobre todo, sea de fácil aplicación.

c) Métodos basados en desplazamiento limitado.

Es común observar que después de la ocurrencia de un sismo los muros de retención presentan desplazamientos permanentes. La magnitud de los desplazamientos tolerables en un muro de retención dependen de su tipo y de su función. A partir de la especificación de un límite para los desplazamientos permisibles en un muro se han desarrollado criterios de diseño sísmico.

Basados en una idea sugerida inicialmente por Newmark y Rosenblueth (14), Richards y Elms (15) propusieron un criterio de diseño a partir de la especificación de un desplazamiento límite. En el procedimiento se calcula el peso del muro necesario para evitar un desplazamiento mayor que el especificado. Esto implicó el uso de un modelo rígido plástico no simétrico para representar el sistema muro-suelo (similar al modelo de falla progresiva de Newmark para describir el comportamiento de terraplenes), combinado con el análisis de Mononobe-Okabe. Newmark (14) y posteriormente Franklin y Chang (16) calcularon los desplazamientos de sistemas rígido-plásticos no simétricos excitados por aceleraciones de diferentes temblores. Para comparar los resultados escalaron los registros a una aceleración máxima de 0.5g y a una velocidad máxima de 76.2 cm/seg y obtuvieron gráficas de desplazamiento normalizados. De las envolventes de las curvas de desplazamientos normalizados contra resistencias normalizadas Richards y Elms (15) obtuvieron una expresión aproximada para calcular el desplazamiento normalizado en función del coeficiente sísmico y los niveles de aceleración y velocidad máxima. Ellos sugieren invertir dicha expresión una vez determinado el nivel de desplazamientos permisibles para obtener el coeficiente de aceleración máxima. Obtenido este, calculan el peso del muro.

Todas las objeciones hechas al método de Mononobe-Okabe valen en este caso, ya que se aplica para evaluar las fuerzas que producen los desplazamientos del muro. En rigor sólo puede emplearse este método en muros de gravedad que fallen por deslizamiento sin considerar la contribución de los giros al desplazamiento del muro. La normalización de los acelerogramas para el cálculo de desplazamientos conduce a resultados aproximados ya que al escalar los acelerogramas se introducen distorsiones en su contenido de frecuencias.

d) Métodos no lineales.

Estos métodos consideran las características no lineales del suelo de relleno en la obtención de la respuesta sísmica de muros de retención. Para ello se ha utilizado el método del elemento finito. Ayala, Aranda y Romo (17) emplearon esta técnica, utilizaron un programa que permitía excitar el sistema de retención a una cierta profundidad con registros reales o simulados a partir de un espectro de respuesta dado. Como el sistema es no lineal, su forma de normalizar los registros es sólo aproximada. Sus resultados se refieren a muros en voladizo: en muros flexibles, concluyen, los momentos flexionantes son menores que los obtenidos con la fórmula de Mononobe-Okabe; y en muros rígidos son, en contraste, mayores.

En la actualidad la mejor manera de estimar las presiones dinámicas sobre un muro de retención incluyendo efectos no lineales y de interacción con el relleno, es utilizando el Método del Elemento Finito (MEF). Sin embargo el MEF no es directamente aplicable al diseño práctico de muros de retención.

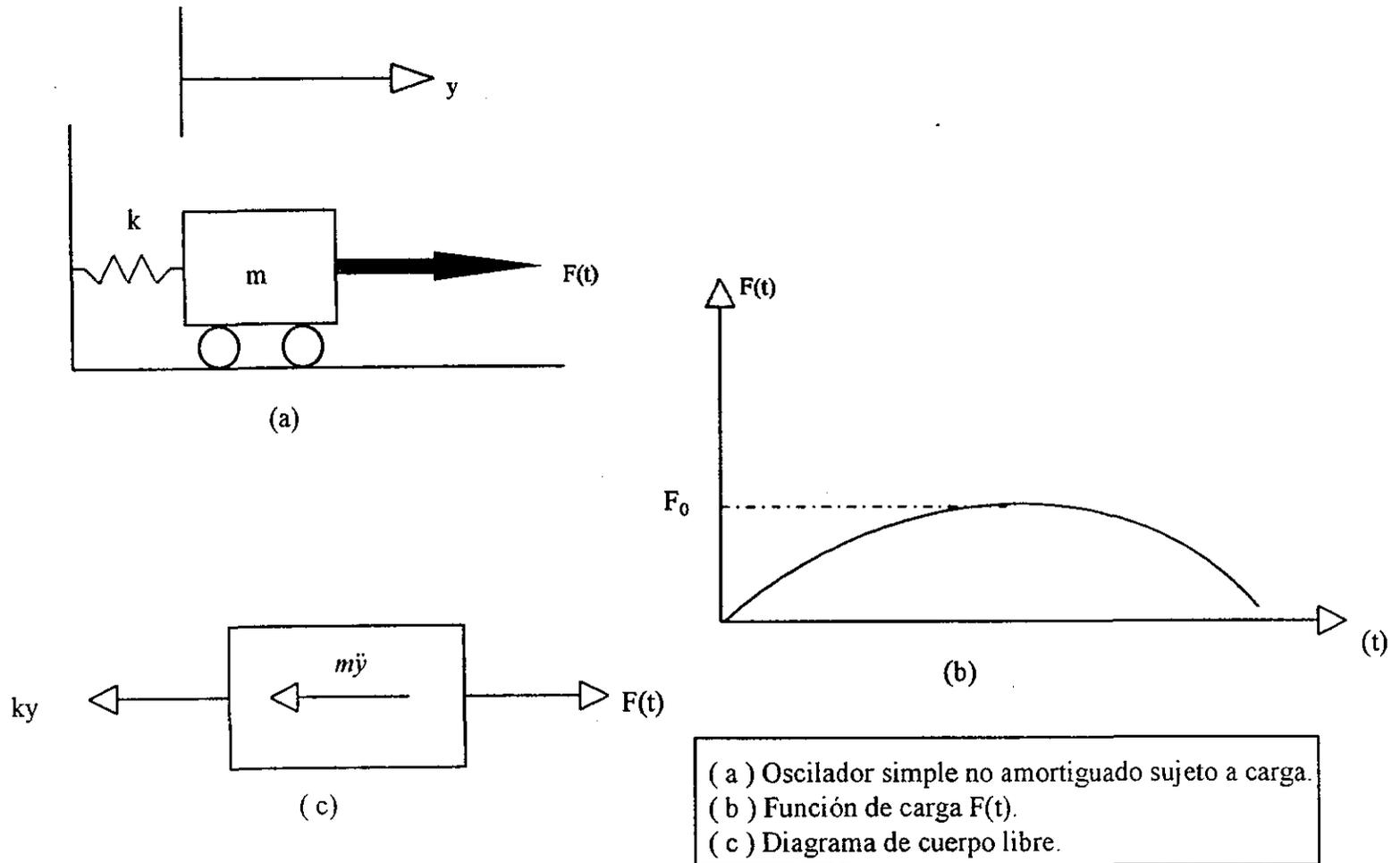
2.2 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO.

Para definir claramente el concepto de lo que es un espectro de diseño sísmico, es necesario definir primeramente lo que es un espectro de respuesta. El espectro de respuesta es el diagrama de la respuesta máxima (máximo desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otra cantidad de interés), para una función específica de la excitación para todos los sistemas posibles de un grado de libertad. La abscisa del espectro es la frecuencia natural (o periodo) del sistema, y la ordenada la máxima respuesta. Por lo tanto, para determinar la respuesta máxima disponiendo del diagrama espectral para una excitación específica, es necesario saber solamente la frecuencia natural del sistema.

2.2.1 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.

a) Ecuaciones. Para ilustrar la construcción de una carta espectral de respuesta, partamos de la figura 2.2a, en donde el oscilador mostrado no amortiguado es sometido a una fuerza de excitación senoidal de medio ciclo mostrada en la figura 2.2b. El sistema es considerado inicialmente en reposo. La duración del impulso senoidal es llamado t_d . La ecuación diferencial de movimiento del sistema es obtenida igualando a

FIGURA 2.2



cero la suma de las fuerzas en el correspondiente diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 2.2c, de donde obtenemos:

$$m\ddot{y} + ky = F(t) \quad \text{ec. 2.1}$$

en la cual

$$F(t) = \begin{cases} F_0 \overline{\omega} t & \text{para } 0 \leq t \leq t_d \\ 0 & \text{para } t > t_d \end{cases} \quad \text{ec. 2.2}$$

$$y_{st} \overline{\omega} = \frac{\pi}{t_d} \quad \text{y} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{ec. 2.3}$$

La solución de la ecuación 2.1 puede ser obtenida por el uso de la integral de Duhamel o usando el método directo de integración de una ecuación diferencial lineal (ver referencia 18 para la solución), por lo que la solución obtenida establecida aplicando este último método es:

$$\frac{y}{y_{st}} = \frac{1}{1 - \left(\frac{T}{2t_d}\right)^2} \left[\text{sen } \pi \frac{t}{t_d} - \frac{T}{2t_d} \text{sen } 2\pi \frac{t}{T} \right] \quad \text{para } 0 \leq t \leq t_d \quad \text{ec. 2.4a}$$

Después de un tiempo t_d la fuerza externa es nula y el sistema comienza en un estado de vibración libre. Por lo tanto, la respuesta para $t > t_d$ es dada por la expresión

$$\frac{y}{y_{st}} = \frac{T/t_d}{\left(\frac{T}{2t_d}\right)^2 - 1} \cos \pi \frac{t_d}{T} \text{sen } 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{t_d}{2T} \right) \quad \text{para } t \geq t_d \quad \text{ec. 2.4b}$$

donde $y_{st} = \frac{F_0}{k}$ y $T = \frac{2\pi}{\omega}$

De las dos ecuaciones anteriores puede observarse que la respuesta en términos de y/y_{st} es una función de la relación de la duración del impulso y del periodo del sistema (t_d/T) y del tiempo expresado

como t/T . De esta manera, para cualquier valor fijo del parámetro t_d/T , podemos obtener la máxima respuesta desde las ecuaciones 2.4a y 2.4b.

Por lo tanto, debido a la simplicidad de la fuerza de entrada, es posible obtener soluciones cerradas y la gráfica correspondiente del espectro de respuesta en términos de relaciones adimensionales, haciendo esta gráfica válida para cualquier impulso de fuerza senoidal de medio ciclo.

b) Espectro de respuesta. De lo anterior, podemos establecer, de una forma más sencilla, que el espectro de respuesta es una gráfica (que se obtiene a partir de un acelerograma) que en función del periodo de una estructura o medio, proporciona la respuesta máxima de la misma durante un sismo, definido por el acelerograma. Según el tipo de respuesta que proporcionan, los espectros pueden ser de desplazamientos, de velocidades o de aceleraciones.

2.2.2 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EXCITACIÓN DEL APOYO.

Un importante problema en dinámica es el análisis de un sistema sujeto a una excitación aplicada en la base o soporte de una estructura o medio. Un ejemplo de tal excitación de la base actuando en un oscilador amortiguado es mostrado en la figura 2.3. La excitación en este caso es dada como una función de la aceleración la cual es representada en la figura 2.4. La ecuación de movimiento es obtenida igualando a cero la suma de las fuerzas correspondientes del diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 2.3b, de donde obtenemos

$$m\ddot{y} + c(\dot{y} - \dot{y}_s) + k(y - y_s) = 0 \quad \text{ec. 2.5}$$

o, en la cual sustituyendo $\omega = \sqrt{k/m}$ y $\xi = c/c_{cr}$ ($C_{cr} = 2\sqrt{km}$), tenemos

$$\ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \omega^2 y = \omega^2 y_s(t) + 2\xi\omega\dot{y}_s(t) \quad \text{ec. 2.6}$$

La ecuación 2.6 es la ecuación diferencial de movimiento para el oscilador amortiguado en términos de su movimiento absoluto. Una formulación más útil de este problema es expresar la ecuación 2.6 en términos del movimiento relativo de la masa con respecto al movimiento del soporte, esto es, en términos de la deformación del resorte. De esta manera, el desplazamiento relativo u es definido como

$$u = y - y_s \quad \text{ec. 2.7}$$

Por lo tanto, la ecuación 2.6 queda de la siguiente forma

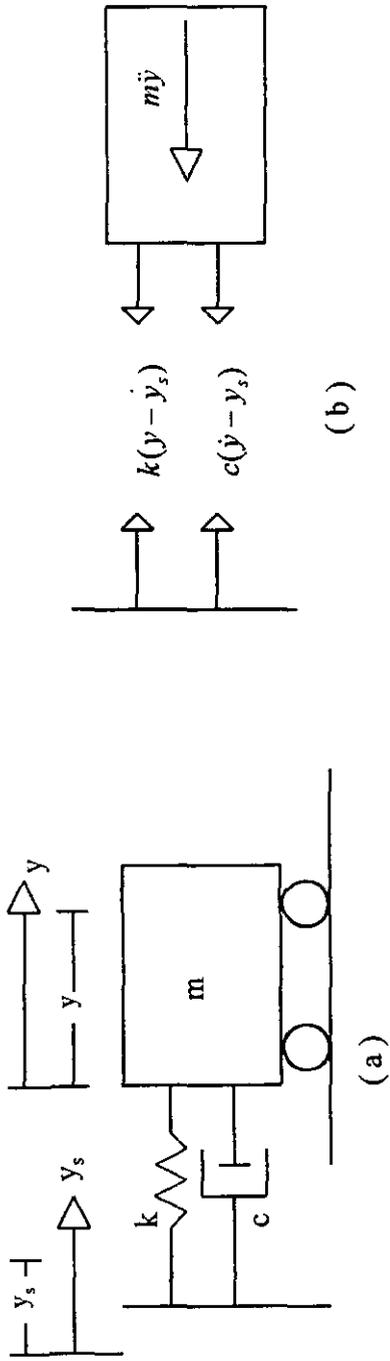


FIGURA 2.3

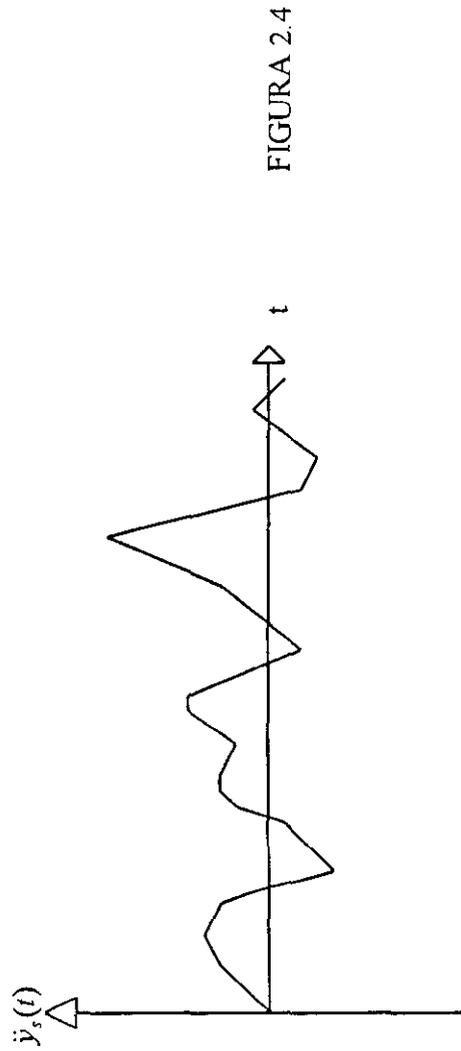


FIGURA 2.4

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{y}_s(t) \quad \text{ec. 2.8}$$

El movimiento de entrada en la base es usualmente especificado por medio de una función de aceleración (por ejemplo, registros de acelerogramas sísmicos), de esta manera la ecuación 2.8 contiene en la parte derecha la aceleración de la excitación que es una forma más conveniente que la forma de la ecuación 2.6, en la cual el segundo miembro lo integran el desplazamiento y la velocidad de apoyo.

La solución de la ecuación diferencial, 2.8, puede ser obtenida por cualquier método de integración para la solución de un sistema de un grado de libertad (*ver referencia 18 para la solución*). En particular, la solución es con facilidad expresada usando la integral de Duhamel como

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{y}_s(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) d\tau \quad \text{ec. 2.9}$$

2.2.3 MÉTODOS PARA EL CALCULO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA.

Existen cuatro métodos que permiten obtener un espectro de respuesta a partir de un acelerograma, estos cuatro métodos son:

- Integración directa,
- Modelos físicos,
- Modelos analógicos, y
- Respuesta compleja.

a) **Integración directa.** Este método se basa en la aplicación de la integral de Duhamel al acelerograma, estableciendo $u(t)$ como:

$$u(t) = \left| \int_0^t \ddot{y}_s(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad \text{ec. 2.10}$$

Como la función $\ddot{y}_s(\tau)$ es un acelerograma, se trata de una función no integrable en forma directa, por lo que en forma aproximada se resuelve la igualdad anterior por diferencias finitas, transformando la integral en una suma:

$$u(t) = \left[\sum_0^t y_s(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) \Delta\tau \right]_{max} \quad \text{ec. 2.11}$$

Para poder hacer esto, se discretiza el acelerograma, de acuerdo a como se indica en la figura 2.5; es decir, el procedimiento consiste en lo siguiente:

- 1.- Se fija un valor del amortiguamiento ξ .
- 2.- Se fija un valor del periodo T, y obtenemos $\omega=2\pi/T$.
- 3.- Se fija un valor de un tiempo t.
- 4.- Se resuelve la integral para todos los valores de $\tau < t$.
- 5.- Se escoge el máximo valor de la suma, y así se obtiene un punto del espectro, y
- 6.- Se cambia el valor de T para tener otro punto.

Este procedimiento implica un gran número de operaciones matemáticas, por lo que sólo ha sido posible desde el advenimiento de las computadoras.

b) Modelos físicos. Este método consiste en colocar sobre una mesa vibratoria una serie de péndulos de amortiguamiento constante y rigidez variable. La masa se mueve reproduciendo los movimientos del terreno durante el sismo, por los impulsos que le transmite un motor acoplado a una computadora que lee un acelerograma. En consecuencia los péndulos se mueven, cada péndulo tiene en cada instante un movimiento diferente porque los periodos son variables., ver figura 6a.

Mediante un sensor colocado en la masa de cada péndulo se registra el movimiento de cada uno de ellos. De cada registro se escoge la amplitud máxima. De esta forma se construye después una gráfica que correlaciona periodo con registro máximo, ver figura 6b.

Finalmente, esta curva representa el espectro de respuesta correspondiente al acelerograma que alimentó la computadora.

e) Modelos analógicos. Debido a que este método es poco usual en la actualidad solo mencionaremos que:

Los sistemas mecánicos (por ejemplo el péndulo), pueden estudiarse por analogía con los sistemas eléctricos, en donde el sistema es formado por un generador que alimenta al circuito con una corriente de potencia variable (E), por un resistor que opone a la corriente una resistencia (R), por una bobina que genera una corriente interna de inductancia (L), y un condensador que almacena corriente y que tiene una capacitancia (capacidad) C.

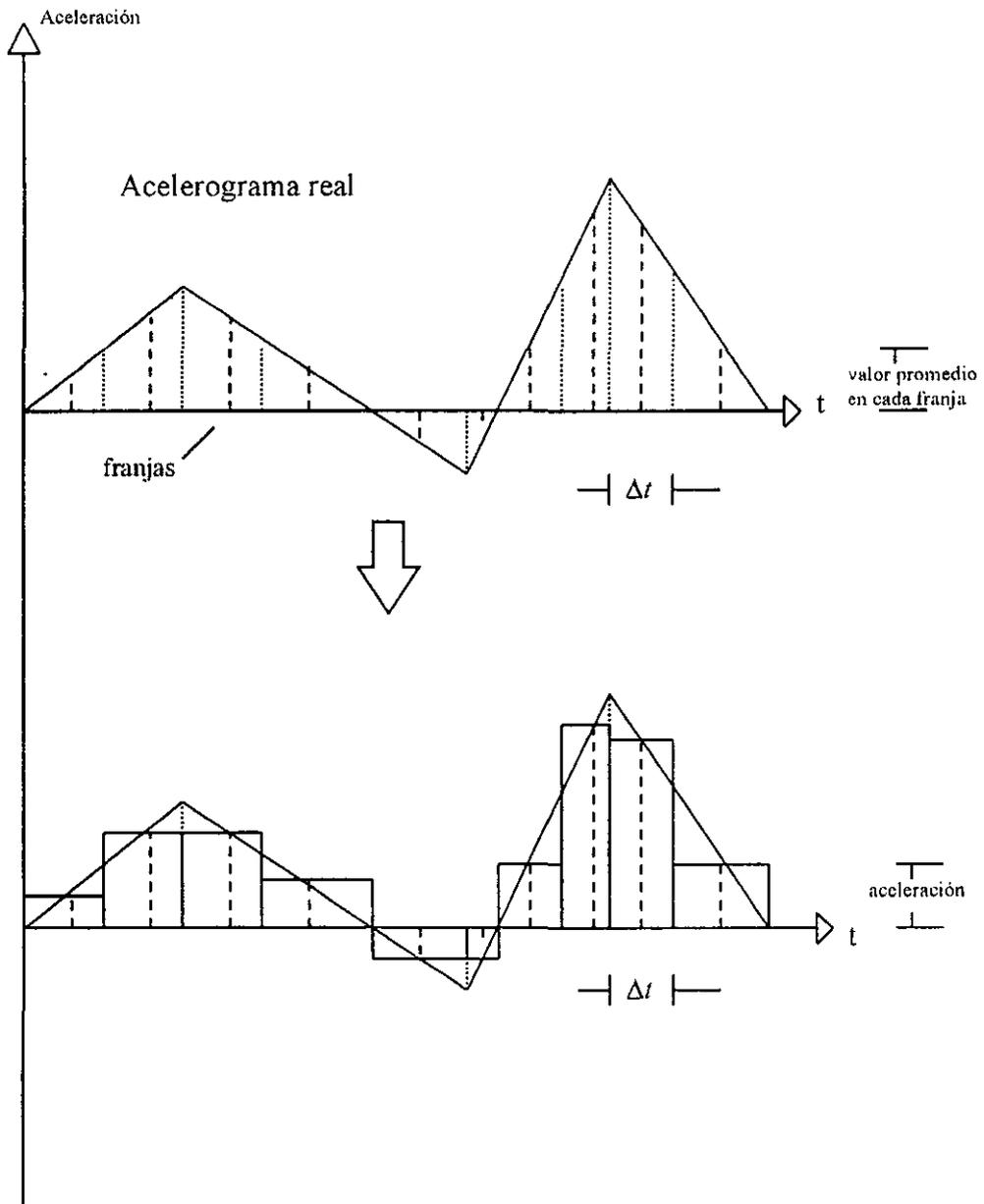


FIGURA 2.5

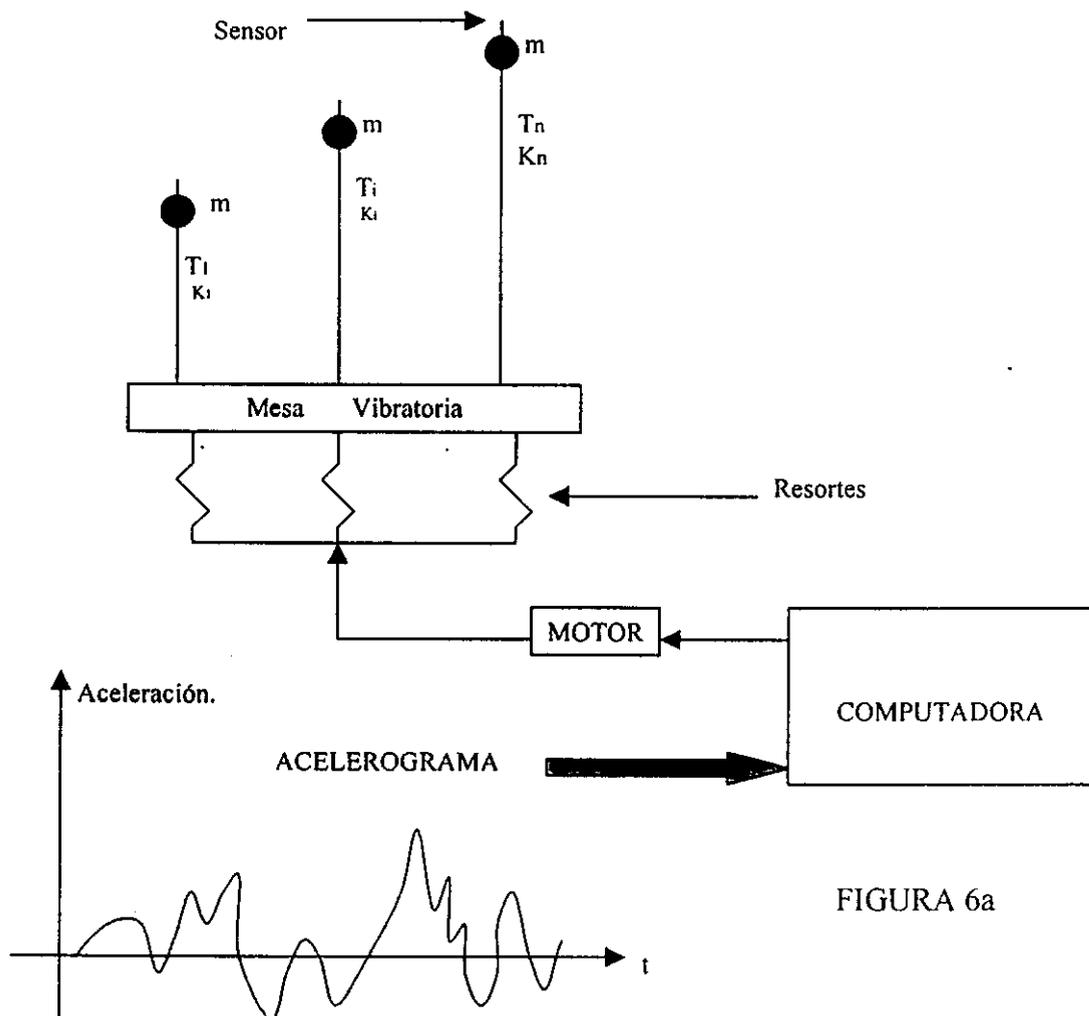


FIGURA 6a

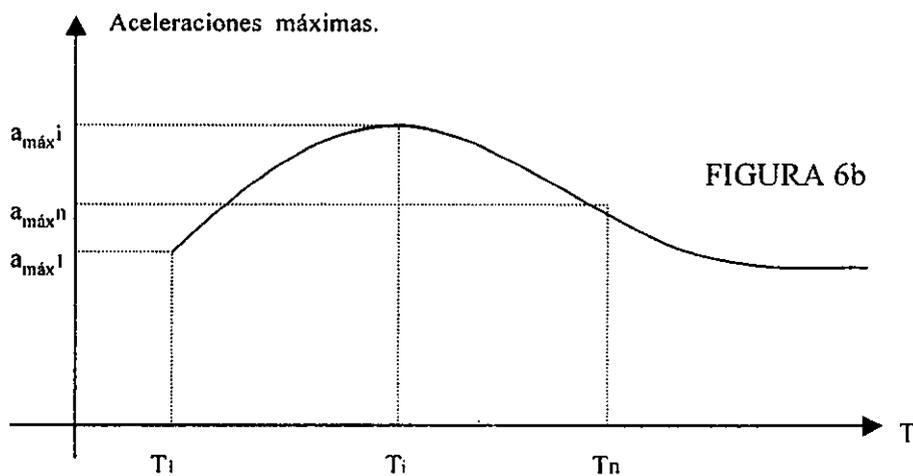


FIGURA 6b

La carga eléctrica en el circuito (q) varía con el tiempo porque la potencia también varía con el tiempo. La resistencia, la inductancia y la capacitancia son constantes. Por lo tanto, la ecuación que correlacionan la carga con las otras variables es:

$$L\ddot{q}(t) + R\dot{q}(t) + \frac{1}{C}q(t) = E(t) \quad \Rightarrow \quad m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = -\ddot{y}_s(t)$$

Se observa que esta ecuación es análoga a la del equilibrio dinámico en un sistema mecánico. Por esta razón, se puede utilizar circuitos eléctricos para determinar espectros de respuesta de sistemas mecánicos, aunque como se mencionó, este método es de poca utilidad actualmente.

d) Respuesta compleja. La determinación del espectro de respuesta utilizando la respuesta compleja, se realiza por medio del análisis y respuesta de Fourier en el dominio de las frecuencias.

La aplicación de las series de Fourier nos permite:

- a) Determinar la respuesta de un sistema de fuerzas periódicas, y
- b) Determinar la respuesta de un sistema para fuerzas no periódicas en el dominio de las frecuencias como una aproximación alternativa para el análisis usual en el dominio del tiempo.

En este caso los cálculos requieren la evaluación de integrales, las cuales, excepto para algunas funciones de carga relativamente simples, emplean métodos numéricos para su cálculo. Esto, en general, para hacer uso del método de Fourier, es necesario remplazar las integraciones con sumas finitas.

En la primer etapa del proceso del Análisis de Fourier, se evalúan los coeficientes de Fourier de la carga periódica, observándose la conversión de la expresión de la carga aplicada de la forma del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Es decir, los valores $F(t)=F(t_j)$, los cuales expresan la carga aplicada en una secuencia de tiempo, t_j , son remplazados por los valores complejos $C_n=C(in\omega t)$ los cuales expresan la amplitud de carga armónica en una secuencia específica de frecuencias $n\omega$. Estos valores constituyen la expresión del dominio de las frecuencias de carga.

En la segunda etapa del análisis, la respuesta de un sistema de un grado de libertad, para una frecuencia dada, es caracterizada por el coeficiente de respuesta de frecuencia compleja, $H(\omega_n)$, el cual expresa la amplitud de respuesta armónica debido a una carga unitaria armónica en la frecuencia $n\omega$. Cuando este coeficiente de respuesta es multiplicado por los coeficientes complejo de las series de Fourier C_n , que expresan la amplitud armónica de entrada en aquella frecuencia, el resultado es la amplitud de respuesta

compleja, Y_n , para aquella frecuencia. De aquí, el completo juego de valores Y_n para todas las frecuencias consideradas, $n\omega$, constituyen la expresión del dominio de las frecuencias del sistema de respuesta.

En la etapa final del análisis, la respuesta en el dominio de la frecuencia es convertida de nuevo al dominio del tiempo, superponiendo los componentes de respuesta determinados para todas las frecuencias incluidas en las expresiones de carga de las series de Fourier. En esta operación de superposición, esto es necesario, para toda evaluación de la respuesta armónica en el mismo instante de tiempo, t_j , reconociendo la relación de fase relativa asociada con cada frecuencia. Cuando estas respuestas armónicas son sumadas, el resultado final es la expresión del dominio del tiempo de la historia de respuesta, $Y_j=Y(t_j)$.

La tarea anterior de análisis, es calculada fácilmente por una técnica de cálculo especial, conocida como la Transformada Rápida de Fourier (FFT).

d.1) *Análisis de Fourier.* Para establecer el análisis, Fourier partió de un sistema simple de un grado de libertad bajo la acción de una carga periódica, la cual es una función forzada que se repite automáticamente en intervalos de tiempo T , el mostró que una función periódica puede ser expresada como la suma de un número infinito de términos seno y coseno.

Por lo tanto, para una función periódica, tal como se muestra en la figura 2.7, la serie de Fourier puede ser escrita como:

$$F(t) = a_0 + a_1 \cos \omega t + a_2 \cos 2\omega t + a_3 \cos 3\omega t + \dots + a_n \cos n\omega t + \dots \\ + b_1 \sin \omega t + b_2 \sin 2\omega t + b_3 \sin 3\omega t + \dots + b_n \sin n\omega t + \dots \quad \text{ec. 2.12}$$

es decir

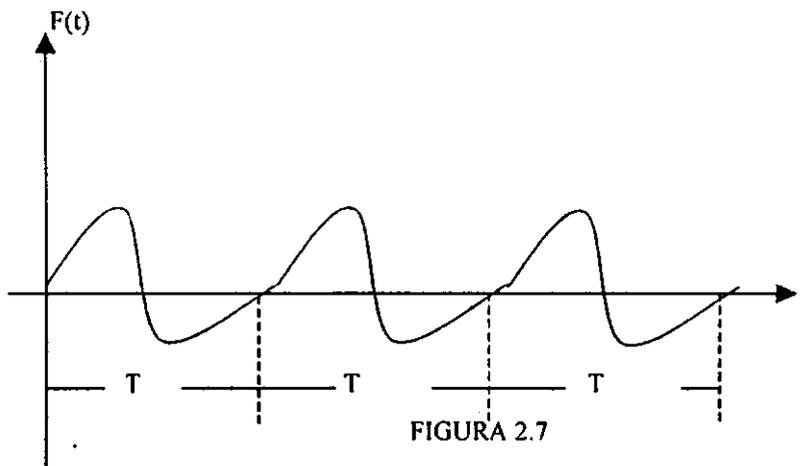
$$F(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \{a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t\} \quad \text{ec. 2.13}$$

donde $\omega = \frac{2\pi}{T}$ es la frecuencia y T el periodo de la función.

a_0 , a_n , y b_n para una función dada $F(t)$ pueden determinarse desde:

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} F(t) dt \\ a_n = \frac{2}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} F(t) \cos n\omega t dt \\ b_n = \frac{2}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} F(t) \sin n\omega t dt \quad \text{ec. 2.14}$$

donde t_1 es el límite de las integrales que puede ser cualquier valor de tiempo, pero usualmente se toma igual a $-T/2$ o cero. La constante a_0 representa el promedio de la función periódica $F(t)$.



d.2) *Análisis discreto de Fourier.* Cuando la función $F(t)$ es suministrada solamente en intervalos N de igual tiempo ($\Delta t=T/N$), $t_0, t_1, t_2, \dots, t_{N-1}$, donde $t_j=j\Delta t$, las integrales en las ecuaciones 2.14 pueden ser aproximadamente remplazadas por la sumatoria:

$$a_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) \cos n\omega_j \Delta t$$

$$b_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) \operatorname{sen} n\omega_j \Delta t, \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad \text{ec. 2.15}$$

donde $\omega=2\pi/T$.

Por lo tanto, la ecuación 2.13 puede ser escrita como

$$F(t) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \{a_n \cos n\omega t + b_n \operatorname{sen} n\omega t\} \quad \text{ec. 2.16}$$

Frecuentemente es utilizada una notación compleja, en donde la ecuación 2.15 es combinada introduciendo una forma simple por definición de

$$C_n = a_n - ib_n \quad \text{ec. 2.17}$$

y empleando la relación de Euler se establece que

$$e^{-in\omega_j} = \cos n\omega_j - i \operatorname{sen} n\omega_j \quad \text{ec. 2.18}$$

para obtenerse después sustituyendo la ecuación 2.15 en la 2.17

$$C_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) e^{-in\omega_j} \Delta t \quad \text{ec. 2.19}$$

Finalmente si se sustituye $t_j = j\Delta t$, $T = N\Delta t$, y $\omega = 2\pi/T$ en la ecuación 2.19, obtenemos

$$C_n = \frac{1}{N} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) e^{-2\pi i(nj/N)}, \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad \text{ec. 2.20}$$

La ecuación anterior es considerada como una fórmula aproximada para calcular los coeficientes complejos de Fourier. Los coeficientes discretos dados por dicha ecuación no proveen suficiente información para obtener una función continua $F(t)$; sin embargo, un aspecto más importante de esta ecuación, es que nos permite obtener todos los valores discretos de las series $\{F(t_j)\}$ exactamente.

El hecho anterior conduce a la definición formal de la Transformada discreta de Fourier de las series

$\{F(t_j)\}$, $j=0, 1, 2, \dots, N-1$, dada por

$$C_n = \frac{1}{N} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) e^{-2\pi i(nj/N)}, \quad n = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad \text{ec. 2.21}$$

y su Inversa de la Transformada discreta de Fourier por

$$F(t_j) = \sum_{n=0}^{N-1} C_n e^{2\pi i(nj/N)}, \quad j = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad \text{ec. 2.22}$$

Del análisis discreto de Fourier, teniendo representada una función discreta por una suma finita, podemos obtener, como una función discreta, la respuesta de un oscilador simple excitado por las componentes armónicas de la función cargada. Por lo tanto, considerando solamente la respuesta del estado estable, e introduciendo la unidad exponencial de la función forzada $E_n = e^{i\omega_n t}$ en la ecuación de movimiento para el caso amortiguado, se tiene que

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = e^{i\omega_n t} \quad \text{ec. 2.23}$$

en donde dicha ecuación tiene una solución de la forma

$$y(t) = H(\omega_n) e^{i\omega_n t} \quad \text{ec. 2.24}$$

Cuando la ecuación anterior se introduce en la ecuación 2.23, se obtiene el valor de $H(\omega_n)$, el cual es designado como la función de respuesta compleja, por lo tanto se tiene que

$$H(\omega_n) = \frac{1}{k - m\omega_n^2 + ic\omega_n} \quad \text{ec. 2.25}$$

si se establece como $r_n = \frac{\omega_n}{\omega}$ y $\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}}$ la ecuación anterior toma la forma

$$H(\omega_n) = \frac{1}{k(1 - r_n^2 + 2ir_n\xi)} \quad \text{ec. 2.26}$$

Por lo tanto, la respuesta $Y_n(t_j)$ para un tiempo $t_j = j\Delta t$ para una fuerza armónica de amplitud C_n indicada por la ecuación 2.22 es dada por

$$y(t_j) = \sum_{n=0}^{N-1} \frac{C_n e^{2\pi i(nj/N)}}{k(1 - r_n^2 + 2ir_n\xi)} \quad \text{ec. 2.27}$$

donde C_n es expresada en forma discreta por la ecuación 2.21.

2.2.4 ESPECTRO DE RESPUESTA TRIPARTITO.

Usando escalas logarítmicas, es posible construir un diagrama de la respuesta máxima en función de la aceleración, del desplazamiento relativo y de una tercera cantidad conocida como seudovelocidad. La seudovelocidad no es exactamente la velocidad real, pero tiene una relación muy cercana y provee una sustitución conveniente a la velocidad verdadera. Estas tres cantidades, aceleración máxima absoluta, desplazamiento máximo relativo y seudovelocidad máxima relativa, son a veces conocidas, respectivamente, como la aceleración espectral, el desplazamiento espectral y la velocidad espectral.

Es significativo que el desplazamiento espectral S_D , o sea el máximo desplazamiento relativo, sea proporcional a la aceleración espectral S_a , la máxima aceleración absoluta. Para demostrar lo anterior, es necesario considerar la ecuación de movimiento 2.1, en la cual después de usar la ecuación 2.7, obtenemos para el sistema amortiguado

$$m\ddot{y} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{ec. 2.28}$$

y para el sistema no amortiguado

$$m\ddot{y} + ku = 0 \quad \text{ec. 2.29}$$

De la ecuación anterior, se observa que la aceleración absoluta es, para todos los valores del tiempo, proporcional al desplazamiento relativo. En particular, para los valores máximos, la aceleración espectral es proporcional al desplazamiento espectral, es decir, de la ecuación 2.29.

$$S_a = -\omega^2 S_D \quad \text{ec. 2.30}$$

puesto que $\omega = \sqrt{k/m}$ es la frecuencia natural del sistema, $S_a = \ddot{y}_{max}$, y $S_D = u_{max}$.

Cuando consideramos el amortiguamiento del sistema, podemos establecer que el desplazamiento máximo relativo ocurrirá cuando la velocidad relativa sea cero ($\dot{u} = 0$). Por lo tanto, obtenemos nuevamente la ecuación 2.30 relacionando la aceleración espectral y el desplazamiento espectral. Esta relación, es la misma relación que existe en un movimiento armónico. La velocidad ficticia asociada con este aparente movimiento armónico, es la pseudovelocity y por conveniencia su valor máximo S_v , se define como la velocidad espectral, es decir

$$S_v = \omega S_D = \frac{S_a}{\omega} \quad \text{ec. 2.31}$$

La respuesta dinámica espectral para sistemas elásticos con un solo grado de libertad ha sido calculada para diferentes excitaciones externas aplicadas a la base. Un ejemplo típico de desplazamiento espectral para un sistema con un solo grado de libertad, sujeto a movimiento del apoyo, se muestra en la figura 2.8. El diagrama en esta figura es la respuesta a la excitación dada por la aceleración del movimiento sísmico registrado en el terremoto de El Centro, California, en 1940. En la figura 2.9, los mismos datos usados para obtener la respuesta espectral de la figura 2.10 son empleados para representar la respuesta espectral, para varios valores del coeficiente de amortiguamiento, con la diferencia de que la abscisa, así como la ordenada, están trazadas en escalas logarítmicas. En este tipo de diagramas, debido a las relaciones en las ecuaciones 2.30 y 2.31, es posible trazar escalas diagonales para el desplazamiento a 135° con respecto a la abscisa y para la aceleración a 45° , consecuentemente en un solo diagrama pueden leerse la aceleración espectral, la velocidad espectral y el desplazamiento espectral.

Para realizar la construcción de un diagrama tripartito, es necesario escribir la ecuación 2.31 en función de la frecuencia natural f en ciclos por segundo (cps) y tomar el logaritmo de los dos miembros de esta ecuación, de modo que

$$S_v = \omega S_D = 2\pi f S_D, \\ \log S_v = \log f + \log(2\pi S_D). \quad \text{ec. 2.32}$$

Para valores constantes de S_D , la ecuación 2.32 es la ecuación de una línea recta de $\log S_v$ y de $\log f$ con una pendiente de 45° . De forma análoga de la ecuación 2.31.

$$S_v = \frac{S_a}{\omega} = \frac{S_a}{2\pi f},$$

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO
RELATIVO A LA BASE EN in.

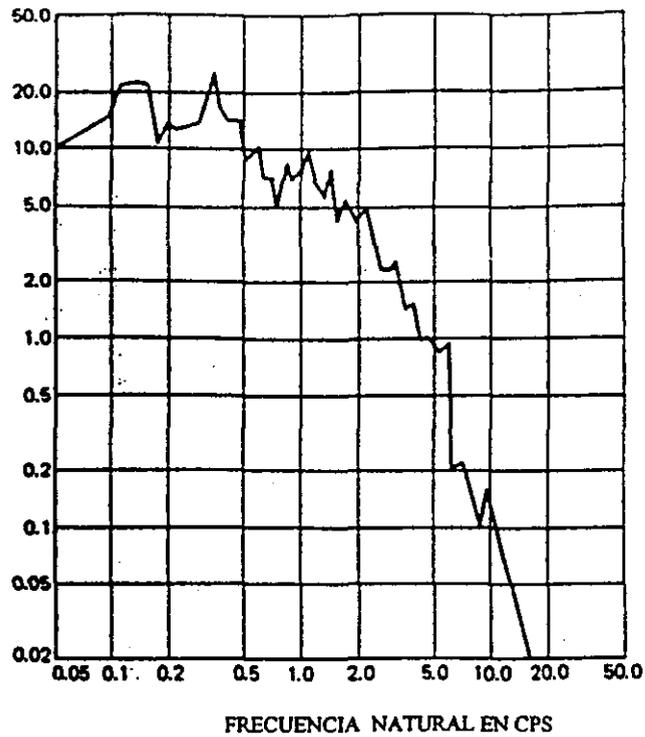


FIGURA 2.8 ESPECTRO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA UN SISTEMA ELÁSTICO, PARA EL SISMO DE "EL CENTRO" DE 1940.

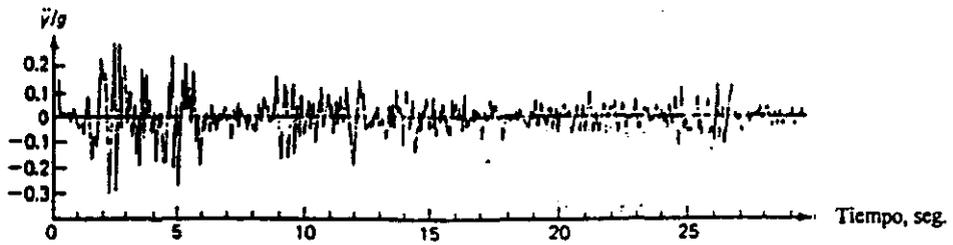


FIGURA 2.9 ACELERACIONES REGISTRADAS PARA EL SISMO DE "EL CENTRO". 18 DE MAYO DE 1940. COMPONENTE NORTE-SUR.

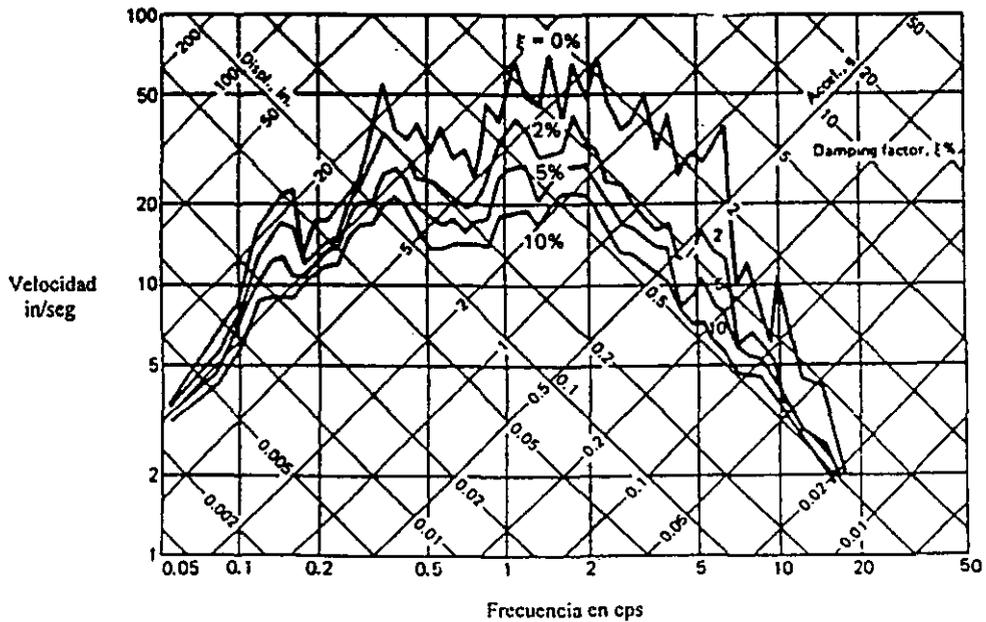


FIGURA 2.10 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA SISTEMAS ELÁSTICOS PARA EL SISMO DE "EL CENTRO", 1940.

$$\log S_v = -\log f + \log \frac{S_a}{2\pi} \quad \text{ec. 2.33}$$

Por lo tanto, para un valor constante de S_a , la ecuación 2.33 es la ecuación de una línea recta de $\log S_v$ contra $\log f$ con una pendiente de 135° .

2.2.5 ESPECTRO DE DISEÑO.

De lo anterior, podemos establecer el significado del espectro de diseño, el cual podemos decir que es una gráfica que en función del periodo proporciona la respuesta sísmica para la que debe diseñarse una estructura en un sitio dado.

Para obtener el espectro de diseño se obtienen primero los espectro de respuesta de los sismos que probablemente ocurrirán durante la vida de la estructura. La envolvente de esos espectros de respuesta proporcionará el espectro de diseño. Ver figura 2.11.

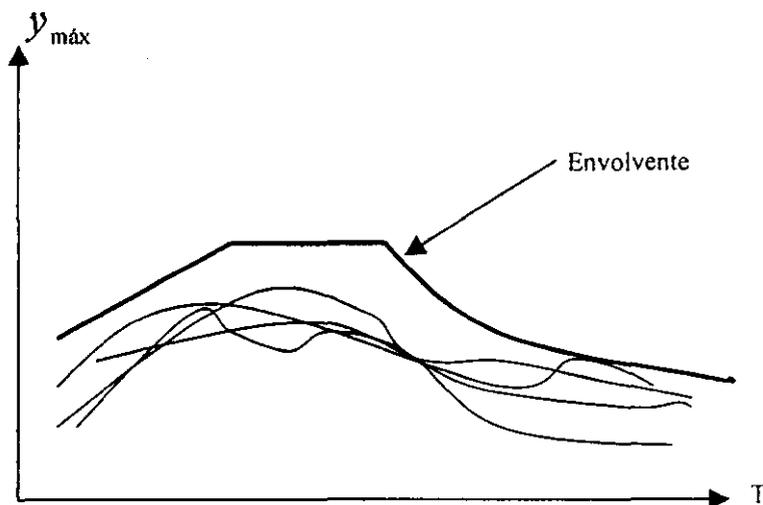


FIGURA 2.11

donde:

Las líneas delgadas indican los espectros de respuesta de cuatro sismos diferentes, ocurridos en el pasado en el sitio de interés y que pueden repetir en la vida de la estructura, y la línea gruesa representa la envolvente del espectro de diseño.

Por ejemplo, para la zona metropolitana de la Cd. de México, se consideran cuatro sismos típicos:

- Sismo de foco cercano, originado en las sierras del Ajusco y Chichinautzin (Enjambre de febrero de 1981).
- Sismo originado en la falla Zacamboxo (terremoto de Acambay, Méx. 12 de noviembre de 1912)
- Sismo originado bajo la placa de Norte América como consecuencia del desplazamiento de ésta hacia el occidente (terremoto de Huajuapán de León, Oax. 25 de octubre de 1980).
- Sismo originado en la falla de Acapulco, por subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norte América. (terremoto del 19 de septiembre de 1985).

2.2.6 INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DEL SUELO EN LA RESPUESTA Y DISEÑO DEL ESPECTRO.

Antes del sismo de San Fernando de 1971, los acelerogramas de sismos eran escasos en número, y de los existentes, la mayoría habían sido registrados sobre aluvión. Consecuentemente los espectro de diseño no tomaban en cuenta las condiciones del suelo como un parámetro. Estudios hechos por Hayashi et. al. (19) y Kuribayashi et. al. (20) sobre los efectos de las condiciones del suelo en sismos japoneses demuestran que las condiciones del suelo afectan substancialmente la forma del espectro. En adición, estudios por Mohraz et. al. (21) y Hall et al. se refieren a la influencia de las condiciones del suelo en las fomas espectrales.

El sismo de San Fernando provee una base de datos grandes y permite estudiar la influencia de las condiciones del suelo entre otros parámetros sobre movimientos de suelo sísmico y espectros de respuesta. En 1976, dos estudios independientes, uno por Seed, Ugay y Lysmer (22) y otro por Mohraz (23) consideraron la influencia de las condiciones del suelo en el espectro de respuesta. Seed usó un total de 104 componentes horizontales de registros sísmicos con picos de aceleraciones más grandes que 0.05g de 23 sismos. Los sismos fueron divididos en cuatro categorías: roca, suelos firmes con una profundidad menor de 150 ft, suelos sin cohesión con profundidades mayores a 250 ft, y arcilla suave a media y arena. De este estudio, se establece que los efectos de amplificación son menores en roca que en arcillas suaves a medias, así como para suelos profundos sin cohesión. Lo anterior indica que usando un espectro para los dos últimos grupos puede sobreestimarse las amplificaciones de diseño para roca.

El estudio de Mohraz (23) consideró un total de 162 componentes de registros sísmicos divididos en cuatro categorías de suelo: aluvión, roca, aluvión con un espesor menor de 30 ft sobre roca, y aluvión con un espesor de 30 a 200 ft sobre roca. Para excluir la influencia de la componente horizontal de registros con el menor pico de aceleración sobre la amplificación, Mohraz dividió los espectros de respuesta para cada categoría de suelo en tres grupos: componentes horizontales con el más grande de los dos picos de aceleraciones, componentes horizontales con el menor de los dos picos de aceleración, y componentes verticales. Este trabajo mostró que la condición del suelo influye en la forma del espectro en un grado

sustancial (al igual que en el estudio de Seed). Asimismo, se observó que las amplificaciones de aceleración para aluvión se extendía sobre una región grande de frecuencias que las amplificaciones para las otras tres categorías de suelo. Se notó que la máxima amplificación de aceleración para aluvión con un espesor menor de 30 ft (1 ft = 0.3048 m), sobre roca es aproximadamente 40% más grande que para aluvión y cerca de 33% más grande que aquella para roca.

De lo anterior, se observa la importancia de atender los efectos de amplificación de acuerdo a las condiciones del suelo, para poder establecer respuestas y espectros de diseño sísmicos confiables, tomando en cuenta las características propias del sitio de interés.

2.3 MÉTODO DE MONONOBE – OKABE

Este método para suelos granulares secos (24,25), básicamente aplica la teoría de Coulomb excepto que se añaden fuerzas de inercia: horizontal ($k_h W$) y vertical ($k_v W$), que son función del peso de la cuña deslizante W y de las aceleraciones horizontales $k_h g$ y vertical $k_v g$ del suelo en la base del muro.

Las hipótesis principales en las que se basaron Mononobe-Okabe fueron las siguientes:

- 1.- El muro puede ceder lo suficiente para producir un mínimo de presión activa.

- 2.- Cuando se genera la mínima presión activa, se forma una cuña de suelo atrás del muro, movilizándose el máximo esfuerzo cortante a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento. Y

- 3.- El suelo atrás del muro se comporta como un cuerpo rígido así que las aceleraciones son uniformes en toda la masa; de esta manera los efectos de los movimientos sísmicos pueden ser representados por fuerzas de inercia $k_h W$ y $k_v W$ donde W es el peso de la cuña y $k_h g$ y $k_v g$ son las componentes horizontal y vertical de las aceleraciones sísmicas para la base del muro.

Considerando el equilibrio de las fuerzas actuantes sobre la cuña de deslizamiento mostradas en la figura 2.12 , se obtiene la expresión para el empuje activo:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad \text{ec. 2.34}$$

donde

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

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

γ = peso volumétrico del suelo

H = altura del muro

ϕ = ángulo de fricción del suelo

δ_M = ángulo de fricción entre el muro y el suelo

i = pendiente del terreno superficial que soporta el muro

β = pendiente del muro respecto a la vertical

Estos son datos que dependen de la geometría del problema y las características del terreno atrás del muro.

k_h = coeficiente de aceleración horizontal del terreno

k_v = coeficiente de aceleración vertical del terreno

Datos que se obtienen de un análisis de riesgo sísmico, en forma aproximada se pueden estimar en base a la sismicidad de la zona.

De manera semejante, la expresión correspondiente al empuje pasivo es igual a:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{pe} \quad \text{ec. 2.35}$$

donde

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

Como se puede observar, la expresión para K_{ae} presenta cierta complejidad, por lo que es necesario analizar el significado de los parámetros involucrados y reducir la expresión a una forma gráfica para su total comprensión; esto fue realizado por Seed y Whitman (26). De dicho análisis, la aportación principal fue la relacionada al comportamiento del coeficiente de presión dinámico del suelo K_{ae} . Dicho comportamiento se puede observar en la figura 2.13, en donde para valores de $\phi = 35^\circ$, $i = \beta = 0$ y $\delta_M = 2/3\phi$ se calcula el coeficiente de presión dinámico del suelo para diferentes valores de k_h . En esta figura se puede observar que la influencia de la aceleración vertical k_v en el coeficiente de presión dinámico del suelo, depende del correspondiente valor de la aceleración horizontal k_h . Asimismo, puede observarse que para valores de k_h entre cero y 0.1, un valor de $k_v = 0.2$ puede causar incrementos o disminuciones en el valor de K_{ae} del orden del 15 al 20%. Sin embargo estos cambios llegan a ser menores que $\pm 10\%$ cuando los valores de k_h llegan a ser del orden de 0.2 y menores que $\pm 5\%$ cuando $k_h = 0.3$. De aquí se puede concluir que la componente de aceleración horizontal es considerablemente más grande que la componente de aceleración vertical para

sismos fuertes, pudiendo concluir que en tales casos la influencia de k_v puede ser despreciada para fines prácticos.

Seed y Whitman proponen para propósitos prácticos separar las presiones iniciales estáticas sobre el muro (K_a), de las presiones dinámicas debidas al movimiento de base (ΔK_{ae}); es decir, $K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae}$. Ellos observaron que graficando diferentes valores de la aceleración horizontal para diferentes valores de ΔK_{ae} , para un muro vertical con relleno horizontal y $\phi=35^\circ$, que el incremento de la presión dinámica debido al movimiento de base es para fines prácticos $\Delta K_{ae} = (3/4)k_h$. Lo anterior permite establecer un procedimiento simple para determinar el incremento dinámico de la fuerza lateral.

Por lo tanto, tomando en cuenta que el valor del empuje dado por Mononobe-Okabe puede ser escrito de la forma (ver referencia 26):

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}, \quad \text{ec. 2.36}$$

y tomando el valor de $K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae}$, tenemos

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) (K_a + \Delta K_{ae}) \quad \text{ec. 2.37}$$

Comparando el empuje obtenido con la expresión propuesta por Mononobe-Okabe (ec. 2.34), con la expresión simplificada (ec. 2.37), las diferencias que se obtienen no son muy sustanciales, desde el punto de vista práctico; esto se puede observar en la gráfica de la figura 2.14.

Tomando en cuenta solamente los efectos dinámicos ($K_a = 0$), y despreciando los efectos verticales ($k_v = 0$), y tomando en cuenta que $\Delta K_{ae} = (3/4)k_h$, tenemos que el empuje dado por Mononobe-Okabe queda de la forma siguiente:

$$E_{ae} = \frac{3}{8} \gamma H^2 k_h \quad \text{ec. 2.38}$$

y considerando que $\gamma k_h = \rho g k_h = \rho A g$, tenemos que el empuje dado por Mononobe-Okabe puede ser expresado como:

$$E_{ae} = \frac{3}{8} H^2 \rho A g \quad \text{ec. 2.39}$$

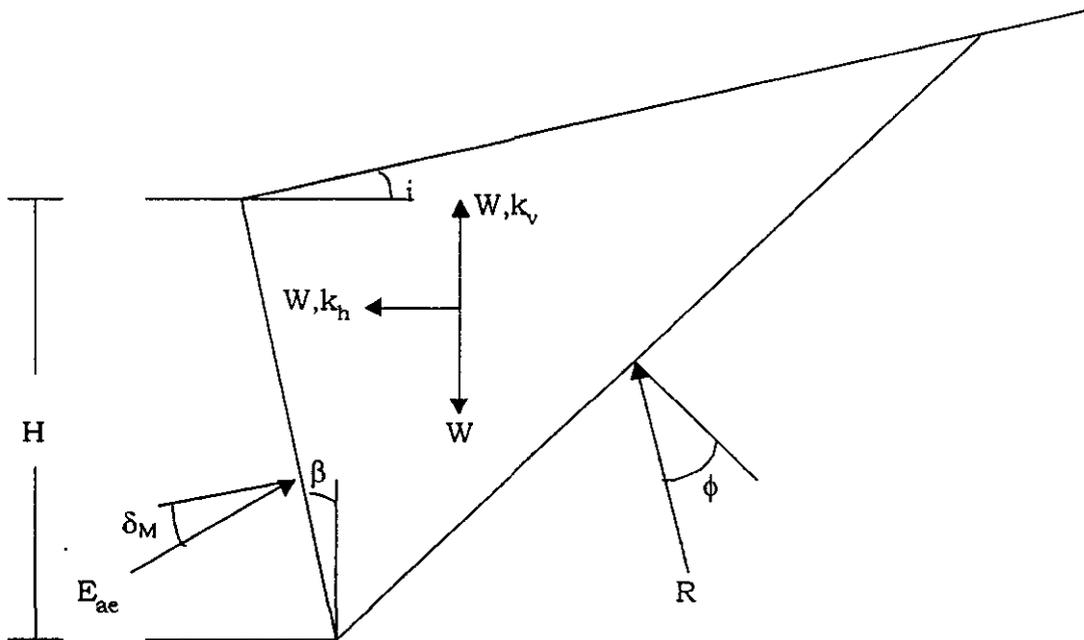


FIGURA 2.12

INFLUENCIA DE LA ACELERACION VERTICAL SOBRE EL COEFICIENTE DE PRESIÓN DINÁMICO DETERMINADO POR EL ANÁLISIS DE MONOBE-OKABE

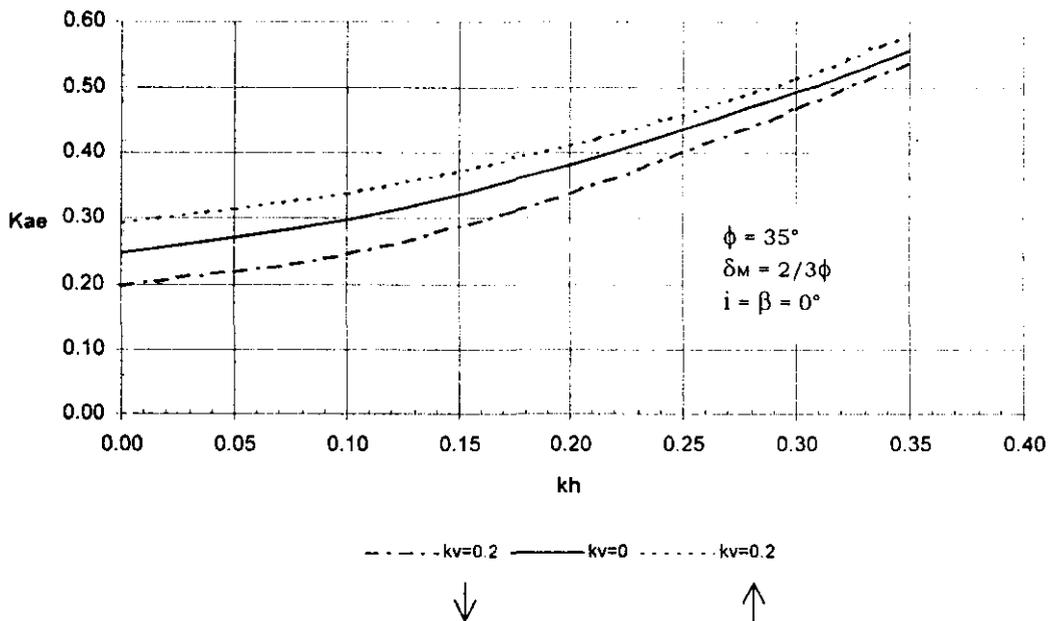


FIGURA 2.13 (TOMADA DE LA REFERENCIA 26)

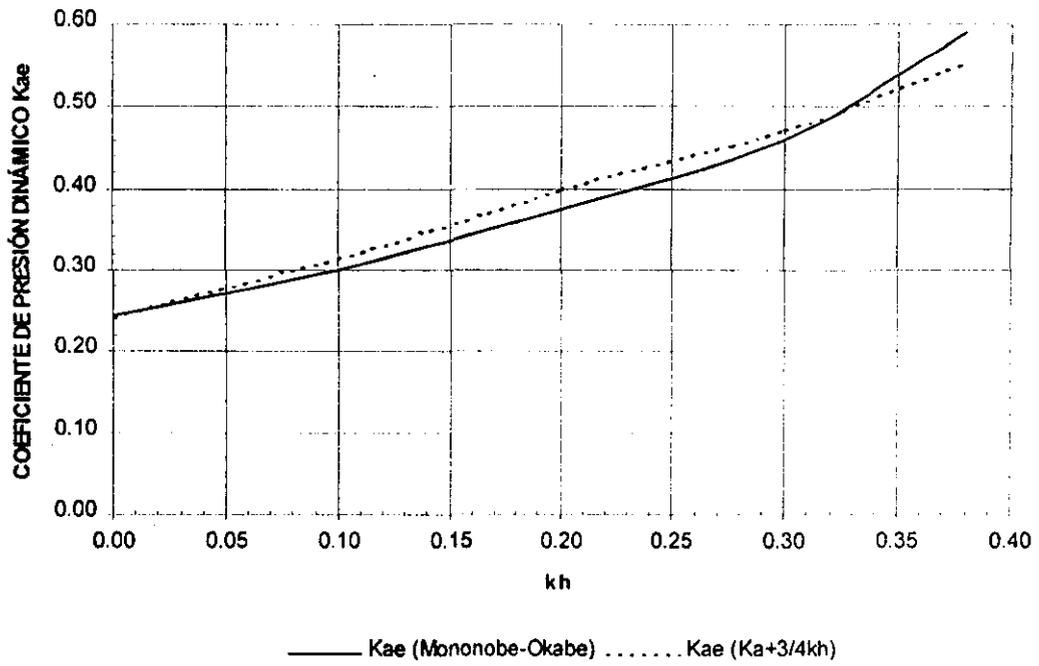


FIGURA 2.14 (TOMADA DE LA REFERENCIA 27)

CAPITULO 3

ANÁLISIS DINÁMICO DE MUROS

(MÉTODO ELÁSTICO)

La evaluación de las presiones dinámicas del suelo provocadas por una excitación sísmica en un muro de retención es fundamental para el análisis sísmico y diseño de estructuras de retención. Por años, la evaluación de estas presiones ha sido trabajo de estudio, desarrollándose distintos métodos (ver capítulo II), de los cuales podemos establecer que la respuesta dinámica no es comprendida en su totalidad. Debido a la falta de un método de análisis racional que permita obtener una adecuada respuesta, y sobre todo que pueda ser usado fácil y confiablemente.

Probablemente (de los métodos mencionados en el capítulo dos), uno de los modelos más exactos para evaluar las presiones dinámicas del suelo inducidas por el sacudimiento del suelo sobre muros que retienen un estrato elástico es el modelo de Scott (2). En este enfoque, la respuesta del medio en la ausencia del muro, llamada libre o de campo lejano, se evalúa mediante una viga de cortante en cantiliver; en donde la presión dinámica del muro, a una altura dada, se toma como proporcional a los movimientos relativos de la viga cortante y el muro a esa altura.

En estudios recientes de los efectos del sacudimiento del suelo sobre muros rígidos reteniendo un estrato semiinfinito y viscoelástico, se ha demostrado que dependiendo de las características del movimiento, el modelo de Scott puede llevar a inexactitudes de magnitud sustancial. Por lo tanto, se establece la importancia de realizar análisis dinámicos de muros de retención en forma más precisa, que permitan diseñar muros seguros y económicos.

3.1 SISTEMA CONSIDERADO.

A continuación se presenta un análisis de las presiones dinámicas de suelo en muros verticales rígidos, dicho análisis está basado en los trabajos desarrollados por Veletsos y Younan (28,29,30).

3.1.1 HIPÓTESIS Y ECUACIONES.

El sistema a examinar se muestra en la figura 3.1. Este sistema está formado por un estrato uniforme semiinfinito de material viscoelástico lineal que se encuentra libre en su superficie superior, ligado a una base rígida no deformable y que está retenido a lo largo de uno de sus límites verticales por un muro rígido. Se considera que la altura del muro y del estrato son las mismas y son denotados por H . Por otro lado, las bases

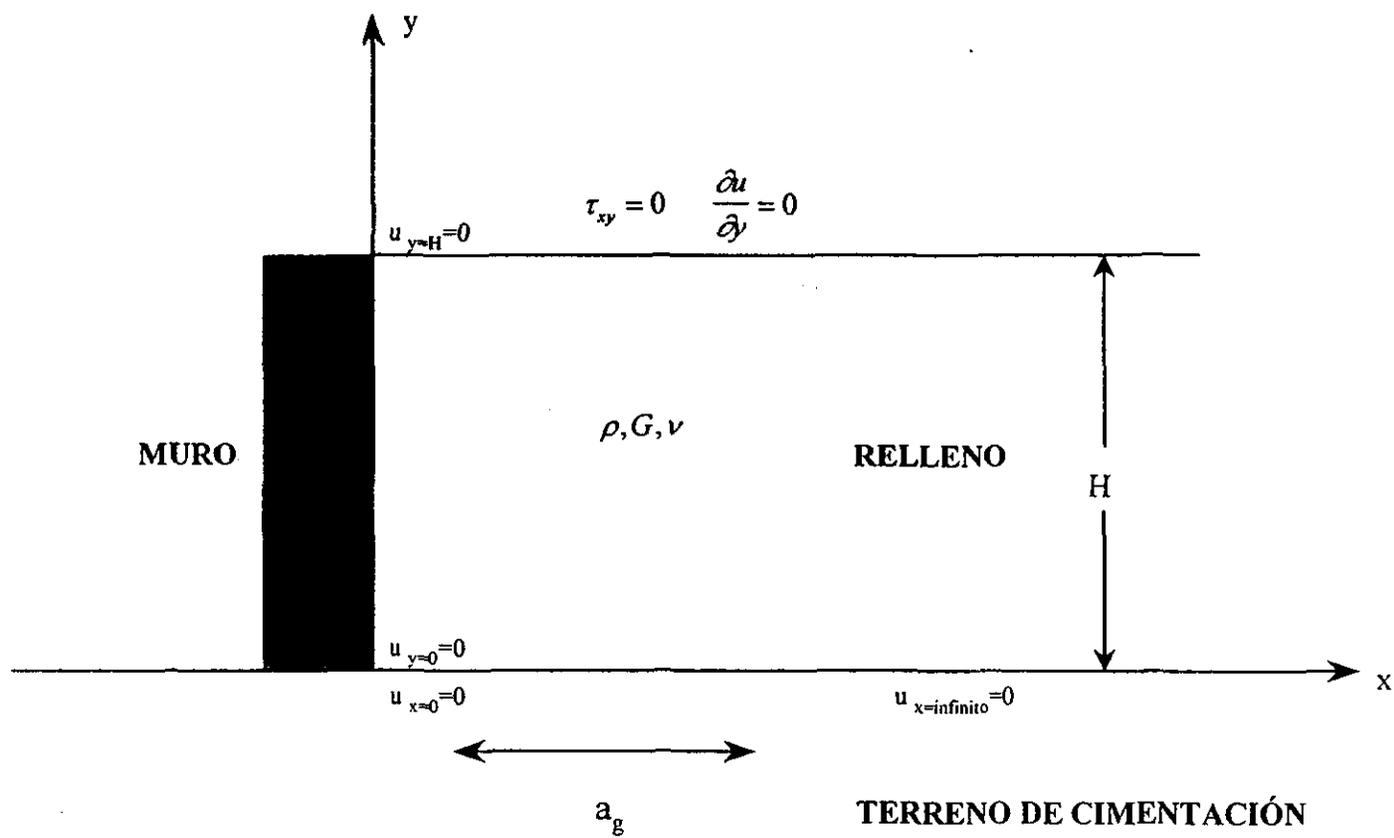


FIGURA 3.1 SISTEMA CONSIDERADO, CONDICIONES DE FRONTERA.

tanto del estrato y del muro se presumen que experimentan un movimiento horizontal $a_g(t)$. Así mismo, el amortiguamiento del material para el medio se considera del tipo hysterético.

Las propiedades del estrato se consideran que están definidas por su densidad de masa ρ , el modulo de rigidez al cortante G , la relación de Poisson ν y el factor de amortiguamiento del material de relleno δ .

Finalmente se considera que sobre el estrato actúan fuerza de cuerpo laterales uniformes de intensidad $-\rho a_g(t)$.

Por lo tanto, referidos al sistema x-y mostrado en la figura 3.1, podemos establecer que las ecuaciones de movimiento del medio están dadas por las siguientes expresiones:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho a_g(t) \quad \text{ec. 3.1}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad \text{ec.3.2}$$

en donde σ_x y σ_y son los esfuerzos normales para un punto y tiempo arbitrario, a lo largo de las coordenadas X y Y respectivamente, u y v son los desplazamientos relativos correspondientes a los movimientos de frontera y τ_{xy} es el esfuerzo cortante en el plano x-y.

Del sistema considerado se establece un estado de deformación plana, por lo que $\epsilon_z = 0$, por lo que de acuerdo a la teoría de la deformación infinitesimal, el cambio volumétrico por unidad de volumen, llamada deformación volumétrica definida como $\epsilon_{vol} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$, quede como $\epsilon_{vol} = \epsilon_x + \epsilon_y$.

Para realizar el análisis del sistema, consideraremos como hipótesis de trabajo, que los esfuerzos normales en el sentido "y" son nulos ($\sigma_y = 0$) Asimismo, se considera que las condiciones de frontera para el sistema analizado son:

$$\begin{aligned} u_{y=0} &= 0 & \dots a \\ u_{y=1} &= 0 & \dots b \\ u_{x \rightarrow \infty} &= 0 & \dots c \\ u_{x=0} &= 0 & \dots d \\ \tau_{xy=y=1} &= 0 & \dots e \end{aligned}$$

Tomando como base la hipótesis planteada, podemos escribir el esfuerzo normal en "y" como:

$$\sigma_y = \lambda \varepsilon_{vol} + 2G \varepsilon_y = 0 \quad \text{ec. 3.3}$$

de donde obtenemos que $\varepsilon_y = -\frac{\lambda \varepsilon_x}{\lambda + 2G}$, y recordando que el esfuerzo normal en "x" lo podemos escribir como:

$$\sigma_x = \lambda \varepsilon_{vol} + 2G \varepsilon_x \quad \text{ec. 3.4}$$

donde G es el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante definido por $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, y λ es la constante de Lamé expresada por la ec. 3.8.

Sustituyendo en la ecuación 3.4 el valor obtenido de ε_y y sabiendo que $\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$, obtenemos:

$$\sigma_x = \frac{4G(\lambda + G)}{\lambda + 2G} \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{ec. 3.5}$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante en el plano x-y esta dado por:

$$\tau_{xy} = G \frac{\partial u}{\partial y} \quad \text{ec. 3.6}$$

Por lo tanto, tomando la ec. 3.1 y sustituyendo en ella las ecuaciones 3.5 y 3.6 obtenemos:

$$\frac{4G(\lambda + G)}{\lambda + 2G} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho a_x(t) \quad \text{ec. 3.7}$$

De la teoría de la elasticidad sabemos que λ esta dada por:

$$\lambda = \frac{2\nu G}{(1 - 2\nu)} \quad \text{ec. 3.8}$$

por lo que el término $\frac{4G(\lambda + G)}{\lambda + 2G}$, en la ec. 3.7 se puede escribir como:

$$\frac{4G(\lambda + G)}{\lambda + 2G} = \frac{2}{1 - \nu} G \quad \text{ec. 3.9}$$

Por lo tanto, la ec. 3.7 se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{2G}{1-\nu} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho a_g(t) \quad \text{ec. 3.10}$$

Considerando un valor límite de $\nu = 0.5$ tenemos que el término $\frac{2}{1-\nu} G$ tiende a un valor finito, resultado que es creíble, por lo que la ecuación 3.10 será la ecuación que nos establezca el equilibrio de fuerzas en la dirección x .

Si consideramos un módulo complejo de rigidez al cortante $G^* = G(1+i\delta)$ y llamando $Ye = \sqrt{\frac{2}{1-\nu}}$, la ecuación 3.10 se puede escribir de la siguiente forma:

$$G^* \left[Ye^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho a_g(t) \quad \text{ec. 3.11}$$

Por lo tanto, se tiene una ecuación diferencial de segundo orden en donde el desplazamiento u depende de $u(x,y,t)$. Para poder resolver dicha ecuación es conveniente eliminar en primera instancia la variable tiempo (t), pasando del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias, considerando que

$$\begin{aligned} u(x, y, t) &= U(x, y) e^{i\omega t} \\ a_g(t) &= A_g e^{i\omega t} \end{aligned}$$

donde U y A_g son dos funciones de valor complejo dada por los coeficientes de Fourier.

Por lo tanto, la ecuación 3.11 queda de la siguiente manera:

$$G^* \left[Ye^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \right] = -\rho \omega^2 U + \rho A_g \quad \text{ec. 3.12}$$

3.1.2 SOLUCIÓN HOMOGÉNEA.

En el caso de la solución homogénea, se tiene que $A_g = 0$, por lo que la ecuación 3.12 queda de la siguiente manera:

$$G^* \left[Y e^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \right] = -\rho \omega^2 U \quad \text{ec. 3.13}$$

Para resolver la ecuación 3.13 es necesario aplicar el método de separación de variables, por lo tanto, considerando una solución de la forma:

$$U(x,y) = X(x)Y(y) \neq 0 \quad \text{ec. 3.14}$$

Por lo tanto, la ecuación 3.13 la podemos escribir como:

$$Y e^2 U_{xx} + U_{yy} = -\frac{\rho \omega^2 U}{G^*} \quad \text{ec. 3.15}$$

Sustituyendo la ec. 3.14 en la ec. 3.15 obtenemos

$$Y e^2 x'' y + x y'' + \frac{\rho \omega^2}{G^*} x y = 0 \quad \text{ec. 3.16}$$

De la ecuación anterior obtenemos

$$\Gamma^2 = \frac{1}{x} \left(Y e^2 x'' + \frac{\rho \omega^2 x}{G^*} \right) = -\frac{y''}{y} \quad \text{ec. 3.17}$$

donde Γ^2 es una constante de separación. De esta manera de la ecuación 3.17 obtenemos:

$$\Gamma^2 y + y'' = 0 \quad \text{ec. 3.18}$$

$$\Gamma^2 x - Y e^2 x'' - \frac{\rho \omega^2 x}{G^*} = 0 \quad \text{ec. 3.19}$$

Para la ec. 3.18 se supone una solución del tipo $Y(y) = A \cos \Gamma y + B \sin \Gamma y$, la cual cumple con dicha ecuación (realizando las sustituciones adecuadas se puede verificar que la solución cumple con la ecuación 3.18).

Tomando la primera condición de frontera establecida (condición a), tenemos que la ecuación de la solución supuesta queda como $0 = A \cos \Gamma(0) + B \sin \Gamma(0)$, de donde obtenemos que $A=0$, por lo que $Y(y) = B \sin \Gamma y$, pero cuando $y=H$ se tiene por la segunda condición de frontera (condición b) que el desplazamiento $u = 0$, siendo además que $\frac{\partial u}{\partial y} = 0$, por lo que tenemos que $B \cos \Gamma H = 0$; de aquí se observa que Γ no puede tomar cualquier valor. De los eigenvalores tenemos que $\Gamma_n H = \frac{(2n-1)}{2} \pi$, de donde $\Gamma_n = \frac{(2n-1)}{2H} \pi$, por lo que obtenemos finalmente que:

$$Y_n(y) = B_n \sin \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec. 3.20}$$

Retomando la ecuación 3.19, esta la podemos escribir como $-Y e^2 x'' + x \left(\Gamma^2 - \frac{\rho \omega^2}{G^*} \right) = 0$, por lo que suponemos una solución del tipo $X = A e^{-\alpha x} + B e^{\alpha x}$, para la cual considerando la tercera condición de frontera (condición c) se tiene que $X = A e^{-\alpha 0} + B e^{\alpha 0} = 0$, de donde se observa que $B = 0$, por lo que obtenemos que $X = A e^{-\alpha x}$, sustituyendo adecuadamente la ecuación anterior en la ecuación 3.19 obtenemos que:

$$\alpha_n = \frac{1}{Ye} \sqrt{\Gamma_n^2 - \frac{\rho \omega^2}{G^*}} \quad \text{ec. 3.21}$$

Por lo tanto, para que se cumpla la igualdad debemos tener que:

$$X_n = A_n e^{-\alpha_n x} \quad \text{ec. 3.22}$$

Por lo tanto tenemos dos soluciones dadas por las ecuaciones 3.20 y 3.22, pero debido a que consideramos una solución del tipo $U(x,y) = X(x)Y(y)$ tenemos que la solución de la ecuación 3.13 (caso homogéneo) es:

$$U_n(x,y) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n e^{-\alpha_n x} \sin \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec. 3.23}$$

donde la constante $a_n = A_n B_n$.

3.1.3 SOLUCIÓN NO HOMOGÉNEA.

Para el caso de la vibración forzada (caso no homogéneo) tenemos que el término $\rho Ag \neq 0$, por lo que la ecuación 3.12 la podemos escribir como:

$$Ye^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\rho \omega^2 U}{G^*} = \frac{\rho Ag}{G^*} \quad \text{ec. 3.24}$$

En este caso suponemos una solución similar al caso homogéneo, solo que con una constante C_n adicional, es decir:

$$U_n(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} (a_n e^{-\alpha_n x} + c_n) \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec. 3.25}$$

la ecuación anterior la podemos escribir de la siguiente forma:

$$U_n(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n e^{-\alpha_n x} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] + c_n \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \right) \quad \text{ec. 3.26}$$

Si sustituimos la ecuación 3.26 en la ecuación 3.24, considerando que el primer término dentro del paréntesis del lado derecho de la igualdad de la ecuación 3.26 pertenece a la solución homogénea, y que al sustituir esta parte se tiene un valor igual a cero, se tiene por lo tanto que el segundo término dentro de este paréntesis será quién nos de la siguiente expresión:

$$\frac{\rho A_k}{G^*} = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \left[\frac{\rho \omega^2}{G^*} - \frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4H^2} \right] \quad \text{ec. 3.27}$$

Si llamamos $Z = \left[\frac{\rho \omega^2}{G^*} - \frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4H^2} \right]$ podemos escribir la ec. 3.27 como:

$$\frac{\rho A_k}{G^*} = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] Z \quad \text{ec. 3.28}$$

Si multiplicamos ambos términos de la ec. 3.28 por $\text{sen} \left[\frac{(2m-1)\pi}{2H} y \right]$, tendremos la condición de ortogonalidad, por lo que obtenemos:

$$\text{sen} \left[\frac{(2m-1)\pi}{2H} y \right] \frac{\rho A_k}{G^*} = \text{sen} \left[\frac{(2m-1)\pi}{2H} y \right] \sum_{n=1}^{\infty} c_n \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] Z \quad \text{ec. 3.29}$$

Integrando la ec. 3.29 de 0 a H tenemos para el término del lado derecho de la igualdad que:

$$Zc_n \int_0^H \text{sen} \left[\frac{(2m-1)\pi}{2H} y \right] \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] dy = 0 \text{ para } m \neq n, \text{ y que}$$

$$Zc_n \int_0^H \text{sen} \left[\frac{(2m-1)\pi}{2H} y \right] \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] dy = I_{mn} \text{ para } m=n, \text{ por lo tanto integrando esta ultima}$$

expresión obtenemos que $I_{nn} = H/2$, por lo que el término del lado derecho de la igualdad queda finalmente como:

$$c_n \frac{H}{2} Z \tag{ec.3.30a}$$

Ahora, integrando el término izquierdo de la ec. 3.29 de 0 a H tenemos

$$\int_0^H \text{sen} \left[\frac{(2m-1)\pi}{2H} y \right] \frac{\rho A_k}{G^*} dy = -2H \left(\frac{\text{sen } \pi m - 1}{(2n-1)\pi} \right) \frac{\rho A_k}{G^*}, \text{ pero si } m=0 \text{ obtenemos finalmente}$$

$$\frac{2H}{(2n-1)\pi} \frac{\rho A_k}{G^*} \tag{ec.3.30b}$$

Por lo tanto, igualando las ecuaciones 3.30a y 3.30b obtenemos

$$c_n \frac{H}{2} \left[\frac{\rho \omega^2}{G^*} - \frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4H^2} \right] = \frac{2H}{(2n-1)\pi} \frac{\rho A_k}{G^*}, \text{ de donde podemos despejar el valor de } c_n, \text{ el cual queda}$$

de la siguiente manera:

$$c_n = \frac{16\rho H^2 A_k}{4H^2 \rho \omega^2 \pi (2n-1) - G^* (2n-1)^3 \pi^3} \tag{ec.3.31}$$

Retomando la solución supuesta (ec. 3.25), observamos que falta determinar el valor de a_n , por lo que para determinar dicho valor aplicamos las condición de frontera (d), por lo que la ec. 3.25 quedaría como

$$(a_n e^{-a_n(0)} + c_n) \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] = 0, \text{ de donde se obtiene que:}$$

$$a_n = -c_n \tag{ec.3.32}$$

Una vez determinados los valores de a_n y c_n , estos se sustituyen en la ec. 3.25, y realizando el manejo algebraico correspondiente obtenemos:

$$U(x, y) = 16\rho H^2 A_k \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1 - e^{-a_n x}}{4H^2 \rho \omega^2 \pi (2n-1) - G^* (2n-1)^3 \pi^3} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \tag{ec.3.33}$$

La ecuación anterior se puede escribir como:

$$U(x, y) = -\frac{16\rho H^2 A_g}{G\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \left[(1+i\delta) - \frac{4H^2 \rho \omega^2}{(2n-1)^2 G\pi^2} \right] \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec.3.34}$$

Si llamamos $\omega_1 = \frac{\pi V_s}{2H}$, $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ y $\phi_n = \frac{\omega}{(2n-1)\omega_1}$, y realizando el manejo algebraico

correspondiente, la ec. 3.34 se puede escribir como:

$$U(x, y) = -\frac{16\rho H^2 A_g}{G\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1 - e^{-\alpha_n x}}{[1 + i\delta - \phi_n^2]} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec. 3.35}$$

ecuación que nos representa la solución para el caso no homogéneo.

3.2 PRESIONES Y FUERZAS DINÁMICAS DE MURO.

Una vez determinada la solución analítica para el caso no homogéneo, podemos determinar el esfuerzo horizontal, la cortante de base y el momento que actúan sobre el muro.

a) **Esfuerzo horizontal** (σ_x). Previamente se obtuvo que el esfuerzo normal horizontal esta

expresado por $\sigma_x = \frac{4G^* (\lambda + G^*)}{\lambda + 2G^*} \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{2}{1-\nu} G^* \frac{\partial u}{\partial x} = Y_0 G^* \frac{\partial u}{\partial x}$, donde $Y_0 = \frac{2}{1-\nu}$, por lo tanto, derivando la ec. 3.35 con respecto a "x" obtenemos que:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{16\rho H^2 A_g}{G\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{\alpha_n e^{-\alpha_n x}}{[1 + i\delta - \phi_n^2]} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right]$$

dicha expresión al sustituirla en la expresión para el esfuerzo normal horizontal obtenemos la expresión siguiente:

$$\sigma(x, y) = -\frac{16\rho H^2 A_g Y_0 (1 + i\delta)}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{\alpha_n e^{-\alpha_n x}}{[1 + i\delta - \phi_n^2]} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec.3.36}$$

Recordando que $\alpha_n = \frac{1}{Ye} \sqrt{\Gamma_n^2 - \frac{\rho\omega^2}{G^*}}$ y que $\Gamma_n = \frac{(2n-1)\pi}{2H}$, podemos sustituir Γ_n en α_n y

obtenemos que $\alpha_n = \frac{(2n-1)\pi}{2HYe} \sqrt{1 - \frac{\phi_n^2}{1+i\delta}}$; en esta última expresión, la cantidad dentro de la raíz, es un número complejo el cual podemos expresar como

$$\sqrt{1 - \frac{\phi_n^2}{1+i\delta}} = a_n + ib_n \quad \text{ec. 3.37a}$$

$$\text{por lo que tenemos que } \alpha_n = \frac{(2n-1)\pi}{2HYe} (a_n + ib_n) \quad \text{ec. 3.37b}$$

En esta última expresión se observa que el valor de α_n es un número complejo, por lo que podemos expresar que

$$\alpha_n = \frac{(2n-1)\pi}{2HYe} (a_n + ib_n) = (c_n + id_n) \quad \text{ec. 3.37c}$$

por lo tanto, sustituyendo las ecuaciones 3.37b y 3.37c en la ecuación 3.36 obtenemos:

$$\sigma(x, y) = -\frac{8\rho H A_g Y_\sigma (1+i\delta)}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \frac{(a_n + ib_n) e^{-(c_n + id_n)x}}{[1+i\delta - \phi_n^2]} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec. 3.38}$$

Cuando $x = 0$ se presenta el esfuerzo sobre la pared del muro, por lo que tenemos:

$$\sigma_x(y) = -\frac{8\rho H A_g Y_\sigma \sqrt{1+i\delta}}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \frac{1}{\sqrt{1+i\delta - \phi_n^2}} \text{sen} \left[\frac{(2n-1)\pi}{2H} y \right] \quad \text{ec. 3.39}$$

la ecuación anterior nos permite determinar el esfuerzo horizontal sobre la pared del muro a cualquier altura del muro.

b) Cortante de base (Qb) y momento sobre el muro (Mb). La cortante de base sobre el muro esta dada por la integración de $\sigma_x(y)$, de 0 a H por lo que tenemos:

$$Qb = \int_0^H \sigma_x(y) dy$$

$$Qb = -\frac{16\rho H^2 A_g Y_\sigma \sqrt{1+i\delta}}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1}{\sqrt{1+i\delta - \phi_n^2}} \quad \text{ec. 3.40}$$

El momento sobre el muro esta dado por la integración de la ecuación de la cortante de base de 0 a H, por lo tanto tenemos:

$$Mb = \int_0^H \sigma_x(y) y dy$$

$$Mb = - \frac{32 \rho H^3 A_R Y_\sigma \sqrt{1+i\delta}}{\pi^4} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^4} \frac{(-1)^{n-1}}{\sqrt{1+i\delta - \phi_n^2}} \quad \text{ec. 3.41}$$

En las ecuaciones 3.40 y 3.41 el término Y_σ esta dado por

$$Y_\sigma = \frac{2}{\sqrt{2(1-\nu)}} \quad \text{ec. 3.41a}$$

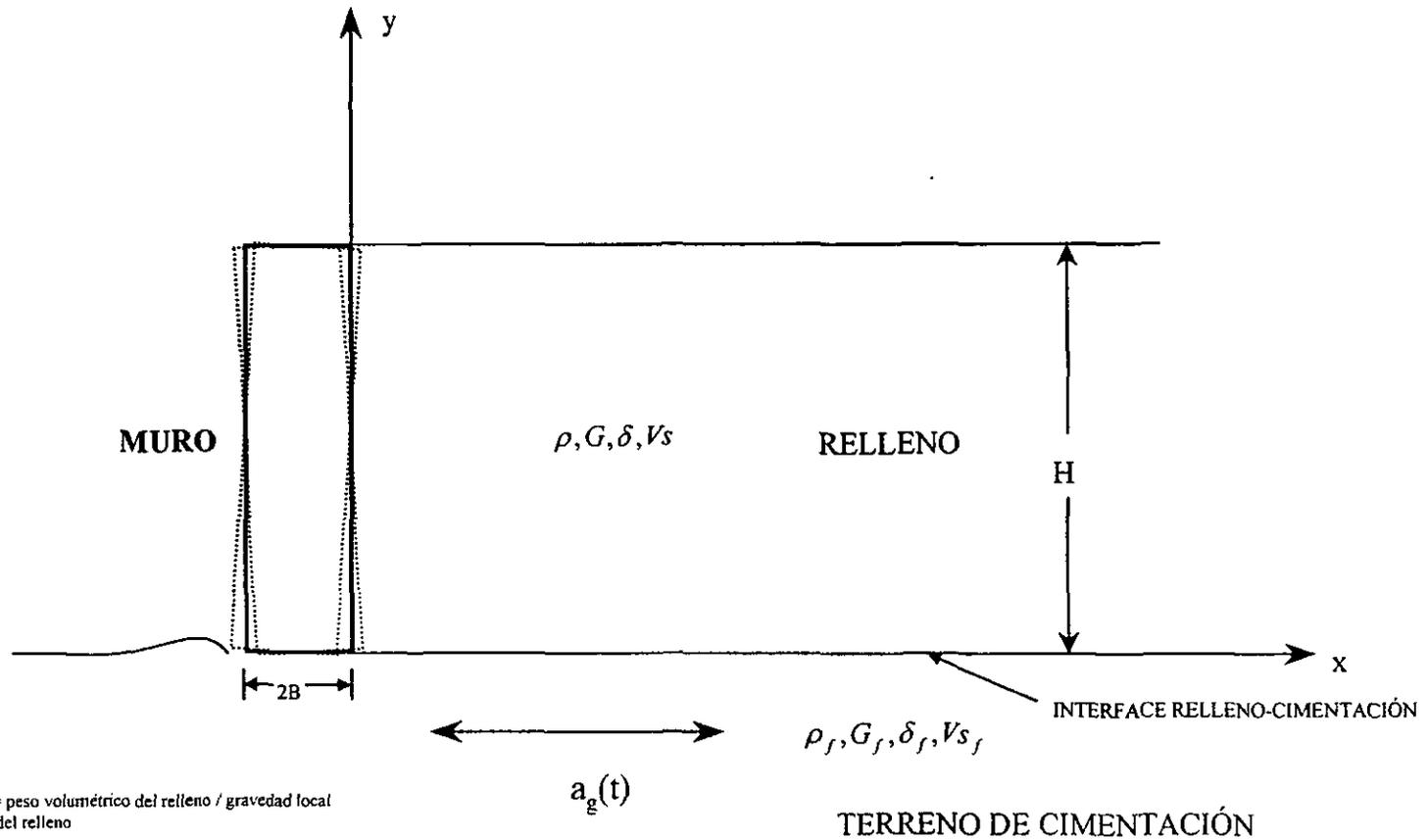
3.3 ANALISIS DINÁMICO DE MUROS DE RETENCIÓN CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

Veletsos y Younan (28, 29, 30), en sus trabajos sobre muros rígidos o flexibles, limitados elásticamente contra la rotación en su base, muestran que la magnitud y distribución de las presiones dinámicas dependen de la flexibilidad del muro y de su restricción al giro en la base. De estos trabajos se concluye que tomar flexibilidades realistas, tanto del muro como de la restricción de este al giro, provoca presiones del suelo menores comparadas con aquellas obtenidas en muros rígidos con base fija.

Siguiendo los análisis de Veletsos y Younan, se establece que la rigidez rotacional del muro debe considerarse como un dato de entrada. En la práctica, el valor de la rigidez es, sin embargo, difícilmente determinable. En realidad, para el comportamiento de un muro rígido, la rotación del muro es debida a la flexibilidad del terreno de cimentación. Siguiendo este enfoque X. Li, (31) considero la flexibilidad de la cimentación en el análisis dinámico de muros rígidos, obteniendo expresiones para dicho análisis. Partiendo del trabajo presentado por X. Li, (31) a continuación presentamos las expresiones para realizar el análisis dinámico de muros rígidos considerando la flexibilidad del terreno de cimentación.

3.3.1 HIPÓTESIS Y ECUACIONES.

El sistema analizado se muestra en la figura 3.2, en el cual el estrato horizontal del suelo de relleno se considera como un material viscoelástico, donde el movimiento del suelo es provocado solamente por una excitación sísmica horizontal en el estrato inferior, se considera que el esfuerzo normal vertical no cambia durante la vibración. La deformación cortante en el estrato de suelo es exclusivamente inducida por el



ρ = Densidad de masa del relleno = peso volumétrico del relleno / gravedad local
 G = Módulo de rigidez al cortante del relleno
 δ = Amortiguamiento del relleno
 V_s = Velocidad de onda cortante en el relleno

ρ_f = Densidad de masa del terreno de cimentación = peso volumétrico del terreno de cimentación / gravedad local
 G_f = Módulo de rigidez al cortante del terreno de cimentación
 δ_f = Amortiguamiento del terreno de cimentación
 V_{s_f} = Velocidad de onda cortante en el terreno de cimentación

FIGURA 3.2 SISTEMA CONSIDERADO PARA LA FLEXIBILIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

movimiento horizontal del suelo. Bajo estas consideraciones, la ecuación que nos representa el movimiento en la dirección X, al igual que en el caso anterior es dada por la ecuación 3.11:

$$G^* \left[Y e^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho a_g(t) \quad \text{ec. 3.42}$$

donde $u(x,z,t)$ es el movimiento horizontal relativo con respecto al movimiento de la base; Ye es una constante adimensional que depende de la relación de Poisson del relleno definida como $Ye = \sqrt{2/(1-\nu)}$. G^* es el módulo de rigidez al cortante complejo dado por $G^*=G(1+i\delta)$, donde G es el módulo de rigidez al cortante, δ es el coeficiente de amortiguamiento del relleno, ρ es la densidad de masa del relleno. $a_g(t)$ es la aceleración de la base y es expresada como $a_g(t)=A g e^{i\omega t}$ en donde $A g$ es la amplitud del movimiento armónico, ω es la frecuencia circular y $i = \sqrt{-1}$.

Para resolver la ecuación 3.42, se deben asignar las condiciones de frontera del sistema. Por lo tanto, para el sistema mostrado en la figura 3.2, se considera que el muro es rígido y que rota alrededor de su base, donde el desplazamiento a lo largo de la cara del muro ($x=0$) está dado por $u(t) = y\theta e^{i\omega t}$, donde 'y' es la coordenada medida desde la base y θ es la amplitud de la rotación armónica. En el extremo superior del relleno se considera (al igual que en el caso anterior), que $\frac{\partial u}{\partial y} = 0$ para $y=H$, en donde H es la altura total del muro. En el extremo infinito del estrato del suelo, se considera una absorción de energía y una reflexión nula de ondas.

El piso del relleno se considera que se encuentra en contacto con el terreno de cimentación, así que las condiciones de frontera a lo largo de la interface relleno-cimentación deben satisfacer la condición de absorción de energía. Esto mediante la hipótesis de que solo existe propagación de ondas en una dimensión, (32).

Por lo tanto, una vez mencionados los puntos anteriores, se tiene que para el caso del terreno de cimentación que:

$$G_f^* \left[Y e^2 \frac{\partial^2 u_f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_f}{\partial y^2} \right] - \rho_f \frac{\partial^2 u_f}{\partial t^2} = 0 \quad \text{ec. 3.43}$$

donde el subíndice f en los términos que aparece, indica las propiedades del terreno de cimentación.

En la ecuación anterior se observa que el desplazamiento depende de $u_f(x,y,t)$, por lo que es necesario pasar del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias, por lo que considerando que $u_f = U_f e^{i\omega t}$, donde U_f es una función de valor complejo dada por los coeficientes de Fourier, pasamos del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias. Por lo que la ec. 3.43 la podemos escribir como:

$$G_f * \left[Y e^2 \frac{\partial^2 U_f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U_f}{\partial y^2} \right] + \rho_f \omega^2 U_f = 0 \quad \text{ec. 3.44}$$

Debido a que se esta considerando como hipótesis de trabajo una propagación de ondas cortantes en una dirección, tenemos que $\frac{\partial u_f}{\partial x} = 0$, por lo tanto la ecuación anterior queda de la siguiente forma:

$$G_f * \left[\frac{\partial^2 U_f}{\partial y^2} \right] + \rho_f \omega^2 U_f = 0 \quad \text{ec. 3.45}$$

Considerando una solución del tipo $U_f = A e^{\alpha y}$, y realizando las sustituciones adecuadas en la ecuación 3.45 obtenemos que $G_f * \alpha^2 + \rho_f \omega^2 = 0$. Si consideramos que $G_f = G(1+i\delta_f)$ y que $V_{s_f} = \sqrt{G_f / \rho_f}$, obtenemos que:

$$\alpha = \frac{i\omega}{V_{s_f} \sqrt{1+i\delta_f}} \quad \text{ec. 3.46}$$

donde δ_f representa el amortiguamiento del terreno de cimentación.

De acuerdo al tipo de solución supuesta tenemos que:

$$U_f = A e^{\frac{i\omega y}{V_{s_f} \sqrt{1+i\delta_f}}} \quad \text{ec. 3.47}$$

de donde se observa que falta determinar el valor de la constante A.

Por lo tanto, sabemos que el esfuerzo cortante esta dado por

$$\tau_{xy} = G_f * \frac{\partial u_f}{\partial y} = G_f (1+i\delta_f) \frac{\partial u_f}{\partial y} \quad \text{ec.3.48}$$

Sustituyendo la ecuación 3.47 en la 3.48 obtenemos:

$$\tau_f = G_f(1+i\delta_f) \frac{Ai\omega}{Vs_f \sqrt{1+i\delta_f}} \quad \text{ec. 3.49}$$

$$\text{donde } Vs_f = \sqrt{\frac{G_f}{\rho_f}}$$

De la expresión anterior despejamos el valor de A, y realizando el manejo algebraico correspondiente obtenemos:

$$A = \frac{\tau_f}{i\omega\rho_f Vs_f \sqrt{1+i\delta_f}} \quad \text{ec.3.50}$$

Por lo tanto el desplazamiento en la cimentación estará dado en $y=0$, por lo que de acuerdo a la solución supuesta ($U_f=Ae^{ay}$) tenemos que:

$$U_f = \frac{\tau_f}{i\omega\rho_f Vs_f \sqrt{1+i\delta_f}} \quad \text{ec. 3.51}$$

La expresión anterior nos determina el desplazamiento a lo largo de la interface relleno-cimentación, relacionado con el esfuerzo cortante τ_f .

Para el relleno la propagación de ondas cortantes en una dirección esta dada por:

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} = -\rho\omega^2 U \quad \text{ec. 3.52}$$

donde U es el desplazamiento armónico horizontal y τ es el esfuerzo cortante.

Para la condición de interface tenemos que $U=U_f$ y $\tau=\tau_f$, y sustituyendo la ecuación 3.51 en 3.52 obtenemos:

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} = \frac{i\omega\rho}{\rho_f Vs_f \sqrt{1+i\delta_f}} \tau \quad \text{ec.3.53}$$

Considerando que $\tau = \frac{\partial u}{\partial y}$, la ecuación anterior la podemos escribir como:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{i\omega\rho}{\rho_f V_{s_f} \sqrt{1+i\delta_f}} \frac{\partial u}{\partial y} \quad \text{ec. 3.54}$$

Por lo tanto, la ecuación anterior es la condición de absorción que debe ser considerada a lo largo de la interface relleno-cimentación, por lo que el término $\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$ en la ec. 3.42, debe ser remplazado por la expresión 3.54.

3.3.2 SOLUCIÓN DEL PROBLEMA.

Después de que todas las condiciones de frontera son definidas, la ecuación 3.42 puede ser resuelta siguiendo los procedimientos establecidos por Veletsos y Younan (28) cuyos detalles no se presentan aquí debido a lo largo de la solución. Pero en resumen, se establece que la solución de la ecuación 3.42 se obtiene aplicando el método de separación de variables, tomando en cuenta los puntos mencionados en el inciso 3.3.1. Por lo tanto, aplicando lo anterior, se obtiene el desplazamiento relativo del sistema, y a partir de este resultado se obtiene la presión dinámica del suelo evaluando el esfuerzo horizontal en $x = 0$, donde la cortante de base y el momento se obtienen integrando la presión y la cortante respectivamente, a lo largo de la coordenada vertical. Las expresiones para la cortante de base y momento incluyen la amplitud de rotación que es desconocida en este tiempo. Estableciendo un equilibrio alrededor de la base del muro, se obtiene la amplitud de rotación (Veletsos y Younan, 29). Durante esta tarea se introduce la rigidez rotacional del muro para obtener la cortante de base (expresada en términos de dicha rigidez), obteniendo de esta manera la ecuación 3.55 presentada por X. Li (31), quién de manera adicional introduce los efectos de inercia del muro, expresados por el término $\frac{\mu}{\rho H}$, donde μ representa la densidad de masa del muro, ρ la densidad de masa de masa del relleno y H la altura el muro.

$$\frac{Q_b}{\rho A g H^2} = q_b^0 - \frac{\mu}{\rho H} \left[\frac{m_b^0 - \frac{1}{2} \frac{\mu}{\rho H}}{\frac{1}{d\theta} + m_b^1 - \frac{\mu}{3\rho H} - \frac{\rho\omega^2 H^2}{G}} \left(q_b^1 - \frac{1}{2} \frac{\mu}{\rho H} \frac{\rho\omega^2 H^2}{G} \right) \right] \quad \text{ec. 3.55}$$

donde q_b^0 , q_b^1 , m_b^1 y m_b^0 son funciones de la frecuencia y la relación de rigideces del relleno-cimentación dadas por:

$$q_h^0 = -2Y_\sigma \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(\alpha_n H) \text{sen}^2(\lambda_n H)}{(\lambda_n H)^4 \Lambda_n (1 + \Delta_n)} \quad \text{ec. 3.56a}$$

$$m_h^0 = -2Y_\sigma \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(\alpha_n H) \text{sen}(\lambda_n H)(1 - \cos(\lambda_n H))}{(\lambda_n H)^5 \Lambda_n (1 + \Delta_n)} \quad \text{ec. 3.56b}$$

$$q_h^1 = 2Y_\sigma (1 + i\delta) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(\alpha_n H) \text{sen}(\lambda_n H)(1 - \cos(\lambda_n H))}{(\lambda_n H)^3 (1 + \Delta_n)} \quad \text{ec. 3.56c}$$

$$m_h^1 = 2Y_\sigma (1 + i\delta) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(\alpha_n H)(1 - \cos(\lambda_n H))^2}{(\lambda_n H)^4 (1 + \Delta_n)} \quad \text{ec.3.56d}$$

donde $\lambda_n H$ son los eigenvalores obtenidos desde la ecuación trascendental:

$$\lambda H \cos \lambda H + \frac{i\omega\rho H \text{sen } \lambda H}{\rho_f V s_f \sqrt{1 + i\delta_f}} = 0 \quad \text{ec. 3.57}$$

Los eigenvalores provistos por esta ecuación trascendental toman en cuenta la flexibilidad de la cimentación. En cuanto a los demás parámetros se tiene que $\alpha_n = \lambda_n \sqrt{\Lambda_n}$, $\Lambda_n = 1 - (\omega / \omega_1)^2 / (\lambda_n H)^2 / (1 + i\delta)$, $\Delta_n = \text{sen}(2\lambda_n H) / 2\lambda_n H$, $Y_\sigma = 2 / \sqrt{2(1 - \nu)}$, μ es la densidad de masa del muro calculada como $\mu = \text{peso volumétrico del muro} / \text{gravedad local}$, Q_b es la amplitud de la cortante de base, $\omega_1 = \pi V_s / 2H$ y $V_s = \sqrt{G / \rho}$. Finalmente, $d\theta$ es una medida de la flexibilidad relativa del muro y el relleno que es definida (Veletsos y Younan, 29), como $d\theta = GH^2 / R\theta$ donde $R\theta$ es la rigidez rotacional.

En los análisis de Veletsos y Younan, la rigidez rotacional es un valor real que debe ser calculado a partir de resultados de interacción dinámica, por lo que para un problema práctico, no se puede estimar el rango numérico de dicha rigidez. Además de que esta rigidez no tiene parte imaginaria sobre las ampliaciones de la respuesta dinámica del muro. Para superar esta desventaja, X. Li (31) establece que la rigidez rotacional debe ser remplazada por una rigidez dinámica de valor complejo de una cimentación corrida rígida, la cual es generalmente expresada por sus tres modos de vibración (vertical, horizontal y cabeceo). Donde estas rigideces dinámicas son conocidas por los ingenieros geotecnistas, ya que son utilizadas en problemas de cimentación de maquinaria y de interacción dinámica suelo-cimentación. Por lo que la rigidez rotacional del muro puede ser calculada por combinación de la rigidez dinámica por el cabeceo y los modos de vibración vertical. De esta forma, usando las fórmulas presentadas por Dobry y Gazetas (33), la rigidez rotacional de valor complejo puede se expresada por (ver tabla 4, Dobry y Gazetas, 33):

$$R\theta = \frac{G_f B^2}{1 - \nu_f} \left((1 + i\delta_f) \left[0.80\tilde{\kappa}_z + \frac{\pi}{2} \left(1 + \left[\frac{\ln(3 - 4\nu_f)}{\pi} \right]^2 \right) \right] \tilde{\kappa}_r + ia_0(2.165\tilde{\zeta}_z + 0.722\tilde{\zeta}_r) \right)$$

ec.3.58

donde ν_f es la relación de Poisson de la cimentación, B es la mitad del ancho de la base del muro. $\tilde{\kappa}_r$ y $\tilde{\zeta}_r$ son los coeficientes de rigidez por cabeceo y amortiguamiento radiacional, y $\tilde{\kappa}_z$ y $\tilde{\zeta}_z$ son los coeficientes de rigidez vertical y amortiguamiento radiacional. Estas cantidades son funciones reales de la frecuencia normalizada a_0 , definida como $a_0 = \omega B / V_{s_f}$. Estas funciones son presentadas en la tabla 15.1 de Gazetas (1991, 34).

3.4 SOLUCIÓN TRANSITORIA.

El comportamiento dinámico de los muros de retención puede ser estudiado tanto por su respuesta transitoria como armónica, pero como sabemos, estudiar una respuesta armónica no es desde un punto de vista práctico una solución que permita determinar las fuerzas sísmicas para un problema real, ya que un sismo se caracteriza por ser un evento transitorio, donde las aceleraciones varían con el tiempo. Por lo tanto, estudiar las fuerzas sísmicas a partir de una solución transitoria, permite obtener fuerzas reales, que representen el comportamiento del muro ante la acción sísmica.

De esta manera, con la respuesta armónica del sistema, la respuesta para una excitación transitoria arbitraria puede ser calculada por el Método Discreto de la Transformada de Fourier (DFT) en combinación con el algoritmo de la Rápida Transformada de Fourier (FFT). Por lo tanto, los pasos a seguir en la evaluación de una excitación transitoria para determinar las fuerzas sísmicas son los siguientes:

1.- Evaluar la transformada de Fourier de la aceleración del suelo mediante la Rápida Transformada de Fourier, es decir calcular la FFT de la señal, donde la señal representa un acelerograma registrado durante un evento sísmico .

2.- Calcular el producto de la transformada calculada en el punto anterior, por la función de transferencia de valor complejo (ecuaciones 3.40 y 3.55), es decir obtener el producto de la FFT de la señal por la respuesta estacionaria deseada.

3.- Obtener la respuesta transitoria deseada calculando la inversa del producto obtenido en el paso dos, es decir calcular la Inversa de la Transformada Rápida de Fourier (IFFT) de los valores obtenidos en el paso dos.

Finalmente, los resultados calculados en el punto tres, representan las fuerzas sísmicas actuantes sobre el muro debidas al evento sísmico analizado.

CAPITULO 4

ESPECTROS DE DISEÑO

Después de presentar el análisis dinámico de muros de retención (Capítulo 3), se establece la necesidad de realizar el análisis transitorio correspondiente de las fuerzas sísmicas a partir de señales de entrada de acelerogramas registrados en la República Mexicana, con el objeto de presentar resultados que permitan determinar dicha fuerza de manera práctica y real. El estudio se realiza aislando cada uno de los parámetros que intervienen en la obtención de las fuerzas sísmicas, estudiándolos por separado, para de esta manera establecer factores que permitan analizar la importancia de cada uno de los parámetros.

A partir de los resultados se obtienen espectros de diseño que toman en cuenta los diferentes parámetros que intervienen en la obtención de la fuerza sísmica, llamada cortante de base (la cual en adelante se denotará por Q_b), para de esta manera obtener de forma práctica y sencilla el valor de dicha magnitud.

La tarea anterior, se realizó mediante un programa de computo realizado en lenguaje Fortran (el cual no es incluido en el presente texto), que toma en cuenta los diferentes parámetros del análisis, dando como resultado espectros de respuesta para cada sismo analizado. De todos los espectros de respuesta, se establece el espectro de diseño correspondiente, el cual se toma como los valores máximos de la envolvente de todos los espectros de respuesta calculados.

Cabe mencionar, que la Q_b calculada en el presente capítulo es dividida con respecto al término ρAgH^2 , y a la cortante de base estática $Q_{b_{st}}$, como se verá más adelante. Por lo que el valor empleado en las gráficas de $(Q_b/Q_{bst})_r$, llamado cortante de base de referencia, deberá ser multiplicado por los valores correspondientes al término ρAgH^2 y de la cortante de base estática (la obtención del valor de Q_{bst} se verá en el punto 4.4), correspondientes al sistema muro-relleno analizado (es decir, se tiene que $(Q_b/Q_{bst})_r = Q_b/(\rho AgH^2 Q_{bst})$; como se verá más adelante.

4.1 ACELEROGRAMAS UTILIZADOS.

Los acelerogramas empleados en el análisis fueron proporcionados por el Instituto de Ingeniería en su mayoría, y en algunos casos se tomaron directamente de la referencia 35. El criterio de selección de dichos acelerogramas fue el siguiente:

De la referencia 35 se procedió a identificar aquellos sismos (En la República Mexicana), comprendidos en el periodo de 1962 a 1995 que hubiesen tenido una magnitud mayor o igual a 6.5, de los cuales, una vez identificados, se procedió a identificar las estaciones que presentaron las mayores

aceleraciones en campo libre (aceleraciones horizontales), teniéndose de esta forma para un mismo sismo varios registros de acelerogramas.

De tal manera se obtuvieron un total de 73 registros de acelerogramas, comprendidos en 18 eventos sísmicos. Estos datos generales se muestran en la tabla 4.1. Debido a lo descrito en el capítulo dos, se establece la necesidad de agrupar los registros de los acelerogramas en función del tipo de suelo donde se localiza la estación de registro. De esta manera se tienen cuatro grupos de acelerogramas en función del tipo de suelo:

Grupo 1: Comprendido por acelerogramas registrados en rocas.

Grupo 2: Comprendido por acelerogramas registrados en arcillas.

Grupo 3: Comprendido por acelerogramas registrados en aluviales.

Grupo 4: Comprendido por acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas, limos arenosos, y limos y arenas arcillosas.

Para el grupo uno se tienen 26 registros, para el grupo dos: 32, para el grupo tres: 9 y para el grupo cuatro: 6. En algunos casos se presentaron algunas diferencias menores en el tipo de suelo, pero se optó por agruparlos dentro de un grupo específico, esto puede observarse en la tabla 4.2.

4.2 PROCEDIMIENTO.

A continuación se mencionan brevemente los pasos seguidos en el desarrollo del presente trabajo para la obtención de los resultados finales.

Cabe mencionar que los valores de los factores analizados se establecieron en un rango práctico, esto con el objeto de tener valores que son usados diariamente en la práctica de la ingeniería civil.

4.2.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS. De los sismos indicados en la tabla 4.2, se calcularon los valores de la cortante de base de referencia empleando la expresión 3.40, la cual considera al terreno de cimentación como rígido, por lo tanto, considerando como constantes la relación de Poisson ($\nu=1/3$) y el amortiguamiento del relleno ($\delta=0.1$), se obtienen para los cuatro grupos de suelo las gráficas 4.1 a 4.4.

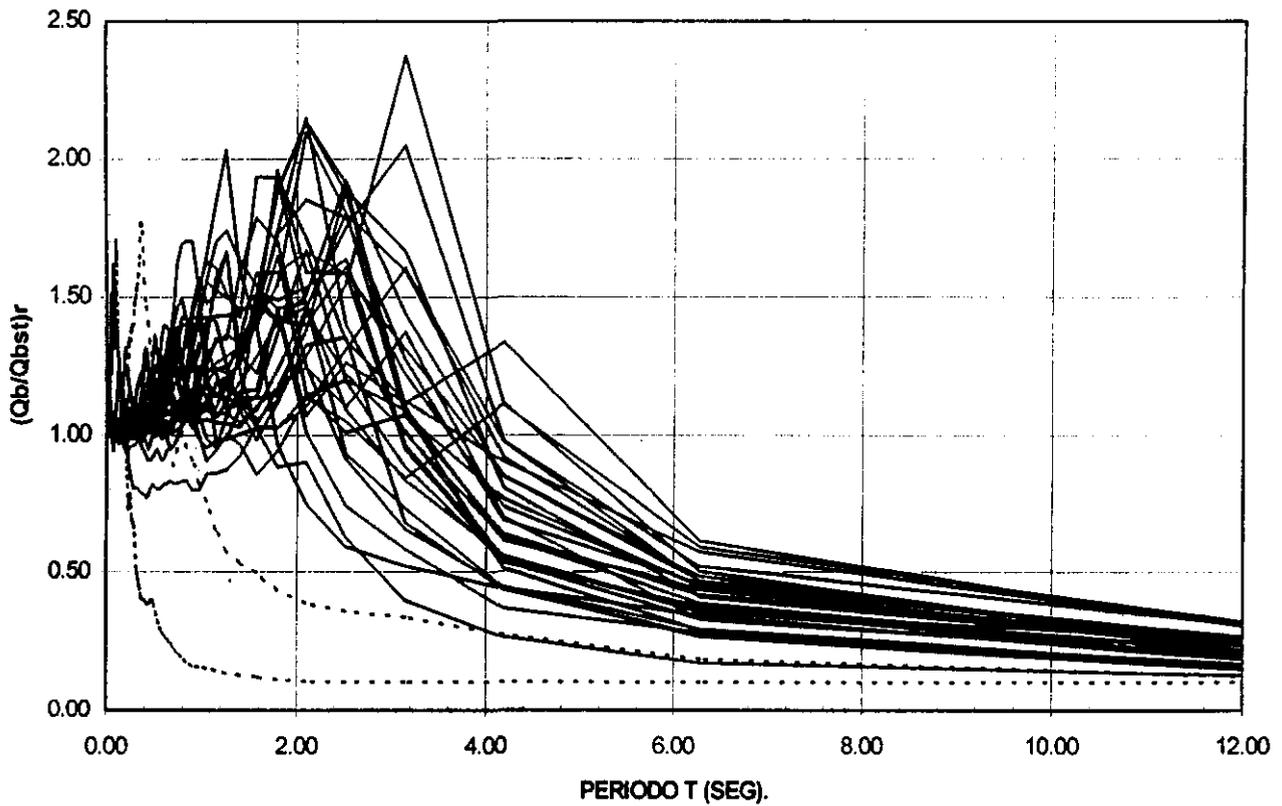
En la gráfica 4.1 se observan dos espectros que salen del comportamiento general del grupo (indicados con líneas discontinuas), esto se debe a que fueron obtenidos a partir de sismos registrados en arcillas de los estados de Michoacán y Guerrero, y de acuerdo a los datos indicados en la tabla 4.2, la mayoría de los registros son de sismos en arcillas del Valle de México, por lo tanto se descartan los acelerogramas de los estados mencionados.

TABLA 4.1

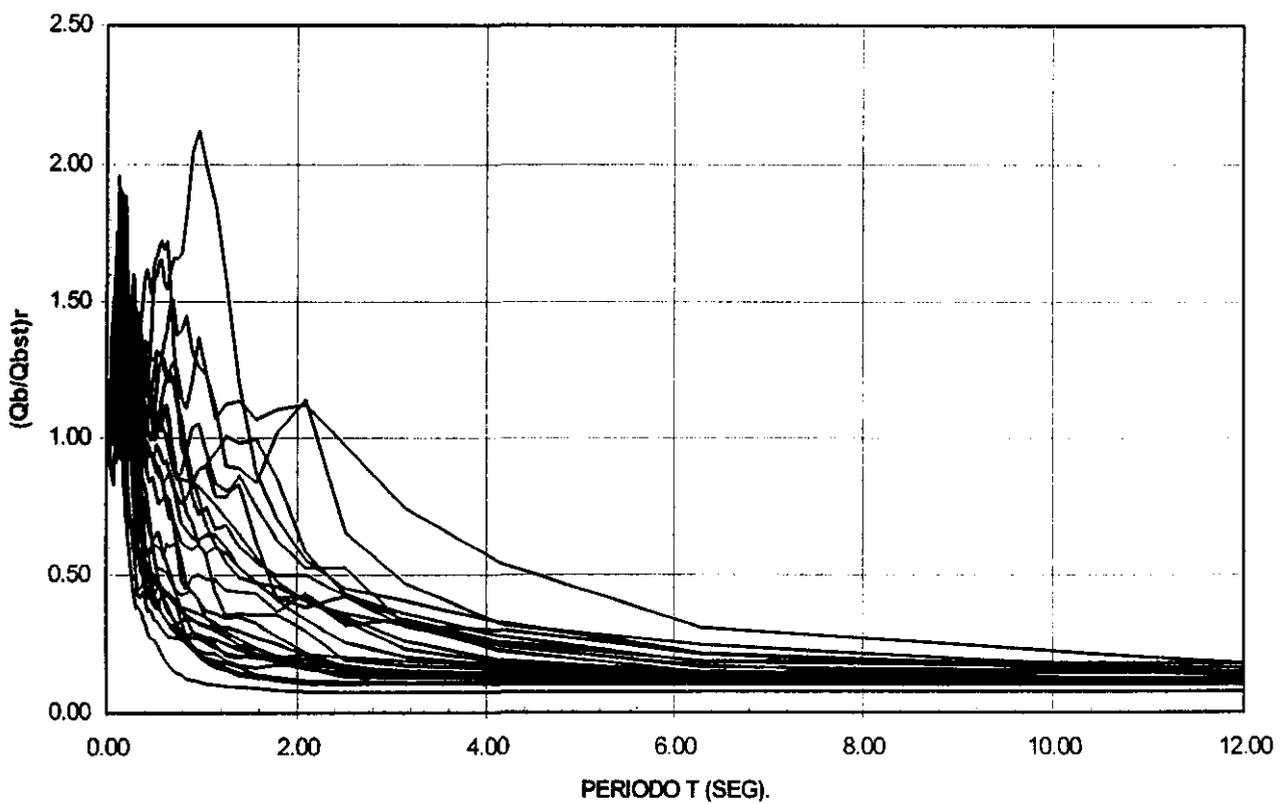
FECHA DEL SISMO	MAGNITUD	ESTACION	TIPO DE SUELO	A máx	LUGAR
06-Ago-62	6.7	IDEI LAB. INSTRUMENTACION SISMICA	ROCA BASALTICA	18.29	DF
23-Ago-65	6.9	IDEI LAB. INSTRUMENTACION SISMICA	ROCA BASALTICA	6.39	DF
30-Ene-73	7.5	PALACIO DE LOS DEPORTES	ARCILOSO, ZONA DE LAGO	16.67	DF
28-Ago-73	6.8	OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	199.4	OAXACA
	6.8	PAJARITOS	ALUVIAL	59.24	VERACRUZ
28-Nov-78	7.8	OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	216.43	OAXACA
	7.8	OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	98.21	OAXACA
14-Mar-79	7	CIUDAD ALTAMIRANO	ROCA	139.55	GUERRERO
	7	TEXCOCO CENTRO LAGO	ARCILLA	48.19	DF
	7	TEXCOCO SOSA	ARCILLA	54.88	DF
24-Oct-80	7	OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	182.44	OAXACA
	7	SISMEX PUEBLA	TRAVERTINO	81.55	PUEBLA
	7	TEXCOCO CENTRO LAGO	ARCILLA	47.19	DF
07-Jun-82	6.9	CHILPANCINGO	ROCA	54.56	GUERRERO
	6.9	SAN MARCOS	ALUVIAL	51.44	GUERRERO
	6.9	SAN MARCOS	ALUVIAL	53.34	GUERRERO
18-Sep-85	8.1	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	ROCA	161.79	GUERRERO
	8.1	CALETA DE CAMPOS	ROCA	138.49	MICHOACAN
	8.1	CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	ARCILLA	94.62	DF
	8.1	CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	ARCILLA	96.11	DF
	8.1	CHILPANCINGO	ROCA	187.33	GUERRERO
	8.1	SCT B-1	ARCILLA	187.79	DF
	8.1	SCT B-1	ARCILLA	187.92	DF
	8.1	TLAHUAC BOMBA	ARCILLA	135.88	DF
	8.1	TEXCOCO, SOSA	ARCILLA	103.04	DF
	8.1	LA UNION	ROCA	162.79	GUERRERO
	8.1	ZACATULA	ARCILLA COMPACTA	271.12	MICHOACAN
21-Sep-85	7.6	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	ROCA	160.71	GUERRERO
	7.6	CHILPANCINGO	ROCA	118.13	GUERRERO
	7.6	EL PARAISO	ROCA	584.25	GUERRERO
30-Abr-86	7	CALETA DE CAMPOS	ROCA	97.17	MICHOACAN
	7	COLIMA	SUELO DURO	84.05	COLIMA
25-Abr-89	6.9	ACAPULCO CENTRO CULTURAL	ARENA-LIMO-ARCILLA	108.8	GUERRERO
	6.9	ACAPULCO ESCUELA DIANA	LIMO ARENOSO	330.52	GUERRERO
	6.9	CENTRAL DE ABASTOS OFICINAS	ARCILLA	34.17	DF
	6.9	COPALA	ROCA	103.5	GUERRERO
	6.9	ROMA	ALTO RIESGO SISMICO	55.04	DF
	6.9	PREPARATORIA NO. 7 (LA VIGA)	ARCILLA COMPACTA	33.77	DF
	6.9	LAS MESAS	ROCA	108.68	GUERRERO
	6.9	EL OCOTITO	ROCA	193.04	GUERRERO
	6.9	SAN MARCOS	ROCA	175.14	GUERRERO
	6.9	TLAHUAC BOMBA	ARCILLA	48.13	DF
	6.9	LAS VIGAS	ROCA	318.02	GUERRERO
10-Sep-93	7.3	LAS VIGAS	ROCA	111.16	GUERRERO
24-Oct-93	6.6	ACAPULCO RENACIMIENTO	ALUMAL	71.3	GUERRERO
	6.6	COPALA	ROCA	273.11	GUERRERO
	6.6	LAS MESAS	ROCA	119.43	GUERRERO
	6.6	LAS VIGAS	ROCA	347.84	GUERRERO
14-Mar-94	8.5	CRUZ AZUL OAXACA, PB GABINETE	ALUVIAL	63.31	OAXACA
14-Sep-95	7.3	ACAPULCO CENTRO CULTURAL	ARENA-LIMO-ARCILLA	70.82	GUERRERO
	7.3	ACAPULCO ESCUELA DIANA	LIMO ARENOSO	69.74	GUERRERO
	7.3	AEROPUERTO	ARCILLOSOS, ZONA DE LAGO	34.29	DF
	7.3	APATLACO	ARCILOSO, ZONA DE LAGO	51.73	DF
	7.3	BUENSO AIRES	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	39.37	DF
	7.3	BONDQJITO	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	43.97	DF
	7.3	CIBELES	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	41.95	DF
	7.3	CORDOBA	ALTO RIESGO SISMICO	45.42	DF
	7.3	COPALA	ROCA	77.04	GUERRERO
	7.3	HOSPITAL JUAREZ	ALTO RIESGO SISMICO	36.33	DF
	7.3	LICONSA	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	51.28	DF
	7.3	MEYENUALCO	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	51.29	DF
	7.3	NEZAHUALCOYOTL	ARCILOSO, ZONA DE LAGO	35.53	DF
	7.3	CENTRAL UAG	ARCILOSO	88	GUERRERO
	7.3	TLAHUAC	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	72.89	DF
	7.3	TLAHUAC DEPORTIVO	ARCILLA	54.55	DF
	7.3	UAM XOCHIMILCO	LIMOS Y ARENAS ARCILLOSAS	46	DF
	7.3	VALLE GOMEZ	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	39.55	DF
	7.3	LAS VIGAS	ROCA	79.42	GUERRERO
09-Oct-95	7.5	CORDOBA	ALTO RIESGO SISMICO	24.72	DF
	7.5	BUENSO AIRES	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	22.9	DF
	7.5	XOCHIPILLI	ALTO RIESGO SISMICO	24.24	DF
21-Oct-95	6.5	CHICOASEN POBLADO	CALIZA ESTRATIFICADA CON LUTITA	65.08	CHIAPAS
	6.5	CENTRAL UNACH	CALIZAS	450	CHIAPAS

TABLA 4.2

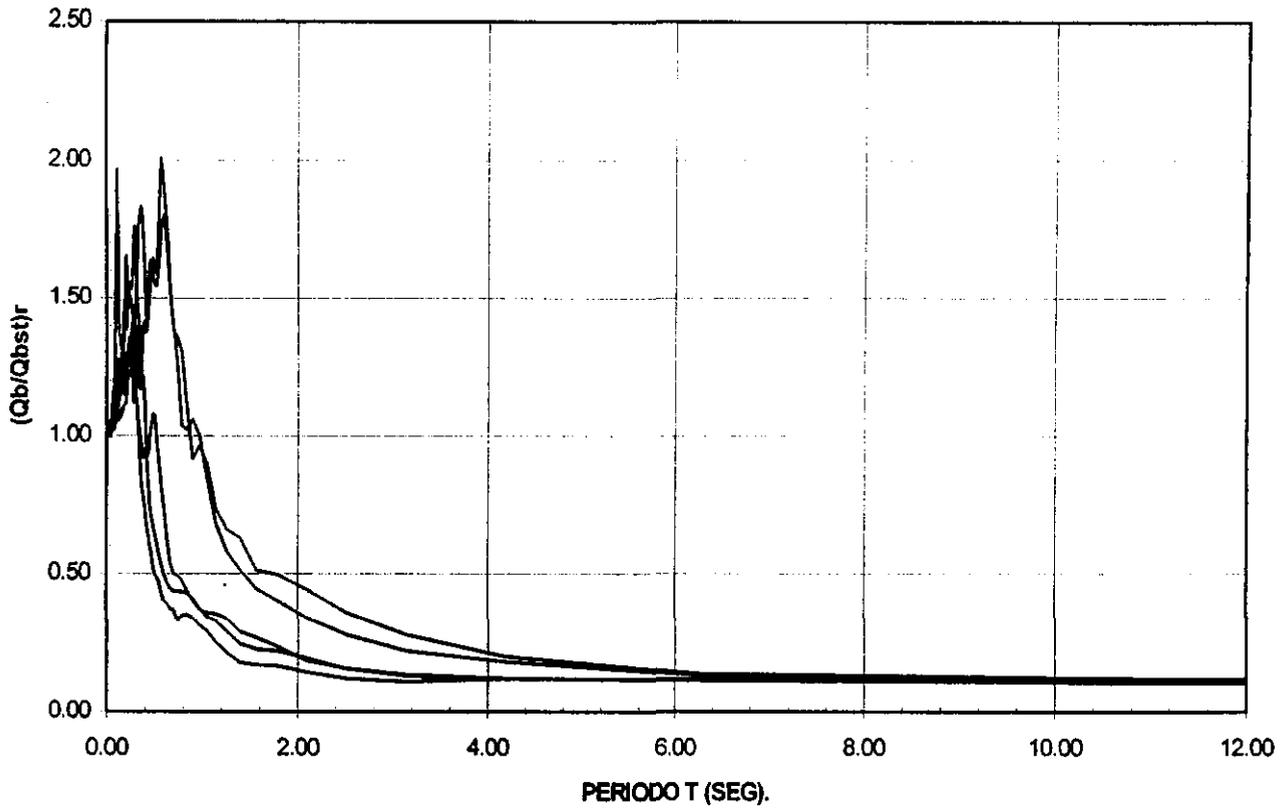
ESTACION	TIPO DE SUELO	A máx (cm/s²)	Vmáx (cm/s)	DES máx (cm)	LUGAR
R O C A					
IDEI LAB. INSTRUMENTACION SISMICA	ROCA BASALTICA	18.29	2.06	0.68	DF
IDEI LAB. INSTRUMENTACION SISMICA	ROCA BASALTICA	6.39	1.7	0.77	DF
CIUDAD ALTAMIRANO	ROCA	123.345	3.31	0.2	GUERRERO
SISMEX PUEBLA	TRAVERTINO	81.55	10.03	2.68	PUEBLA
CHILPANCINGO	ROCA	54.58	9.03	1.87	GUERRERO
AEROPUERTO ZIHUATANEJO	ROCA	153.93	11.05	2.13	GUERRERO
CALETA DE CAMPOS	ROCA	140.68	11.04	2.45	MICHOACAN
CHILPANCINGO	ROCA	187.33	29.48	9.7	GUERRERO
LA UNION	ROCA	165.29	20.33	6.36	GUERRERO
AEROPUERTO ZIHUATANEJO	ROCA	158.23	16.09	5.93	GUERRERO
CHILPANCINGO	ROCA	118.13	15.78	3.14	GUERRERO
EL PARAISO	ROCA	625.78	10.02	1.35	GUERRERO
CALETA DE CAMPOS	ROCA	97.17	6.15	0.796	MICHOACAN
COPALA	ROCA	105.14	5.21	0.66	GUERRERO
LAS MESAS	ROCA	107.19	3.82	1.01	GUERRERO
EL OCOTITO	ROCA	201.16	8.91	0.89	GUERRERO
SAN MARCOS	ROCA	175.14	16.03	4.43	GUERRERO
LAS VIGAS	ROCA	345.94	10.51	1.46	GUERRERO
LAS VIGAS	ROCA	111.02	2.63	0.17	GUERRERO
COPALA	ROCA	274.03	15.41	1.49	GUERRERO
LAS MESAS	ROCA	119.05	4.29	0.67	GUERRERO
LAS VIGAS	ROCA	347.64	15.85	1.64	GUERRERO
COPALA	ROCA	77.04	44.52	12.28	GUERRERO
LAS VIGAS	ROCA	79.42	2.48	0.61	GUERRERO
CHICOASEN POBLADO	CALIZA ESTRATIFICADA CON LUTITA	65.08	3.12	1.3	CHIAPAS
CENTRAL UNACH	CALIZAS	441.95	13.79	1.63	CHIAPAS
A R C I L L A S					
PALACIO DE LOS DEPORTES	ARCILLOSO, ZONA DE LAGO	16.67	7.89	5.51	DF
TEXCOCO CENTRO LAGO	ARCILLA	48.19	16.36	6.89	DF
TEXCOCO SOSA	ARCILLA	54.88	12.77	4.34	DF
TEXCOCO CENTRO LAGO	ARCILLA	47.19	11.32	2.98	DF
CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	ARCILLA	117.49	38.16	17.05	DF
CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	ARCILLA	41.15	10.63	3.92	DF
SCT B-1	ARCILLA	161.83	59.19	20.76	DF
SCT B-1	ARCILLA	167.92	62.03	21.76	DF
TLAHUAC BOMBA	ARCILLA	135.88	63.2	35.03	DF
TEXCOCO, SOSA	ARCILLA	103.04	29.96	9.5	DF
ZACATULA	ARCILLA COMPACTA	262.23	29.02	6.86	MICHOACAN
CENTRAL DE ABASTOS OFICINAS	ARCILLA	34.38	13.24	6.66	DF
ROMA	ALTO RIESGO SISMICO	55.35	12.36	2.85	DF
PREPARATORIA NO. 7 (LA VIGA)	ARCILLA COMPACTA	33.71	12.59	5.14	DF
TLAHUAC BOMBA	ARCILLA	48.33	19.48	9.49	DF
AEROPUERO	ARCILLOSOS, ZONA DE LAGO	34.29	10.24	5.28	DF
APATLACO	ARCILLOSO, ZONA DE LAGO	51.73	26.21	12.82	DF
BUENSO AIRES	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	39.37	18.28	5.17	DF
BONDOJITO	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	43.97	10.95	5.42	DF
CIBELES	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	41.95	7.07	2.14	DF
CORDOBA	ALTO RIESGO SISMICO	45.42	11.57	4.35	DF
HOSPITAL JUAREZ	ALTO RIESGO SISMICO	36.33	10.46	3.35	DF
LICONSA	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	51.28	16.63	6	DF
MEYEHUALCO	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	51.29	20.25	8.86	DF
NEZAHUALCOYOTL	ARCILLOSO, ZONA DE LAGO	35.53	12.29	6.52	DF
CENTRAL UAG	ARCILLOSO	68	1.98	0.08	GUERRERO
TLAHUAC	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	72.69	29.6	12.05	DF
TLAHUAC DEPORTIVO	ARCILLA	54.55	20.92	12.7	DF
VALLE GOMEZ	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	39.55	11.91	3.9	DF
CORDOBA	ALTO RIESGO SISMICO	24.72	6.46	3.08	DF
BUENSO AIRES	TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE, ARCILLA	22.9	9.28	4.02	DF
XOCHIPILLI	ALTO RIESGO SISMICO	24.24	10.53	4.9	DF
A L U V I A L					
OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	199.4	0.76	0.12	OAXACA
PAJARITOS	ALUVIAL	59.24	9.31	0.64	VERACRUZ
OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	216.43	7.26	1.76	OAXACA
OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	96.21	9	0.58	OAXACA
OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	ALUVIAL	162.44	4.16	0.22	OAXACA
SAN MARCOS	ALUVIAL	51.44	6.08	0.68	GUERRERO
SAN MARCOS	ALUVIAL	53.34	2.16	0.17	GUERRERO
ACAPULCO RENACIMIENTO	ALUVIAL	71.3	1.76	0.12	GUERRERO
ARENAS LIMO ARCILLOSAS					
COLIMA	SUELO DURO	84.05	8.97	2.05	COLIMA
ACAPULCO CENTRO CULTURAL	ARENA-LIMO-ARCILLA	116.8	5.89	0.77	GUERRERO
ACAPULCO ESCUELA DIANA	LIMO ARENOSO	335	17.59	1.54	GUERRERO
ACAPULCO CENTRO CULTURAL	ARENA-LIMO-ARCILLA	70.82	6.67	0.76	GUERRERO
ACAPULCO ESCUELA DIANA	LIMO ARENOSO	69.74	2.63	0.49	GUERRERO
UAM XOCHIMILCO	LIMOS Y ARENAS ARCILLOSAS	45.92	20.96	8.45	DF



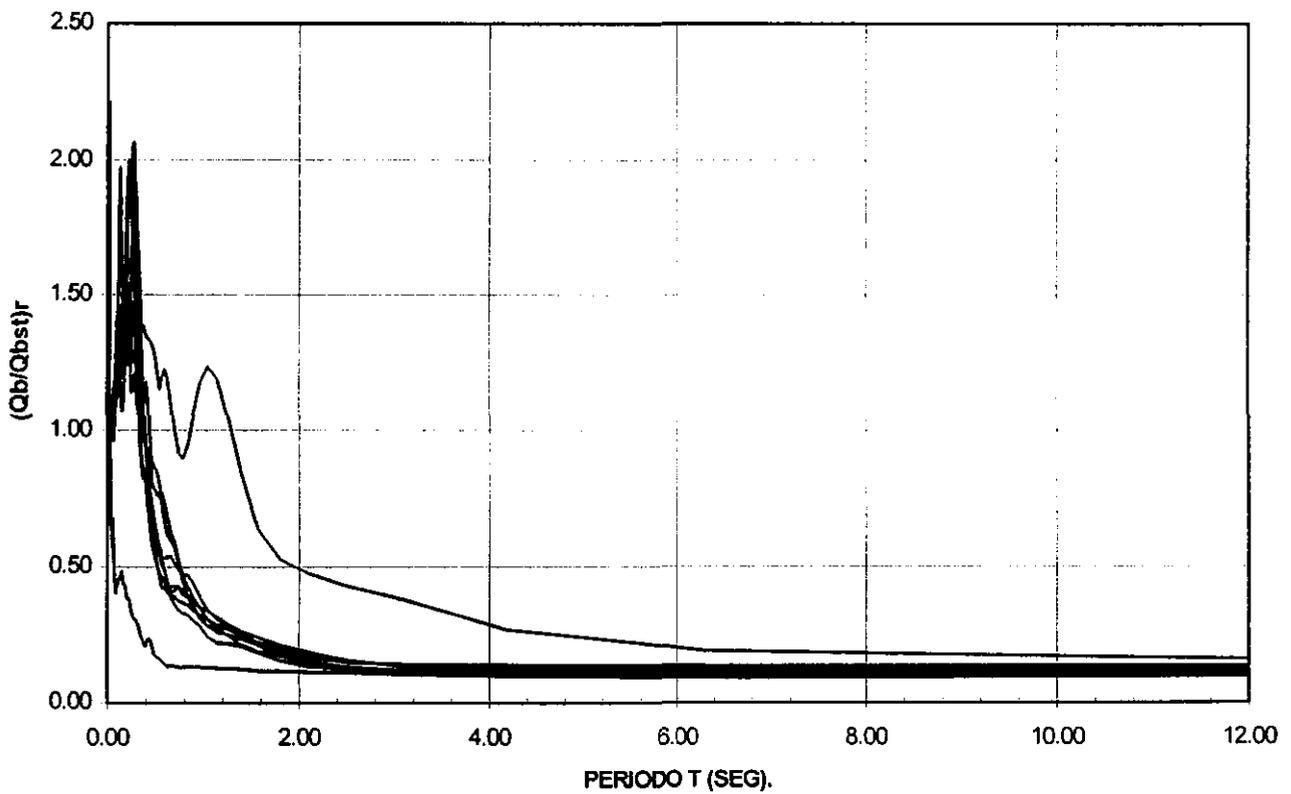
GRAFICA 4.1. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para $\nu = 1/3$ y $\delta = 0.1$



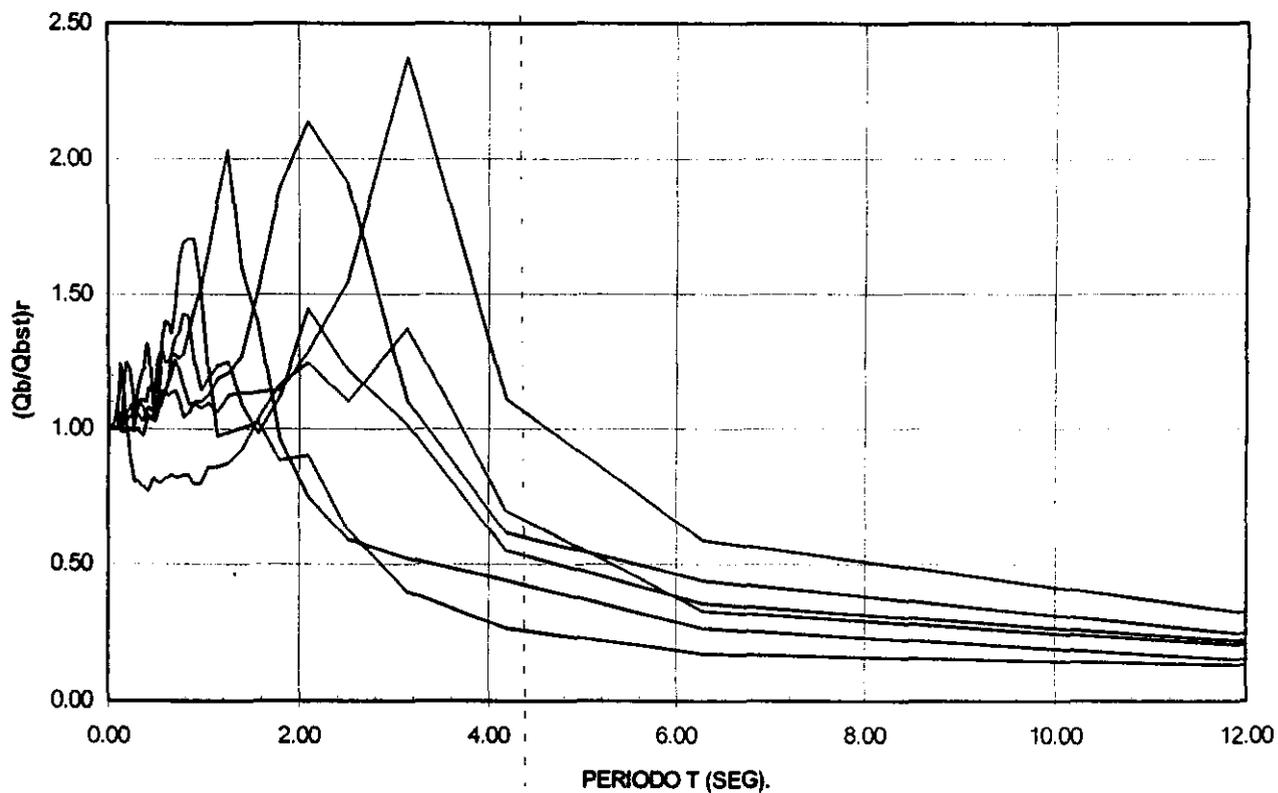
GRAFICA 4.2. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en rocas para $\nu = 1/3$ y $\delta = 0.1$



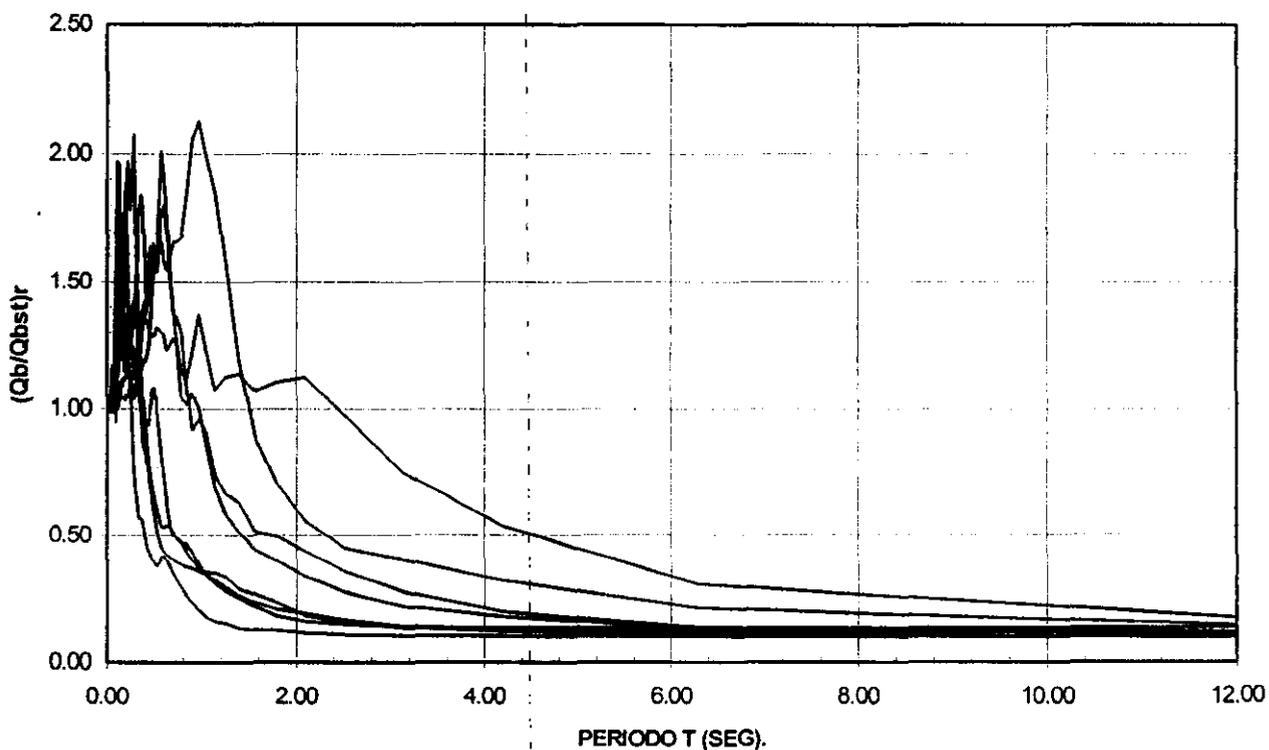
GRAFICA 4.3. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas para $\nu = 1/3$ y $\delta = 0.1$



GRAFICA 4.4. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en aluviales para $\nu = 1/3$ y $\delta = 0.1$



GRAFICA 4.5. Respuesta sísmica calculada con los acelerogramas que representan la envolvente para el grupo de arcillas con $\nu = 1/3$ y $\delta = 0.1$



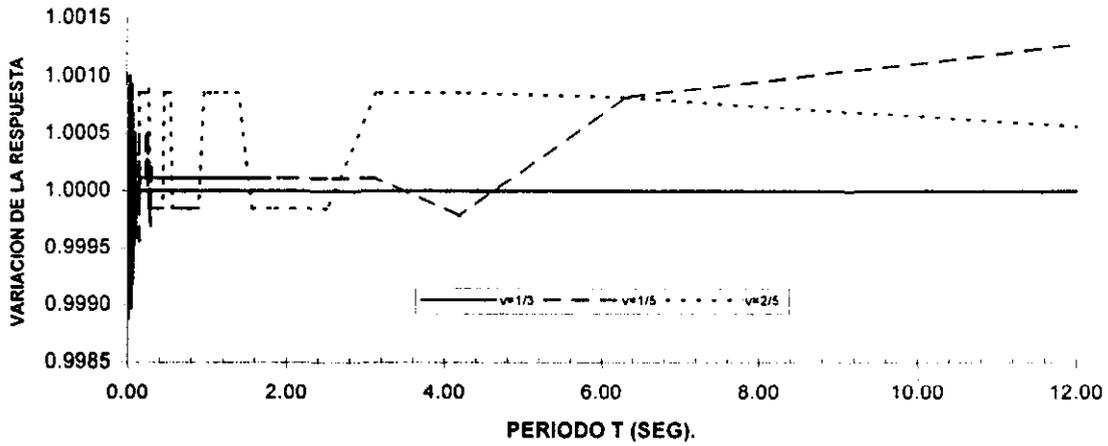
GRAFICA 4.6. Respuesta sísmica calculada con los acelerogramas que representan la envolvente para el grupo de rocas, aluviales y arenas limo-arcillosas (Roca y otros suelos de respuesta similar), con $\nu = 1/3$ y $\delta = 0.1$.

En las gráficas 4.2 a 4.4, se observa que la respuesta para los grupos de acelerogramas registrados en roca, arenas limo-arcillosas y suelos aluviales, es muy similar, por lo que podemos agrupar los resultados en un solo grupo. Por lo tanto se tienen dos grupos de estudio, uno de arcillas y otro de roca y suelos de respuesta similar (Siendo los suelos de respuesta similar los suelos aluviales y las arenas limo-arcillosas).

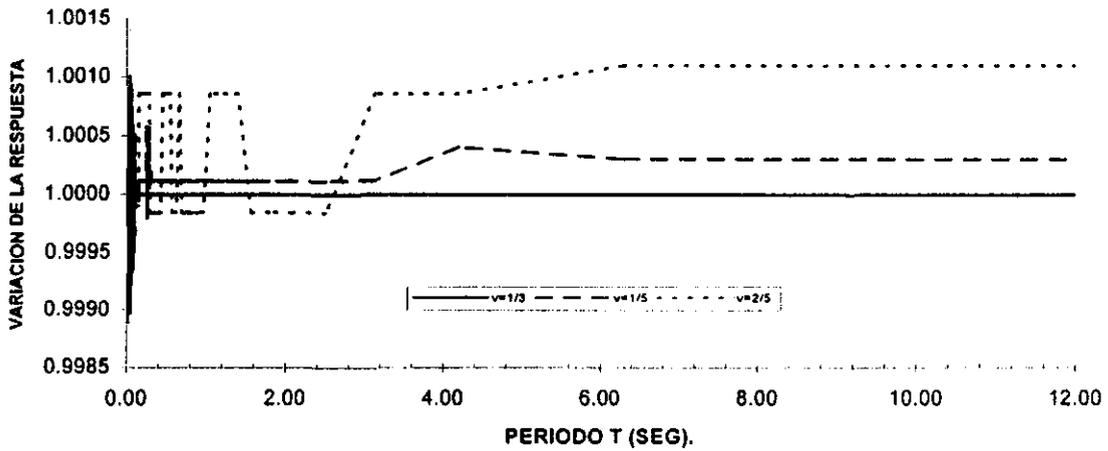
De los dos grupos mencionados, se seleccionan los acelerogramas que representen la envolvente de todos ellos, es decir se seleccionaron aquellos acelerogramas que cubran los puntos máximos de la respuesta. De esta manera se obtiene para el caso de las arcillas seis acelerogramas que representarán a todo el grupo inicial, de igual manera para el caso de roca y otros suelos de respuesta similar se obtienen ocho sismos. En las gráficas 4.5 y 4.6 se observa la respuesta sísmica obtenida con los acelerogramas que representan la envolvente de cada grupo, en donde a simple vista se puede observar que dichas gráficas son efectivamente la envolvente de las gráficas 4.1 a 4.4.

4.2.2 ANÁLISIS CONSIDERANDO EL TERRENO DE CIMENTACIÓN RÍGIDO. Una vez que se seleccionaron los acelerogramas que representan la envolvente de los dos grupos de estudio, se analiza en primera instancia la condición que considera al terreno de cimentación como rígido, observando el comportamiento de los parámetros que intervienen en este caso. Los parámetros que se tienen son: el amortiguamiento del relleno (δ), la relación de Poisson del relleno (ν), y la inercia del muro representada por el término ($\mu/\rho H$).

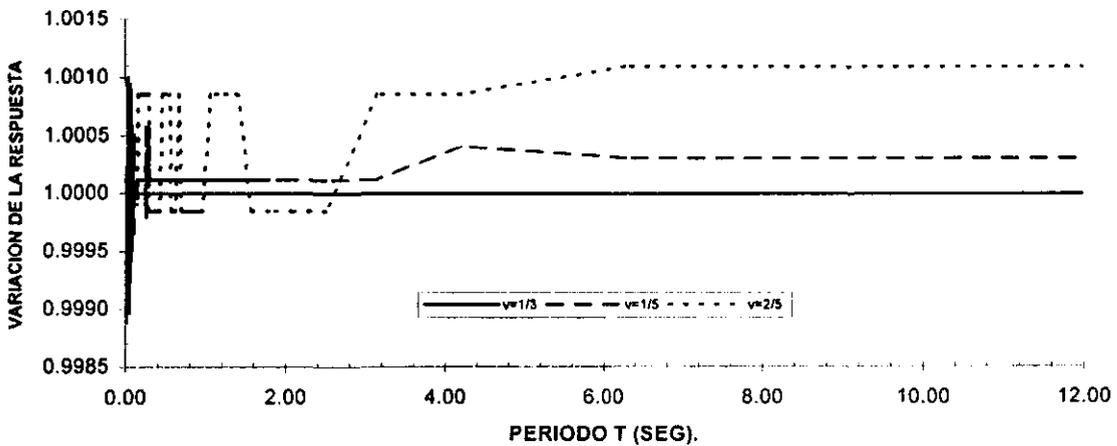
En primera instancia se analiza la influencia de la relación de Poisson (en este caso no se considera la inercia del muro, para evitar que este término interfiera en el análisis de la relación de Poisson), para lo cual se consideran los valores del amortiguamiento del relleno $\delta = 0.1, 0.05$ y 0.01 , donde para cada valor se calcula la respuesta sísmica considerando los valores de la relación de Poisson $\nu = 1/5, 1/3$ y $2/5$. De esta manera, se obtienen los espectros de respuesta de la cortante de base de referencia, donde la respuesta para un valor del amortiguamiento del relleno es prácticamente la misma sin importar el valor asignado a la relación de Poisson. En la gráfica 4.7 se presenta la variación de la respuesta para $\delta = 0.1$, donde la variación se obtiene dividiendo los valores de los espectros calculados con los diferentes valores de la relación de Poisson, entre los valores del espectro para $\nu = 1/3$. En esta gráfica podemos observar que para los diferentes valores de la relación de Poisson, la variación de la respuesta es prácticamente la nula, por lo que podemos establecer que la relación de Poisson no es un factor que afecte de manera sustancial la respuesta. De forma similar se observa lo anterior en las gráficas 4.8 y 4.9, donde se presenta la variación de la respuesta para $\delta = 0.05$ y 0.01 respectivamente, esto para el grupo de acelerogramas registrados en arcillas. Para el caso del grupo de acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar, se calcula de igual forma la variación de la respuesta, teniendo como resultado las gráficas 4.10 a 4.12, donde se observa nuevamente que la relación de Poisson no interfiere de manera sustancial en la respuesta.



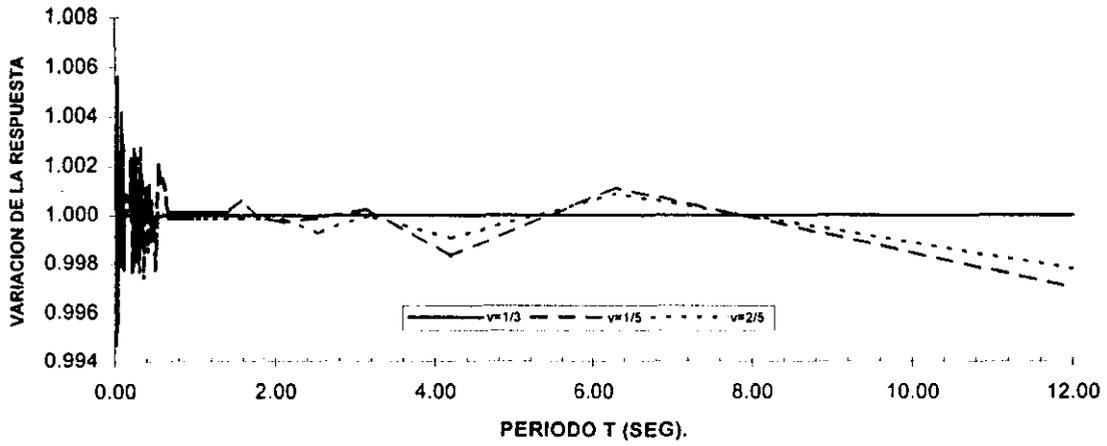
GRAFICA 4.7. Variación de la respuesta para los acelerogramas en arcillas para diferentes valores de ν , para $\delta = 0.1$.



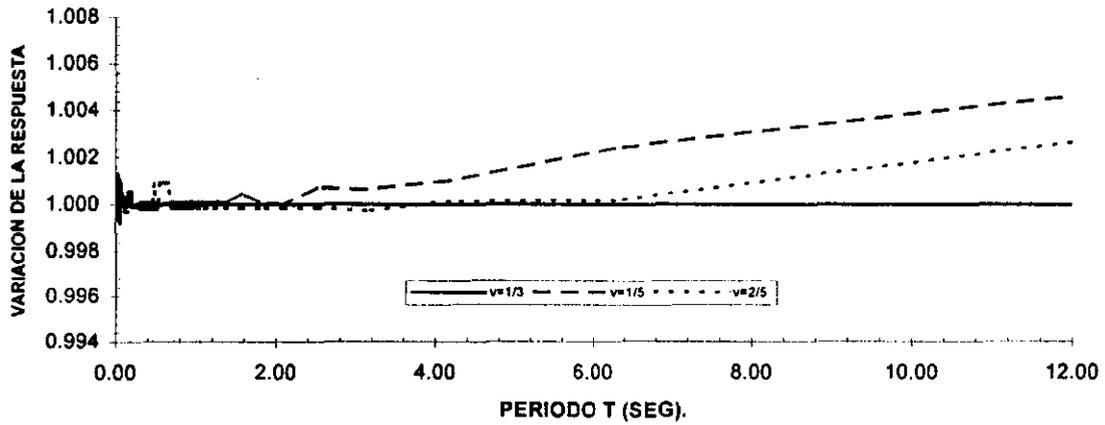
GRAFICA 4.8. Variación de la respuesta para los acelerogramas en arcillas para diferentes valores de ν , para $\delta = 0.05$.



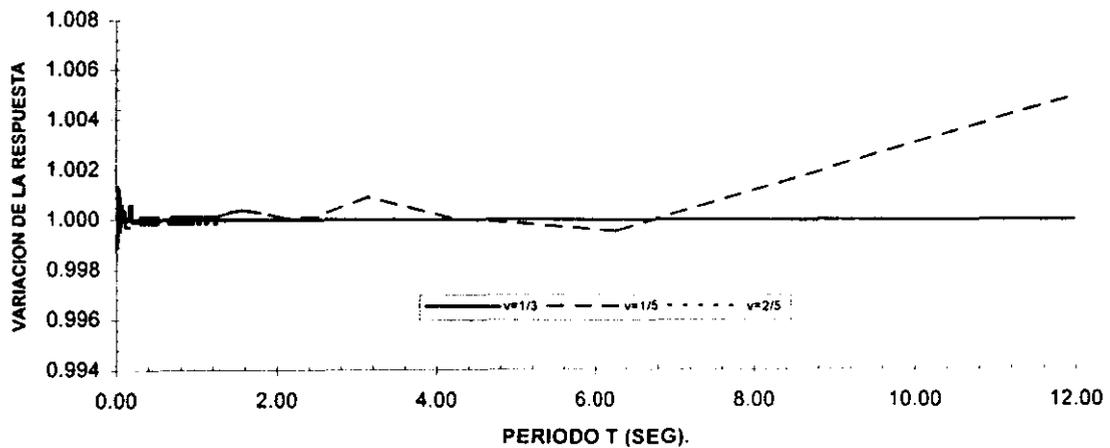
GRAFICA 4.9. Variación de la respuesta para los acelerogramas en arcillas para diferentes valores de ν , para $\delta = 0.01$.



GRAFICA 4.10. Variación de la respuesta para los acelerogramas en roca y otros suelos de respuesta similar para diferentes valores de ν , para $\delta = 0.1$.



GRAFICA 4.11. Variación de la respuesta para los acelerogramas en roca y otros suelos de respuesta similar para diferentes valores de ν , para $\delta = 0.05$.



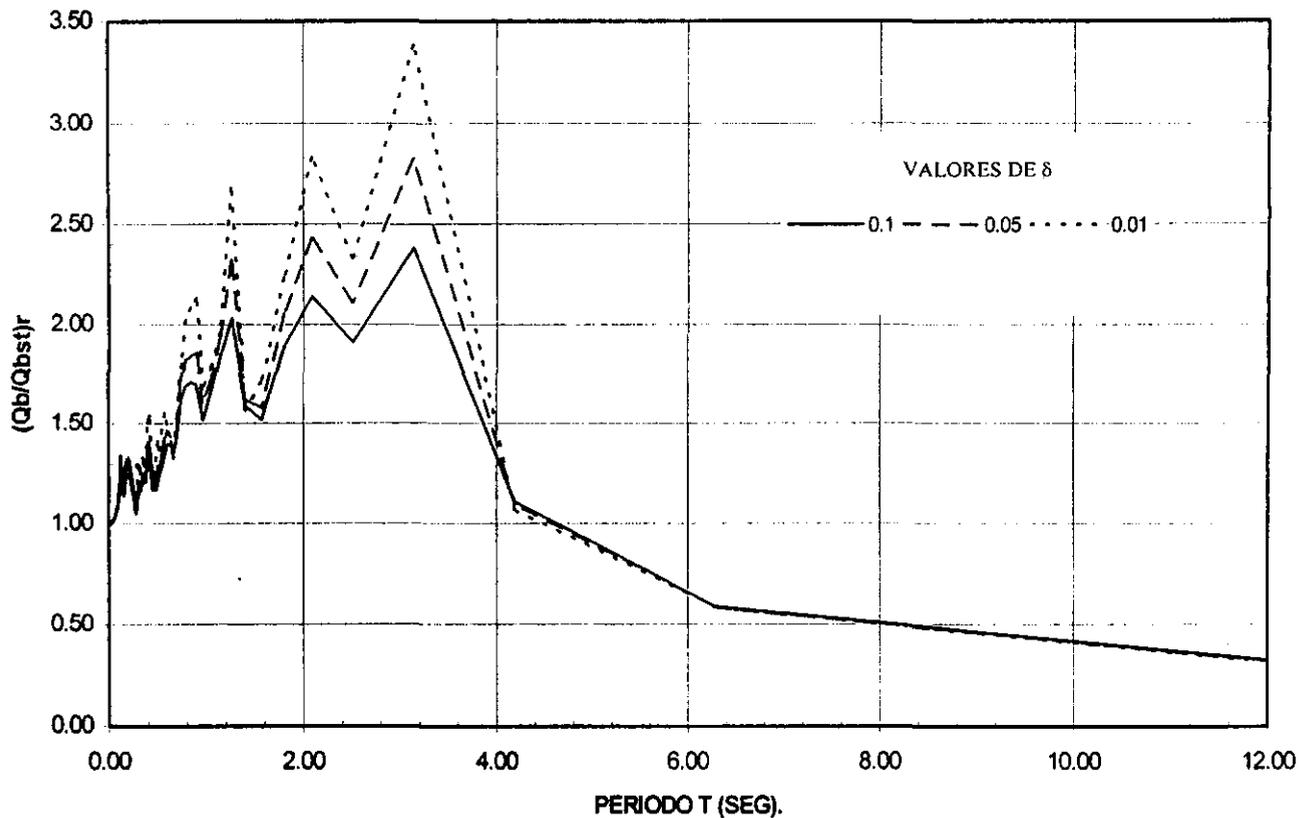
GRAFICA 4.12. Variación de la respuesta para los acelerogramas en roca y otros suelos de respuesta similar para diferentes valores de ν , para $\delta = 0.01$.

Una vez que se observó que la relación de Poisson no interviene de manera sustancial en el resultado de la cortante de base, se decide manejar un valor constante de $\nu = 1/3$, por lo que con dicho valor se calcula en función del amortiguamiento del relleno los espectros de respuesta de las gráficas 4.13 y 4.14. En esta gráficas se observa que el amortiguamiento del relleno (δ) es un factor primordial que determina la respuesta de la cortante de base.

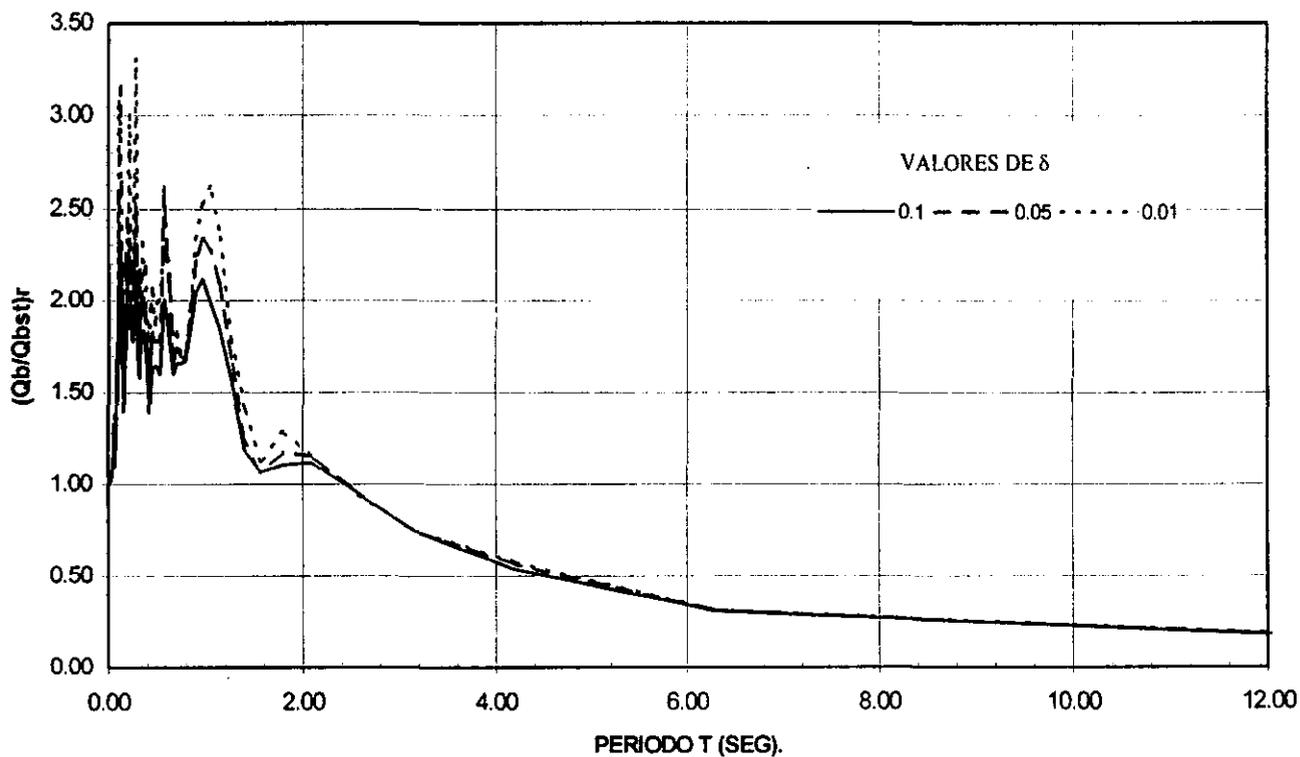
Al realizar el análisis de la relación de Poisson, se tomó la inercia del muro como nula, por lo que ahora corresponde a este término su análisis. Por lo tanto, para los valores del amortiguamiento del relleno $\delta = 0.1, 0.05$ y 0.01 , y con el valor de $\nu = 1/3$, se calculan los espectros de respuesta para $\mu/\rho H = 0.1, 0.2$ y 0.3 . De esta manera se obtienen para $\delta = 0.1$ y $\nu = 1/3$, tres espectros de respuesta, es decir uno para cada valor de $\mu/\rho H$. Estos resultados se comparan con los valores de las respuestas calculadas sin considerar los efectos de inercia, gráficas 4.13 y 4.14, para un mismo amortiguamiento. Por lo tanto, para observar el comportamiento de la respuesta considerando la inercia del muro, se calcula un factor de inercia en función del amortiguamiento, el cual se calcula de la siguiente manera:

Para el caso de los acelerogramas registrados en arcillas, se calculan para $\delta = 0.1$ y $\nu = 1/3$ los espectros de respuesta considerando los efectos de inercia del muro, para los valores de $\mu/\rho H = 0.1, 0.2$ y 0.3 , obteniendo de esta manera tres espectros. Por lo tanto, el factor de inercia se obtiene dividiendo los valores de los espectros calculados considerando los efectos de inercia, entre los valores del espectro de respuesta calculado sin considerar los efectos de inercia, obteniendo de esta manera la gráfica 4.15a. De forma similar, para los valores de $\delta = 0.05$ y 0.01 , se obtienen las gráficas 4.15b y 4.15c. En estas gráficas, se observa que los resultados son prácticamente los mismos sin importar el valor del amortiguamiento del relleno, por lo que se decide calcular un promedio de las tres gráficas, dando como resultado la gráfica 4.15d. En esta última gráfica se puede observar que considerar los efectos de inercia del muro, hasta un periodo aproximado de 7.5 seg., disminuyen la fuerza sísmica que actuará sobre el muro hasta en un 19 %.

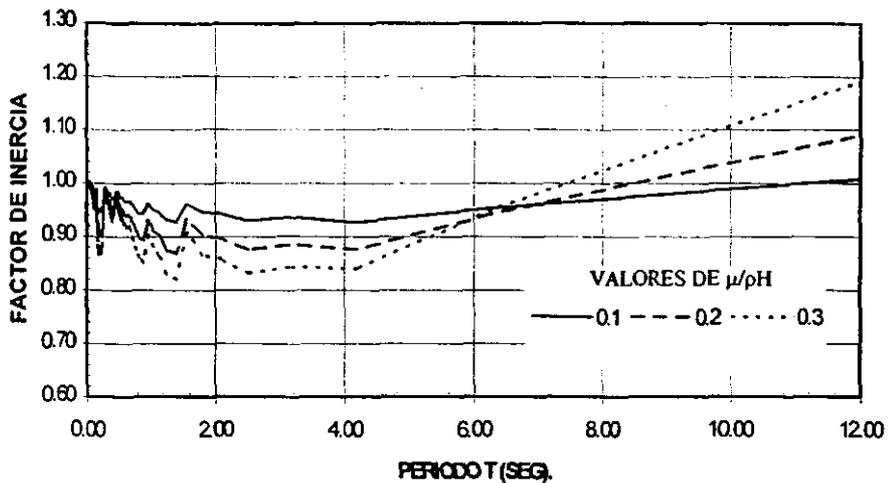
Para el caso del grupo de acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar, se procede de forma similar al párrafo anterior, obteniendo de esta manera los factores de inercia del muro para $\delta = 0.1, 0.05$ y 0.01 , dando como resultado las gráficas 4.16a, 4.16b y 4.16c respectivamente. En estas gráficas, al igual que en el caso anterior, se observa que los resultados son prácticamente los mismos sin importar el valor de δ , por lo que se decide calcular un promedio de estas tres gráficas, obteniendo de esta manera la gráfica 4.16d. En esta última gráfica se puede observar que considerar los efectos de inercia del muro, hasta un periodo aproximado de 5 seg., disminuyen la fuerza sísmica que actuará sobre el muro hasta en un 20 %.



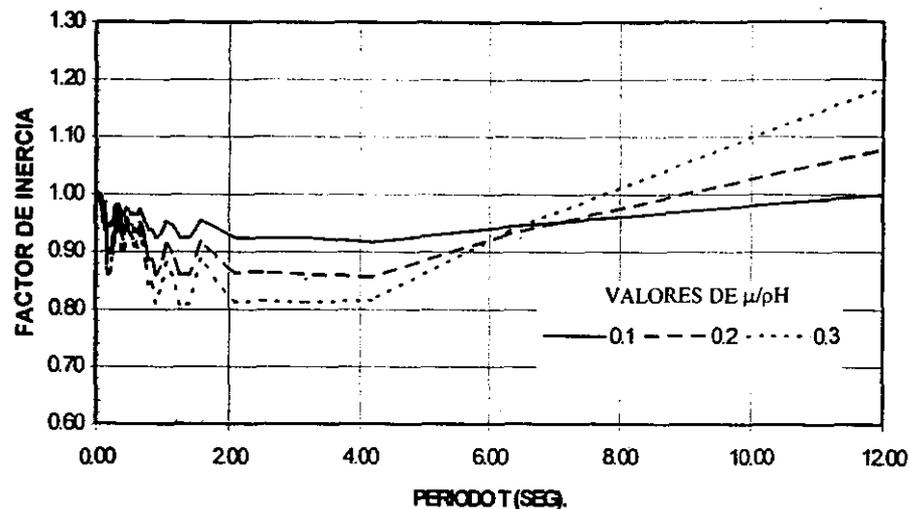
GRAFICA 4.13. Respuesta sismica calculada con acelerogramas registrados en arcillas, sin considerar los efectos de inercia del muro para diferentes valores de δ , con $\nu = 1/3$.



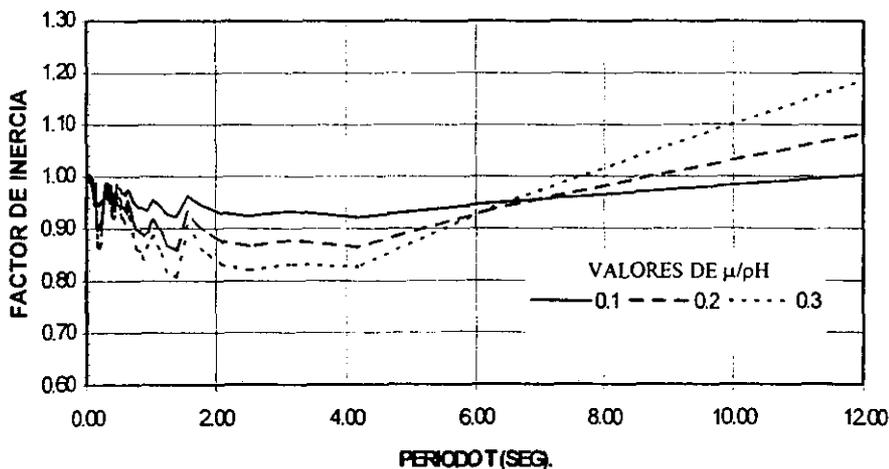
GRAFICA 4.14. Respuesta sismica calculada con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar, sin considerar los efectos de inercia del muro para diferentes valores de δ , con $\nu = 1/3$.



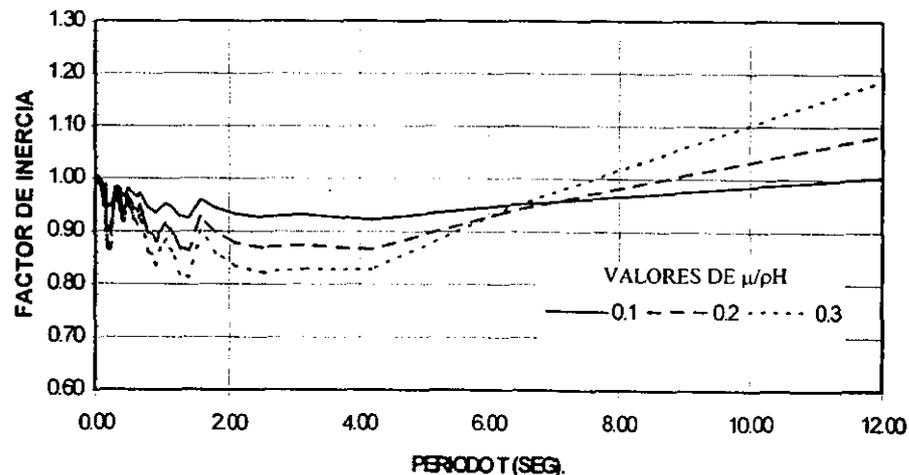
GRAFICA 4.15a. Factor para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.1$ y $\nu = 1/3$



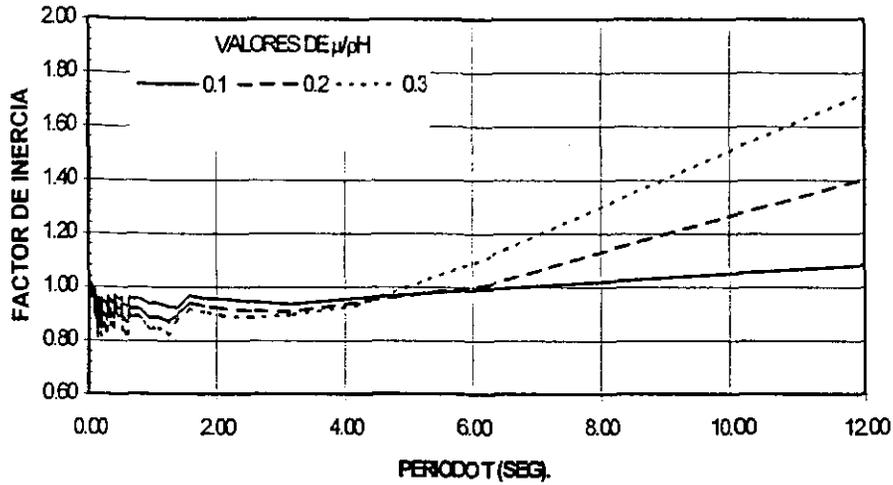
GRAFICA 4.15c. Factor para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.01$ y $\nu = 1/3$



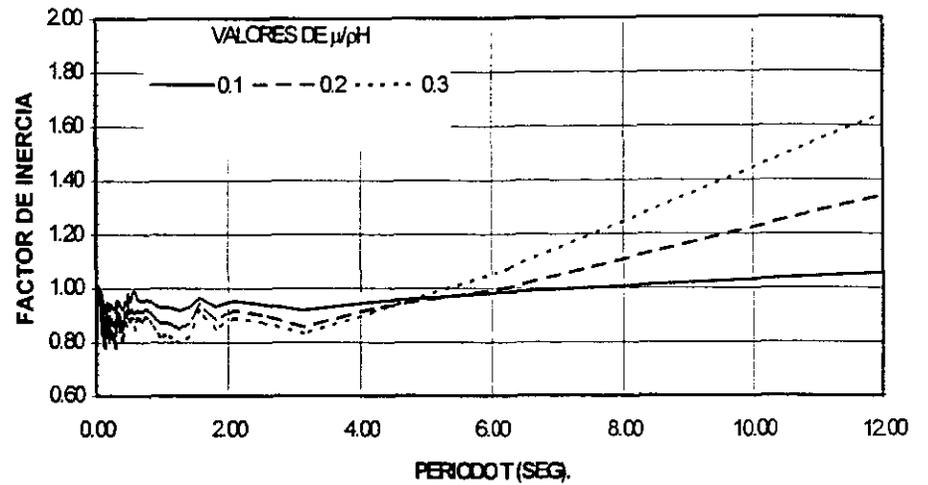
GRAFICA 4.15b. Factor para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.05$ y $\nu = 1/3$



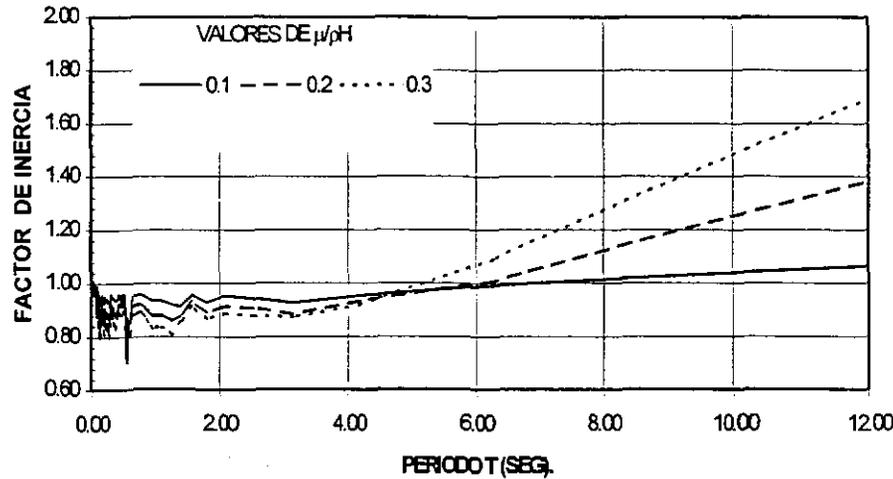
GRAFICA 4.15d. Factor promedio para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los factores para $\delta = 0.1, 0.05$ y 0.01 con $\nu = 1/3$, para los acelerogramas registrados en arcillas.



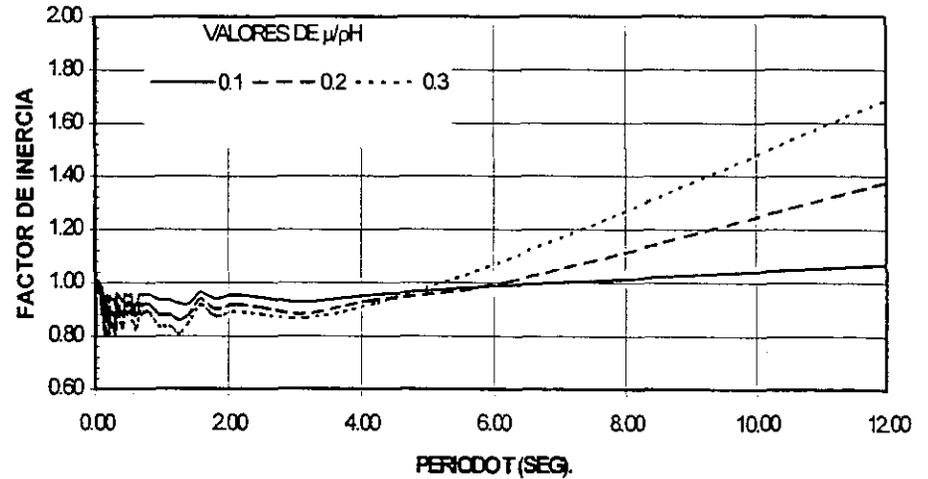
GRAFICA 4.16a. Factor para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para $\delta = 0.1$ y $\nu = 1/3$



GRAFICA 4.16c. Factor para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para $\delta = 0.01$ y $\nu = 1/3$



GRAFICA 4.16b. Factor para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para $\delta = 0.05$ y $\nu = 1/3$



GRAFICA 4.16d. Factor promedio para la inercia del muro para diferentes valores de $\mu/\rho H$, calculado con los factores para $\delta = 0.1, 0.05$ y 0.01 con $\nu = 1/3$, para los acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar.

4.2.3 ANÁLISIS CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN. En el punto anterior se estudio el caso que considera al terreno de cimentación rígido, así como los parámetros que intervienen en la obtención de la cortante de base de referencia; por lo tanto, toca ahora realizar el análisis considerando la flexibilidad del terreno de cimentación (aplicando la ecuación 3.55), así como los parámetros que intervienen directamente en la obtención de la cortante de base de referencia.

Debido a que en el caso de una cimentación rígida los parámetros de la relación de Poisson (ν) así como la inercia del muro ($\mu/\rho H$), fueron estudiados en forma independiente o aislada sin la intervención de algún otro parámetro, se establece que no es necesario realizar un nuevo análisis de dichos parámetros, por lo que ahora nos enfocaremos a estudiar la flexibilidad del terreno de cimentación, la cual se representa por el cociente de velocidades cortantes V_s/V_{s_f} , donde V_s y V_{s_f} son las velocidades de onda cortante del relleno y terreno de cimentación respectivamente. Asimismo, se estudiará la geometría del muro mediante el cociente $2B/H$, y las densidades del relleno (ρ) y terreno de cimentación (ρ_f) mediante el cociente ρ/ρ_f .

Del análisis de la relación de Poisson para el caso de cimentación rígida, se observó que este parámetro no afecta de forma importante el resultado, por lo que se fija un valor constante de $\nu = 1/3$, igual que en el caso anterior. Para el caso del amortiguamiento del relleno (δ), este se manejará con los valores de 0.1, 0.05 y 0.01.

Para simplificar el análisis se considera la relación de Poisson del relleno (ν) igual a la relación de Poisson del terreno de cimentación (ν_f), es decir $\nu = \nu_f$, de igual forma para el caso del amortiguamiento del relleno (δ), este se considera igual al amortiguamiento del terreno de cimentación (δ_f), es decir $\delta = \delta_f$. Por lo tanto, en adelante al estar refiriéndonos al amortiguamiento como a la relación de Poisson del relleno, nos estaremos refiriendo a ambos casos, tanto al suelo de relleno como de cimentación. No hay que olvidar que esta consideración se toma solamente para el caso que considera la flexibilidad de la cimentación, que es donde intervinieron dichos parámetros.

Para analizar la flexibilidad del terreno de cimentación mediante el cociente de velocidades de onda cortantes (V_s/V_{s_f}), se fijan como valores $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $1/3$, de forma similar para el término que representa la geometría del muro se tienen los valores $2B/H = 0.3, 0.4$ y 0.5 , y para el cociente de la relación de densidades se tendrá $\rho/\rho_f = 0.75, 1.0$ y 1.25 .

Para realizar el análisis se estudia en primera instancia la influencia de la geometría del muro, calculando para los acelerogramas registrados en arcillas, los espectros de respuesta para $\delta = 0.1$ y $\nu = 1/3$, tomando como valores iniciales $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $\rho/\rho_f = 1.0$ (donde el valor de $\rho/\rho_f = 1.0$, representa el caso en el cual la densidad del material del relleno es igual a la del terreno de cimentación), lo anterior para los valores de $2B/H = 0.3, 0.4$ y 0.5 . De esta manera, se obtienen los espectros de respuesta de la gráfica 4.17, de forma

similar, solo que ahora con los valores de $\delta = 0.05$ y 0.01 , se obtienen las gráficas 4.18 y 4.19 respectivamente.

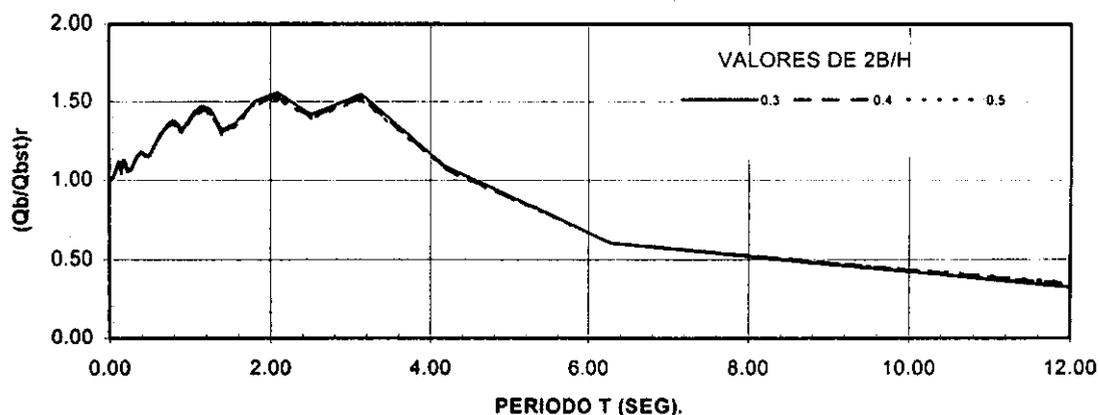
En la gráfica 4.17 se observa que los espectros de respuesta son muy similares, a pesar de tener valores distintos para el término $2B/H$. Esto mismo se observa en las gráficas 4.18 y 4.19. Por lo tanto, para observar la magnitud de las diferencias en la respuesta para los diferentes valores de $2B/H$, se calcula un factor de geometría del muro, el cual se calcula como el cociente que resulta de dividir los espectros de respuesta para los diferentes valores de $2B/H$, entre el espectro de respuesta para $2B/H = 0.3$, de esta manera, para los espectros de la gráfica 4.17, se obtiene la gráfica 4.20. Siguiendo el mismo proceso para los espectros calculados en las gráficas 4.18 y 4.19 se obtiene las gráficas 4.21 y 4.22 respectivamente. En estas gráficas se puede ver que los factores obtenidos son prácticamente los mismos sin importar el valor del amortiguamiento, por lo que podemos concluir que se puede calcular un factor promedio.

Al observar lo anterior, se decide calcular para los acelerogramas registrados en arcillas los espectros de respuesta para un valor medio de $2B/H = 0.4$, para los valores de $\delta = 0.1, 0.05$ y 0.01 , tomando en cuenta que $\nu = 1/3$, $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $\rho/\rho_f = 1.0$; de esta manera se obtiene la gráfica 4.23. Como en la gráfica anterior se considera un valor de $2B/H = 0.4$, es necesario calcular un factor que ajuste el valor del espectro de respuesta para los diferentes valores de $2B/H$, por lo que dicho factor se calcula de la siguiente manera:

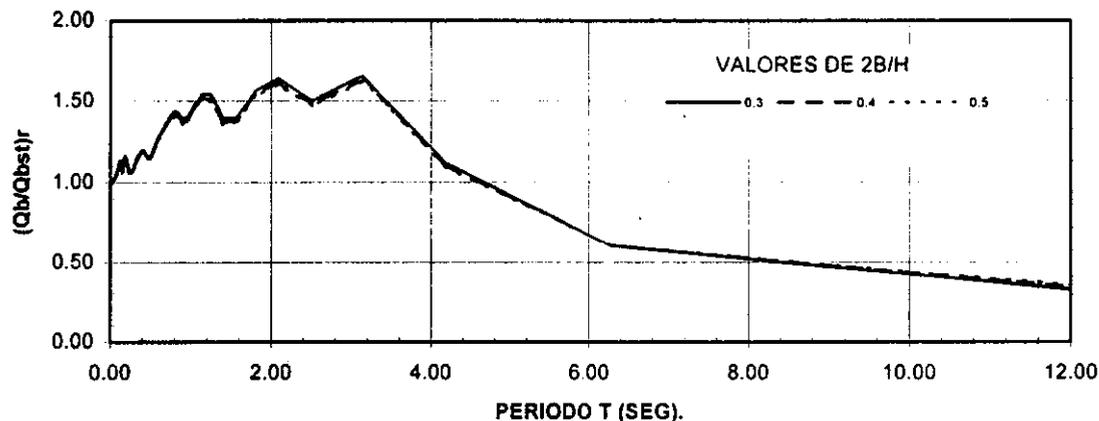
De los espectros de respuesta calculados en las gráficas 4.17, 4.18 y 4.19, se calcula para cada gráfica, el cociente que resulta de dividir la respuesta para los diferentes valores de $2B/H$ entre la respuesta para $2B/H = 0.4$, de estos resultados se obtiene un promedio para cada valor de $2B/H$, ya que como se vio antes, el amortiguamiento no interviene de forma sustancial en el comportamiento de la inercia del muro: obteniendo de esta manera la gráfica 4.24.

Realizando el proceso anterior, para un valor de $V_s/V_{s_f} = 1/3$, para los acelerogramas registrados en arcillas, se obtienen las gráficas 4.25 y 4.26. Para el caso característico del grupo de acelerogramas registrados en roca y suelos de respuesta similar, se realizó el mismo proceso de los párrafos anteriores, obteniendo de esta manera las gráficas 4.27 a 4.30.

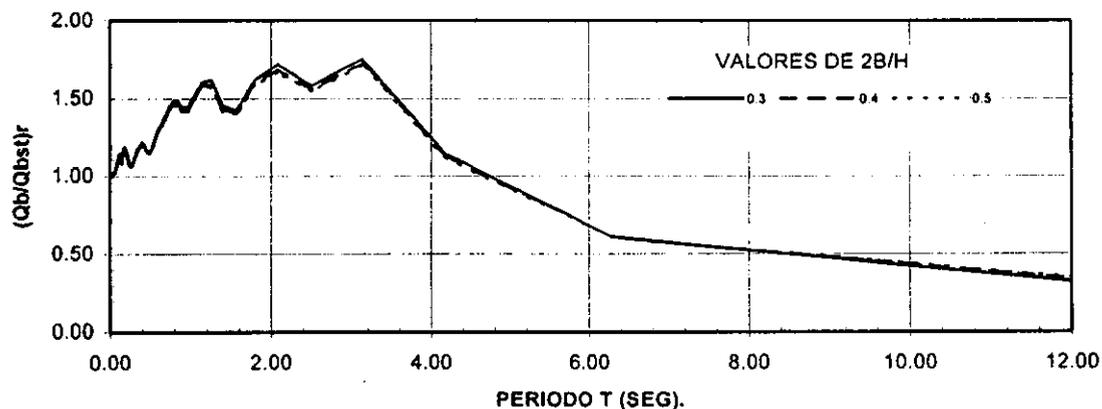
Una vez analizado el término de la geometría del muro, corresponde al término de la relación de densidades ρ/ρ_f su análisis correspondiente, ya que este fue considerado unitario en el análisis anterior. Por lo tanto, para estudiar el comportamiento del término ρ/ρ_f , para los valores de $0.75, 1.0$ y 1.25 , se procede de la siguiente manera. Para el grupo de acelerogramas registrados en arcillas, se calculan los espectros de respuesta considerando $\nu = 1/3$, $\delta = 0.1$, $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $2B/H = 0.4$, para los valores de $\rho/\rho_f = 0.75, 1.0$ y 1.25 , obteniendo de esta manera la gráfica 4.31. Realizando el mismo proceso, pero para los valores de $\delta = 0.05$ y 0.01 se obtienen las gráficas 4.32 y 4.33. En estas tres gráficas se observa que existen variaciones en el



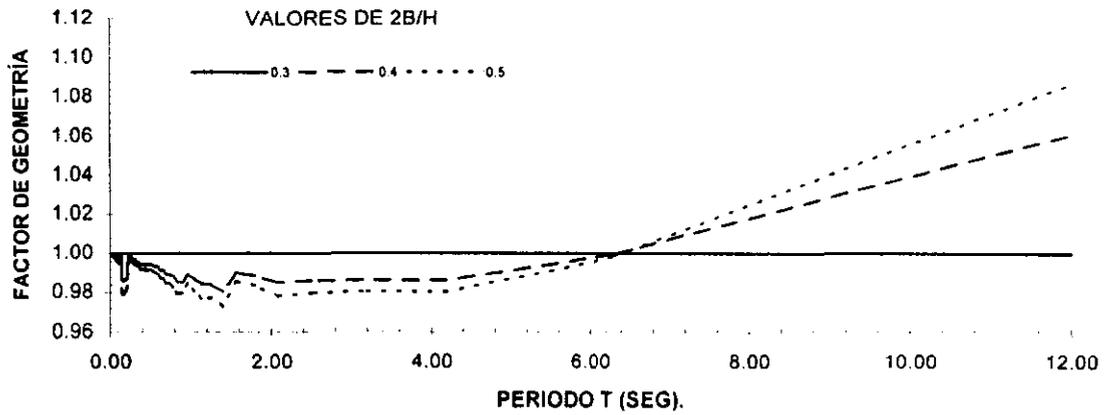
GRAFICA 4.17. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de 2B/H con $\delta = 0.1$, $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $\rho/pf = 1.0$



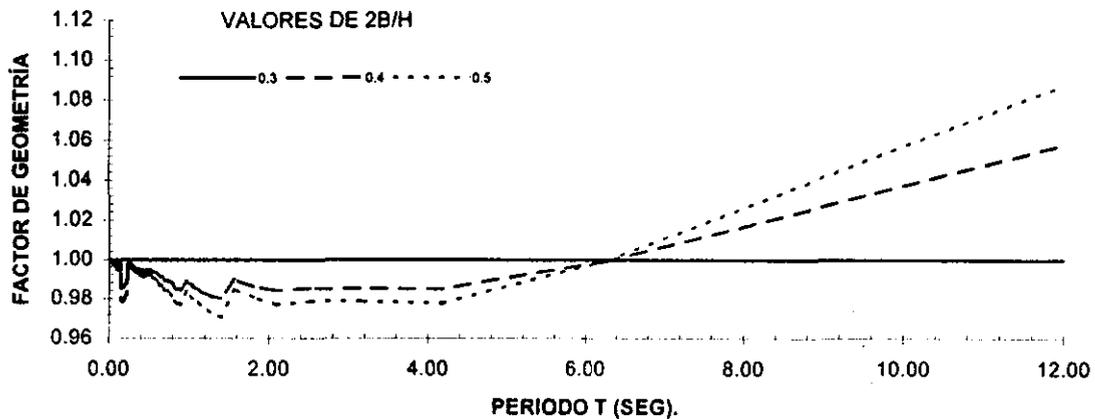
GRAFICA 4.18. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de 2B/H con $\delta = 0.05$, $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $\rho/pf = 1.0$



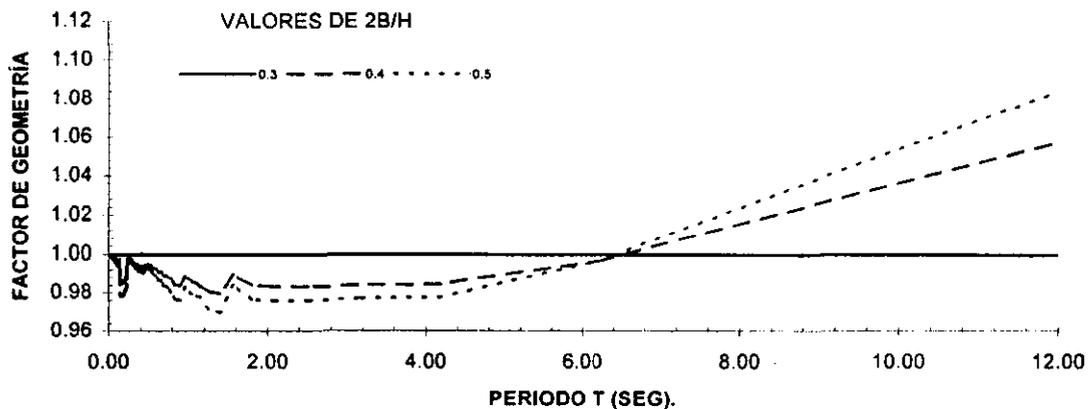
GRAFICA 4.19. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de 2B/H con $\delta = 0.01$, $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $\rho/pf = 1.0$



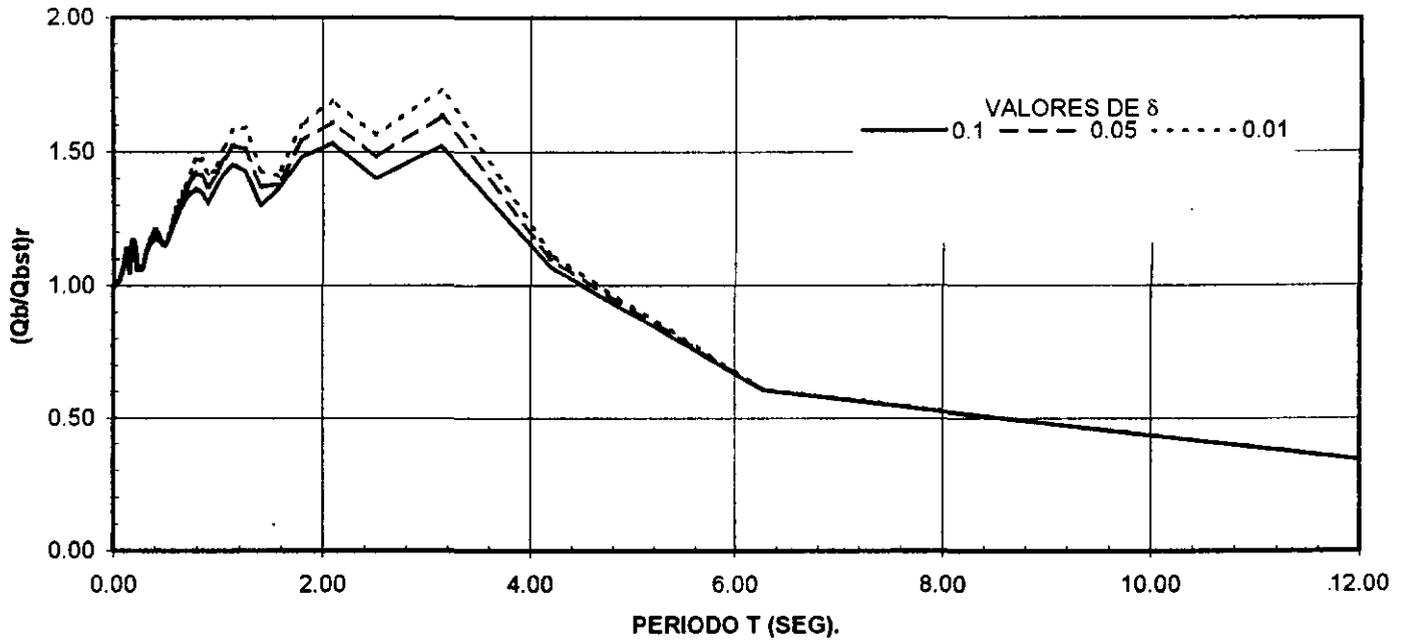
GRAFICA 4.20. Factor para la geometría del muro para diferentes valores de 2B/H, calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.1$, $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $\rho/pf = 1.0$



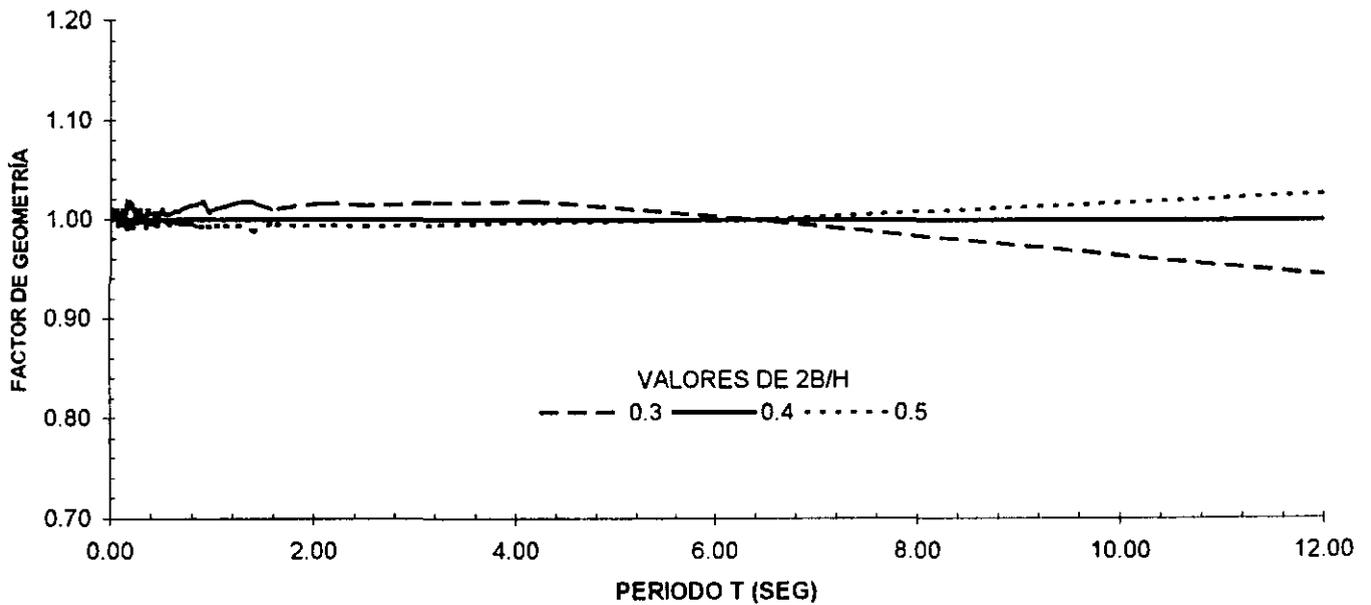
GRAFICA 4.21. Factor para la geometría del muro para diferentes valores de 2B/H, calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.05$, $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $\rho/pf = 1.0$



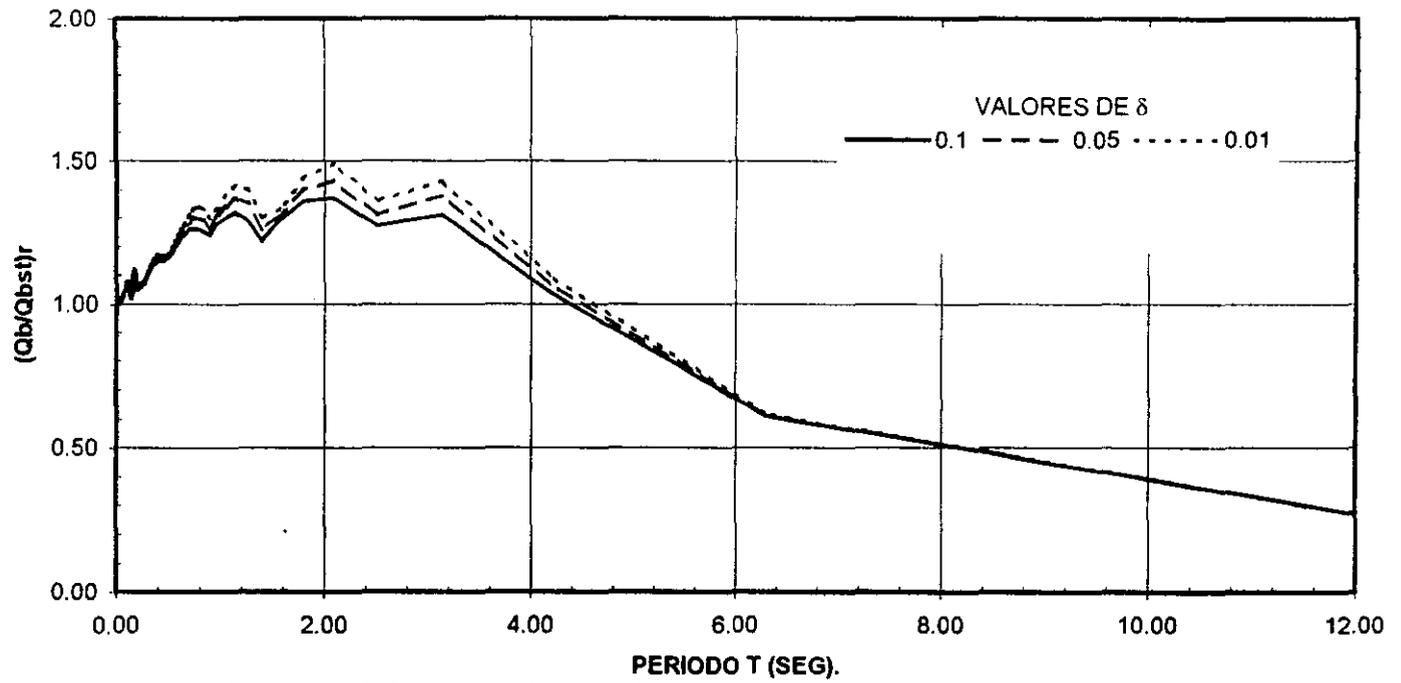
GRAFICA 4.22. Factor para la geometría del muro para diferentes valores de 2B/H, calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.01$, $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $\rho/pf = 1.0$



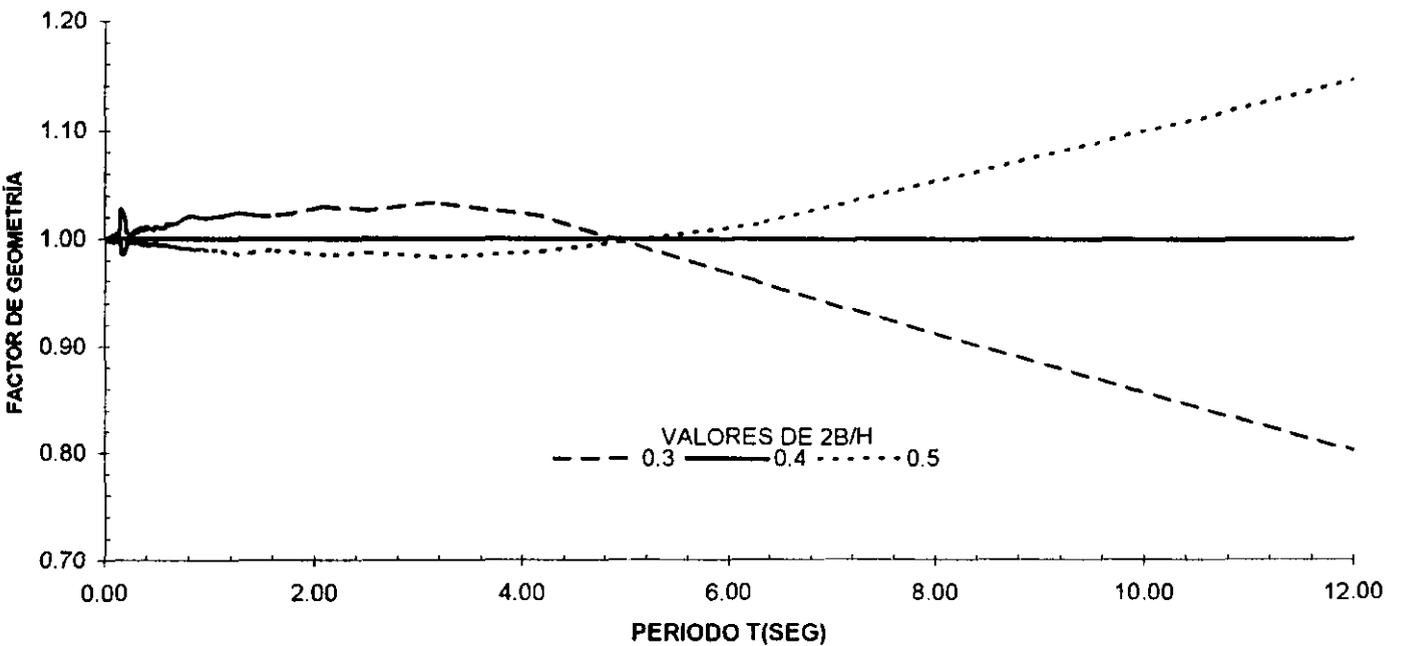
GRAFICA 4.23. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de δ , con $V_s/V_{sf} = 1/5$, $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ y $\mu/\rho H=0.0$



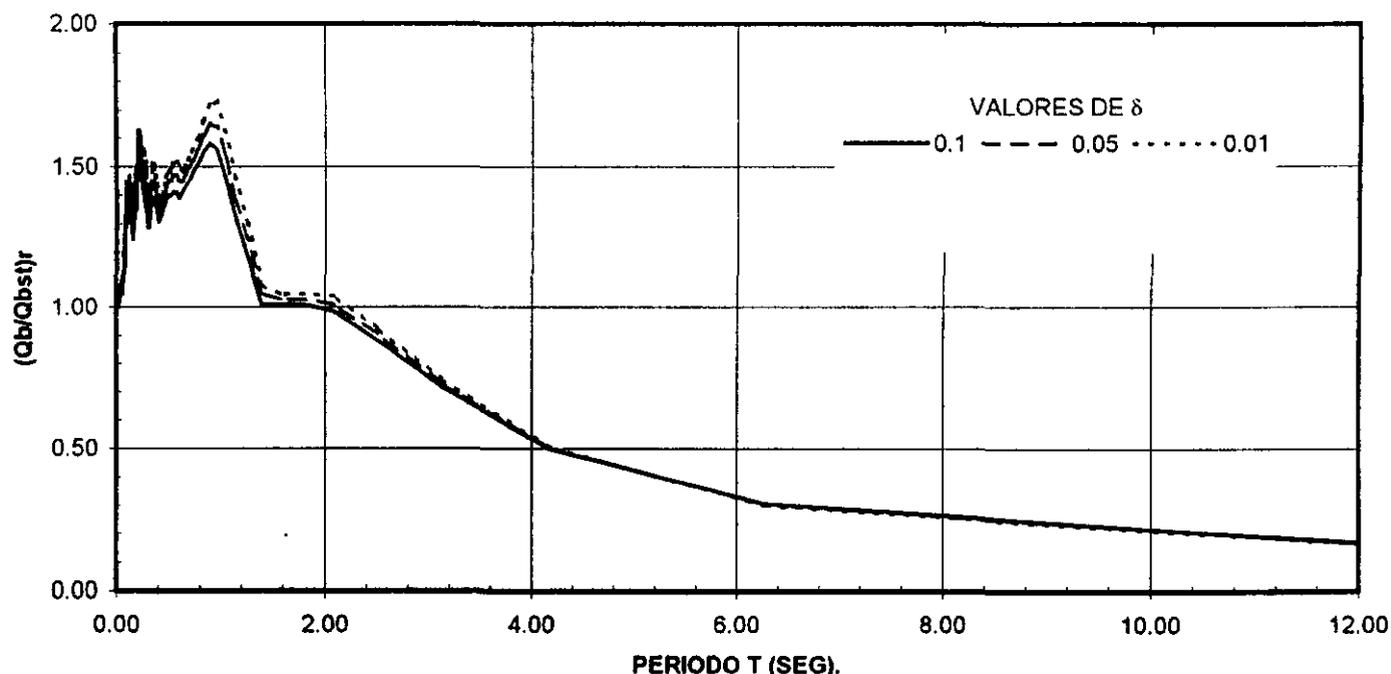
GRAFICA 4.24. Factor promedio para la geometría del muro para diferentes valores de $2B/H$, calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$, $\rho/\rho_f = 1.0$.



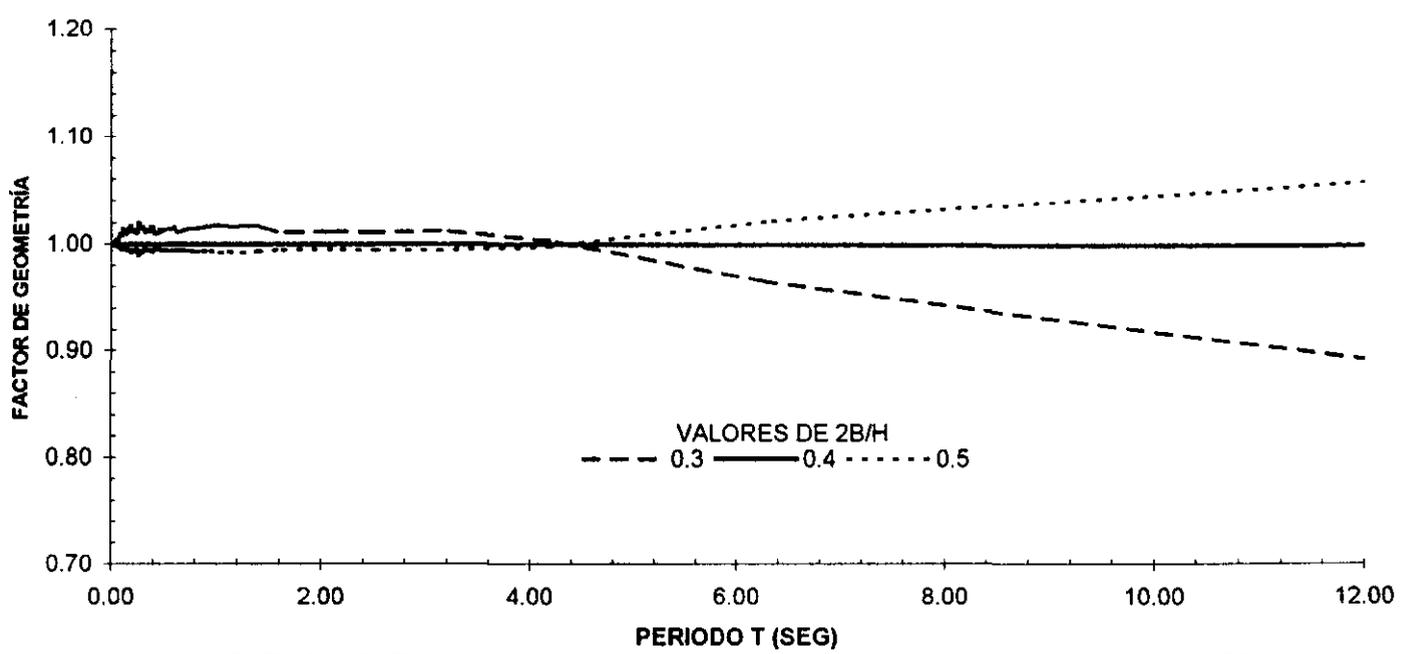
GRAFICA 4.25. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de δ , con $V_s/V_{sf} = 1/3$, $\nu = 1/3$, $2B/H = 0.4$, $\rho/\rho_f = 1.0$ y $\mu/\rho H = 0.0$



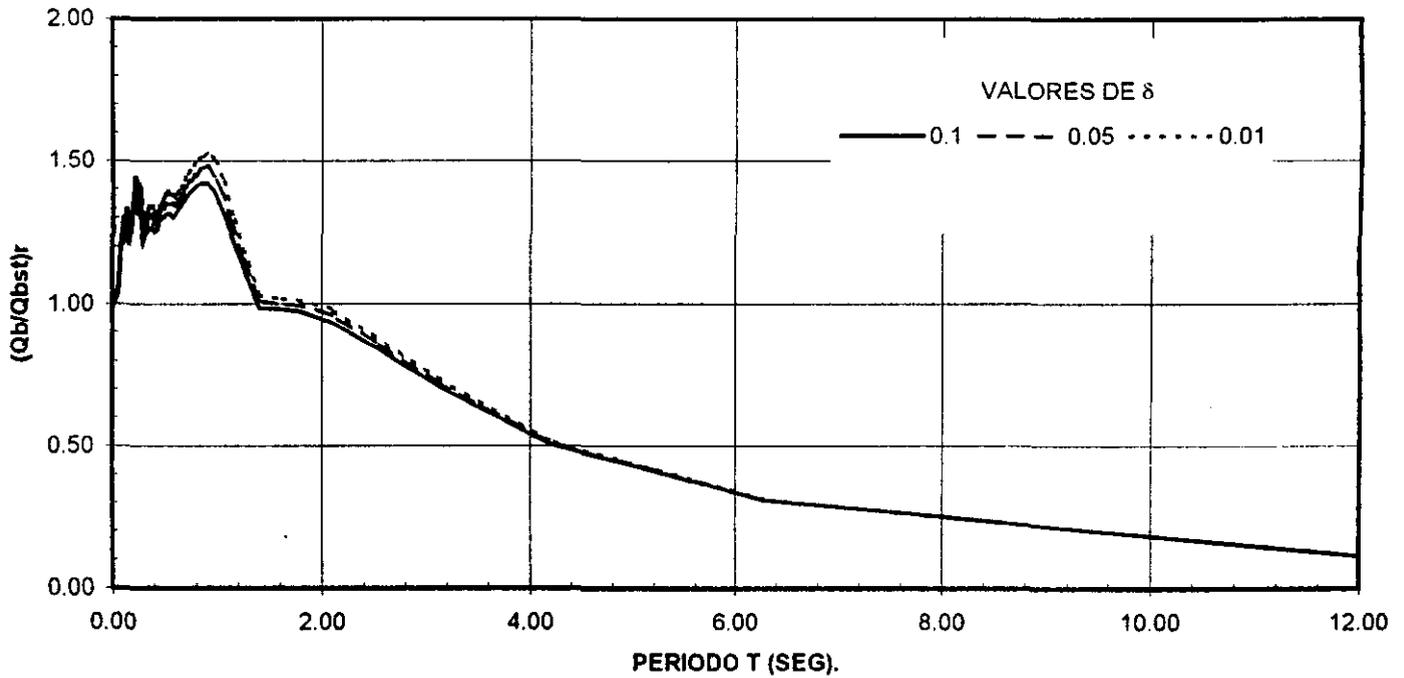
GRAFICA 4.26. Factor promedio para la geometría del muro para diferentes valores de $2B/H$, calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/3$, $\rho/\rho_f = 1.0$.



GRAFICA 4.27. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para diferentes valores de δ , con $V_s/V_{sf} = 1/5$, $\nu = 1/3$, $2B/H = 0.4$, $\rho/\rho_f = 1.0$ y $\mu/\rho H = 0.0$



GRAFICA 4.28. Factor promedio para la geometría del muro para diferentes valores de $2B/H$, calculado con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$, $\rho/\rho_f = 1.0$.



GRAFICA 4.29. Respuesta sísmica calculada con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para diferentes valores de δ , con $V_s/V_{sf} = 1/3$, $\nu = 1/3$, $2B/H = 0.4$, $\rho/\rho_f = 1.0$ y $\mu/\rho H = 0.0$

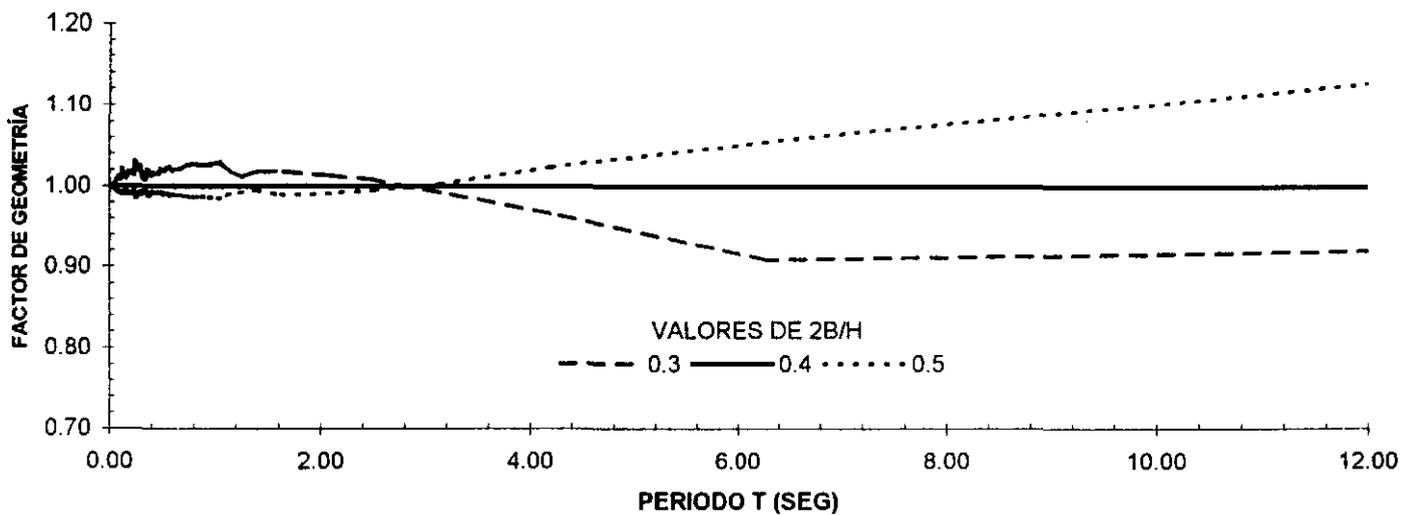
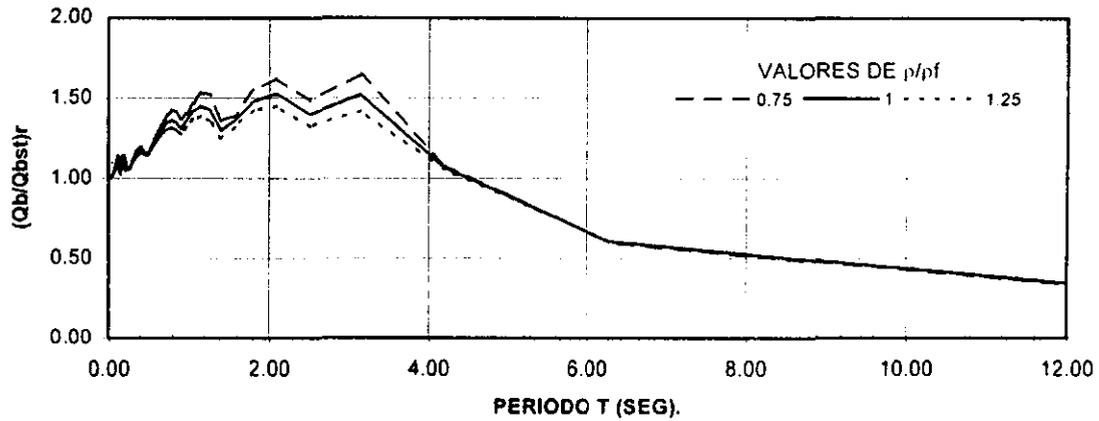
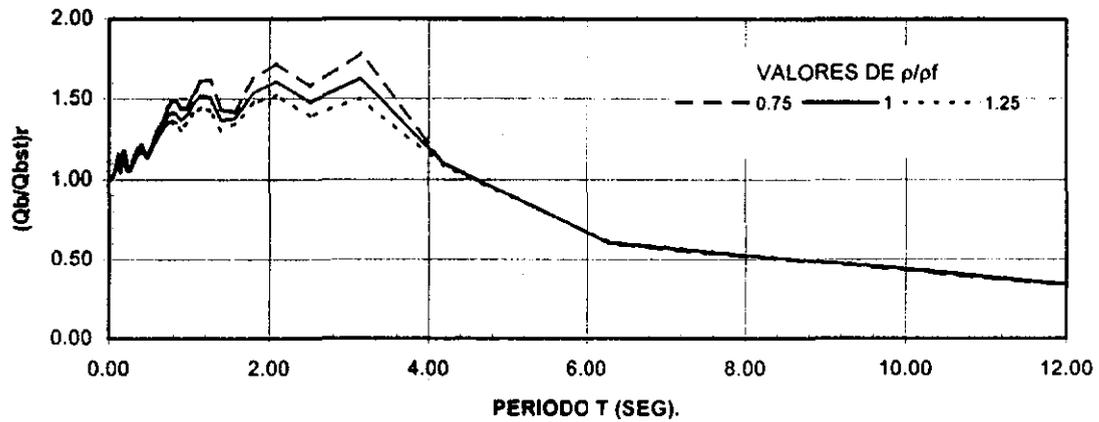


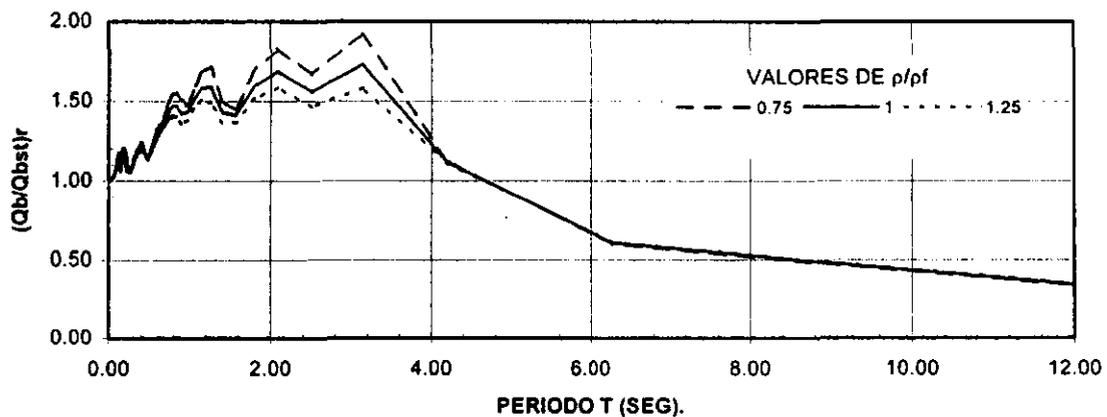
FIGURA 4.30. Factor promedio para la geometría del muro para diferentes valores de $2B/H$, calculado con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar para $\nu = 1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/3$, $\rho/\rho_f = 1.0$.



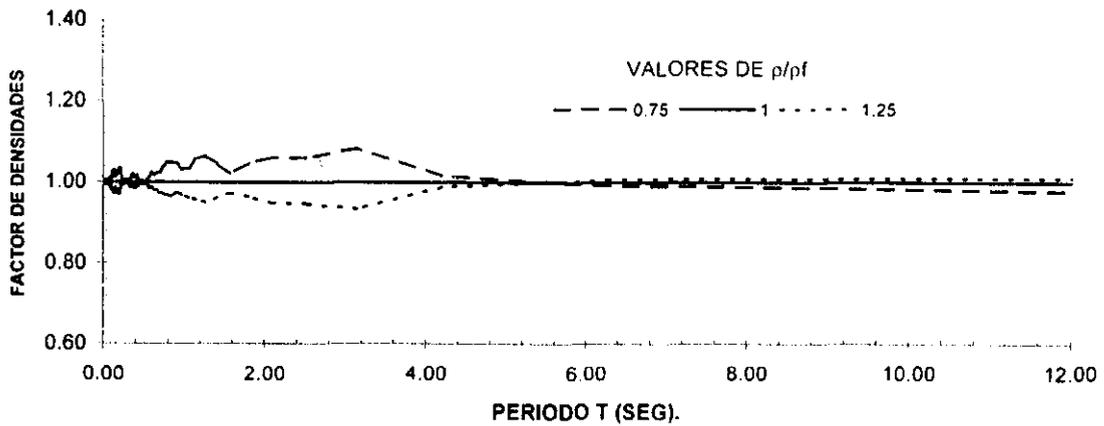
GRAFICA 4.31. Respuesta sismica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de ρ/pf con $\delta=0.1$, $\nu=1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $2B/H = 0.4$



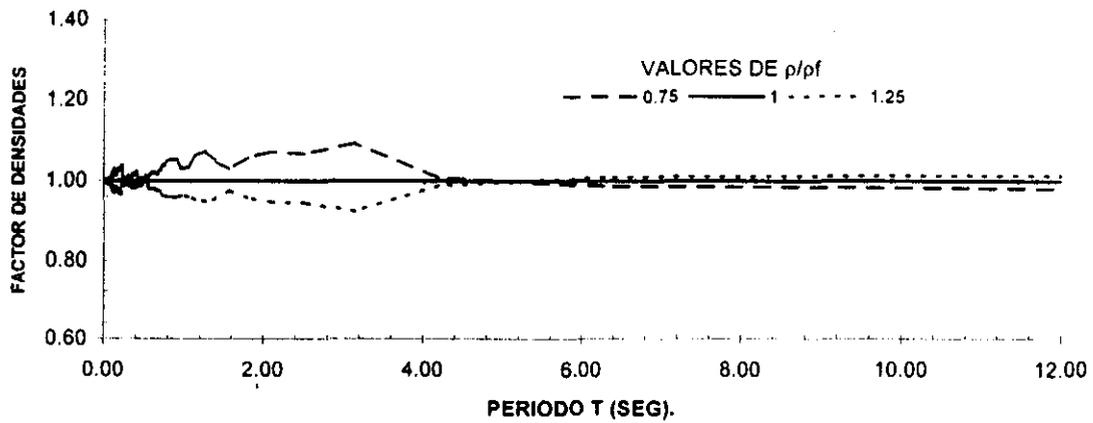
GRAFICA 4.32. Respuesta sismica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de ρ/pf con $\delta=0.05$, $\nu=1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $2B/H = 0.4$



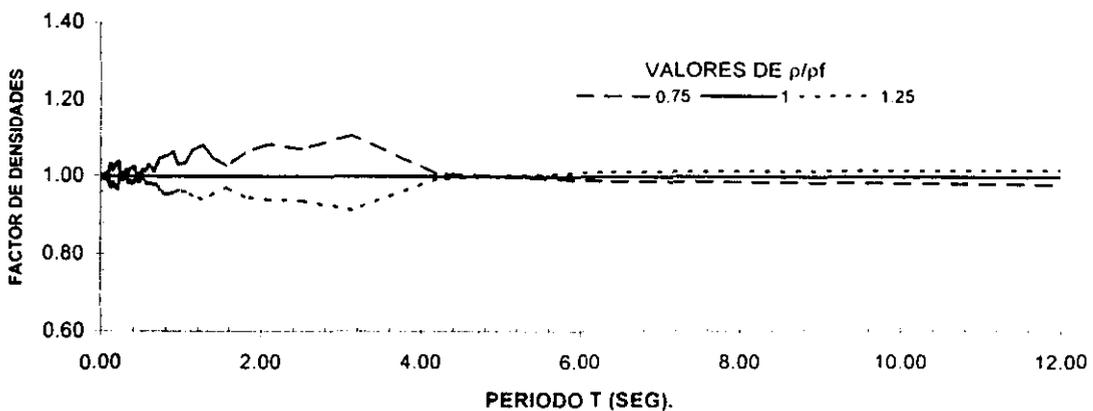
GRAFICA 4.33. Respuesta sismica calculada con acelerogramas registrados en arcillas para diferentes valores de ρ/pf con $\delta=0.01$, $\nu=1/3$, $V_s/V_{sf} = 1/5$ y $2B/H = 0.4$



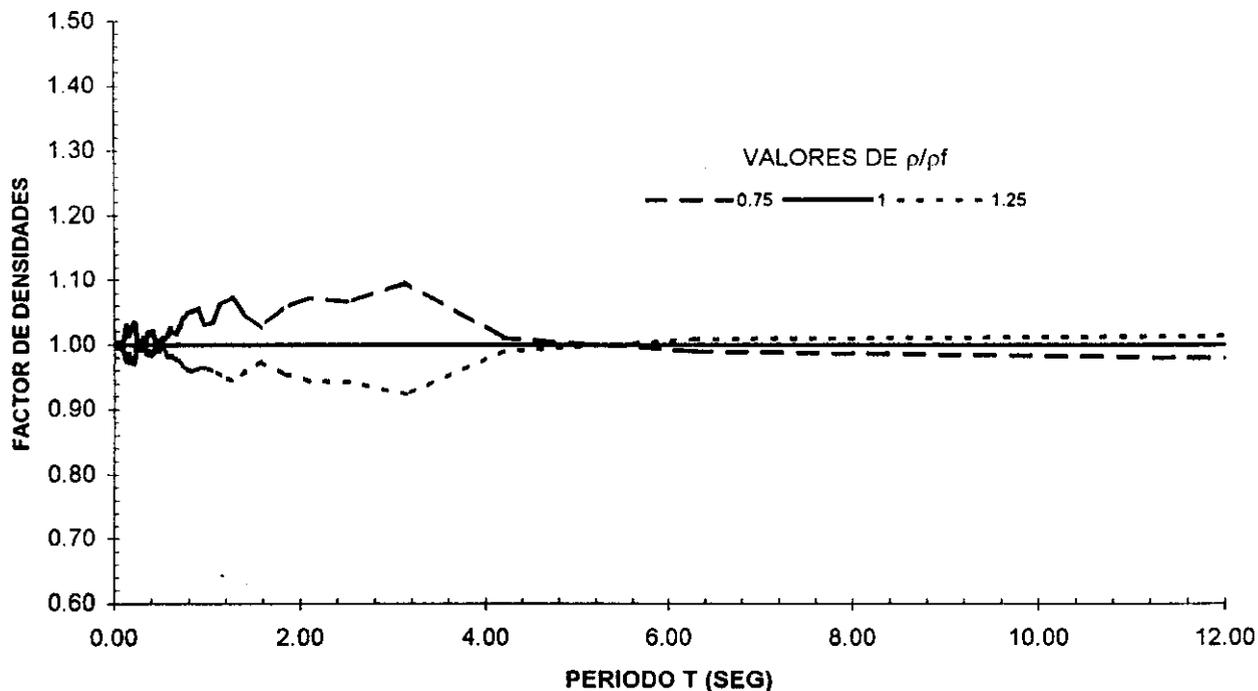
GRAFICA 4.34. Factor para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f , calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.1$, $\nu = 1/3$, $2B/H = 0.4$ y $V_s/V_{sf} = 1/5$



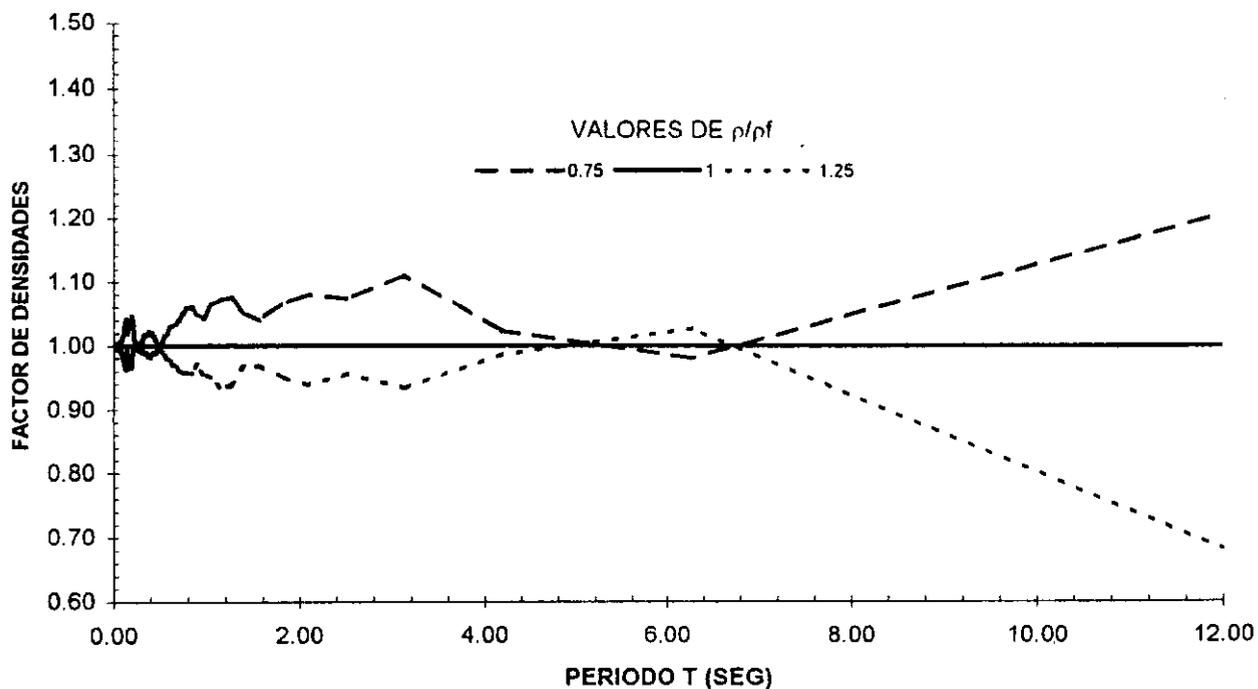
GRAFICA 4.35. Factor para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f , calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.05$, $\nu = 1/3$, $2B/H = 0.4$ y $V_s/V_{sf} = 1/5$



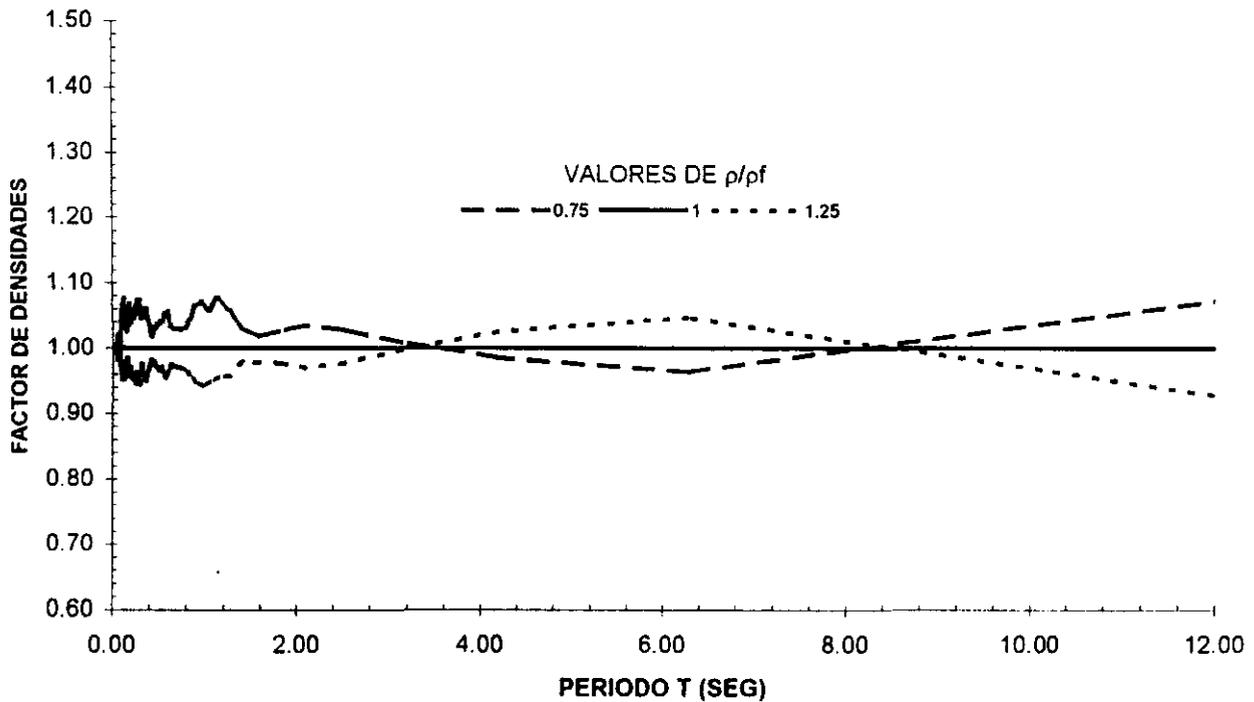
GRAFICA 4.36. Factor para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f , calculado con acelerogramas registrados en arcillas para $\delta = 0.01$, $\nu = 1/3$, $2B/H = 0.4$ y $V_s/V_{sf} = 1/5$



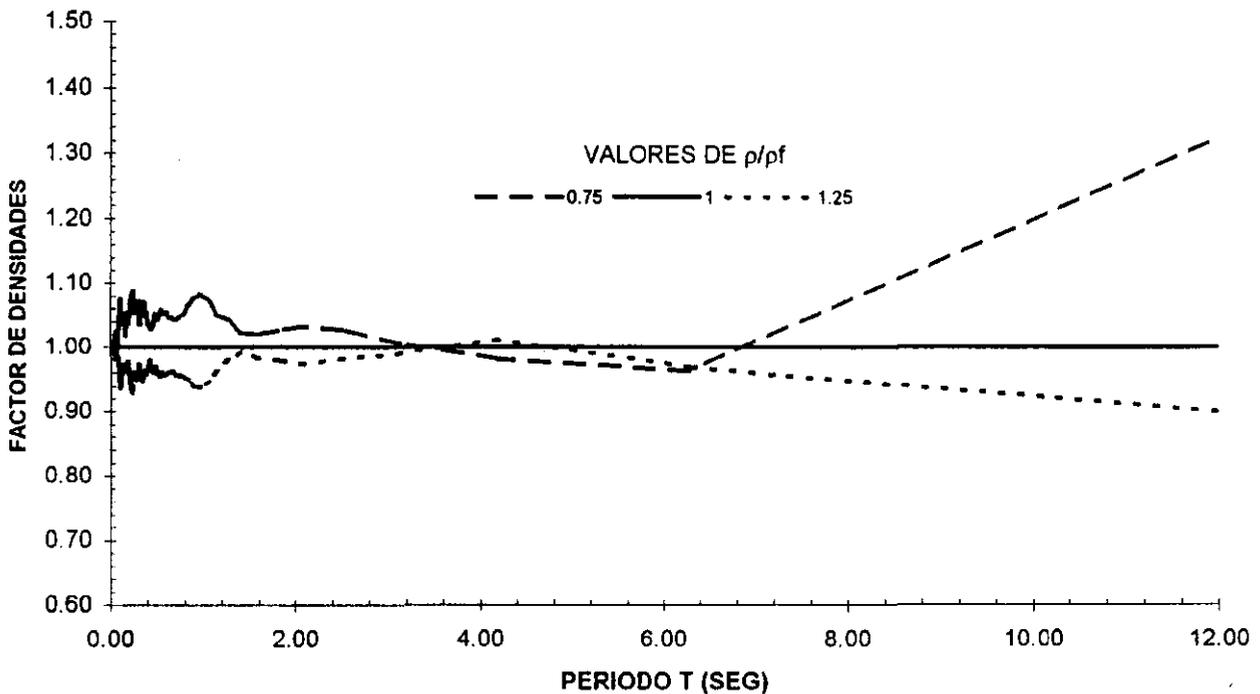
GRAFICA 4.37. Factor promedio para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f para $V_s/V_{sf}=1/5$, $\nu=1/3$ y $2B/H = 0.4$, para el caso de acelerogramas registrados en arcillas



GRAFICA 4.38. Factor promedio para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f para $V_s/V_{sf}=1/3$, $\nu=1/3$ y $2B/H = 0.4$, para el caso de acelerogramas registrados en arcillas



GRAFICA 4.39. Factor promedio para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/pf para $V_s/V_{sf}=1/5$, $\nu=1/3$ y $2B/H = 0.4$, para el caso de acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar.



GRAFICA 4.40. Factor promedio para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/pf para $V_s/V_{sf}=1/3$, $\nu=1/3$ y $2B/H = 0.4$, para el caso de acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar.

espectro de respuesta según el valor asignado al término ρ/ρ_f , principalmente en un intervalo de uno a cuatro segundos. Por lo tanto, para observar la magnitud de las diferencias en las respuestas según el valor asignado al término ρ/ρ_f , se calcula un factor para la relación ρ/ρ_f . Este factor, calculado para las gráficas 4.31 a 4.33, se obtiene como el cociente que resulta de dividir los espectros de respuesta para cada valor de ρ/ρ_f , entre el espectro de respuesta para $\rho/\rho_f = 1.0$. De esta manera se obtienen las gráficas 4.34 a 4.36, donde se puede observar que estas son prácticamente iguales, concluyendo que el amortiguamiento no afecta de manera sustancial al término ρ/ρ_f , por lo cual obtenemos un factor promedio para estas gráficas, calculado como el promedio de las respuestas para cada valor de ρ/ρ_f , dando como resultado la gráfica 4.37.

Realizando nuevamente el análisis anterior para el grupo de acelerogramas registrados en arcillas, solo que ahora con el valor de $V_s/V_{s_f} = 1/3$, se observó que los comportamientos de los espectros de respuesta eran muy similares al caso anterior, por lo que se calcula un factor promedio independiente del amortiguamiento que tome en cuenta las variaciones con respecto al término ρ/ρ_f (calculado de la misma manera que para $V_s/V_{s_f} = 1/5$), obteniendo de esta manera la gráfica 4.38.

Para el caso característico del grupo de acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar, se realiza el mismo proceso que para el grupo de acelerogramas registrados en arcillas, obteniendo de esta manera las gráficas 4.39 y 4.40.

4.2.4 ANÁLISIS GLOBAL. Una vez que se realizaron los análisis correspondientes tanto para un terreno de cimentación rígido como flexible, se establece la tarea de agrupar los resultados de estos análisis en una serie de gráficas finales que nos permitan determinar la cortante de base de referencia para cualquier caso, tomando en cuenta los distintos parámetros que intervienen según las características propias de cada problema. Dicho análisis se realiza considerando los siguientes puntos.

Factor para la inercia del muro ($\mu/\rho H$). De acuerdo a los resultados de las gráficas 4.15a, 4.15b y 4.15c, para el caso de los acelerogramas registrados en arcillas, se observa que los resultados son prácticamente los mismos sin importar el valor del amortiguamiento, por lo que se decide manejar un factor promedio que represente dicho comportamiento. Este factor promedio para la inercia del muro se puede observar en la gráfica 4.15d.

Para el caso del grupo de acelerogramas registrados en roca y suelos de respuesta similar, se observa en las gráficas 4.16a, 4.16b y 4.16c, al igual que en el caso anterior, que el comportamiento es prácticamente el mismo, por lo que nuevamente se puede manejar un factor promedio único que represente dicho comportamiento. Este factor se muestra en la figura 4.16d.

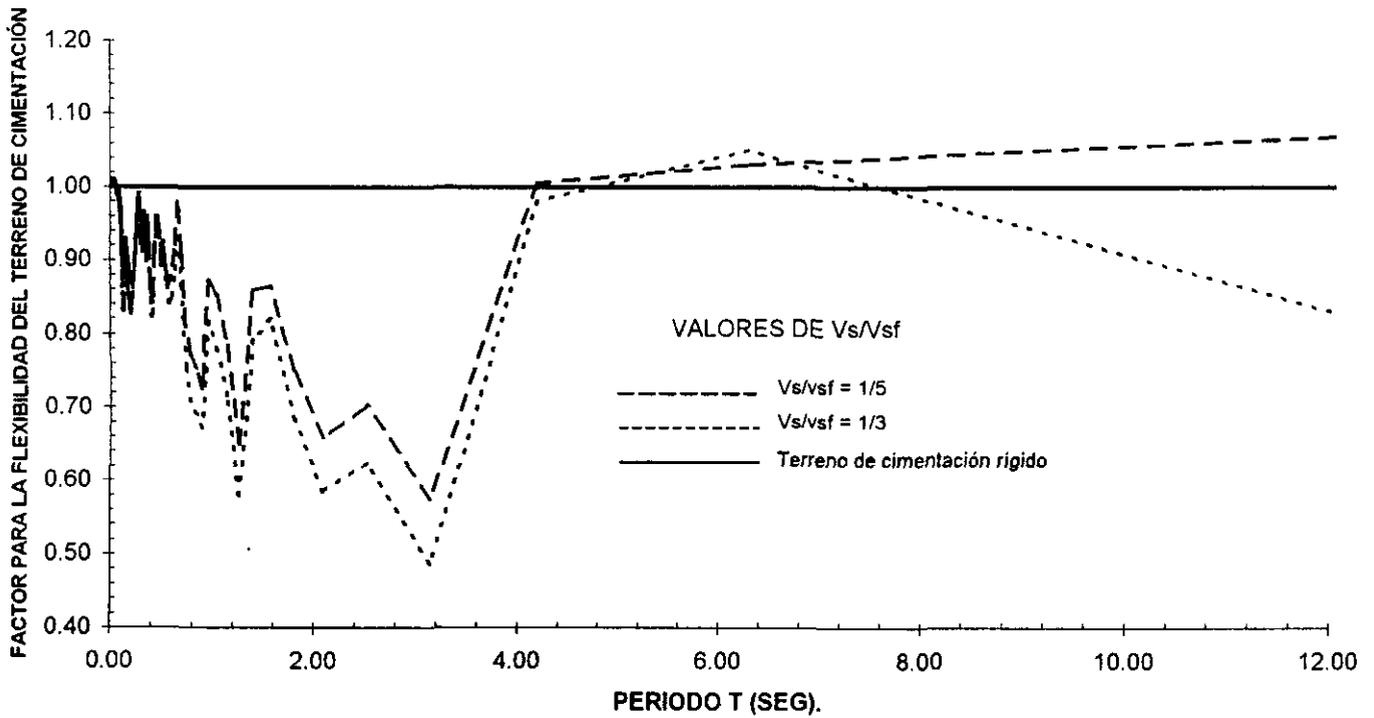
Factor para la flexibilidad de la cimentación (V_s/V_{s_f}). Para tomar en cuenta el comportamiento de la respuesta debido a la flexibilidad del terreno de cimentación, se calculan las variaciones para los diferentes valores de V_s/V_{s_f} de los espectros mostrados en las gráficas 4.13, 4.23 y 4.25 (para el grupo de acelerogramas registrados en arcillas). Estas variaciones se obtienen con respecto a la respuesta calculada para una cimentación rígida, es decir, los espectros de respuesta para un terreno de cimentación flexible con un valor de $V_s/V_{s_f} = 1/5$ (gráfica 4.23), se dividen entre los espectros de respuesta para la condición de un terreno de cimentación rígido (gráfica 4.13). De igual forma se procede para la condición de $V_s/V_{s_f} = 1/3$ (gráfica 4.25). De los resultados obtenidos para $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $1/3$, se calcula un promedio para cada caso (sin considerar el valor del amortiguamiento, ya que este se tomó en cuenta en la respuesta para un terreno de cimentación rígido), obteniendo de esta manera la gráfica 4.41, donde se muestra el factor de flexibilidad del terreno de cimentación para diferentes valores de V_s/V_{s_f} .

Para el caso del grupo de acelerogramas registrados en roca y suelos de respuesta similar, se realiza el mismo proceso, sólo que tomando los espectros de respuesta mostrados en las gráficas 4.14, 4.27 y 4.29. De donde obtenemos la gráfica 4.42.

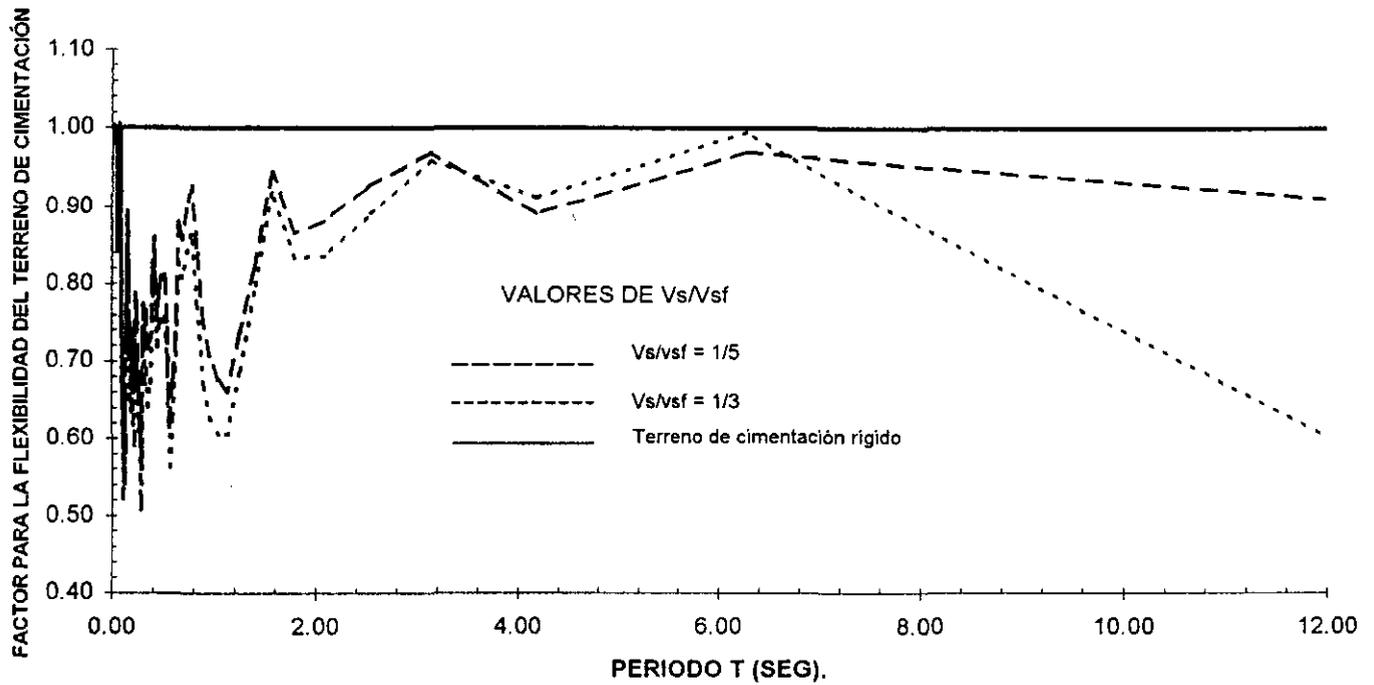
Factor para la geometría del muro ($2B/H$). Para este factor se procedió de la siguiente manera: de las gráficas 4.24 y 4.26 que muestran el factor promedio para la geometría del muro para valores de $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $1/3$ respectivamente (para el grupo de acelerogramas registrados en análisis en arcillas), se observa que la variación de dicho factor hasta un periodo de 5 segundos es prácticamente la misma, teniendo variaciones no muy sustanciales. Pero para periodos mayores a 5 segundos, se observa que las variaciones comienzan a ser mayores, pero considerando que un periodo mayor a 5 segundos es un valor alto para un relleno, es factible considerar un factor promedio entre ambas gráficas; por lo que realizando lo anterior se obtiene la gráfica 4.43.

Para el caso del grupo de acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar, en las gráficas 4.28 y 4.30 para $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $1/3$ respectivamente, se observa que las variaciones son mínimas hasta un periodo de 3 segundos aproximadamente. A partir de este valor las variaciones comienzan a ser mayores, aunque menores que en el caso de los acelerogramas registrados en arcillas. Por lo tanto, siguiendo el mismo criterio que en el caso anterior, se calcula un factor promedio entre ambas gráficas, para tomar en cuenta el efecto de la geometría del muro en la respuesta, por lo que el resultado final se observa en la gráfica 4.44.

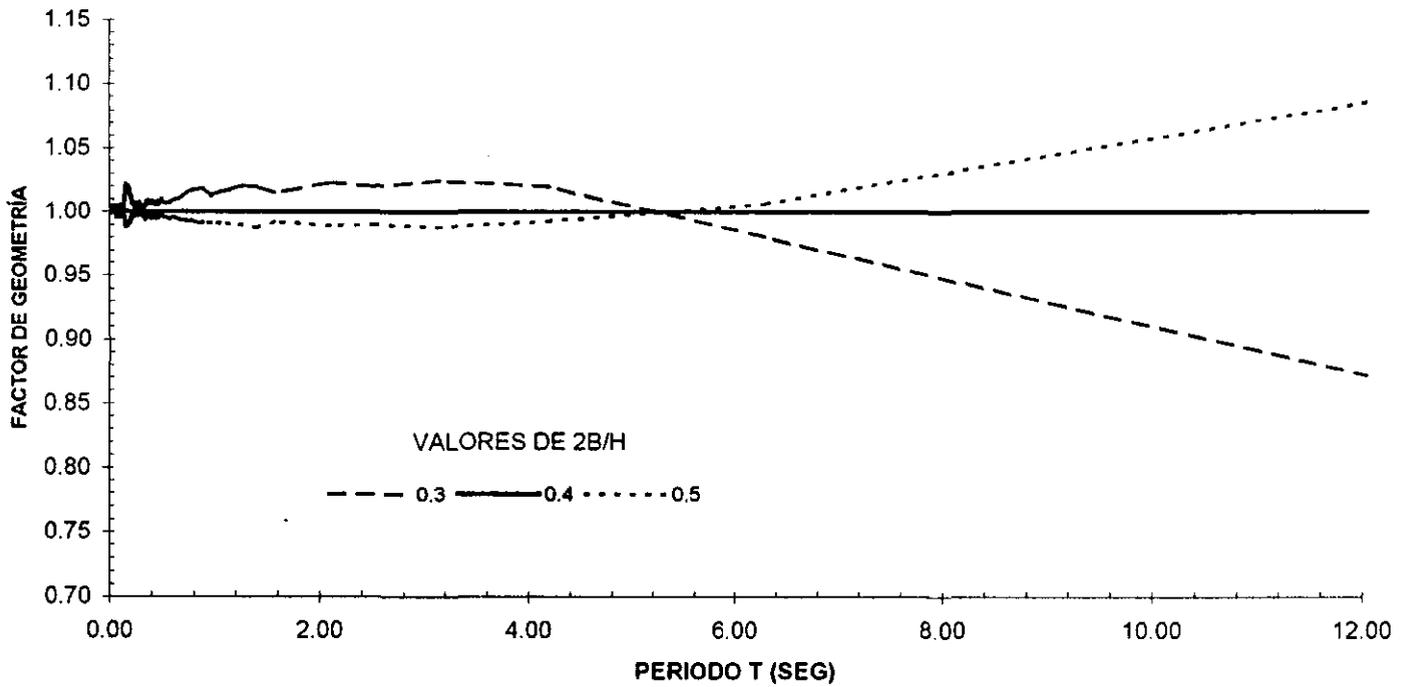
Factor para la relación de densidades (ρ/ρ_f). Para este caso, de las gráficas 4.37 y 4.38, calculadas para el caso de acelerogramas registrados en arcillas para los valores de $V_s/V_{s_f} = 1/5$ y $1/3$ respectivamente, se puede observar que los factores son prácticamente los mismos hasta un periodo de 5 segundos, teniendo variaciones mínimas; pero a partir de un periodo mayor a 5 segundos, las variaciones comienzan a ser



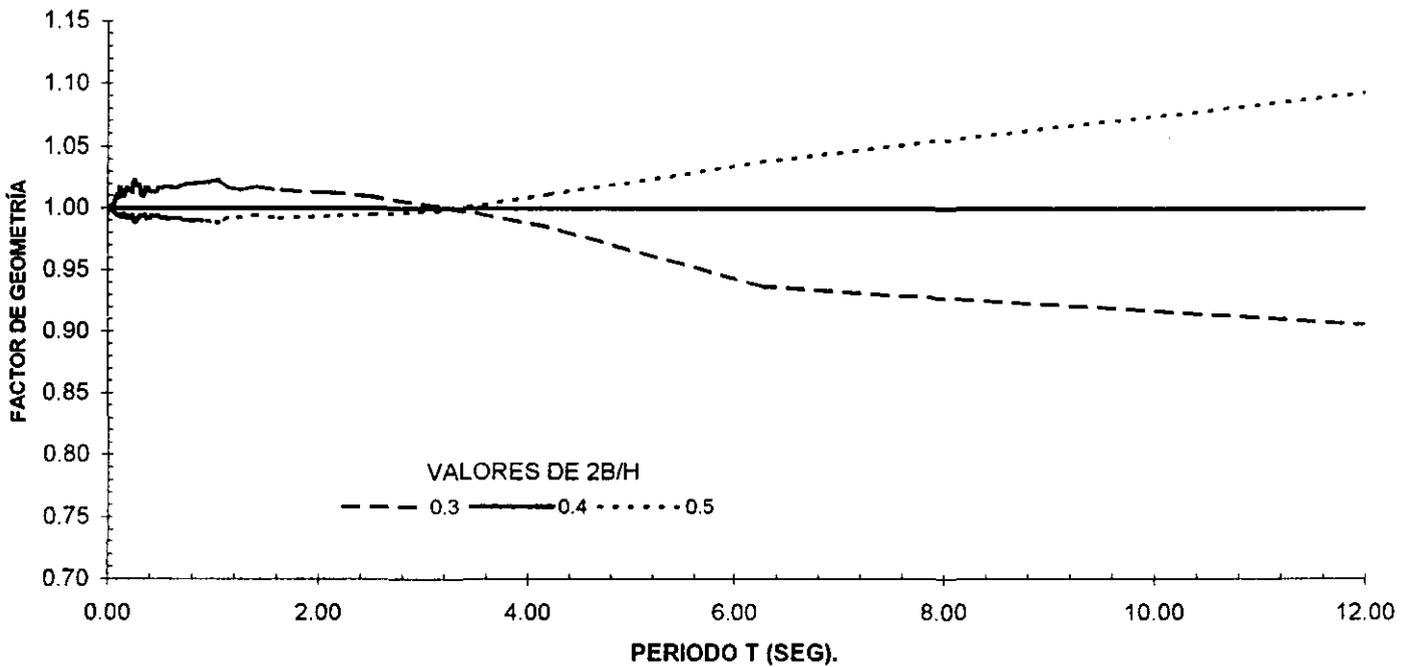
GRAFICA 4.41. Factor promedio para la flexibilidad del terreno de cimentación calculado con acelerogramas registrados en arcillas con $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ y $\mu/\rho H=0.0$



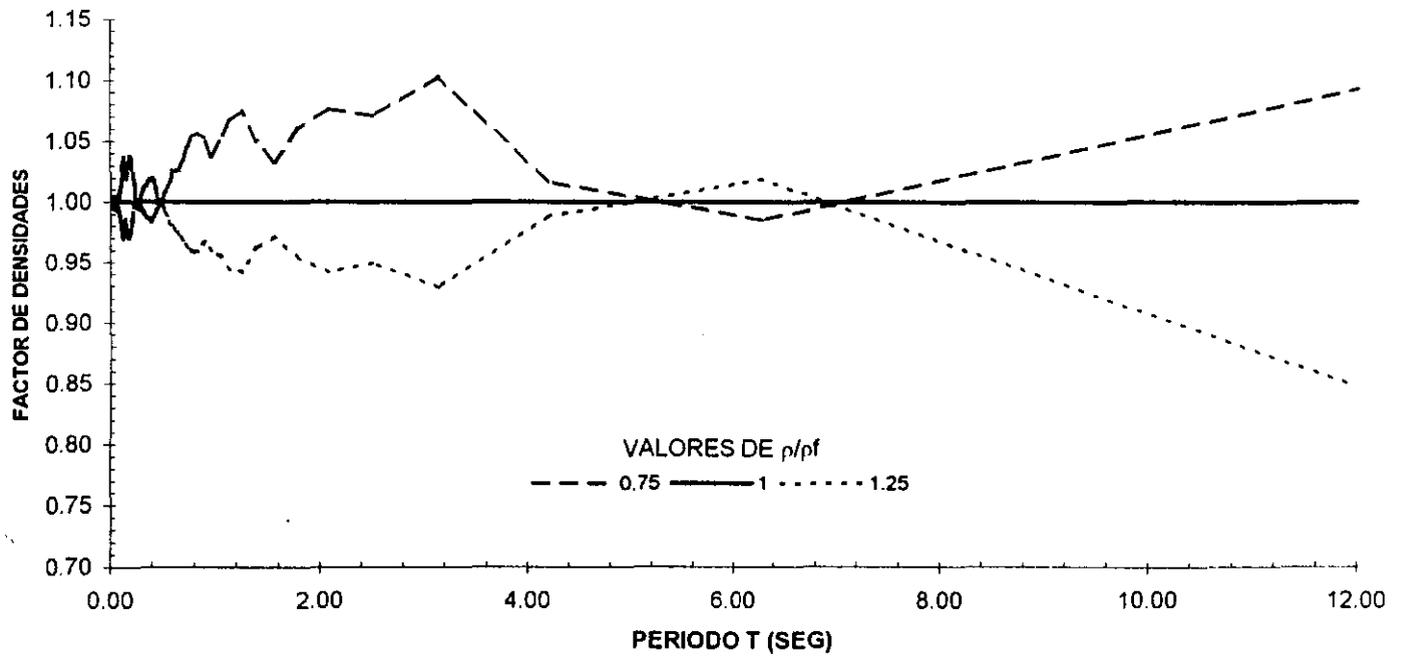
GRAFICA 4.42. Factor promedio para la flexibilidad del terreno de cimentación calculado con acelerogramas registrados en roca y otro suelo de respuesta similar con $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ y $\mu/\rho H=0.0$



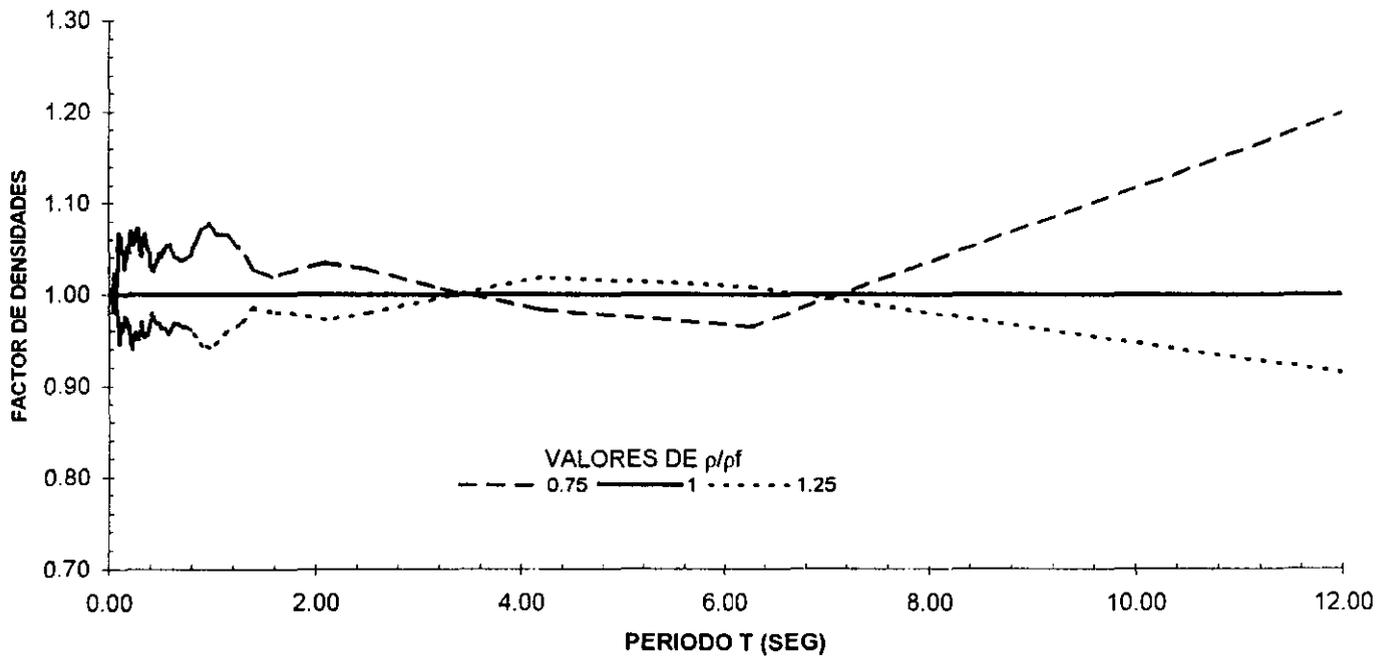
GRAFICA 4.43. Factor promedio para la geometría del muro para diferentes valores de 2B/H, calculado con acelerogramas registrados en arcillas con $\nu=1/3$ y $\rho/\rho_f=1.0$ (Promedio de las gráficas 4.24 y 4.26)



GRAFICA 4.44. Factor promedio para la geometría del muro para diferentes valores de 2B/H, calculado con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar con $\nu=1/3$ y $\rho/\rho_f=1.0$ (Promedio de las gráficas 4.28 y 4.30)



GRAFICA 4.45. Factor promedio para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f para $v=1/3$ y $2B/H=0.4$, calculado con acelerogramas registrados en arcillas (Promedio de las gráficas 4.37 y 4.38).



GRAFICA 4.46. Factor promedio para la relación de densidades para diferentes valores de ρ/ρ_f para $v=1/3$ y $2B/H=0.4$, calculado con acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar (Promedio de las gráficas 4.39 y 4.40).

mayores, aunque como se mencionó anteriormente, un periodo mayor a 5 segundos para un relleno es un valor alto. Por lo tanto, se decide calcular un factor promedio entre ambas gráficas para tomar en cuenta dicho comportamiento. Este factor promedio se observa en la gráfica 4.45

Para el caso de los acelerogramas registrados en roca y suelos de respuesta similar, en las gráficas 4.39 y 4.40, se observa que las variaciones son mínimas hasta un periodo de 4 segundos aproximadamente. A partir de este valor las variaciones comienzan a ser mayores, pero siguiendo el mismo criterio que en el caso anterior, se calcula un factor promedio entre ambas gráficas, por lo que el resultado final se observa en la gráfica 4.46.

4.3 ESPECTROS DE DISEÑO FINALES.

Los análisis realizados para los diferentes parámetros que intervienen en el sistema muro-relleno, para los casos que consideran el terreno de cimentación tanto rígido como flexible, así como del global, fueron calculados tomando como referencia los espectros de las gráficas 4.13 y 4.14. Por lo tanto, a estos espectros se deberán asociar las gráficas que toman en cuenta los diversos parámetros que intervienen en el calculo de la respuesta.

De esta manera, se obtiene finalmente para el caso de los acelerogramas registrados en arcillas, el espectro de diseño mostrado en la gráfica 4.47 (tomado de la gráfica 4.13), al cual se asocian las gráficas resultantes del análisis global, gráficas 4.15d, 4.41, 4.43 y 4.45, las cuales se presentan nuevamente en las gráficas 4.48 (Para la inercia del muro), 4.49 (Para la flexibilidad del terreno de cimentación), 4.50 (Para la geometría del muro) y 4.51(Para la relación de densidades) respectivamente, para su facilitar la lectura de los factores.

Para el caso de los acelerogramas registrados en roca y otros suelos de respuesta similar, se tiene el espectro de diseño de la gráfica 4.52 (tomado de la gráfica 4.14), al cual se asocian las gráficas del análisis global, gráficas 4.16d, 4.42, 4.44 y 4.46, las cuales se presentan nuevamente en las gráficas 4.53 (Para la inercia del muro), 4.54 (Para la flexibilidad del terreno de cimentación), 4.55 (Para la geometría del muro) y 4.56(Para la relación de densidades) respectivamente, para facilitar la lectura de los parámetros.

De los espectros de diseño finales, gráficas 4.47 y 4.52, se obtiene el valor de la cortante de base de referencia (Q_b/Q_{bst})_r, por lo que para obtener la cortante de base real, demos de multiplicar este valor por una serie de factores. Por lo tanto, para obtener la cortante de base debemos de proceder de la siguiente manera:

Caso a) Análisis con acelerogramas registrados en arcillas.

1) Obtener el periodo del relleno con la ecuación 4.1, y en función de este valor, obtener la cortante de base de referencia (Q_b/Q_{bst})_r utilizando la gráfica 4.47.

$$T = 4H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad \text{ec. 4.1}$$

donde: H = Altura del relleno.

ρ = Densidad del relleno = peso volumétrico del relleno / gravedad local.

G = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del relleno.

2) En el caso de un terreno de cimentación rígido, el único factor por el cual deberá ser afectada la cortante de referencia será el factor de la inercia del muro, F_i , calculado con la gráfica 4.48, ya que este parámetro es el único que interviene en la respuesta. Dicho factor se obtiene en función del periodo calculado en el punto anterior.

3) En el caso de un terreno de cimentación flexible, el valor de la cortante de base de referencia, deberá de ser afectada por los factores de inercia del muro F_i (gráfica 4.48), de flexibilidad del terreno de cimentación F_f (gráfica 4.49), de geometría del muro F_G (gráfica 4.50) y de relación de densidades F_D (gráfica 4.51), calculados en función del periodo del relleno.

4) Una vez determinados todos los factores, ya sea para un terreno de cimentación rígido o flexible, la cortante de base final se obtendrá multiplicando cada uno de los factores por la cortante de base de referencia; la cual a su vez deberá de ser multiplicada por la cortante de base estática Q_{bst} (valor que se obtiene de la gráfica 4.57) y el término ρAgH^2 , el cual obtenemos a partir de las características del sistema muro-relleno analizado.

5) En el caso de tener parámetros distintos a los presentados en las gráficas, se valdrá interpolar linealmente entre los dos valores más cercanos.

Caso b) Análisis en roca y suelos de respuesta similar (suelos aluviales y arenas limo-arcillosas).

Para este caso, se procederá de la misma manera que en el caso del análisis en arcillas, sólo que el espectro ha utilizar será el de la gráfica 4.52. Asimismo, los factores asociados a este espectro para la inercia del muro (F_i), para la flexibilidad del terreno de cimentación (F_f), para la geometría del muro (F_G) y para la relación de densidades (F_D), se muestran en las gráficas 4.53, 4.54, 4.55 y 4.56 respectivamente.

El procedimiento descrito se puede observar en el diagrama de flujo de la figura 4.1, el cual nos indica la manera de obtener la cortante de base que actuará sobre un muro de retención durante un evento sísmico.

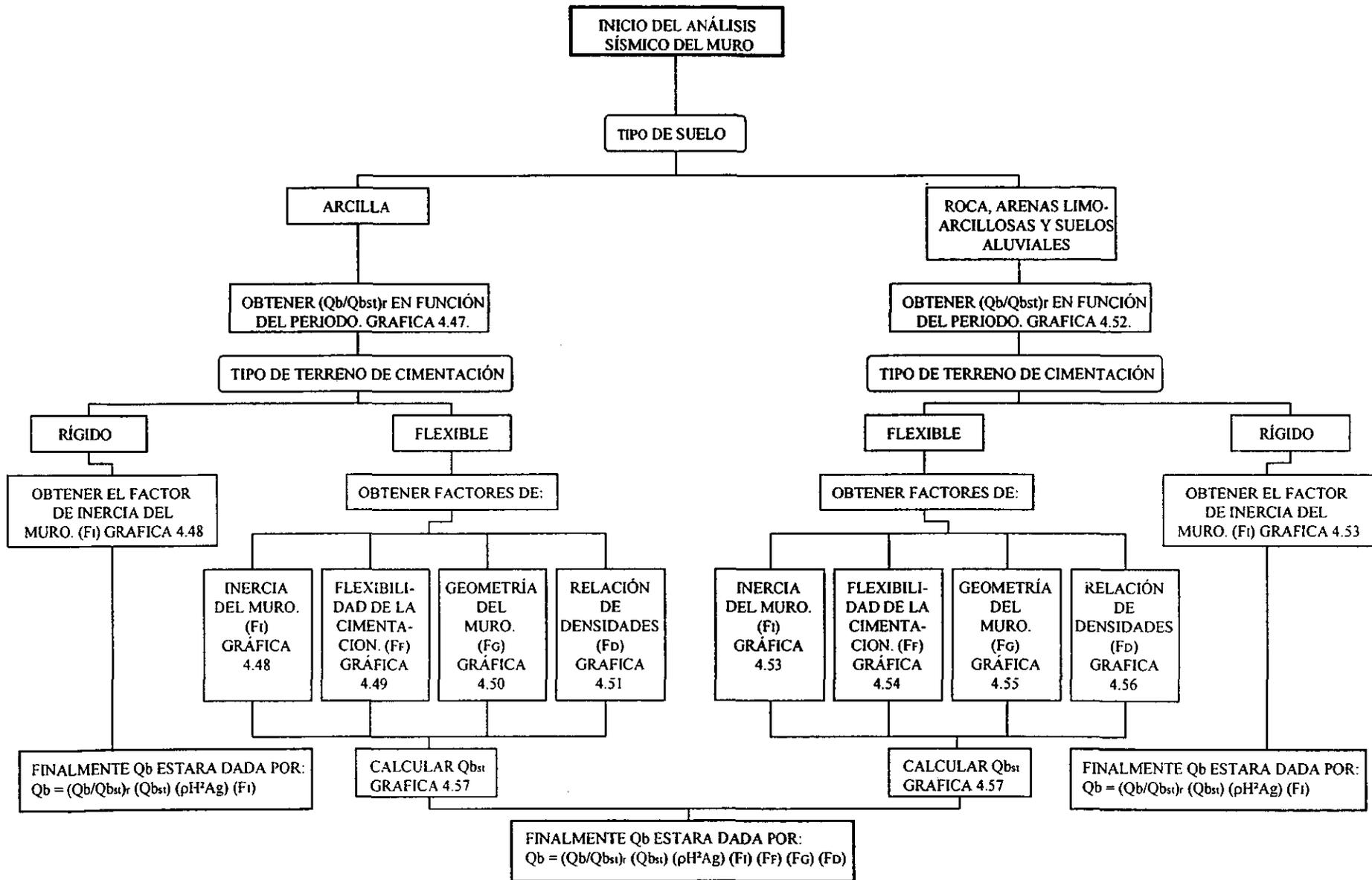
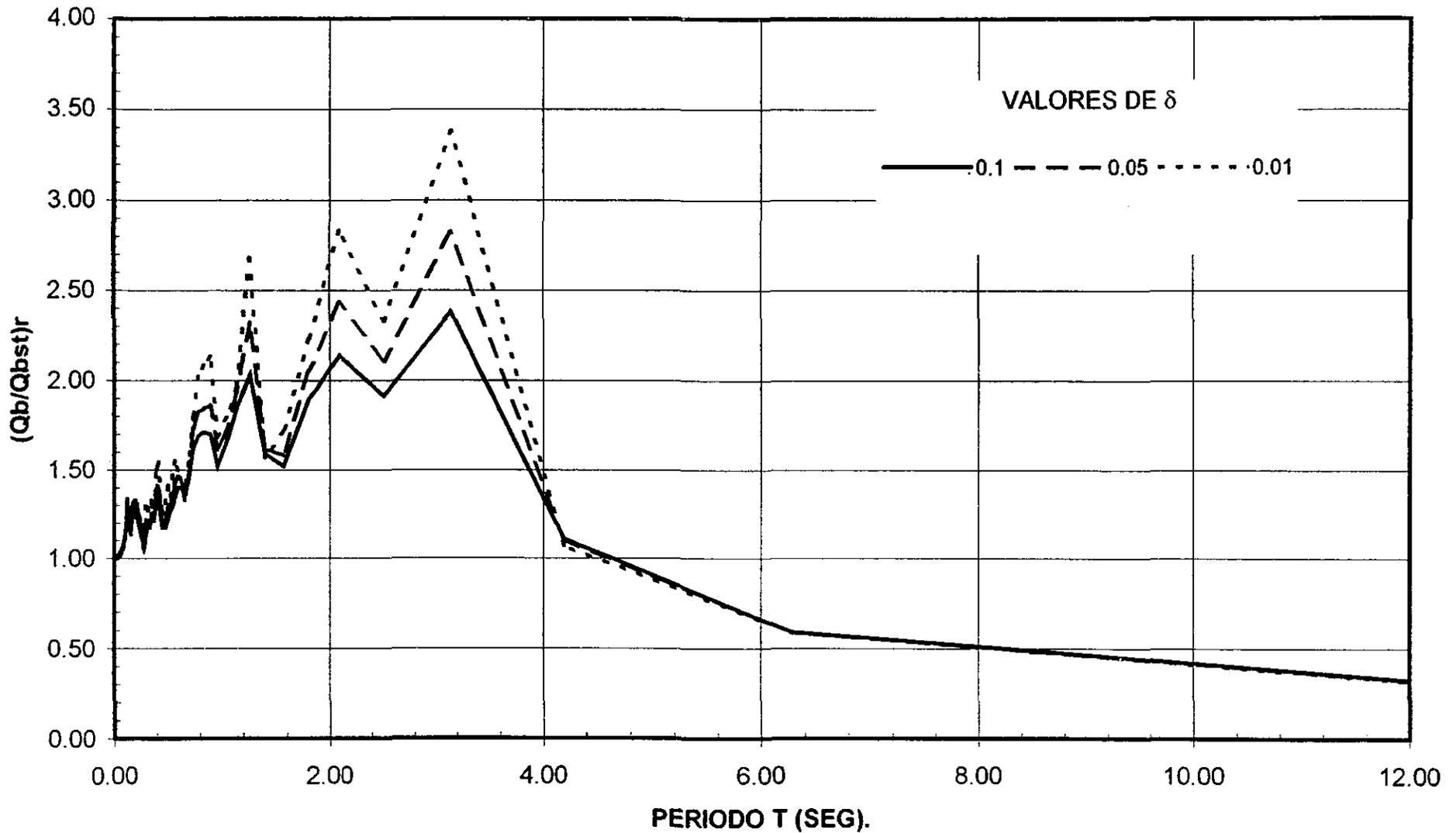
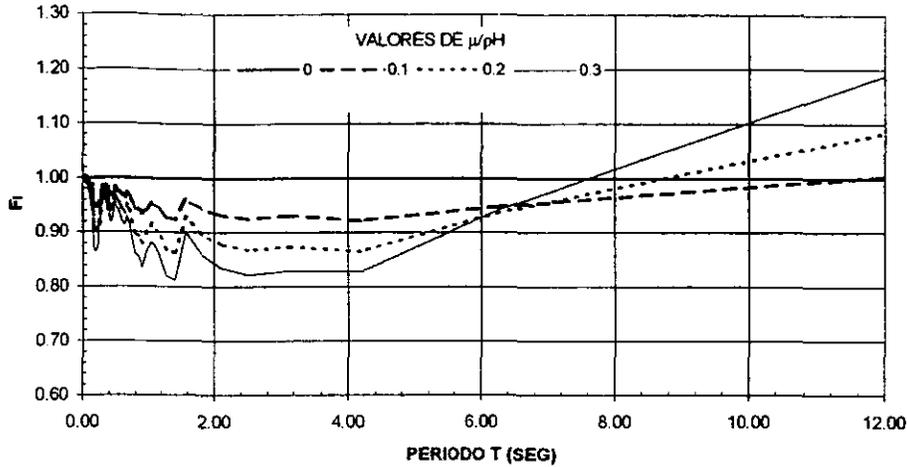


FIGURA 4.1. DIAGRAMA DE FLUJO PARA OBTENER LA CORTANTE DE BASE Q_b

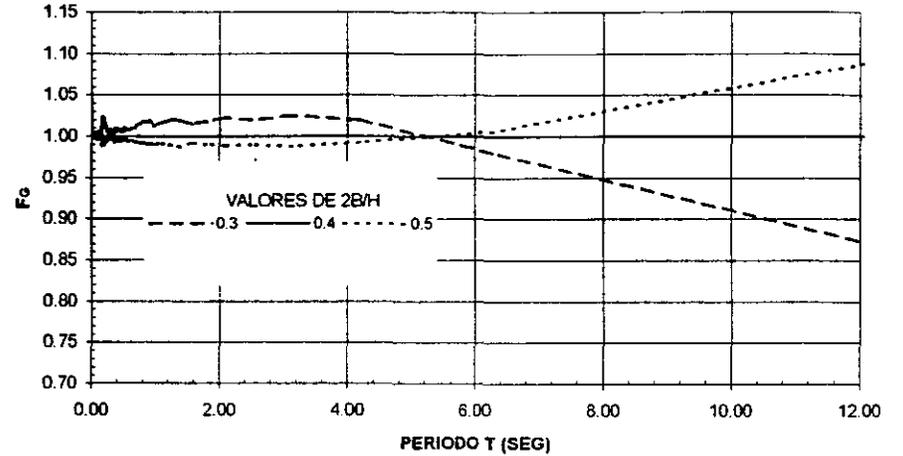


GRAFICA 4.47. ESPECTRO DE DISEÑO CALCULADO CON ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN ARCILLAS PARA DIFERENTES VALORES DE δ CON $\nu=1/3$ Y $\mu/\rho H=0$

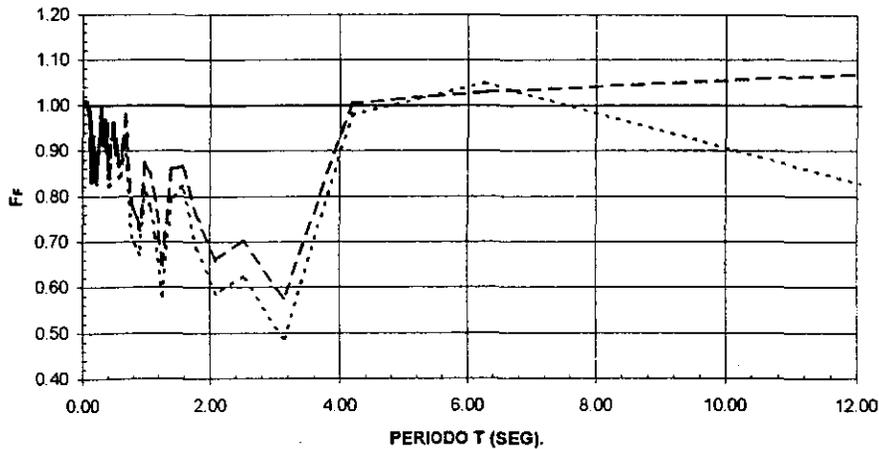
FACTORES PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA GRÁFICA 4.47



GRAFICA 4.48. Factor para la inercia del muro (F_i), para diferentes valores de $\mu/\rho H$

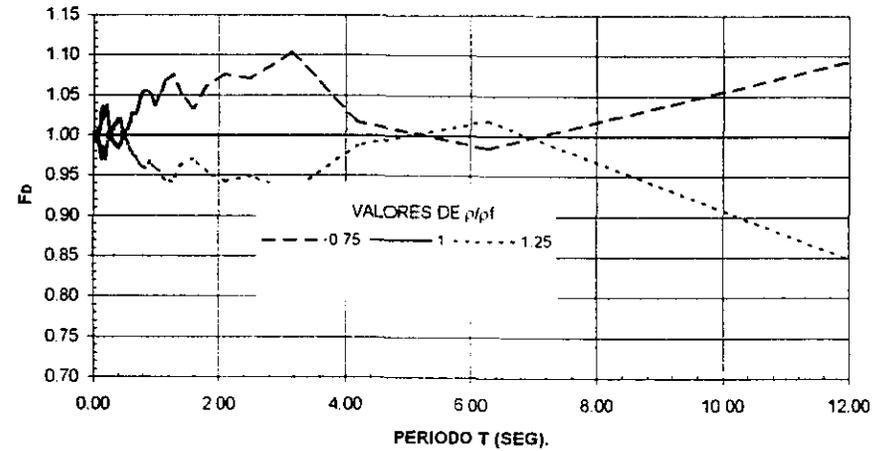


GRAFICA 4.50. Factor para la geometría del muro (F_g) para diferentes valores de $2B/H$

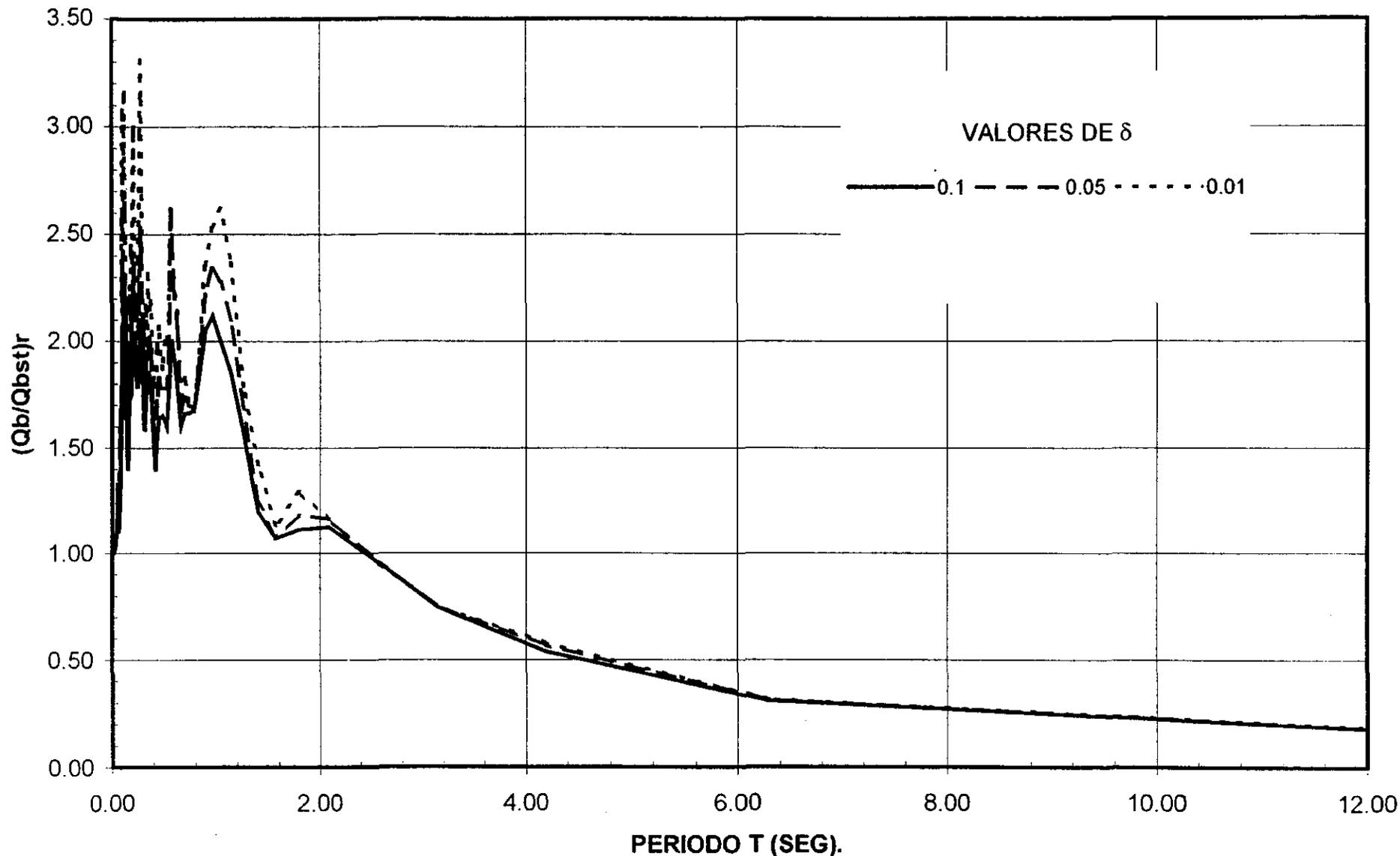


GRAFICA 4.49. Factor para la flexibilidad del terreno de cimentación (F_f) calculado con $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ Y $\mu/\rho H=0.0$

----- $V_s/V_{sf}=1/5$ $V_s/V_{sf}=1/3$ ——— Terreno de cimentación rígido

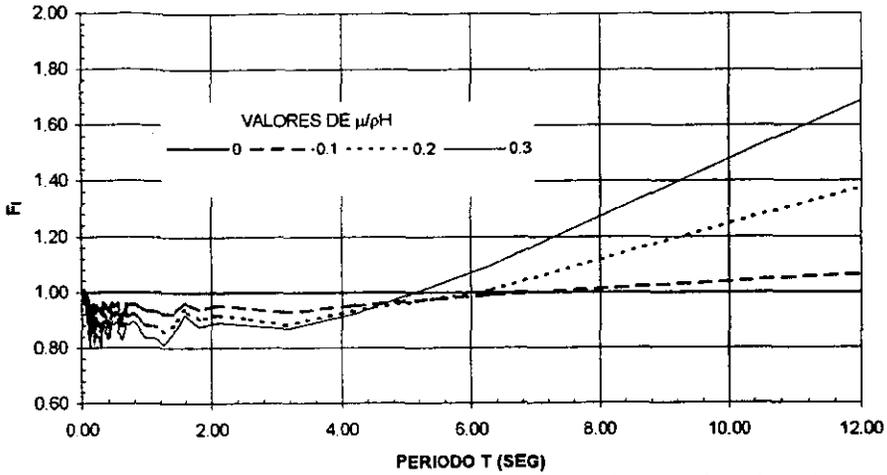


GRAFICA 4.51. Factor para la relación de densidades (F_b) para diferentes valores de ρ/ρ_f

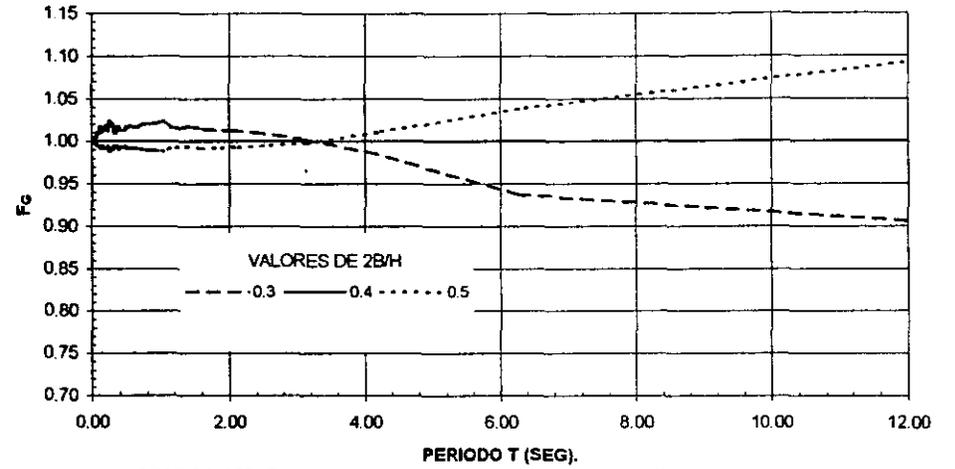


GRAFICA 4.52. ESPECTRO DE DISEÑO CALCULADO CON ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN ROCA Y OTROS SUELOS DE RESPUESTA SIMILAR PARA DIFERENTES VALORES DE δ CON $\nu=1/3$ Y $\mu/\rho H=0$

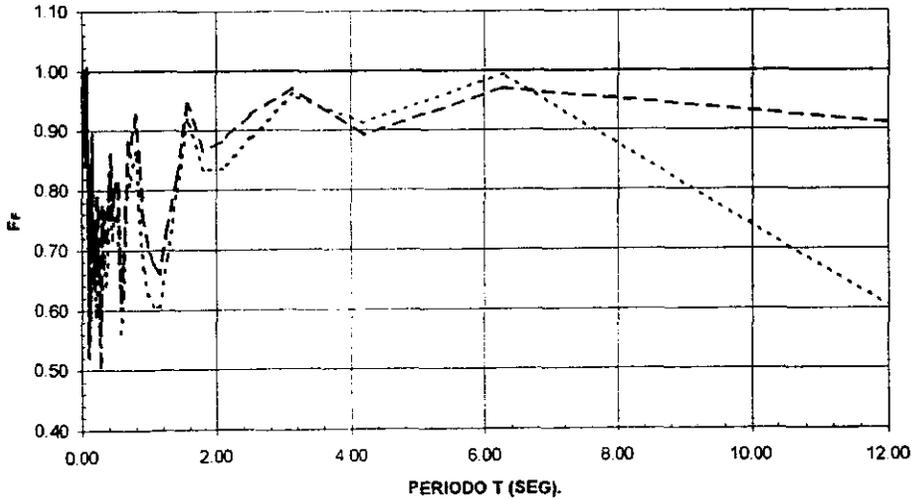
FACTORES PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA GRÁFICA 4.52



GRAFICA 4.53. Factor para la inercia del muro (F_i), para diferentes valores de $\mu/\rho H$

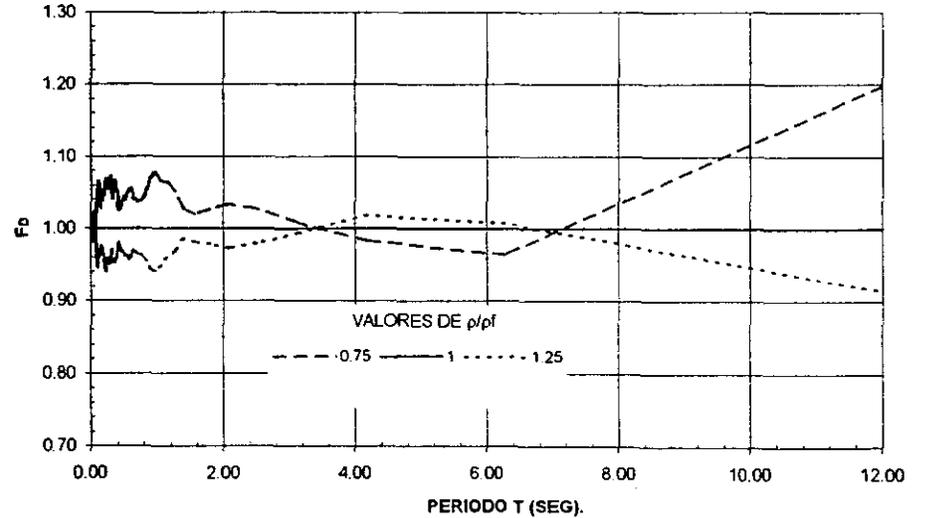


GRAFICA 4.55. Factor para la geometría del muro (F_c) para diferentes valores de $2B/H$

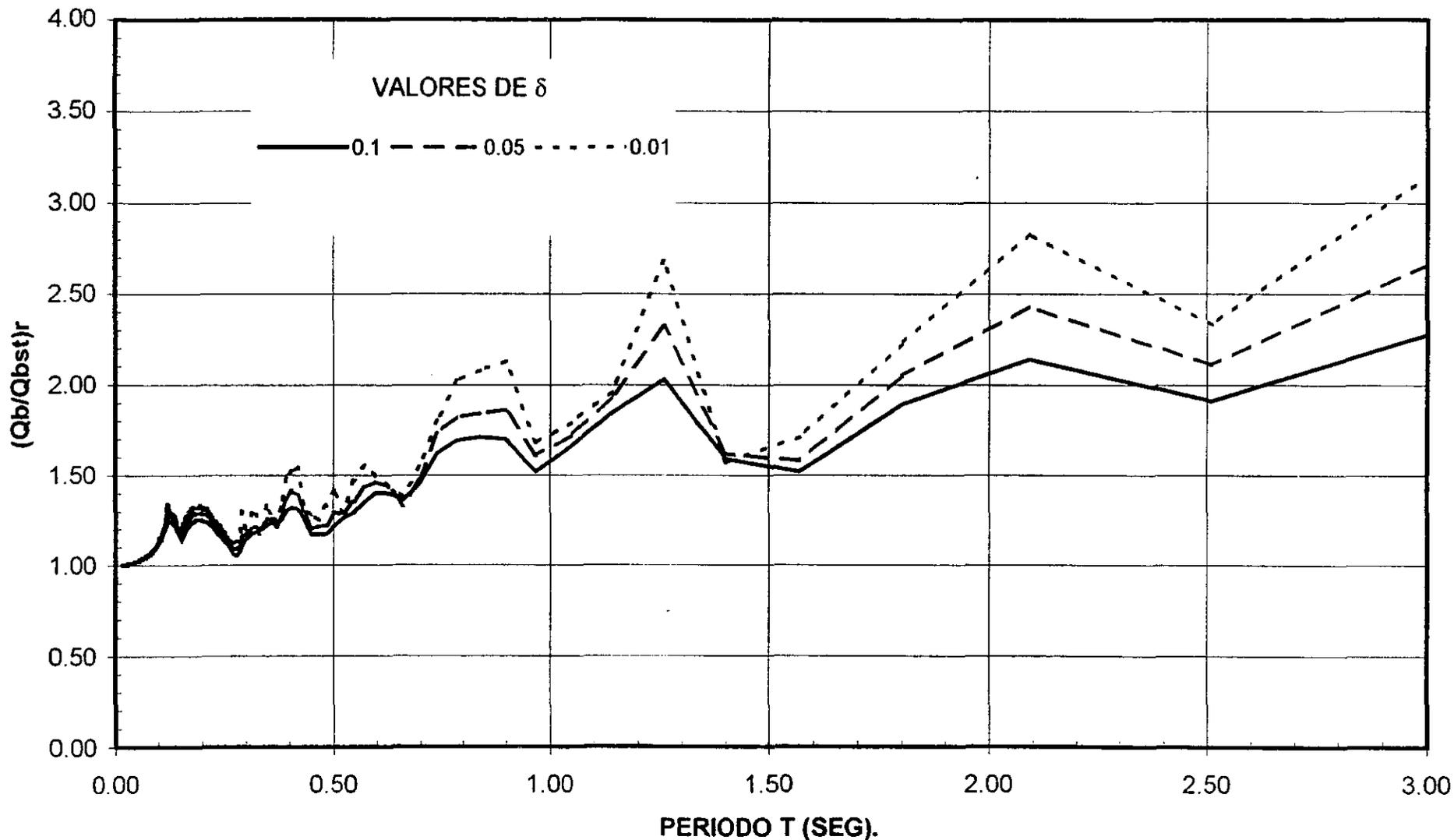


GRAFICA 4.54. Factor para la flexibilidad del terreno de cimentación (F_f) calculado con $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ y $\mu/\rho H=0.0$

----- $V_s/V_{sf}=1/5$ $V_s/V_{sf}=1/3$ ——— Terreno de cimentación rígido

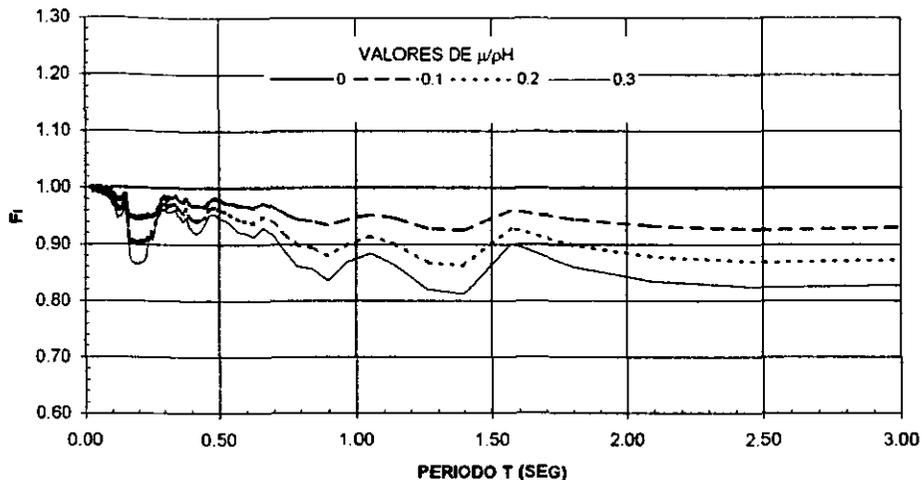


GRAFICA 4.56. Factor para la relación de densidades (F_d) para diferentes valores de ρ/ρ_f

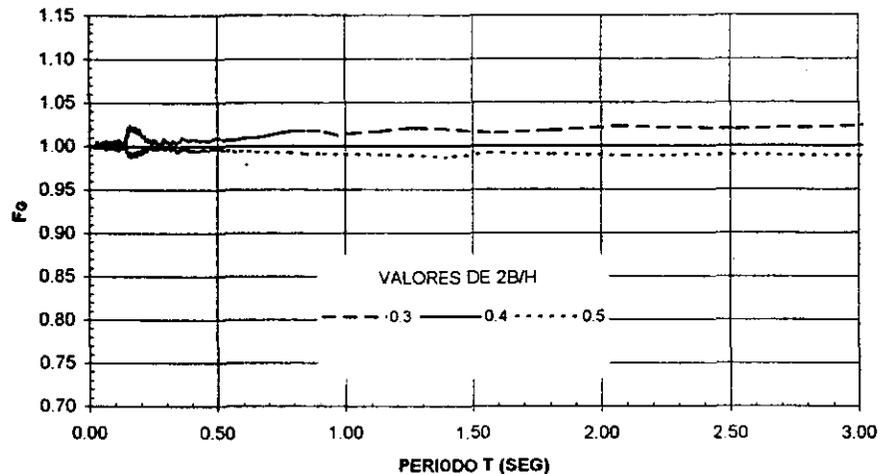


GRAFICA 4.47a. ESPECTRO DE DISEÑO CALCULADO CON ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN ARCILLAS PARA DIFERENTES VALORES DE δ CON $\nu=1/3$ Y $\mu/\rho H=0$

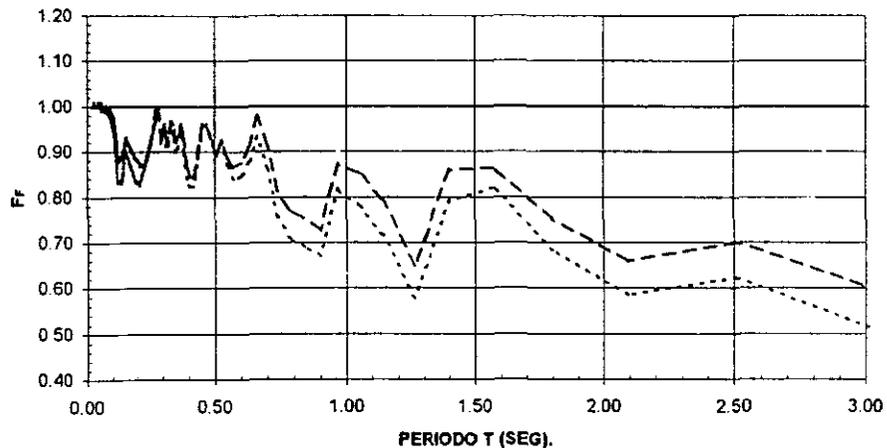
FACTORES PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA GRÁFICA 4.47a



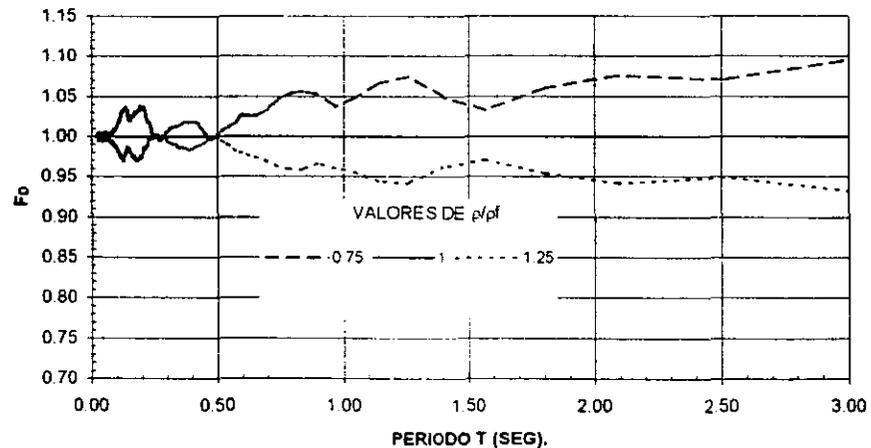
GRAFICA 4.48a. Factor para la inercia del muro (F_i), para diferentes valores de $\mu/\rho H$



GRAFICA 4.50a. Factor para la geometría del muro (F_g) para diferentes valores de $2B/H$

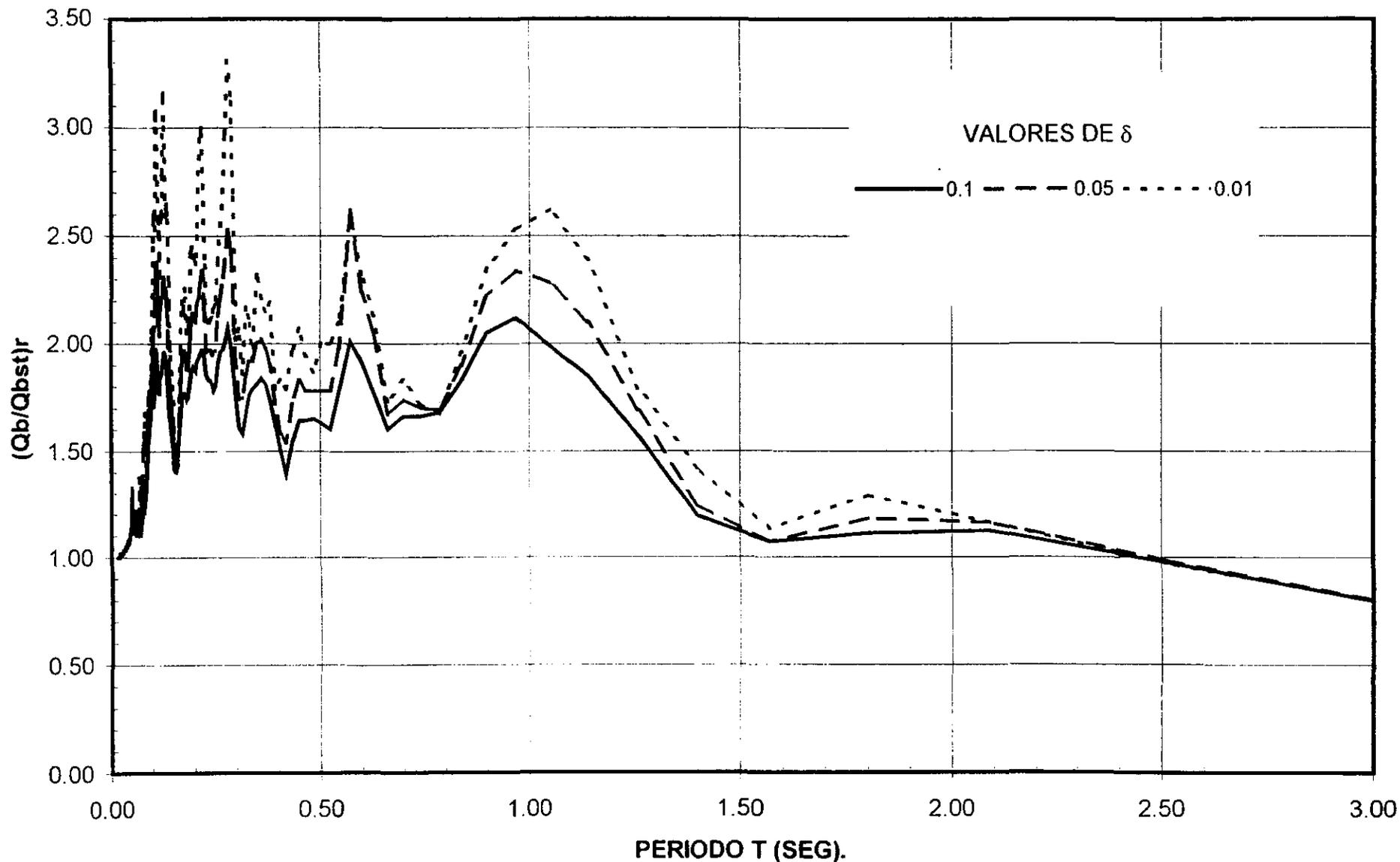


GRAFICA 4.49a. Factor para la flexibilidad del terreno de cimentación (F_f) calculado con $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ Y $\mu/\rho H=0.0$



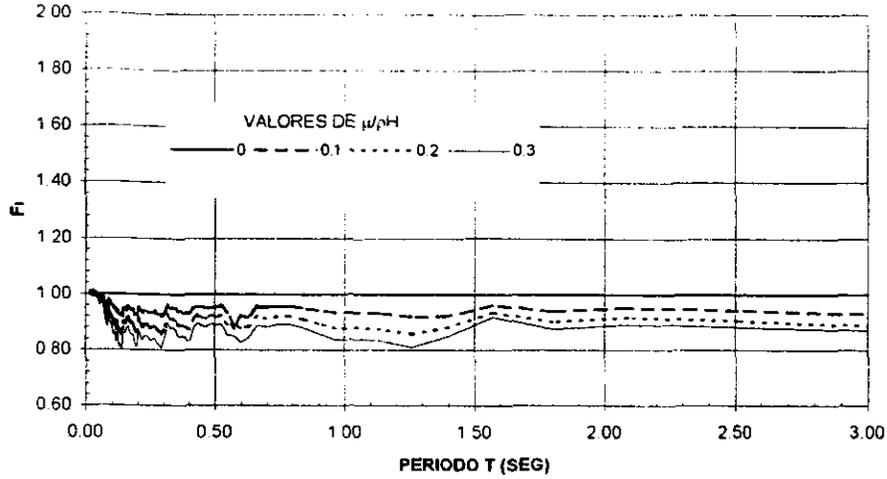
GRAFICA 4.51a. Factor para la relación de densidades (F_d) para diferentes valores de ρ/ρ_f

----- $V_s/V_{sf}=1/5$ $V_s/V_{sf}=1/3$ ——— Terreno de cimentación rígido

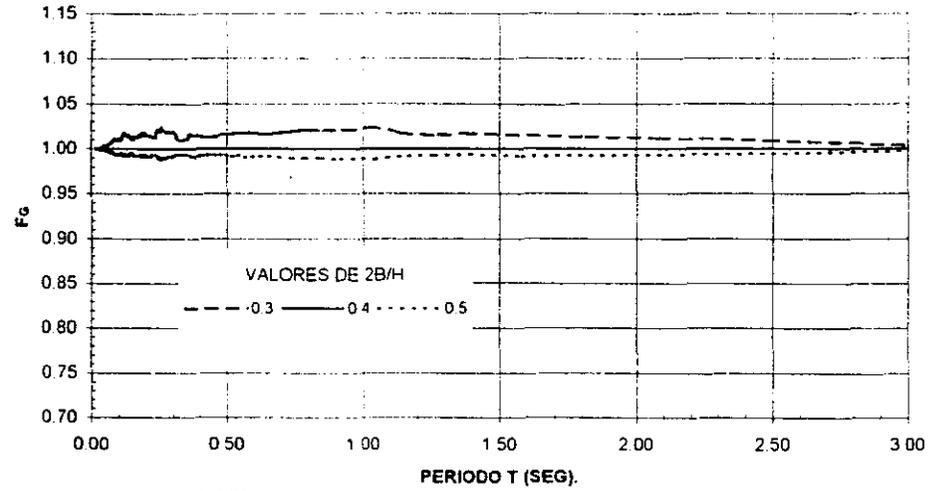


GRAFICA 4.52a. ESPECTRO DE DISEÑO CALCULADO CON ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN ROCA Y OTROS SUELOS DE RESPUESTA SIMILAR PARA DIFERENTES VALORES DE δ CON $\nu=1/3$ Y $\mu/\rho H=0$

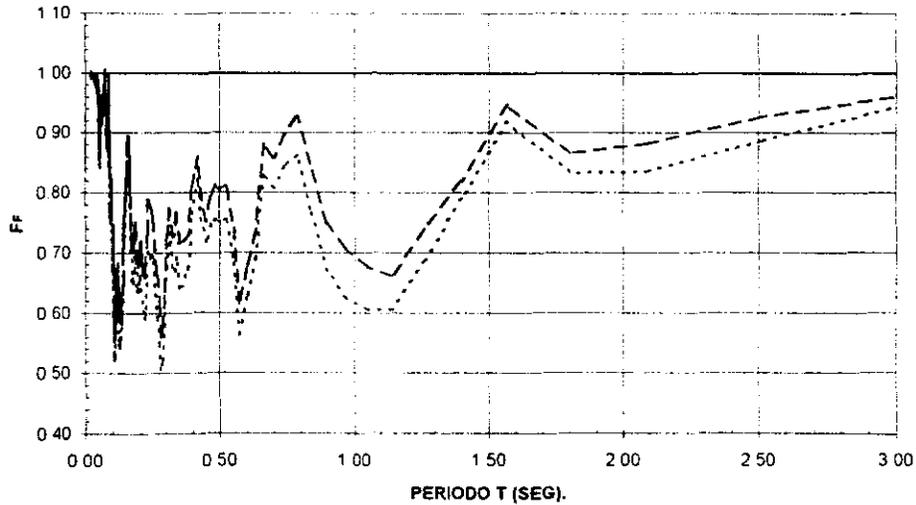
FACTORES PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA GRÁFICA 4.52a



GRAFICA 4.53a. Factor para la inercia del muro (F_i), para diferentes valores de $\mu/\rho H$

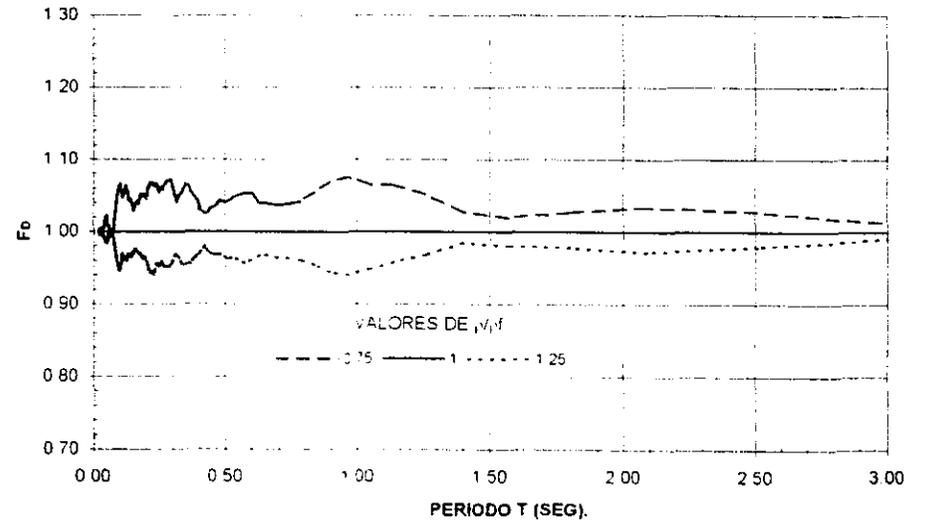


GRAFICA 4.55a. Factor para la geometría del muro (F_g) para diferentes valores de $2B/H$



GRAFICA 4.54a. Factor para la flexibilidad del terreno de cimentación (F_f) calculado con $\nu=1/3$, $2B/H=0.4$, $\rho/\rho_f=1.0$ y $\mu/\rho H=0.0$

----- $V_s/V_{sf}=1/5$ $V_s/V_{sf}=1/3$ ——— Terreno de cimentación rígido



GRAFICA 4.56a. Factor para la relación de densidades (F_o) para diferentes valores de ρ/ρ_f

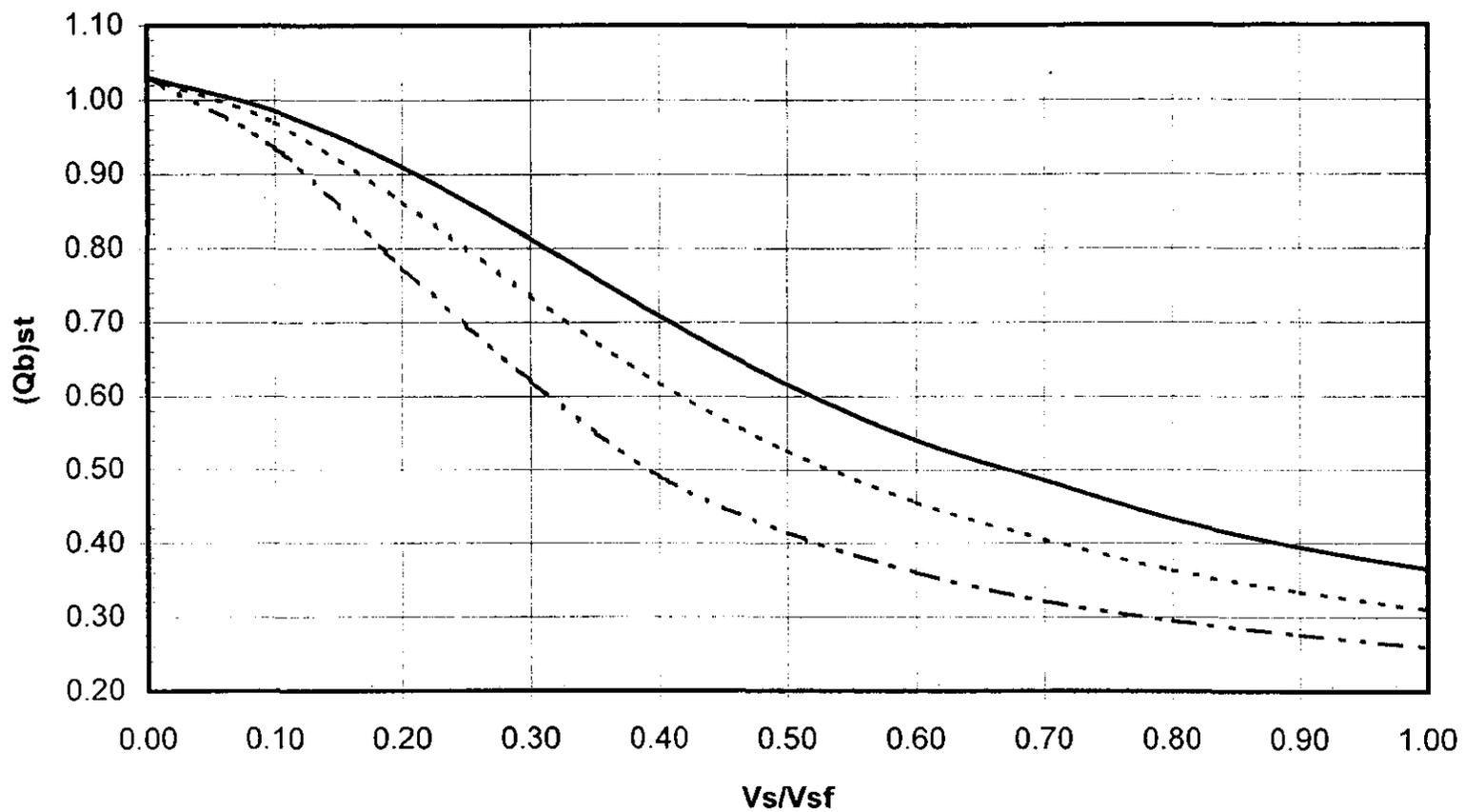
4.4 CORTANTE DE BASE ESTÁTICA.

Debido a que la frecuencia dominante de una excitación sísmica es pequeña comparada con la frecuencia natural fundamental de muchos sistemas muro-relleno, es de especial interés estudiar la respuesta del sistema ante tales condiciones, llamada "respuesta estática". Veletsos y Younan (29), establecen en su estudio que el término "respuesta estática" no debe ser confundido con aquel normalmente usado para representar los efectos de las fuerzas de gravedad. Por lo tanto, debido a lo anterior, es necesario estudiar el comportamiento de la cortante de base estática, ya que esta permitirá obtener, de acuerdo al manejo de los resultados, la cortante de base real que actuará en el muro de retención ante la acción de un sismo.

Para obtener la cortante de base estática, se empleó la expresión 3.55, considerando un valor pequeño de la frecuencia circular, $\omega = 0.1$, con el objeto de representar la respuesta estática del sistema. De esta manera, considerando $\delta = \delta_r = 0.1$, $v = v_r = 1/3$, $\rho/\rho_r = 1.0$ y $\mu/\rho H = 0.0$; se obtiene para diferentes valores de V_s/V_{sr} comprendidos entre 0 y 1.0 y para los valores de $2B/H = 0.5, 0.4$ y 0.3 , la gráfica 4.57 para la cortante de base estática.

De la gráfica 4.57 se puede observar, que la cortante de base disminuye con el incremento de la relación de velocidades cortantes, así por ejemplo, la cimentación más flexible será la que de la menor cortante de base. Para relaciones menores de $V_s/V_{sr} = 0.1$ dicha disminución es poca, pero para relaciones entre 0.1 y 0.65 es más sustancial, siendo nuevamente menor para valores mayores a 0.65. Cabe destacar que para una cimentación rígida, condición que se representa en la gráfica para un valor de $V_s/V_{sr} = 0$, la cortante de base es independiente de la geometría del muro, es decir de la relación $2B/H$.

Para obtener la gráfica 4.57 se tomaron ciertos valores de los parámetros, las relaciones v y v_r se tomaron como $1/3$, valor que se fijó en párrafos anteriores; el valor de la relación ρ/ρ_r se tomó como 1.0, debido a que en la práctica este valor es muy cercano a la unidad o la misma unidad; en cuanto a la relación $\mu/\rho H$, esta se tomó como nula ya que para condiciones estáticas este valor no es sustancial. Por lo tanto el factor que nos determina la variación de la cortante de base para diferentes valores de $2B/H$ y V_s/V_{sr} será el amortiguamiento ($\delta = \delta_r$), por lo que para los valores de $\delta = \delta_r = 0.05$ y 0.01 se realizó la misma tarea, obteniendo como resultado curvas con la misma tendencia a las de la figura 4.57, en donde los resultados solo cambian su posición con respecto al eje de las ordenadas (es decir, su posición vertical). Al observar lo anterior, se decide calcular un factor por el cual multiplicar la cortante de base calculada para $\delta = \delta_r = 0.1$, para de esta manera obtener la cortante de base estática para los amortiguamientos de 0.05 y 0.01. Este factor se obtiene dividiendo los resultados para $\delta = \delta_r = 0.05$ y 0.01 entre los resultados para $\delta = \delta_r = 0.1$, donde a partir de estos resultados se obtiene un factor promedio para cada amortiguamiento. Por lo tanto para $\delta = \delta_r = 0.05$ y 0.01 bastará multiplicar el valor calculado de la gráfica 4.57 por 1.1 y 1.29 respectivamente, para obtener la cortante de base estática asociada al amortiguamiento respectivo.



GRAFICA 4.57. Cortante de base estática para diferentes valores de $2B/H$ para $\delta = 0.1$

— $2B/H = 0.5$ ···· $2B/H = 0.4$ - · - $2B/H = 0.3$

4.5 COMPARACIÓN DE LA SOLUCIÓN EXACTA CON LA GRÁFICA.

En este punto se realiza la comparación de una serie de ejemplos, donde el valor de la cortante de base de referencia se calcula utilizando la solución exacta (por medio del programa desarrollado), así como la solución gráfica (por medio de los espectros y gráficas de los factores presentados). Los valores calculados por medio de la solución gráfica se comparan con la solución exacta para obtener la variación correspondiente, con el fin de establecer el margen de exactitud de la solución gráfica.

Los datos para cada ejemplo se presentan en la tabla 4.3, en las columnas finales se presenta el resultado calculado por medio de la solución exacta así como con la gráfica, calculando en la última columna el % de variación de la solución gráfica con respecto a la solución exacta.

A manera de ejemplo, se ilustra la obtención de la cortante de base de referencia de los ejemplos 1 y 8 de la tabla 4.3, esto con el objeto de presentar la forma de utilizar las gráficas asociadas con la solución gráfica.

Ejemplo 1.

De la tabla 4.3 se observa que el análisis correspondiente se realizará utilizando el espectro para acelerogramas registrados en roca y suelos de respuesta similar. Por lo tanto para un amortiguamiento $\delta = 0.1$ y un periodo del muro de 0.4 segundos, obtenemos una cortante de referencia $(Q_b/Q_{bst})_r = 1.55$ (Gráfica 4.52a). En este caso se tiene una relación para la inercia del muro $\mu/\rho H = 0.2$, por lo que con el valor del periodo de 0.4 segundos obtenemos un factor para la inercia del muro de $F_I = 0.875$ (Gráfica 4.53a). Finalmente se observa que se trata de un terreno de cimentación rígido, por lo que el análisis termina hasta este factor, ya que para este caso, el factor para la flexibilidad F_F para cualquier periodo es unitario (Gráfica 4.54a).

Por lo tanto, la cortante de base de referencia estará dada por:

$$(Q_b/Q_{bst}) = (Q_b/Q_{bst})_r * F_I = 1.55 * 0.875 = 1.36$$

Ejemplo 8.

Nuevamente de la tabla 4.3 se observa que el análisis correspondiente se realiza utilizando el espectro para acelerogramas registrados en arcillas. Por lo tanto para un amortiguamiento $\delta = 0.03$ y un periodo del muro de 3 segundos, vemos que en la gráfica 4.47a no tenemos un valor para dicho amortiguamiento, por lo que es necesario interpolar linealmente entre los valores de δ igual a 0.01 y 0.05, de esta manera obtenemos un valor de $(Q_b/Q_{bst})_r = 2.95$. En este caso se tiene una relación para la inercia del muro de $\mu/\rho H = 0.25$, por lo que en la gráfica 4.48a se observa que no se tiene un valor que coincida con la inercia del muro, por lo que es necesario realizar un interpolación lineal entre los valores de $\mu/\rho H$ igual a 0.2 y 0.3 para el periodo de 3 segundos; por lo tanto, realizando lo anterior obtenemos un factor para la inercia

del muro $F_1 = 0.8525$. Para el caso de la flexibilidad del terreno de cimentación $V_s/V_{s_f} = 0.25$ (1/4), se observa en la gráfica 4.49a que es necesario interpolar nuevamente entre los valores de V_s/V_{s_f} igual a 1/3 y 1/5, obteniendo un factor $F_F = 0.575$. En cuanto a la geometría del muro $2B/H = 0.35$, se observa en la gráfica 4.50a que este valor cae entre los valores de 0.3 y 0.4, por lo que realizando la interpolación lineal correspondiente obtenemos un factor $F_G = 1.015$. Finalmente para la relación de densidades $\rho/\rho_f = 0.8$, se observa en la gráfica 4.51 que se tiene que interpolar entre los valores de 0.75 y 1.0, por lo que realizando la interpolación obtenemos un factor $F_D = 1.076$.

Por lo tanto, la cortante de base de referencia normalizada estará dada por:

$$(Q_b/Q_{bst}) = (Q_b/Q_{bst})_r * F_1 * F_F * F_G * F_D$$

$$(Q_b/Q_{bst}) = 2.95 * 0.8525 * 0.575 * 1.015 * 1.076 = 1.5792 \cong 1.58$$

Una vez que se calcularon todos los valores de la cortante de base (Q_b/Q_{bst}), tanto por la solución exacta como por la gráfica, se calculan las variaciones para cada ejemplo, dichas variaciones se pueden observar en la última columna de la tabla 4.3, en donde se observan valores que van desde el 0.48 % hasta el 7.63 %. Si observamos claramente la magnitud de los resultados calculados con la solución gráfica, vemos que en la mayoría de los casos, estos son muy cercanos a la solución exacta, por lo que podemos establecer que dichos resultados son aceptables. Cabe destacar que la obtención de la cortante de base por medio de la solución gráfica, dependerá de la exactitud que se tenga al leer las gráficas.

Por otro lado se observa, que calculando el promedio de las diferencias en cada ejemplo, obtenemos una diferencia promedio del 3.13 %, el cual es un valor bastante aceptable considerando la exactitud de la obtención de los valores en cada gráfica.

Nota: De los ejemplos anteriores, cabe mencionar que los resultados obtenidos son la cortante de base Q_b/Q_{bst} dividida entre el término $\rho H^2 A_g$, por lo que para obtener la cortante de base real deberá multiplicarse el resultado calculado por el término $\rho H^2 A_g$, así como por el valor de la cortante de base estática Q_{bst} . Las unidades correspondientes a la cortante de base Q_b serán determinadas por el término $\rho H^2 A_g$, donde las unidades empleadas en la determinación de los factores deberán ser congruentes con este último término, para de esta manera obtener la cortante de base por metro de muro.

TABLA 4.3

EJEMPLO No.	ANALISIS EN	$\delta = \delta_f$	T	$\mu/\rho H$	V_s/V_{st}	2B/H	n/pt	(Q_b/Q_{bst}) EXACTA	(Q_b/Q_{bst}) GRAFICA	VARIACION %
1	ROCA Y OTROS SUELOS DE RESPUESTA SIMILAR	0.100	0.4 seg	0.20	TERRENO DE CIMENTACIÓN RÍGIDO	—	—	1.33	1.36	2.2
2	ROCA Y OTROS SUELOS DE RESPUESTA SIMILAR	0.050	1.0 seg	0.15	TERRENO DE CIMENTACIÓN RÍGIDO	—	—	2.07	2.08	0.48
3	ROCA Y OTROS SUELOS DE RESPUESTA SIMILAR	0.075	2.0 seg	0.20	0.20	0.40	1.00	0.91	0.92	1.09
4	ROCA Y OTROS SUELOS DE RESPUESTA SIMILAR	0.030	3.0 seg	0.25	0.25	0.35	0.80	0.67	0.68	1.49
5	ARCILLA	0.100	0.4 seg	0.20	TERRENO DE CIMENTACIÓN RÍGIDO	—	—	1.26	1.25	0.8
6	ARCILLA	0.050	1.0 seg	0.15	TERRENO DE CIMENTACIÓN RÍGIDO	—	—	1.60	1.54	3.89
7	ARCILLA	0.075	2.0 seg	0.20	0.20	0.40	1.00	1.41	1.31	7.63
8	ARCILLA	0.030	3.0 seg	0.25	0.25	0.35	0.80	1.47	1.58	7.48

CAPITULO 5

DEFORMACIONES PERMANENTES

Aunque los métodos de análisis mencionados en el capítulo dos así como el método propuesto en el capítulo cuatro, proveen información útil sobre las cargas sísmicas que actúan sobre un muro de retención, la estabilidad posterior al sismo de tales muros es frecuentemente relacionada con el desplazamiento permanente que ocurre durante un sismo. Ya que mientras grandes deformaciones permanentes pueden ser aceptables para algunos muros, otros pueden ser considerados para tener una falla para pequeñas deformaciones permanentes. De aquí que análisis que predicen las deformaciones permanentes del muro pueden proveer una indicación más fácil del desempeño del muro de retención ante acciones sísmicas.

Diversos métodos han sido propuestos para predecir las deformaciones permanentes de muros de retención (36). Sin embargo, de acuerdo a los intereses del presente trabajo, el método que servirá de base al presente capítulo será el propuesto por Richards y Elms.

5.1 FUNDAMENTOS BÁSICOS.

5.1.1 MÉTODO DE RICHARDS-ELMS.

Richards y Elms (15) propusieron un método para el diseño sísmico de muros de gravedad, basado en permitir un desplazamiento del muro. El método estima desplazamientos permisibles en una manera análoga al procedimiento del bloque deslizante de Newmark (dicho procedimiento será descrito posteriormente), desarrollado originalmente para la evaluación de estabilidad sísmica de laderas o taludes.

La aplicación del método de Richards-Elms requiere la evaluación de la aceleración de cedencia para el sistema relleno-muro. Considerando el muro de gravedad mostrado en la figura 5.1, tenemos que cuando la cuña activa es sujeta a una aceleración actuando alrededor del relleno, la fuerza de inercia resultante actuará lejos del relleno. El nivel de aceleración que debe ser bastante grande para causar que el muro se deslice sobre su base es la aceleración de cedencia. Cuando la aceleración es igual a la aceleración de cedencia, el equilibrio de las fuerzas vertical y horizontal requiere que:

$$\begin{aligned} T &= F_h + (E_{ae})_h \\ N &= W + (E_{ae})_v \end{aligned} \quad \text{ec. 5.1}$$

Sustituyendo $T=N\tan\phi_b$, $F_h=a_yW/g$, $(E_{ae})_h=\cos(\delta_M+\beta)$, y $(E_{ae})_v=E_{ac}\sin(\delta_M+\beta)$, la aceleración de cedencia puede ser calculada como

$$a_y = \left[\tan \phi_h - \frac{E_{ue} \cos(\delta_M + \beta) - E_{ue} \sin(\delta_M + \beta)}{W} \right] g = k_h g \quad \text{ec. 5.2}$$

Richards y Elms recomiendan que E_{ue} sea calculando usando el método de Mononobe-Okabe (M-O), esto es que mientras el método de M-O requiere que a_y sea conocida, la solución de la ecuación 5.2 debe ser obtenida iterativamente. Usando los resultados del análisis del bloque deslizante en la misma manera como Newmark (14) y Franklin y Chang (37), Richards y Elms propusieron la siguiente expresión para el desplazamiento permanente del bloque:

$$d_{perm} = 0.087 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{ec. 5.3}$$

donde $v_{m\acute{a}x}$ es la velocidad máxima del suelo, $a_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima del suelo, y a_y es la aceleración de cedencia para el sistema relleno-muro. La ecuación 5.3 provee los desplazamientos que son cercanos a los desplazamientos máximos presentados por el método del bloque deslizante de Newmark (ec. 5.18).

5.1.2 ANÁLISIS DEL BLOQUE DESLIZANTE DE NEWMARK

El método tradicional pseudoestático de análisis (36), como todo método de equilibrio límite, provee un índice de estabilidad pero no da información sobre la deformación asociada con la falla de la ladera. Mientras la estabilidad de una ladera después de un sismo es controlada por las deformaciones, análisis que predicen el desplazamiento de la ladera, proveen una indicación más útil de la estabilidad sísmica de esta. Ya que mientras un sismo induce aceleraciones que varían con el tiempo, el factor pseudoestático de seguridad variará durante todo el sismo. Si las fuerzas de inercia que actúan sobre una masa de suelo en un estado potencial de falla, llegan a ser más grandes que la fuerza total (estática más dinámica), impulsando fuerzas que exceden la fuerza resistente, el factor de seguridad caerá debajo de 1.0. Newmark (14) consideró el comportamiento de una ladera bajo tales condiciones. Cuando el factor de seguridad es menor que 1.0, la masa potencial de falla no es considerada en equilibrio; consecuentemente, esta será acelerada por la fuerza de desequilibrio. La situación anterior es análoga a la de un bloque sobre un plano inclinado (ver figura 5.2). Newmark usó esta analogía para desarrollar un método para la predicción del desplazamiento permanente de una ladera sujeta a cualquier movimiento de suelo.

Considerando el bloque en equilibrio estático, en el plano inclinado de la figura 5.2b; bajo condiciones estáticas, el equilibrio del bloque en la dirección paralela al plano requiere que la fuerza estática resistente disponible R_s , exceda la fuerza estática impulsada, D_s (figura 5.3a). Asumiendo que la resistencia del bloque por deslizamiento es puramente friccionante ($c=0$), se tiene que

$$FS = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza de impulso estático}} = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W(\cos \beta)(\tan \phi)}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan i} \quad \text{ec. 5.4}$$

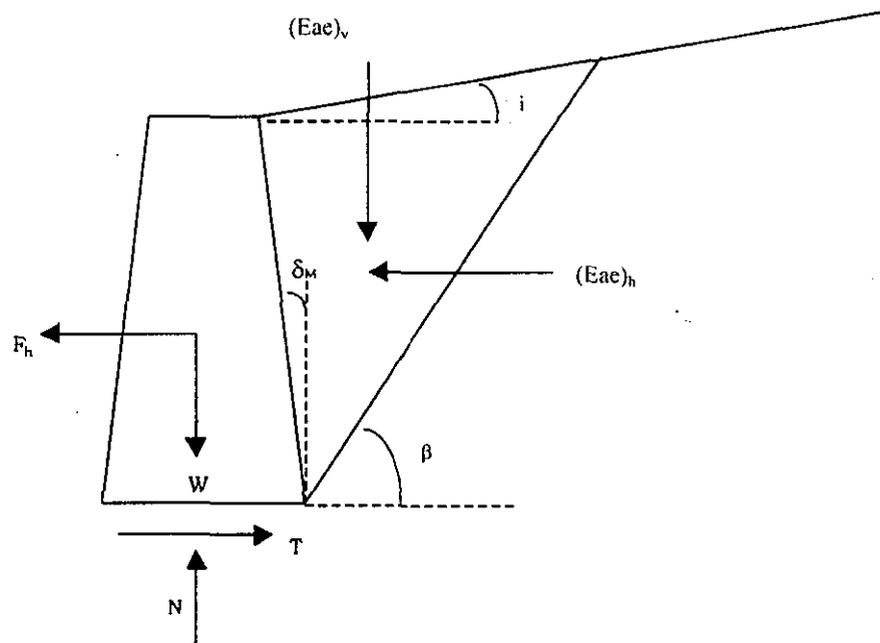


FIGURA 5.1 SISTEMA DE FUERZAS PARA EL MÉTODO DE RICHARDS-ELMS

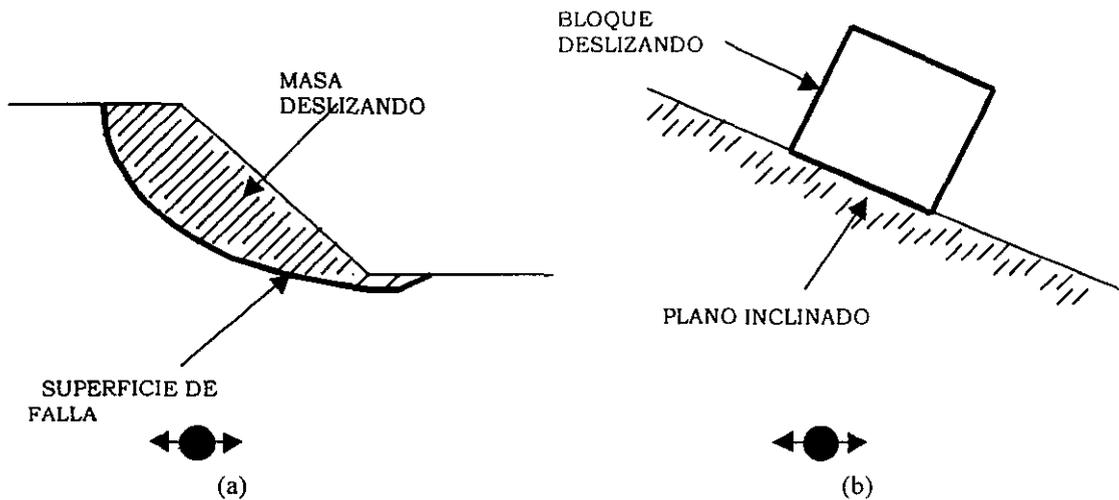


FIGURA 5.2 ANALOGÍA DEL ANÁLISIS DEL BLOQUE DESLIZANTE DE NEWMARK

donde ϕ es el ángulo de fricción entre el bloque y el plano. Ahora, considerando el efecto de las fuerzas transmitidas al bloque por vibración del plano inclinado con aceleración, $a_h(t)=k_h(t)g$ (despreciando la aceleración vertical), en un instante particular de tiempo, la aceleración horizontal del bloque inducirá una fuerza inercial horizontal, $k_h W$ (figura 5.3 b). Cuando las fuerzas de inercia actúan en la dirección ladera abajo, se tienen fuerzas resultantes perpendiculares al plano inclinado obteniendo

$$FS = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza de impulso pseudoestática}} = \frac{R_u(t)}{D_u(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h(t) \operatorname{sen} \beta] \tan \phi}{\operatorname{sen} i + k_h(t) \cos \beta} \quad \text{ec. 5.5}$$

De la ecuación anterior, se tiene que el factor de seguridad disminuirá como k_h aumente, es decir, el factor de seguridad pasa de un valor mayor a 1.0 a valores menores de este. Este coeficiente llamado coeficiente de cedencia, corresponde a la aceleración de cedencia, $a_y=k_y g$. Por lo tanto, la aceleración de cedencia es la mínima aceleración pseudoestática requerida para producir inestabilidad del bloque. Para el bloque de la figura 5.3 tenemos

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad \text{ec. 5.6}$$

para deslizamiento en la dirección laderas abajo. Para deslizamiento en la dirección ascendente (lo cual puede ocurrir cuando β y ϕ son pequeños) tenemos

$$k_y = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad \text{ec. 5.7}$$

Cuando un bloque sobre un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración que excede la aceleración de fluencia, el bloque tendrá un movimiento relativo al plano. Esto se puede ilustrar mediante la figura 5.4a, en donde si consideramos el caso en el cual un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración rectangular simple de amplitud A y duración Δt , donde la aceleración a_y es menor que A ; la aceleración del bloque relativo al plano durante el periodo desde t_0 a $t_0 + \Delta t$ es

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \quad \text{para } t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad \text{ec. 5.8}$$

donde $a_b(t)$ es la aceleración del plano inclinado. De aquí que el movimiento relativo del bloque durante este periodo puede ser obtenido integrando la aceleración relativa dos veces, es decir

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y] (t - t_0) \quad \text{para } t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad \text{ec. 5.9}$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2} [A - a_y] (t - t_0)^2 \quad \text{para } t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad \text{ec. 5.10}$$

En $t=t_0+\Delta t$, la velocidad relativa alcanza su valor máximo. Por lo que en este tiempo tenemos

$$v_{rel}(t_0 + \Delta t) = [A - a_y] (t - t_0)$$

$$d_{rel}(t_0 + \Delta t) = \frac{1}{2} [A - a_y] \Delta t^2 \quad \text{ec. 5.11}$$

Posteriormente la aceleración de la base disminuye hasta llegar a un valor nulo en $t=t_0+\Delta t$, ya que el bloque deslizando es desacelerado por la fuerza de fricción actuando sobre su base. El bloque seguirá deslizando en el plano, pero para una velocidad disminuyendo, la cual eventualmente caerá a cero. La aceleración durante este tiempo es dada por

$$a_{rel}(t) = a_n(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y \quad \text{para } t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad \text{ec. 5.12}$$

donde t_1 es el tiempo para el cual la velocidad relativa llega a cero (el bloque durante este periodo sufre una desaceleración o aceleración negativa). Entre $t_0+\Delta t$ y t_1 , la velocidad relativa será disminuida con el tiempo de acuerdo a

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0+\Delta t}^t a_{rel} dt = A\Delta t - a_y(t - t_0) \quad \text{para } t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1$$

ec. 5.13

Tomando la velocidad relativa igual a cero para $t=t_1$, tenemos

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_y} \Delta t \quad \text{ec. 5.14}$$

Por lo tanto,

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0+\Delta t}^t v_{rel}(t) dt = A\Delta t(t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2} [t^2 - (t_0 + \Delta t)^2] \quad \text{para } t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1$$

ec. 5.15

Después del tiempo t_1 , el bloque y el plano inclinado se moverán juntos. Durante el periodo total de tiempo entre $t=t_0$ y $t=t_1$, el movimiento relativo del bloque es como se muestra en la figura 5.4. Entre t_0 y $t_0+\Delta t$, la velocidad relativa incrementa linealmente y el desplazamiento relativo cuadráticamente. Para $t_0+\Delta t$, la velocidad relativa alcanza su máximo valor, para posteriormente disminuir linealmente. El desplazamiento relativo continua incrementando hasta $t=t_1$. Por lo tanto el desplazamiento relativo total

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2} (A - a_y) \Delta t^2 \frac{A}{a_y} \quad \text{ec. 5.16}$$

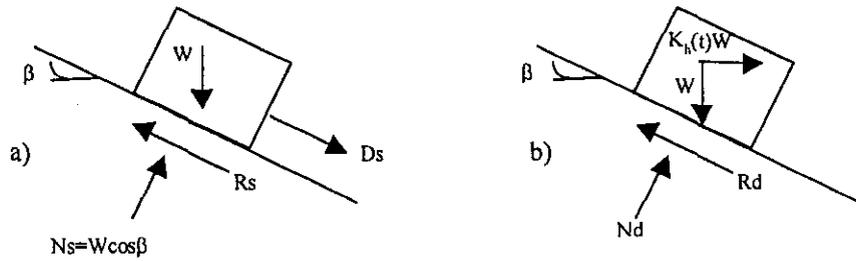


FIGURA 5.3 FUERZAS ACTUANTES SOBRE UN BLOQUE RESISTIENDO SOBRE UN PLANO INCLINADO: a) CONDICIONES ESTÁTICAS; b) CONDICIONES DINÁMICAS

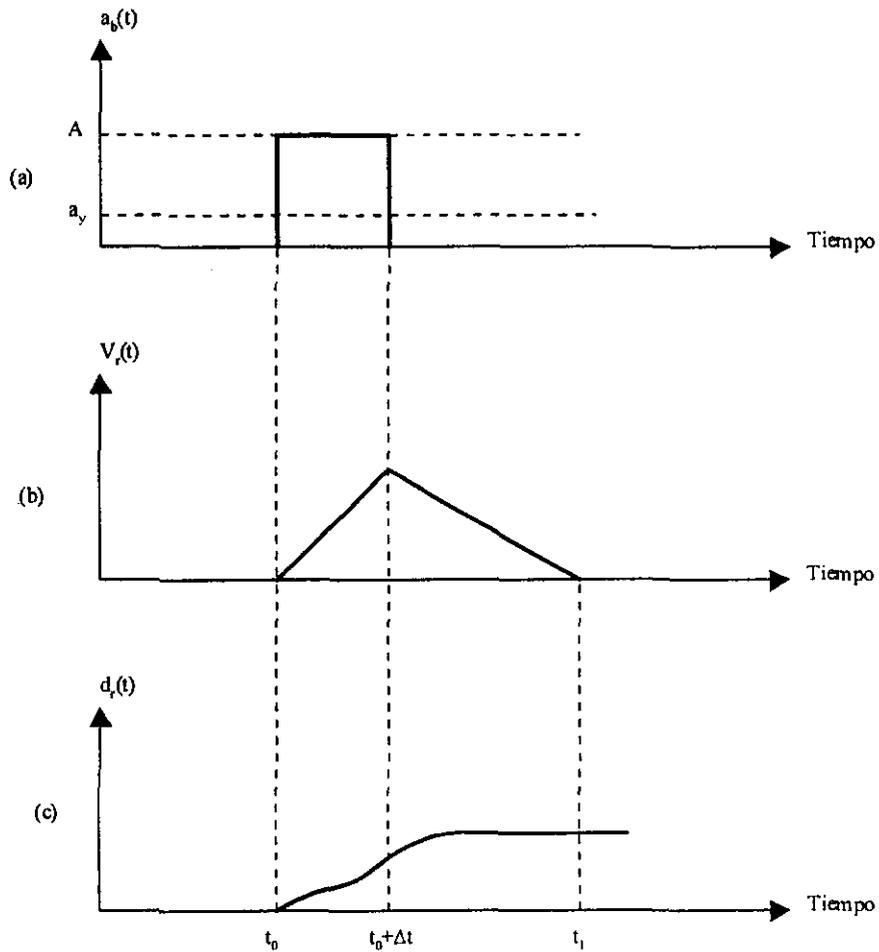


FIGURA 5.4 VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE EL BLOQUE DESLIZANTE Y EL PLANO, DEBIDO A UN PULSO RECTANGULAR QUE EXCEDE LA ACELERACIÓN DE CEDENCIA ENTRE $t=t_0$ Y $t=t_0+\Delta t$

dependerá fuertemente del tiempo durante el cual la aceleración de fluencia fue excedida. Esto sugiere que el desplazamiento causado por un pulso simple de un movimiento sísmico, deberá ser relacionado tanto a la amplitud y frecuencia del impulso. Cabe destacar que un movimiento sísmico, puede exceder la aceleración de fluencia un número de veces y producir un número de incrementos de desplazamientos. Por lo tanto, el desplazamiento será influenciado por la duración del movimiento, así como la amplitud y frecuencia contenida. De esta manera, aplicaciones de esta aproximación para una variedad de formas de ondas simples, han demostrado que el desplazamiento de un bloque deslizante sujeto a movimientos periódicos de la base rectangulares, senoidales y triangulares, es proporcional al cuadrado del movimiento de base.

5.1.3 INFLUENCIA DE LA ACELERACIÓN DE CEDENCIA SOBRE EL DESPLAZAMIENTO DE LA LADERA.

Durante un sismo, si las aceleraciones inducidas por este no exceden la aceleración de fluencia, se tiene que $\frac{a_y}{a_{\text{máx}}} \geq 1.0$ como ilustra la figura 5.5a, en el caso contrario, se tiene que dicha relación es menor a la unidad, presentando desplazamientos permanentes. De aquí se establece la importancia de la relación entre el desplazamiento de la ladera y $\frac{a_y}{a_{\text{máx}}}$. Lo anterior ha dado pie a un gran número de investigaciones, como la realizada por Newmark en 1965 (14).

Newmark, usando la solución del pulso rectangular desarrollada en el análisis Pseudoestático, relacionó el desplazamiento de la ladera por un pulso simple para la velocidad máxima de base, $v_{\text{máx}}$, por medio de

$$d_{\text{rel}} = \frac{v_{\text{máx}}^2}{2a_y} \left(\frac{1 - a_y}{A} \right) \quad \text{ec. 5.17}$$

Así mismo, encontró que el desplazamiento permanente producido por un movimiento sísmico es dado por

$$d_{\text{rel}} = \frac{v_{\text{máx}}^2}{2a_y} \frac{a_{\text{máx}}}{a_y} \quad \text{ec. 5.18}$$

donde $\frac{a_y}{a_{\text{máx}}} \geq 0.17$.

De lo anterior, podemos establecer dos aspectos importantes referentes a la estabilidad sísmica de una ladera. Primero, el desplazamiento inducido sísmicamente de una ladera, es muy sensible a los valores de la aceleración de cedencia. Consecuentemente, pequeñas diferencias en la aceleración de cedencia pueden

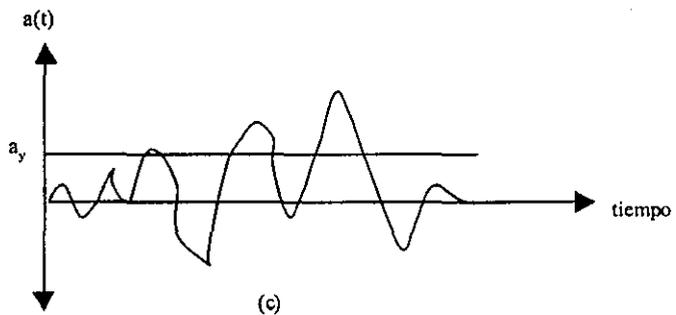
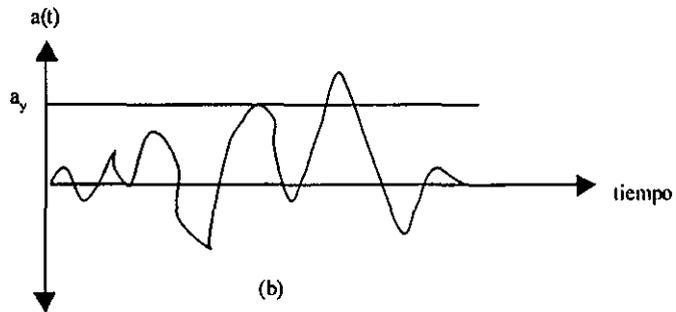
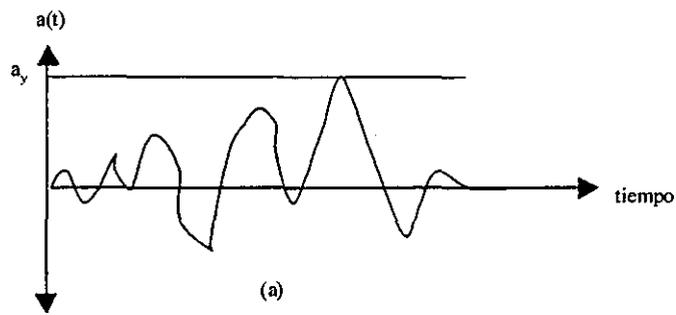


FIGURA 5.5 EL DESPLAZAMIENTO PERMANENTE DE UNA LADERA DEPENDE DE LA RELACIÓN ENTRE LA ACELERACIÓN DE CEDENCIA Y LA MÁXIMA ACELERACIÓN. (a) SI LA ACELERACIÓN DE CEDENCIA DE UNA LADERA ES MÁS GRANDE QUE LA ACELERACIÓN MÁXIMA DE UN MOVIMIENTO SÍSMICO, NO OCURRIRÁ DESPLAZAMIENTO. EN EL CASO DE QUE LA ACELERACIÓN DE CEDENCIA DISMINUYA, COMO EN (b) Y (c), EL DESPLAZAMIENTO DE LA LADERA INCREMENTARÁ RÁPIDAMENTE.

producir variaciones grandes en la predicción del desplazamiento de la ladera. Segundo, la gran variabilidad en la distribución de las amplitudes de las aceleraciones del pulso de entrada, entre diferentes movimientos sísmicos del suelo, producen una amplia variabilidad en la predicción del desplazamiento de la ladera. Ya que cada movimiento sísmico del suelo con similares amplitudes, frecuencias y duraciones, pueden producir diferencias importantes en los desplazamientos de laderas. Por lo tanto, esta incertidumbre debe ser reconocida en la predicción de la deformación permanente de la ladera inducida sísmicamente. Esto último se tomará en cuenta el proceso de análisis descrito en los párrafos siguientes.

5.2 PROCEDIMIENTO Y RESULTADOS.

Aplicando el método de integración directa de Newmark a los acelerogramas mencionados en la tabla 4.2 (considerando este método como el correcto para evaluar los desplazamientos), se obtienen las gráficas correspondientes de $a_y/a_{m\acute{a}x}$ contra desplazamiento. Estas gráficas se comparan con las obtenidas aplicando la ecuación 5.3 propuesta por Richards y Elms. A partir de esta comparación se obtiene una ecuación similar a la propuesta por Richards y Elms, que permita estimar el desplazamiento en función de la relación $a_y/a_{m\acute{a}x}$.

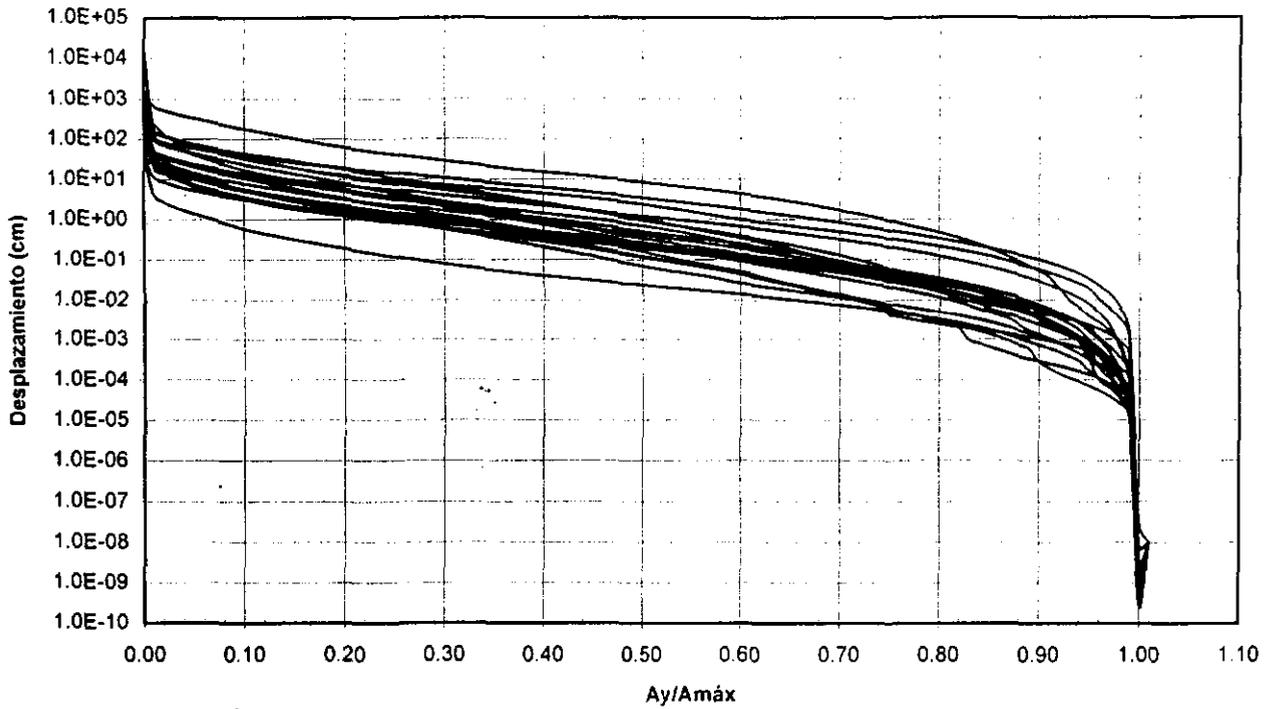
5.2.1 INTEGRACIÓN DIRECTA DE NEWMARK DE LOS ACELEROGRAMAS EMPLEADOS.

La integración de los acelerogramas mencionados en la tabla 4.1 ó 4.2, se realizo mediante un programa de computo en lenguaje Fortran (38), empleando una integración directa en el dominio del tiempo, caso de Newmark. Este programa es basado en el concepto del método de Newmark, el cual establece que una aceleración actuando en una ladera, puede exceder la aceleración de cedencia estática, provocando desplazamientos permanentes.

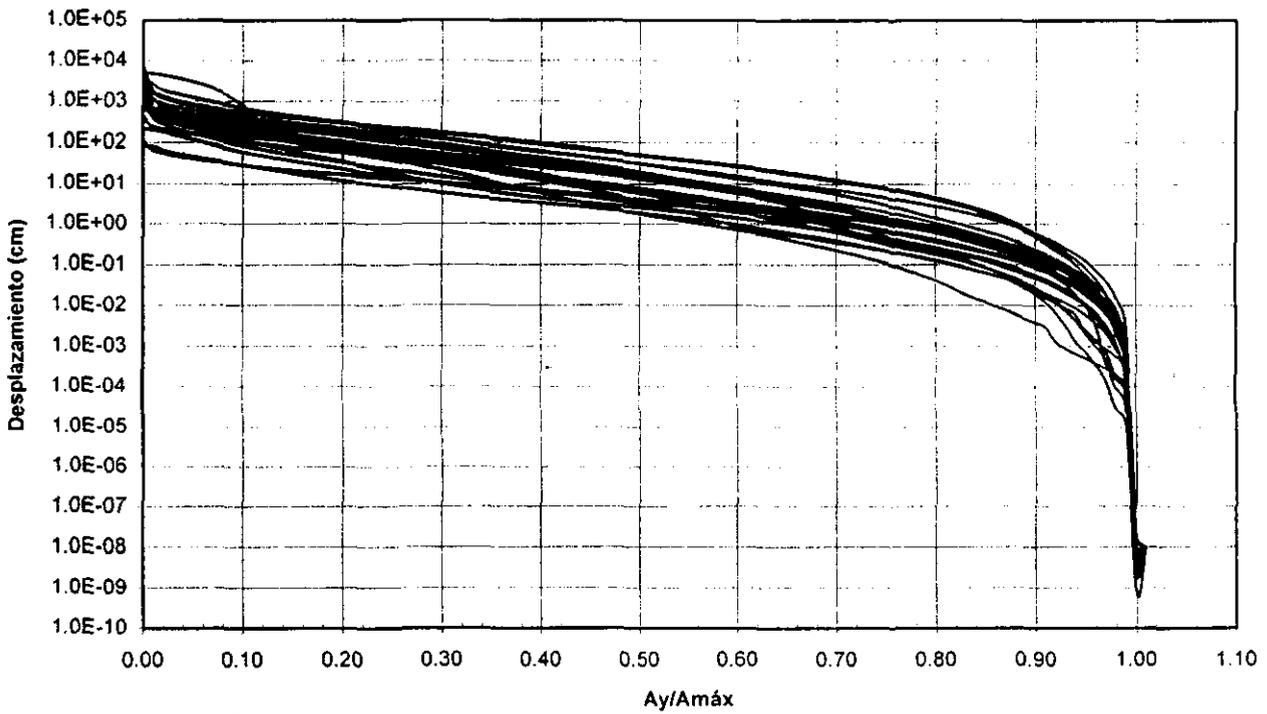
El programa mencionado asume el método de Newmark con sus bases, las cuales establecen: (1) la existencia de una superficie de falla bien definida, (2) un material rígido a deslizar, perfectamente plástico, (3) pérdida insignificante del esfuerzo cortante durante el sismo, y (4) deformaciones permanentes ocurren solamente si el esfuerzo dinámico excede la resistencia cortante. Por lo tanto, aplicando la doble integración de la porción del acelerograma que excede la aceleración de cedencia para la superficie de falla crítica, se obtienen los desplazamientos permanentes.

Aplicando el programa se tiene que los resultados se obtienen para los cuatro grupos de acelerogramas registrados en distintos tipos de suelo (de acuerdo a la tabla 4.2), teniendo como resultado gráficas para acelerogramas registrados en roca, arcillas, arenas limo-arcillosas y suelos aluviales.

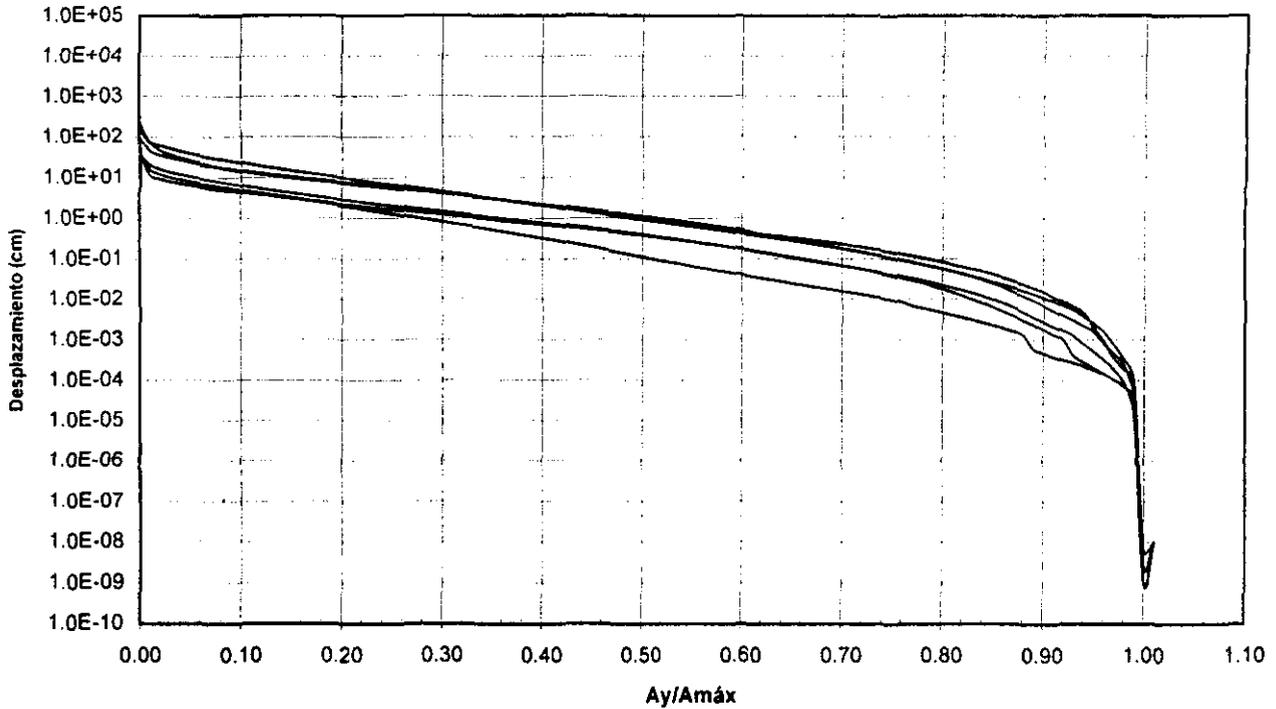
Los resultados del proceso anterior se muestran en las gráficas 5.1 a 5.4, en ellas se grafica en el eje de las abscisas la relación $a_y/a_{m\acute{a}x}$ contra el desplazamiento en centímetros, eje de las ordenadas (en escala



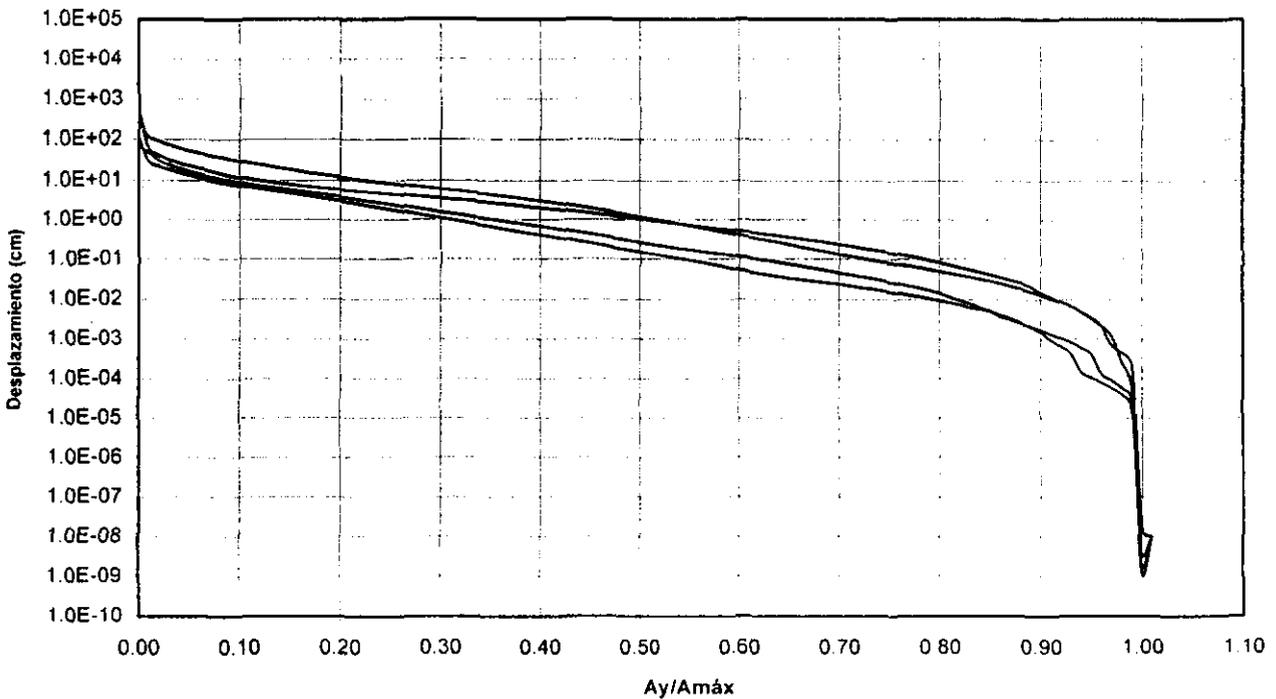
GRÁFICA 5.1. Desplazamientos permanentes calculados con el método de integración directa de Newmark, utilizando los acelerogramas registrados en roca.



GRÁFICA 5.2. Desplazamientos permanentes calculados con el método de integración directa de Newmark, utilizando los acelerogramas registrados en arcillas.



GRÁFICA 5.3. Desplazamientos permanentes calculados con el método de integración directa de Newmark, utilizando los acelerogramas registrados en aluviales.



GRÁFICA 5.4. Desplazamientos permanentes calculados con el método de integración directa de Newmark, utilizando los acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas.

logarítmica); como se puede observar, la magnitud de los desplazamientos obtenidos son mayores para el caso de las arcillas, quedando en segundo plano la roca, las arenas limo-arcillosas y los suelos aluviales.

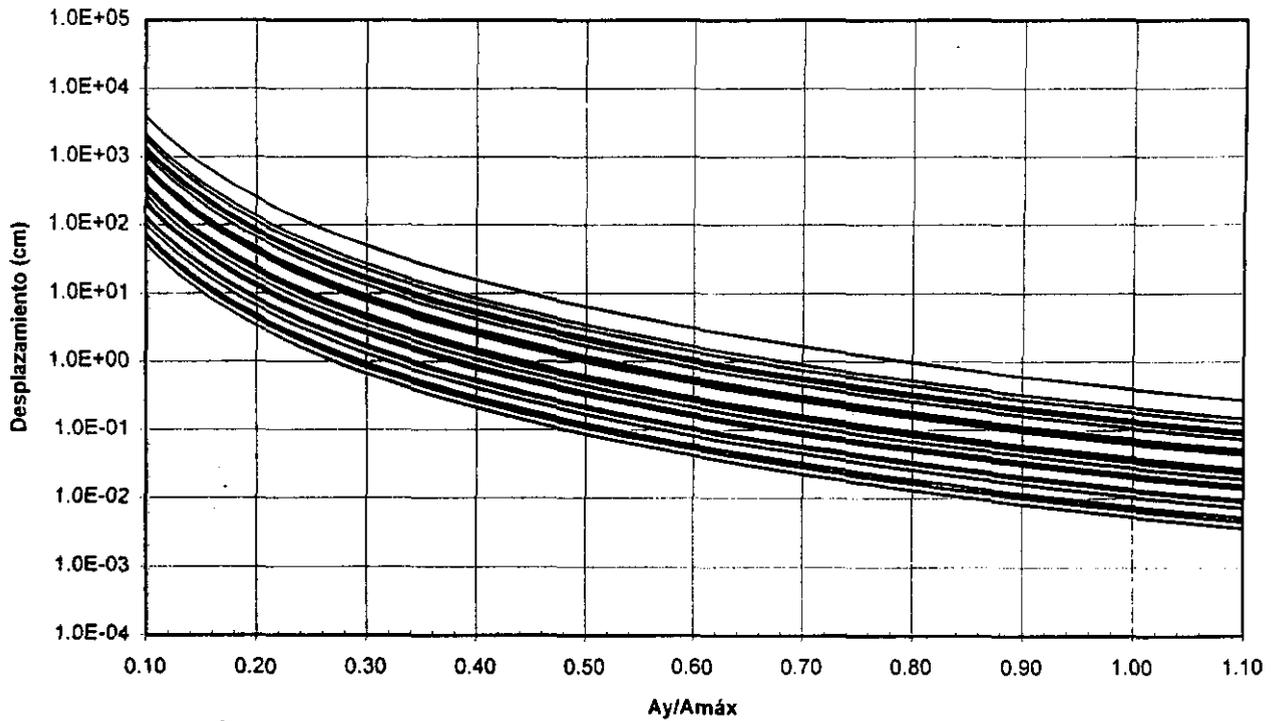
En las gráficas anteriores, se observa que los desplazamientos para los casos límite, $a_y/a_{m\acute{a}x}$ igual a cero, tienden a un valor extremadamente grande, esto indica que la aceleración de cedencia comparada con la aceleración máxima es extremadamente pequeña, por lo que cualquier aceleración, por pequeña que fuera, provocaría un desplazamiento grande y poco creíble. En el otro caso extremo, $a_y/a_{m\acute{a}x}$ igual a uno, se tiene que la aceleración de cedencia es igual a la aceleración máxima, por lo que los desplazamientos esperados para este caso son prácticamente nulos.

5.2.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE RICHARDS-ELMS A LOS ACELEROGRAMAS EMPLEADOS.

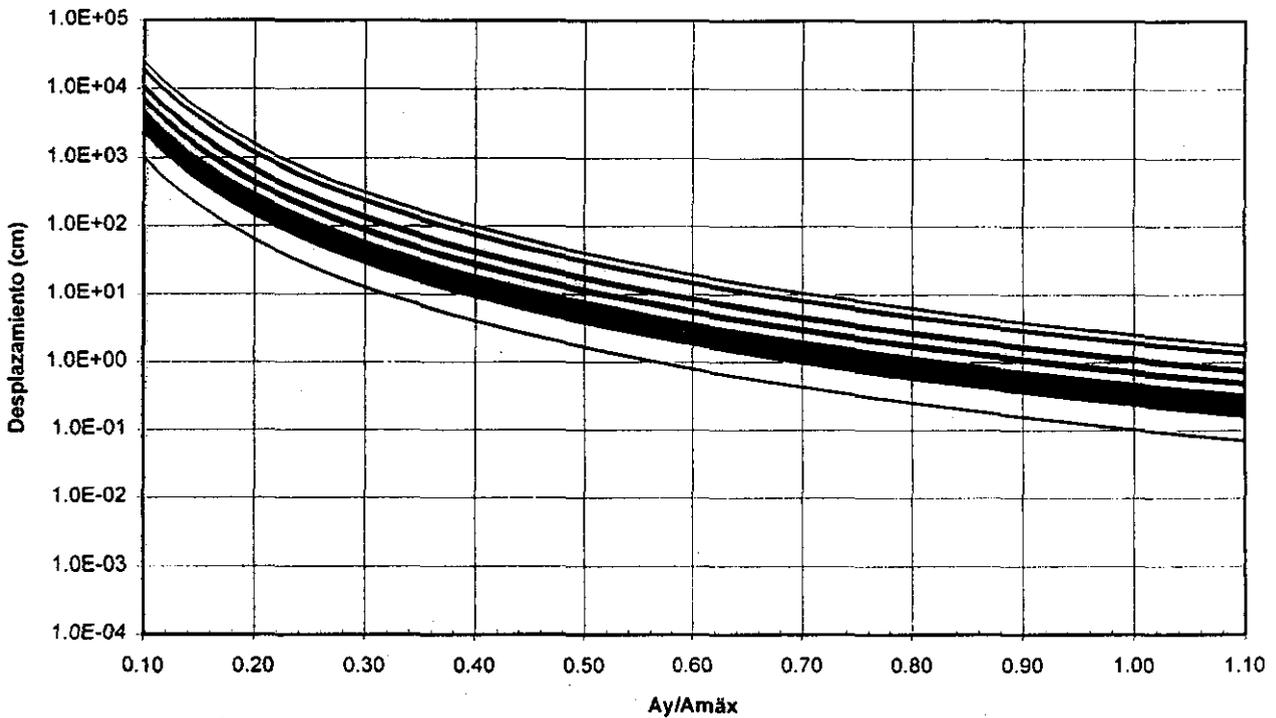
La obtención de los desplazamientos en función de $a_y/a_{m\acute{a}x}$, aplicando el método de Richards-Elms, se realiza aplicando la ecuación 5.3. Los valores de las velocidades máximas para cada acelerograma se obtienen de la tabla 4.2. Los resultados de este proceso se obtuvieron en función de cuatro grupos de acelerogramas registrados en distintos tipos, como en el caso anterior, dando como resultado las gráficas 5.5 a 5.8. Estas gráficas tuvieron que ser graficadas en un intervalo de $0.1 \leq a_y/a_{m\acute{a}x} \leq 1.1$, debido a que para valores cercanos a cero o al cero mismo, los desplazamientos calculados tienden al infinito, no apreciándose los valores correspondientes al intervalo indicado.

En estas gráficas se observa que los desplazamientos máximos se tienen en el caso del grupo de acelerogramas registrados en arcillas, quedando en segundo plano los desplazamientos para los acelerogramas registrados en roca, arenas limo-arcillosas y suelos aluviales; al igual que en el caso anterior.

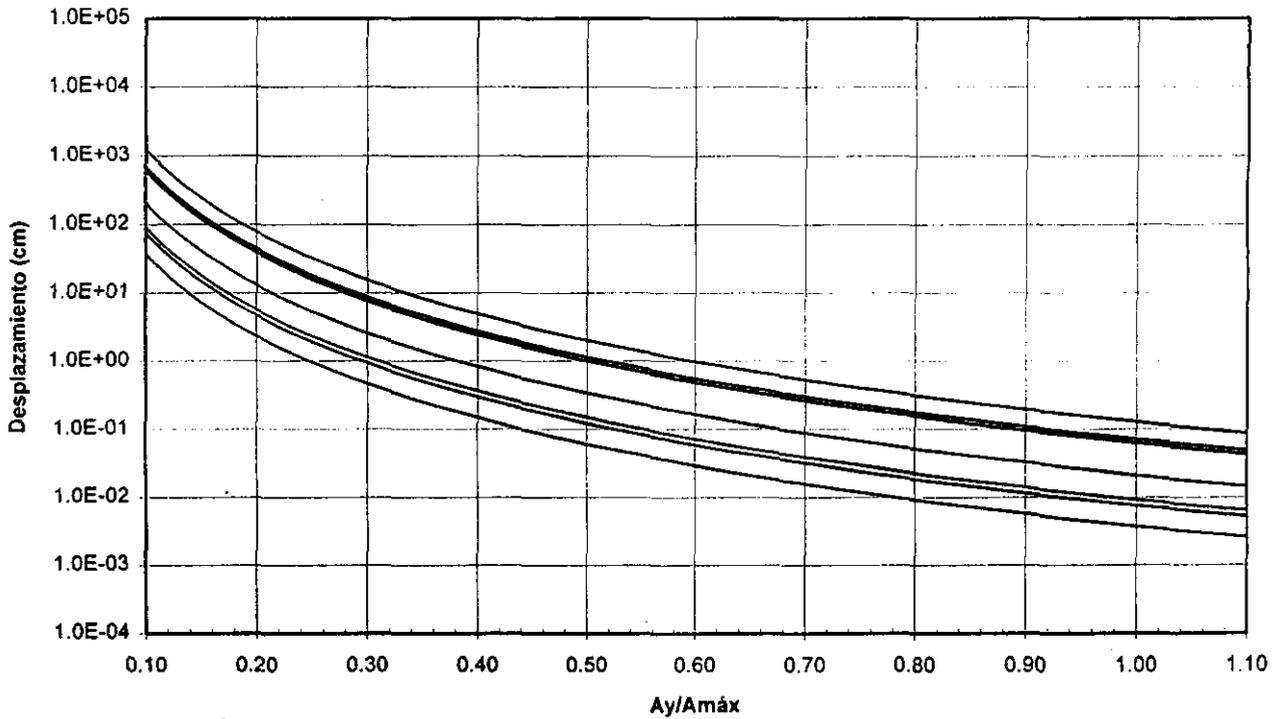
Como se puede observar, el comportamiento de las gráficas obtenidas en este caso, es similar al observado en el caso de la integración directa de Newmark para el intervalo de $0.2 \leq a_y/a_{m\acute{a}x} \leq 0.9$. Por lo tanto, para poder realizar una comparación entre los resultados calculados por el método de Newmark con el método de Richards y Elms, es necesario graficar los resultados obtenidos con el método de Newmark, gráficas 5.1.a 5.4, en los mismos intervalos de los resultados del método de Richards y Elms (gráficas 5.5 a 5.8). De esta manera, graficando ambos resultados en una misma gráfica, para cada grupo de acelerogramas, obtenemos las gráficas 5.9 a 5.12. En estas comparaciones observamos que la magnitud de los desplazamientos es distinta en ambos métodos, por lo que es necesario realizar una corrección a la ecuación 5.3 (método de Richards y Elms), para obtener una nueva ecuación, que permita calcular los desplazamientos permanentes para cada grupo de acelerogramas en particular. La manera de realizar esta corrección se muestra en los párrafos siguientes.



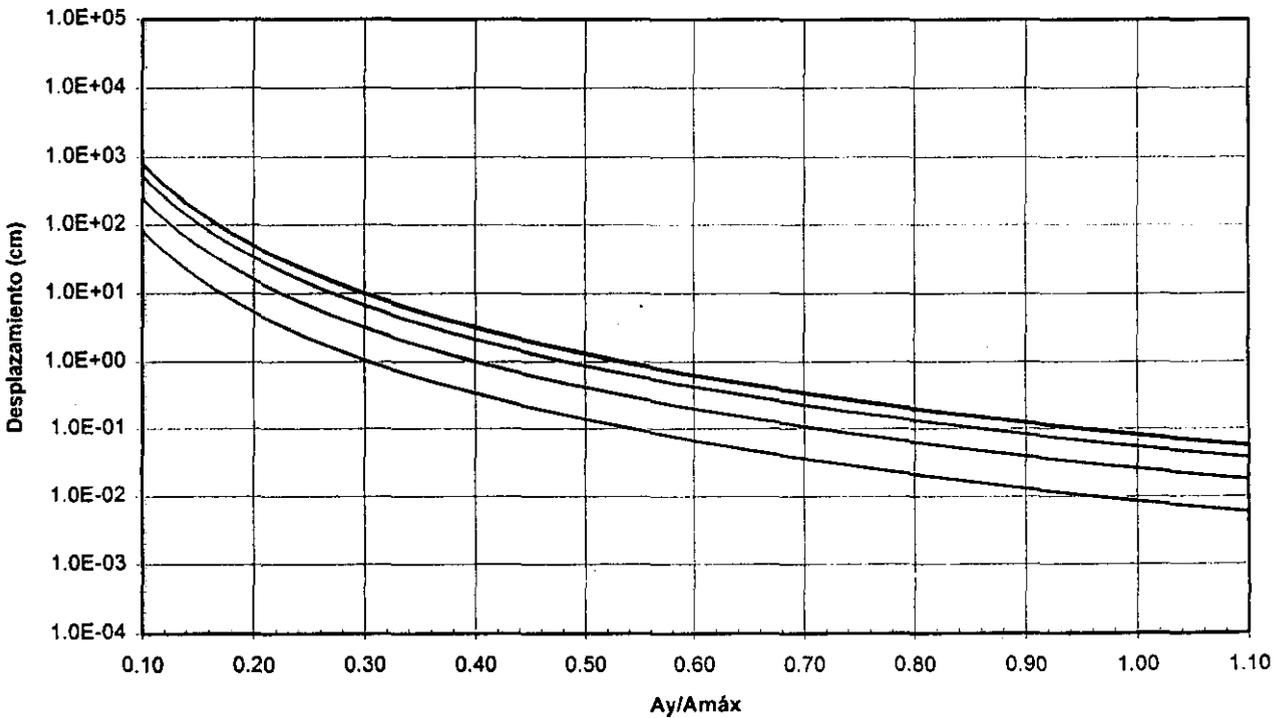
GRÁFICA 5.5. Desplazamientos permanentes calculados con el método de Richards-Elms (mediante la ec. 5.3) para el caso de acelerogramas registrados en roca.



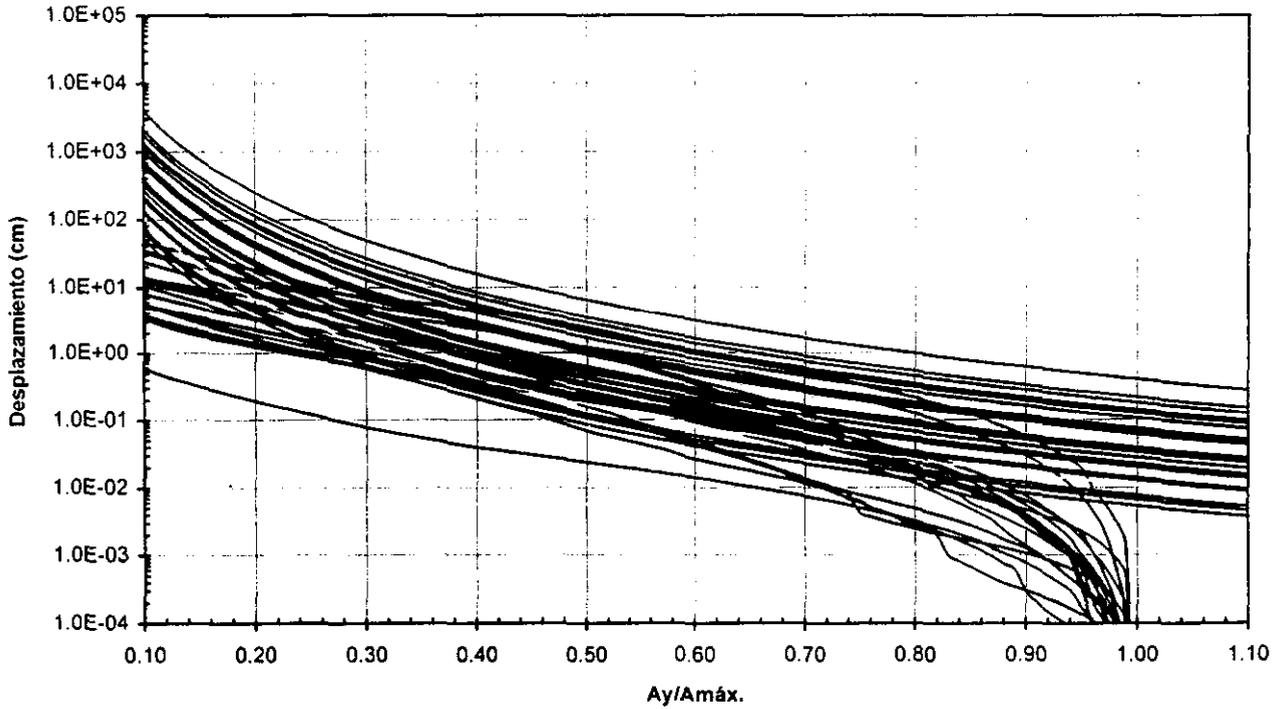
GRÁFICA 5.6. Desplazamientos permanentes calculados con el método de Richards-Elms (mediante la ec. 5.3) para el caso de acelerogramas registrados en arcillas.



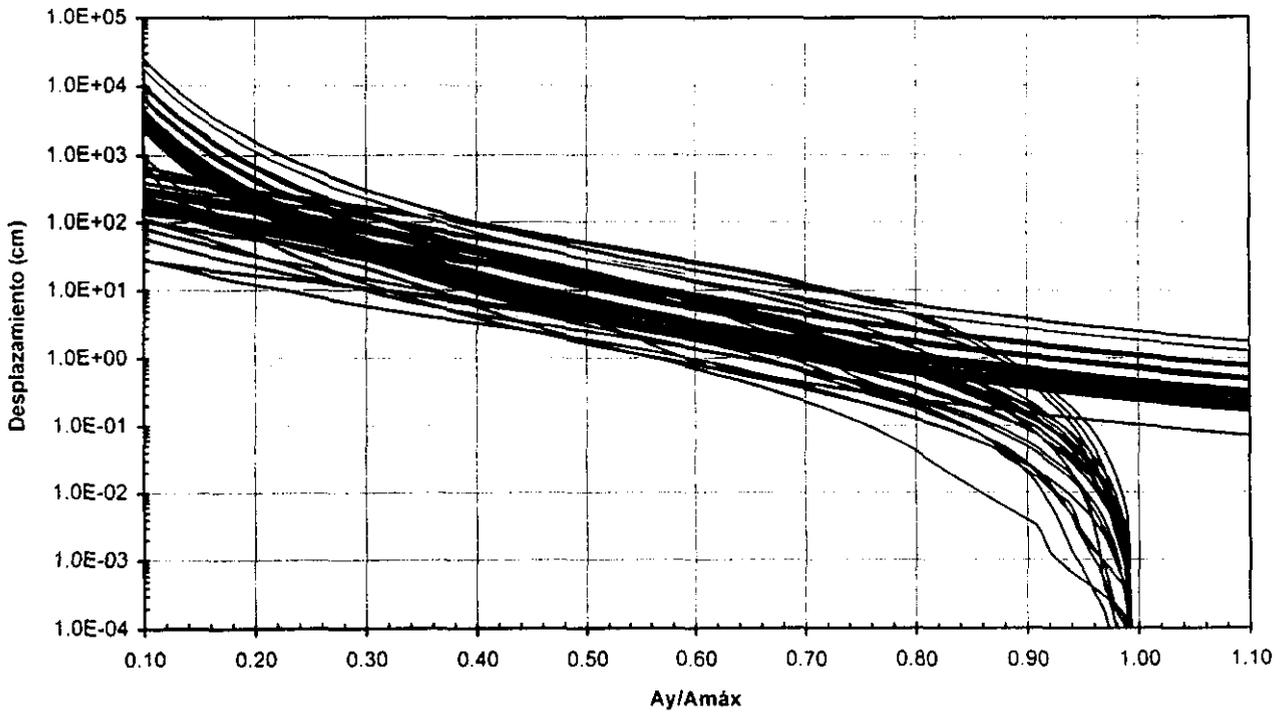
GRÁFICA 5.7. Desplazamientos permanentes calculados con el método de Richards-Elms (mediante la ec. 5.3) para el caso de acelerogramas registrados en aluviales.



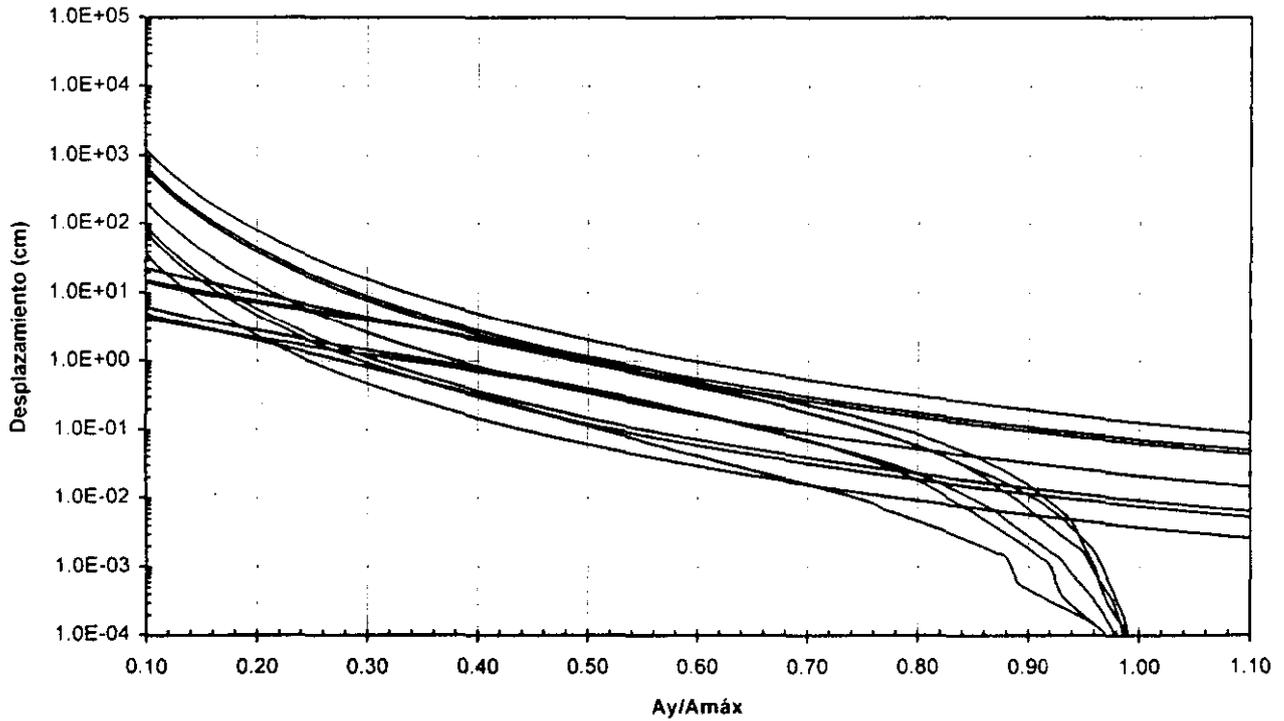
GRÁFICA 5.8. Desplazamientos permanentes calculados con el método de Richards-Elms (mediante la ec. 5.3) para el caso de acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas.



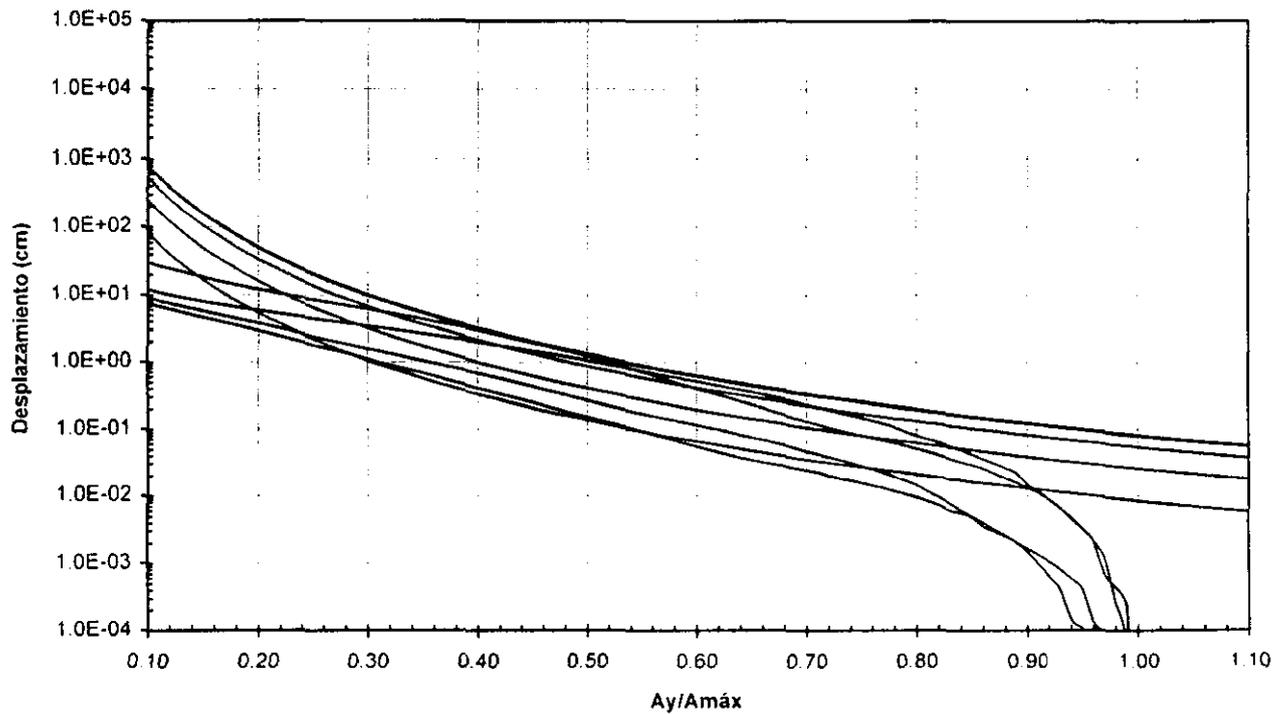
GRAFICA 5.9. Comparación de los resultados de los métodos de Newmark y Richards-Elms para el caso de acelerogramas registrados en roca (Comparación de las gráficas 5.1 y 5.5)



GRAFICA 5.10. Comparación de los resultados de los métodos de Newmark y Richards-Elms para el caso de acelerogramas registrados en arcillas (Comparación de las gráficas 5.2 y 5.6)



GRAFICA 5.11. Comparación de los resultados de los métodos de Newmark y Richards-Elms para el caso de acelerogramas registrados en aluviales (Comparación de las gráficas 5.3 y 5.7)



GRAFICA 5.12. Comparación de los resultados de los métodos de Newmark y Richards-Elms para el caso de acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas (Comparación de las gráficas 5.4 y 5.8)

5.2.3 OBTENCIÓN DE LAS ECUACIONES DE DESPLAZAMIENTOS.

Para establecer una ecuación que permita estimar el desplazamiento permanente en función de $a_y/a_{m\acute{a}x}$, así como de la aceleración y velocidad máxima, es necesario para cada grupo de acelerogramas, obtener un factor de corrección para la expresión propuesta por Richards y Elms (ecuación 5.3), el cual se obtiene de la siguiente manera:

1.- De la comparación de los desplazamiento calculados con los métodos de Newmark y de Richards-Elms (gráficas 5.9 a 5.12), se obtiene un factor de corrección para un mismo valor de $a_y/a_{m\acute{a}x}$, es decir, el factor se calcula dividiendo el desplazamiento calculado con el método de Newmark entre el desplazamiento calculado con el método de Richards y Elms para un mismo valor de $a_y/a_{m\acute{a}x}$. De esta manera se tiene un factor distinto para cada valor de $a_y/a_{m\acute{a}x}$.

2.- De los factores calculados para cada valor $a_y/a_{m\acute{a}x}$, se obtiene un solo factor, el cual se calcula como el promedio de todos estos factores.

Realizando los pasos anteriores para los cuatro grupos de acelerogramas registrados en distintos tipos de suelo, se tienen los factores siguientes:

Para los acelerogramas registrados en rocas:	0.095922
Para los acelerogramas registrados en arcillas:	0.684805
Para los acelerogramas registrados en aluviales:	0.439005
Para los acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas:	0.568053

Por lo tanto, multiplicando los factores anteriores por la ecuación 5.3 se tienen las expresiones siguientes:

Para roca

$$d_{perm} = 0.008345 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{para } a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.2 \quad \text{ec. 5.19}$$

con un factor de 0.095922.

Para arcilla

$$d_{perm} = 0.059578 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{para } a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.2 \quad \text{ec. 5.20}$$

con un factor de 0.684805.

Para aluvial

$$d_{perm} = 0.038193 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{para } a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.2 \quad \text{ec. 5.21}$$

con un factor de 0.439005.

Para arenas limo arcillosas

$$d_{perm} = 0.04942 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{para } a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.2 \quad \text{ec. 5.22}$$

con un factor de 0.568053.

Calculando los desplazamientos en función de $a_y/a_{m\acute{a}x}$ aplicando las ecuaciones 5.19 a 5.22, y comparándolos con los resultados obtenidos aplicando el método de integración directa de Newmark (gráficas 5.1 a 5.4) se obtienen las gráficas 5.13 a 5.16. En estas gráficas se observa que la magnitud de los desplazamientos son muy similares, estableciendo que las expresiones 5.19 a 5.22 proveen resultados muy cercanos a los obtenidos con la integración directa del método de Newmark. Asimismo, se observa la misma tendencia en los desplazamientos es decir, que se tienen los mayores desplazamientos para arcillas, quedando en segundo plano los grupos de acelerogramas registrados en rocas, arenas limo-arcillosas y suelos aluviales.

En la comparación anterior, se puede observar claramente que en el intervalo de $0.2 \leq a_y/a_{m\acute{a}x} \leq 0.9$, los valores de los desplazamientos son bastante cercanos. Para valores de $a_y/a_{m\acute{a}x} < 0.2$, se observa que la magnitud de los desplazamientos tienden a ser muy grandes, esto como consecuencia de aceleraciones de cedencia muy pequeñas, que al ser superadas por una aceleración mucho mayor, provocan desplazamientos poco creíbles, por lo que no se recomienda aplicar las ecuaciones para dicho intervalo; para el caso del intervalo $a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.9$, se observa que los desplazamientos calculados con las ecuaciones propuestas, son ligeramente mayores a los obtenidos con la integración directa de Newmark, sin embargo si observamos la magnitud de estos desplazamientos, se observa que son muy pequeños, del orden de 0.1 a 1.0 centímetros, por lo que se establece que no se cae en ninguna subestimación de estos desplazamientos al aplicar las ecuaciones propuestas, sino al contrario, se estaría del lado de la seguridad; por lo que se establece que para valores de $a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.9$, las ecuaciones 5.19 a 5.22 son también aplicables.

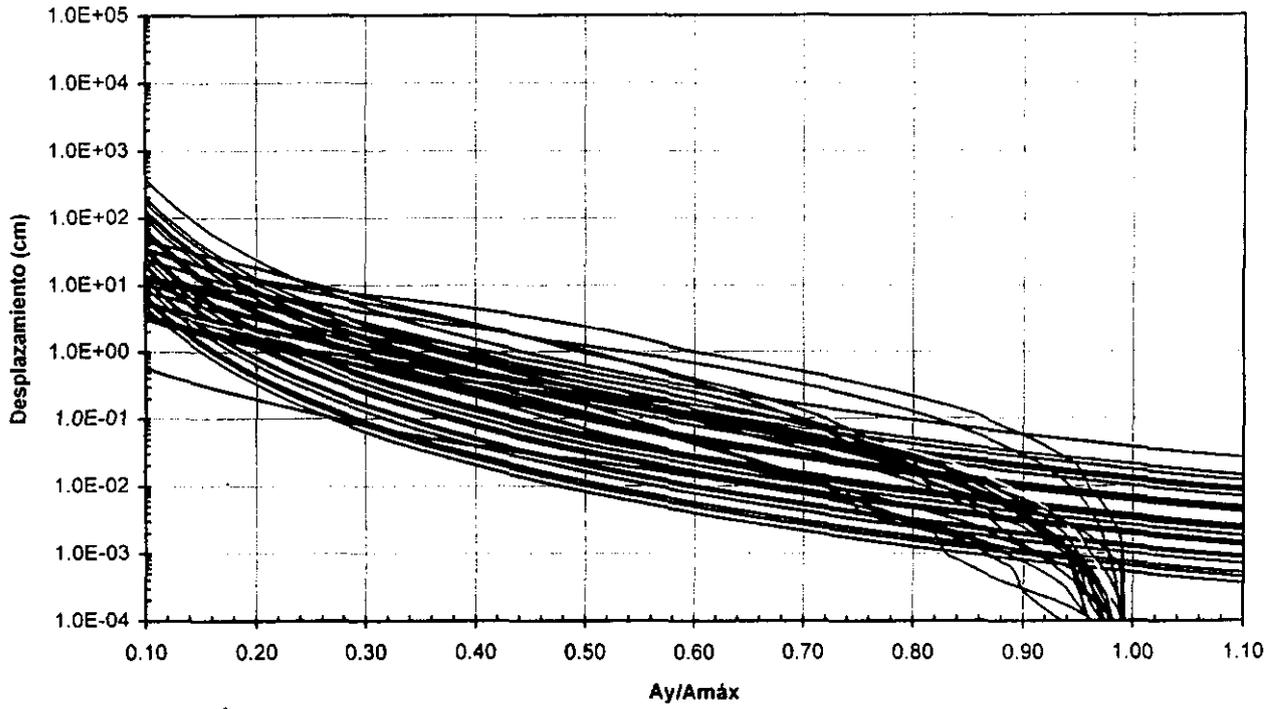
Después de observar el comportamiento de las gráficas 5.13 a 5.16, se pueden manejar dos grupos de suelo: a) roca y b) arcillas, arenas limo-arcillosas y suelos aluviales, para la obtención de los desplazamientos, ya que como se puede observar en las ecuaciones 5.20 a 5.22, los coeficientes son muy similares, por lo que se puede manejar un coeficiente único, como el promedio de estos tres: $(0.059578+0.038193+0.04942)/3 = 0.049064$, por lo que tenemos finalmente las ecuaciones siguientes

Para roca

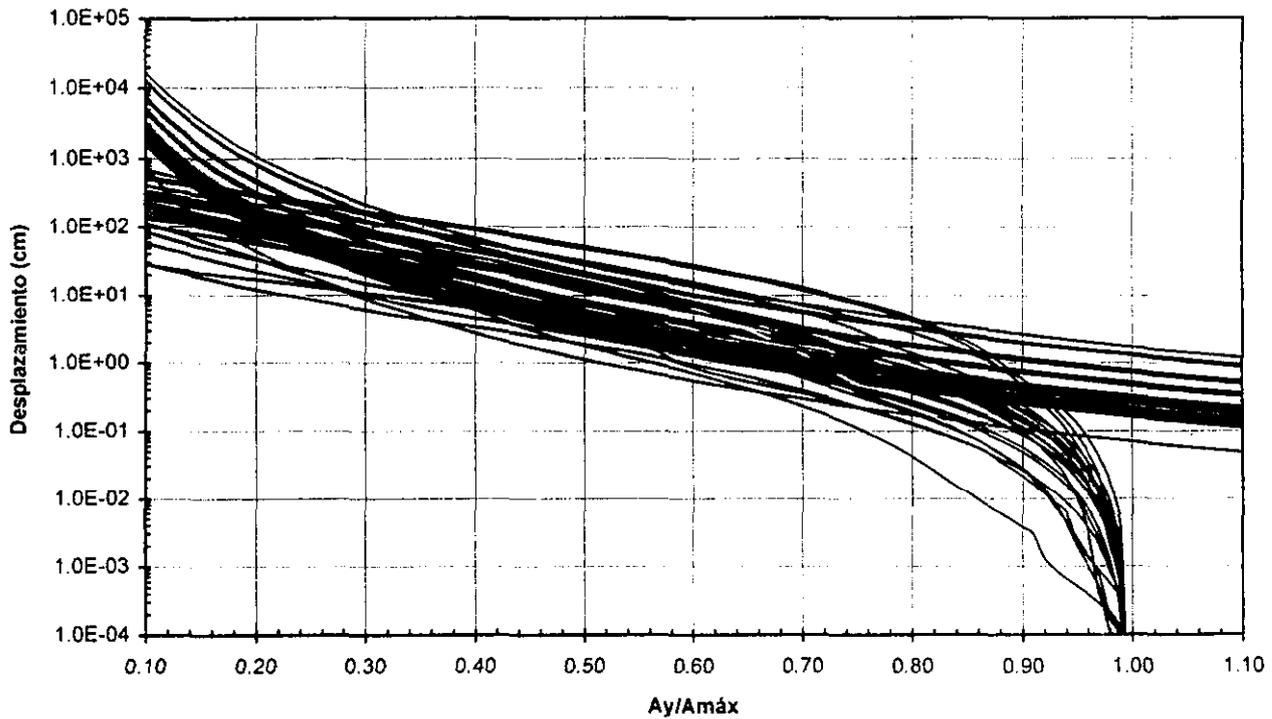
$$d_{perm} = 0.008345 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{para } a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.2 \quad \text{ec. 5.23}$$

Para arcilla, arenas limo-arcillosas y suelos aluviales

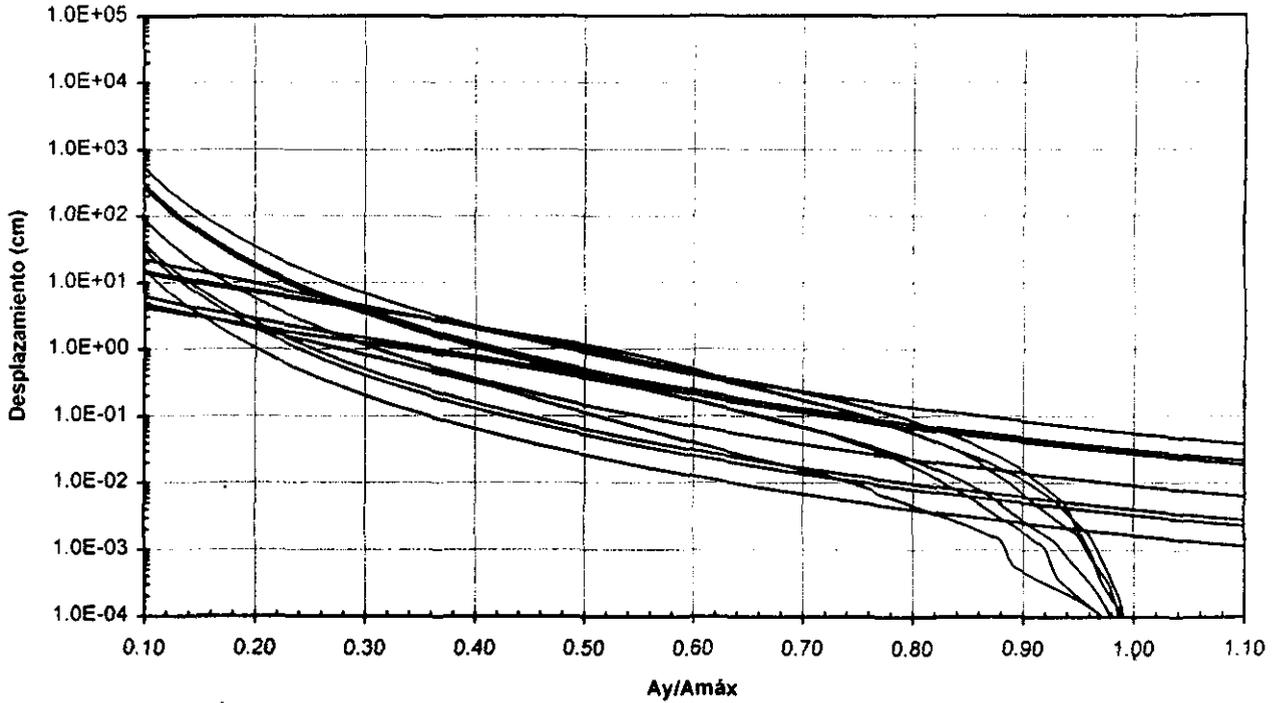
$$d_{perm} = 0.049064 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4} \quad \text{para } a_y/a_{m\acute{a}x} > 0.2 \quad \text{ec. 5.24}$$



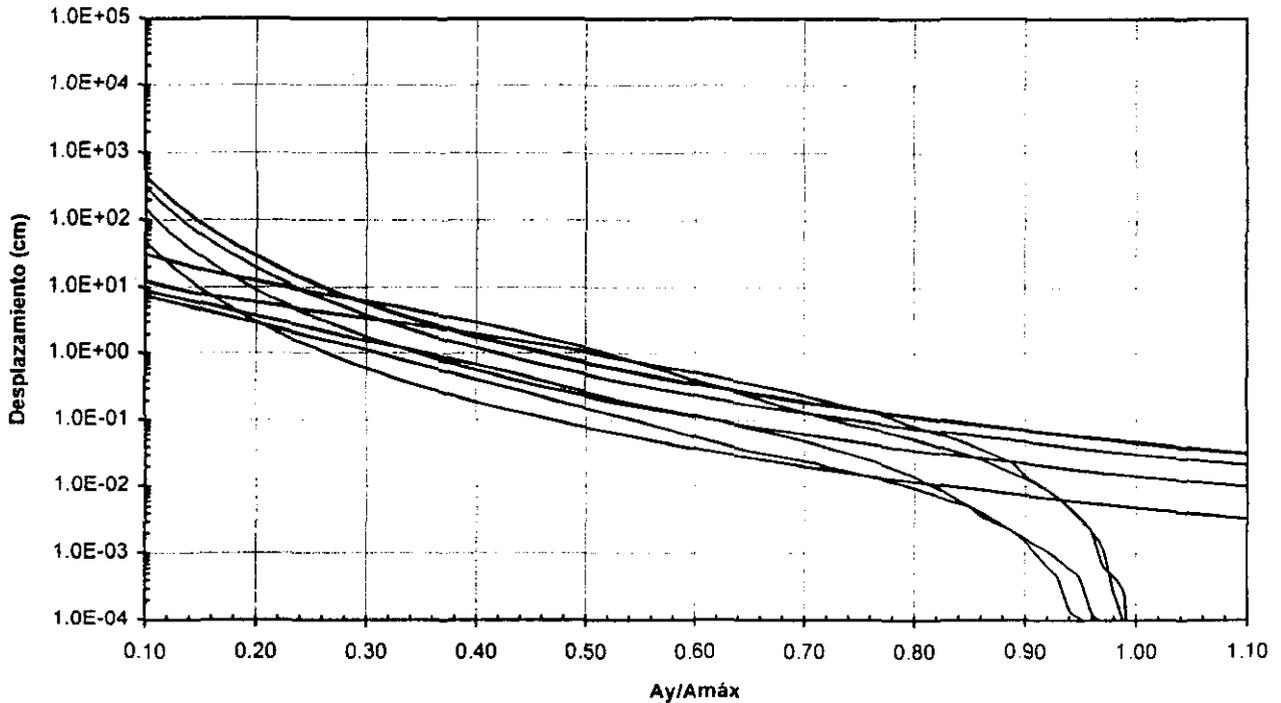
GRÁFICA 5.13. Comparación de los resultados del método de Newmark con la ecuación 5.19 para el caso de acelerogramas registrados en roca.



GRÁFICA 5.14. Comparación de los resultados del método de Newmark con la ecuación 5.20 para el caso de acelerogramas registrados en arcillas.



GRÁFICA 5.15. Comparación de los resultados del método de Newmark con la ecuación 5.21 para el caso de acelerogramas registrados en aluviales.



GRÁFICA 5.16. Comparación de los resultados del método de Newmark con la ecuación 5.22 para el caso de acelerogramas registrados en arenas limo-arcillosas.

CAPITULO 6

APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS AL DISEÑO Y ANÁLISIS DE MUROS DE RETENCIÓN

De acuerdo al desarrollo del presente trabajo, surge la duda o inquietud de cómo aplicar los resultados de los capítulos anteriores al diseño de muros de retención. Esto se pretende solucionar mediante un ejemplo de aplicación.

En la primera parte del ejemplo se realiza el diseño de un muro de retención tanto por el método de Mononobe-Okabe (M-O), como por el método propuesto en el capítulo 4, basado en la determinación de la cortante de base, al cual llamaremos "Método de la cortante de base" (Qb). La comparación anterior tiene el objetivo de observar las diferencias de ambos métodos desde un punto de vista de diseño ingenieril, ya que a pesar de que ambos son basados en criterios distintos, lo que se pretende es comparar los resultados que arroja el método elástico en el diseño final con el método tradicionalmente usado de M-O (método pseudoestático).

En el diseño del muro, para el caso del método de la cortante de base, el empuje total que se empleará en el diseño será el empuje estático calculado con el método de M-O más la cortante de base calculada con el método propuesto, donde el empuje estático se calcula restando al empuje total calculado por el método de M-O el empuje dinámico de M-O, mediante la ecuación 2.39.

En la segunda parte del ejemplo, se presenta la forma de evaluar los desplazamientos permanentes que pueden sufrir aquellos muros que fueron diseñados en el pasado, y de los cuales se desconoce la naturaleza de los criterios y parámetros empleados en el diseño original. Asimismo, esto permitirá evaluar los desplazamientos permanentes que pueden sufrir algunos muros bajo nuevas condiciones de servicio. Ya que mientras grandes desplazamientos permanentes pueden ser aceptables para algunos muros, otros pueden ser considerados en un estado de falla para pequeños desplazamientos permanentes.

EJEMPLO

De acuerdo a la figura 6.1, y a los datos que en ella se presentan, diseñar el muro tanto por la solución clásica de Mononobe-Okabe (M-O), como por el Método de la cortante de base Qb, evaluando en ambos casos el desplazamiento permanente que pueden sufrir ante una acción sísmica 5 veces mayor a la de diseño.

PRIMERA PARTE: DISEÑO DEL MURO.

Método basado en la solución clásica de Mononobe-Okabe.

a) **Determinación del empuje total por el método de M-O.** En primera instancia se determinará el empuje E_{ae} mediante la expresión 2.34, solo que en este caso se debe de considerar $k_v=0$ (ya que en el desarrollo

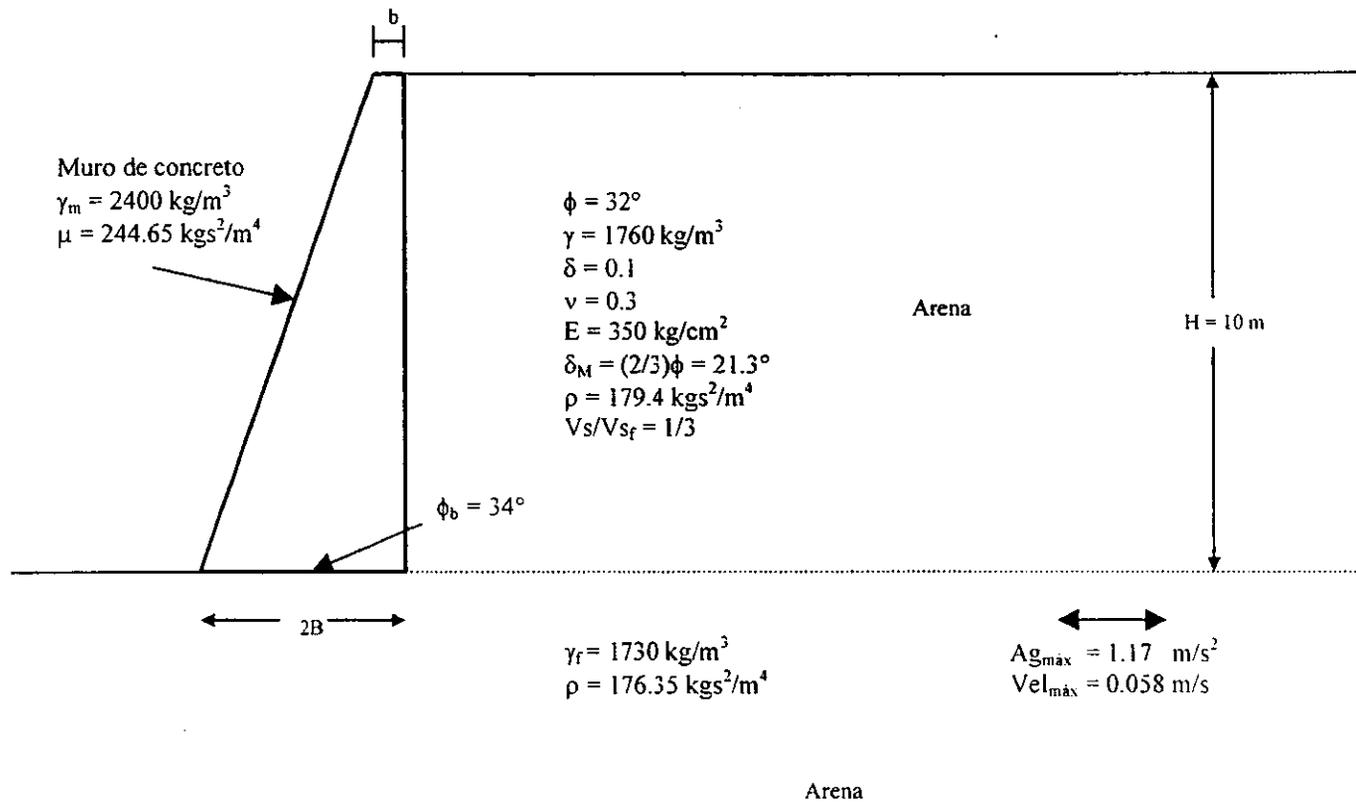


FIGURA 6.1. DATOS DEL PROBLEMA 6.1

del presente trabajo se despreciaron las aceleraciones verticales, y para poder realizar la comparación respectiva es necesario considerar en este punto tal condición), así como $i = 0$ (ya que desde el inicio del análisis presentado se considera un relleno horizontal), y $\beta = 0$ (ya que la pendiente del muro con respecto a la vertical es nula, es decir, se tiene la pared del muro en contacto con el relleno totalmente vertical), por lo tanto la expresión del empuje queda:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ae}$$

donde

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta_M + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta_M) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta_M + \theta)} \right]^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} k_h \quad \text{y} \quad k_h = \frac{Ag}{g}$$

Por lo tanto, calculando K_{ae} tenemos que:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(32 - 6.84)}{\cos 6.84 \cos(21.3 + 6.84) \left[1 + \frac{\sin(32 + 21.3) \sin(32 - 6.84)}{\cos(21.3 + 6.84)} \right]^2} = 0.3558$$

por lo que el empuje E_{ae} vale $E_{ae} = 0.5(1760 \text{ kg/m}^3)(10\text{m})^2(0.3558) = 31310.4 \text{ kg/m}$, considerando el análisis en un metro de muro tenemos que

$$E_{ae} = 31.31 \text{ ton.}$$

b) Diseño por deslizamiento. Una vez determinado el empuje, se evalúa el factor de seguridad contra el deslizamiento, el cual se define para el caso analizado como (ver referencia 40):

$$FS_d = \frac{W + E_{ae}(\sin \delta_M \tan \phi_b)}{k_h W + E_{ae}(\cos \delta_M)} \quad \text{ec. 6.1}$$

donde FS_d es el factor de seguridad contra deslizamiento (valor que se considera igual a 1.2 para el caso del método de M-O), W es el peso del muro y ϕ_b es el ángulo de fricción entre la base del muro y el terreno de cimentación, los demás términos fueron previamente definidos.

Por lo tanto, sustituyendo en la expresión 6.1 los valores de los parámetros, dejando como incógnita el peso del muro W , obtenemos que el peso para cumplir con un $FS_d=1.2$ es,

$$1.2 = \frac{W + 31.31(\text{sen } 21.3 \tan 34)}{0.12W + 31.31(\cos 21.3)}, \text{ de donde obtenemos } W = 31.93 \text{ ton} \approx 32.0 \text{ ton}$$

Considerando un muro en forma de trapecio, de acuerdo a como se indica en la figura 6.2, tenemos que el peso del muro se obtiene multiplicando el volumen de este por el peso volumétrico del muro (γ_m), es decir:

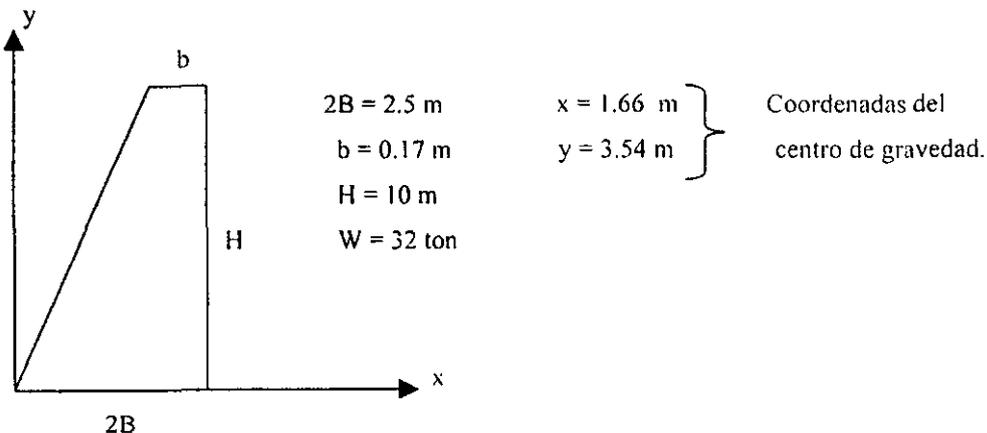
$W = A(1)\gamma_m$ (considerando un metro de muro), de donde sabemos que $A = \left(\frac{2B + b}{2}\right)H$. Por lo tanto proponiendo un valor de $2B$, podemos obtener el valor de b , ya que los demás parámetros son conocidos, por lo que tenemos que:

$$b = \frac{2W}{\gamma_m H(1)} - 2B \quad \text{ec. 6.2}$$

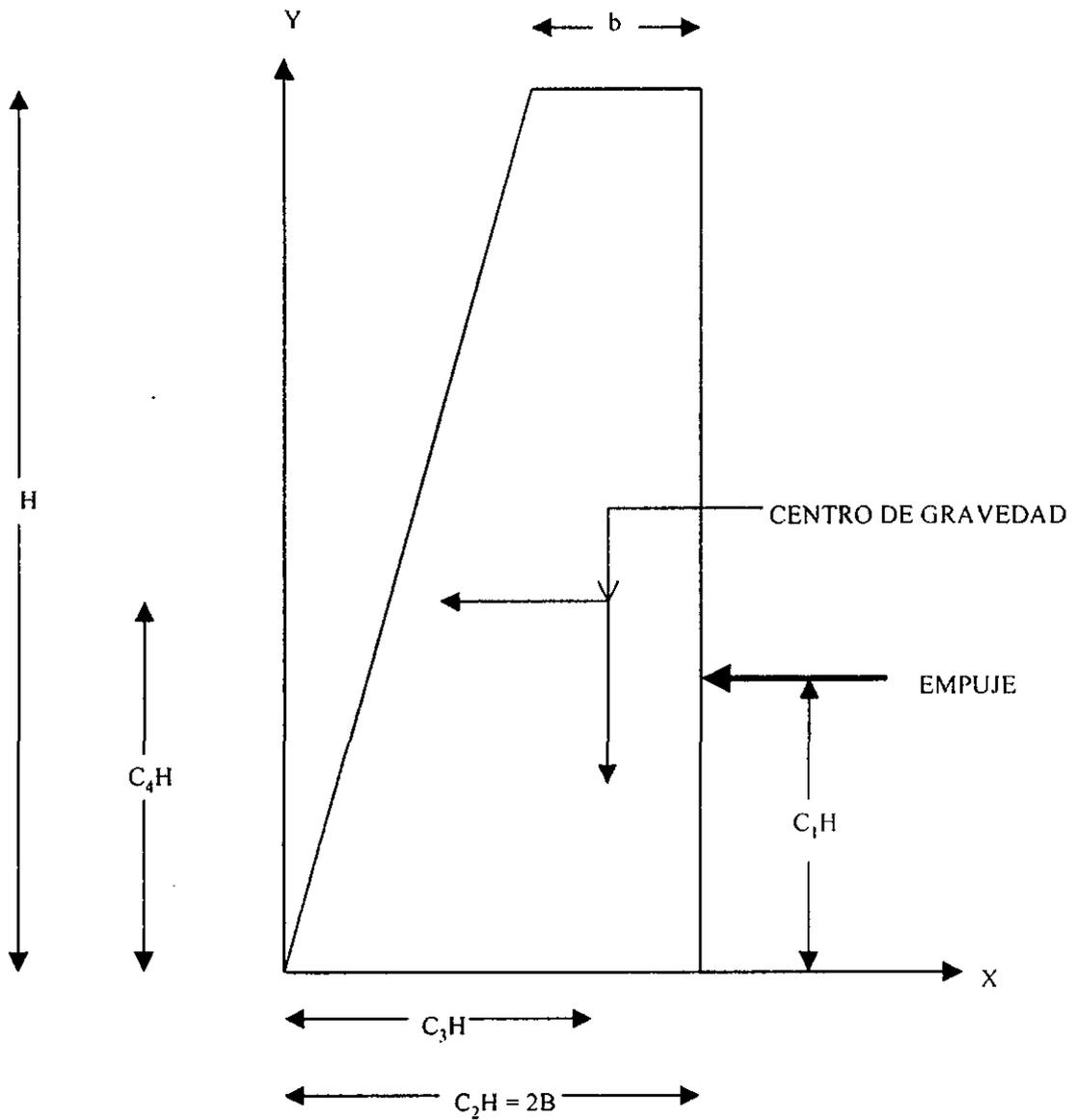
Por lo tanto, proponiendo $2B = 2.5 \text{ m}$, y conociendo que $H = 10 \text{ m}$ y $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$, tenemos que:

$$b = \frac{2(32 \text{ ton})}{(2.4 \text{ t/m}^3)(10 \text{ m})(1 \text{ m})} - 2.5 \text{ m} = 0.166 \text{ m}, \text{ valor que se redondea a } b = 0.17 \text{ m}.$$

Finalmente se tiene que por deslizamiento el muro queda con las siguientes características:



c) Diseño por volteo. Una vez diseñado el muro por deslizamiento, corresponde revisar dicho diseño por volteo, mediante un factor de seguridad, el cual se define para el caso analizado por la siguiente expresión (ver referencia 40):



$$\text{AREA} = [(2B+b)/2]H$$

$$C_1 = 0.5 (M-O)$$

$$C_1 = 0.637 (Qb)$$

FIGURA 6.2. GEOMETRÍA Y CARACTERÍSTICAS DEL MURO CONSIDERADO.

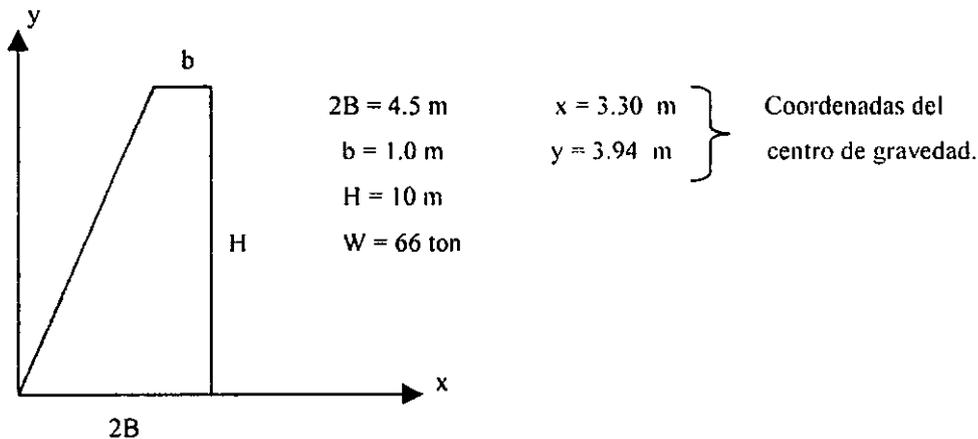
$$FSv = \frac{WC_3 + Eae(\text{sen } \delta_M)C_2}{k_n WC_4 + Eae(\text{cos } \delta_M)C_1} \quad \text{ec. 6.3}$$

donde FSv es el factor de seguridad contra volteo (valor que se considera igual a 1.5 para el caso del método de M-O), los coeficientes C₁ a C₄, son una fracción de la altura del muro, de acuerdo a como se observa en la figura 6.2; los demás términos fueron previamente definidos.

Por lo tanto, tomando como referencia el diseño del muro por deslizamiento del inciso anterior y sustituyendo en la expresión 6.2 los valores de los parámetros correspondientes, obtenemos que el factor de seguridad por volteo vale:

$$FSv = \frac{(32\text{ton})(0.166) + (31.3\text{1ton})(\text{sen}21.3)(0.25)}{(0.12)(32\text{ton})(0.354) + (31.3\text{1ton})(\text{cos}21.3)(0.5)} = 0.5 < 1.5$$

De acuerdo al resultado anterior, se observa que el muro no cumple con el factor de seguridad por volteo, por lo que se propone un nuevo muro con las siguientes características:



Sustituyendo nuevamente en la expresión 6.3, los nuevos datos del muro anterior, tenemos:

$$FSv = \frac{(66\text{ton})(0.33) + (31.3\text{1ton})(\text{sen}21.3)(0.45)}{(0.12)(66\text{ton})(0.394) + (31.3\text{1ton})(\text{cos}21.3)(0.5)} = 1.52$$

Por lo que el muro propuesto si cumple los requisitos de seguridad, tanto por volteo, como por deslizamiento.

Nota: La localización del empuje por el método de M-O se considera como H/3, aplicada desde la base del muro, sin embargo en trabajos realizados por Seed y Whitman establecen que la localización del empuje

dinámico debe ser $0.6H$, y el estático $H/3$, ambos aplicados desde la base. Asimismo, establecen que para condiciones en las cuales se consideren los efectos estáticos más dinámicos, la localización del empuje se puede tomar como un valor de $0.5H$ (valor que es prácticamente un promedio de ambas alturas). De aquí que el valor considerado en los efectos de volteo para la localización del empuje sea $0.5H$ (ver referencia 15).

Método basado en la cortante de base (Qb).

a) **Determinación de la cortante de base (Qb).** Para determinar la cortante de base (Qb), se tomará como referencia el muro diseñado mediante el método de M-O, por lo que siguiendo el procedimiento indicado en el capítulo 4 (ver figura 4.1), tenemos que en primer lugar se debe determinar el periodo del relleno (mediante la ecuación 4.1), por lo que tenemos que de acuerdo a los datos mostrados en la figura 6.1:

$$T = 4H \sqrt{\frac{\rho}{G}} = 4(10m) \sqrt{\frac{179.4 \text{ kgs}^2 / \text{m}^4}{1346000 \text{ kg} / \text{m}^2}} = 0.46 \approx 0.5 \text{ seg}$$

donde $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{350 \text{ kg} / \text{cm}^2}{2(1+0.3)} = 134.6 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 1346000 \text{ kg} / \text{m}^2$

Por lo tanto, con $T = 0.5 \text{ seg}$ y $\delta = 0.1$, de la gráfica 4.52a obtenemos $\left(\frac{Qb}{Qb_{st}} \right)_r = 1.6$

Con $\frac{\mu}{\rho H} = \frac{244.65}{(179.4)(10)} = 0.13$ de la gráfica 4.53a obtenemos un factor de 0.9.

Con $\frac{Vs}{Vs_r} = \frac{1}{3}$ de la gráfica 4.54a obtenemos un factor de 0.76.

Con $\frac{2B}{H} = \frac{4.5}{10} = 0.45$ de la gráfica 4.55a obtenemos un factor de $0.995 \approx 1.0$

Con $\frac{\rho}{\rho_f} = \frac{179.4}{176.35} = 1.01 \approx 1.0$ de la gráfica 4.56a obtenemos un factor de 1.0.

Con $2B/H = 0.45$, $\delta = 0.1$ y $Vs/Vs_r = 1/3$, de la gráfica 4.57 obtenemos la cortante de base estática $Qb_{st} = 0.73$.

Por otro lado sabemos que $\rho = 179.4 \text{ kgs}^2/\text{m}^4$, $Ag = 1.17 \text{ m/s}^2$ y $H = 10 \text{ m}$, por lo que la cortante de base real será:

$$Qb = (1.6)(0.9)(0.76)(1.0)(1.0)(0.73)(179.4 \text{ kgs}^2/\text{m}^4) (1.17 \text{ m/s}^2)(10 \text{ m})^2 = 16769 \text{ kg/m},$$

Considerando un metro de muro tenemos que $Qb = 16.77 \text{ ton}$

b) Determinación del empuje estático más dinámico. Una vez determinado el empuje dinámico (Qb), debemos obtener el empuje estático que actúa sobre el muro. Por lo tanto, del empuje total (estático + dinámico) calculado por el método de M-O, se puede obtener el empuje estático ya que sabemos que:

$$E_{ae} = \text{Empuje estático} + \text{Empuje dinámico}$$

donde el empuje dinámico del método de M-O se define por la expresión 2.39, es decir:

$$E_{\text{dinámico}} = \frac{3}{8} H^2 \rho A g = \frac{3}{8} (10\text{m})^2 (179.4\text{kgs}^2 / \text{m}^4) (1.17\text{m} / \text{s}^2) = 7871.2\text{kg} / \text{m}$$

Por lo tanto en un metro de muro $E_{\text{dinámico}} = 7.87 \text{ ton}$.

Sabemos de la solución del método de M-O que $E_{ae} = 31.31 \text{ ton}$, por lo que tenemos que:

$$E_{\text{estático}} = E_{ae} - \text{Empuje dinámico} = 31.31 \text{ ton} - 7.87 \text{ ton} = 23.44 \text{ ton}$$

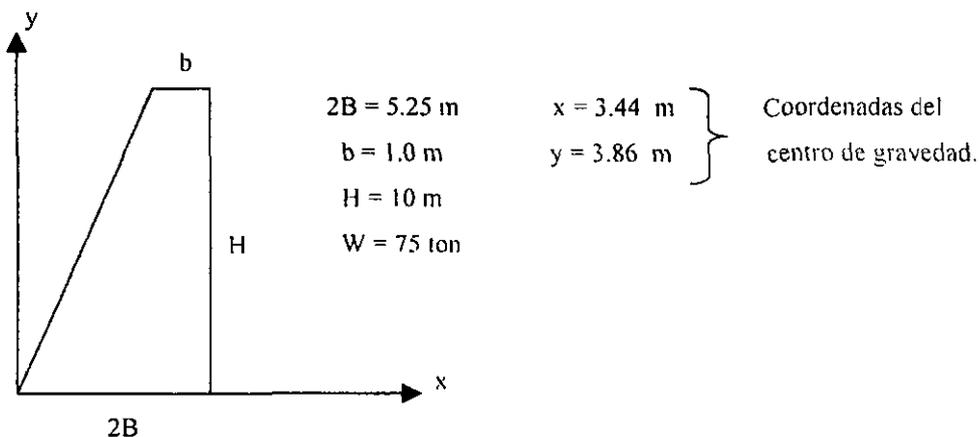
Por lo tanto el valor del empuje total considerando la cortante de base será:

$$E_{Qb} = E_{\text{estático}} + Qb = 23.44 \text{ ton} + 16.77 \text{ ton} = 40.21 \text{ ton}$$

c) Diseño por volteo y deslizamiento. Revisando el muro por volteo, tenemos que en este caso que el FSv deberá ser 1.2 (valor que se propone para este método), por lo que sustituyendo en la ecuación 6.3 tenemos:

$$FSv = \frac{(66\text{ton})(0.33) + (40.21\text{ton})(\text{sen}21.3)(0.45)}{(0.12)(66\text{ton})(0.394) + (40.21\text{ton})(\text{cos}21.3)(0.637)} = 1.05 < 1.2$$

por lo que el muro no cumple los requisitos de seguridad por volteo. Por lo tanto se propone el siguiente muro:



Debido a que la geometría del muro cambia, es necesario evaluar nuevamente la cortante de base (Qb), por lo que siguiendo el mismo proceso indicado, obtenemos que Qb = 17.7 ton, por lo que el nuevo empuje será:

$$E_{Qb} = E \text{ estático} + Qb = 23.44 \text{ ton} + 17.7 \text{ ton} = 41.14 \text{ ton}$$

Por lo tanto, sustituyendo nuevamente en la ecuación 6.3 tenemos

$$FS_v = \frac{(75\text{ton})(0.344) + (41.14\text{ton})(\text{sen}21.3)(0.525)}{(0.12)(75\text{ton})(0.386) + (41.14\text{ton})(\text{cos}21.3)(0.637)} = 1.206$$

resultado que cumple con los requisitos de seguridad por volteo.

Finalmente se revisa la seguridad del muro por deslizamiento, por lo que sustituyendo los valores adecuados en la ecuación 6.1 tenemos:

$$FS_d = \frac{75\text{ton} + (41.14\text{ton})(\text{sen}21.3)(\text{tan}34)}{(0.12)(75\text{ton}) + (41.14\text{ton})(\text{cos}21.3)} = 1.78$$

por lo que por deslizamiento no se tiene ningún problema.

Nota: La localización del empuje basado en la cortante de base, se toma como 0.637H, valor que es propuesto por Veletsos y Younan (ver referencia 28) para determinar el momento por volteo.

SEGUNDA PARTE: EVALUACIÓN DE DEFORMACIONES PERMANENTES.

Una vez diseñado el muro por ambos métodos, se procede a evaluar las posibles deformaciones permanentes que pueden sufrir ambos muros ante una acción sísmica 5 veces mayor, esto con el objeto de evaluar las deformaciones permanentes que pueden sufrir aquellos muros que ya se encuentran construidos, de los cuales, bajo nuevas condiciones de servicio o ante acciones sísmica mayores a las consideradas en el diseño, se duda de su estabilidad o de su resistencia a no permitir deformaciones permanentes.

La determinación de estas deformaciones se realizará aplicando las ecuaciones obtenidas en el capítulo 5, ecuaciones 5.23 y 5.24 (ecuaciones similares a la propuesta por Richards y Elms, ver referencia 36), dependiendo del tipo de suelo donde se localice el muro de retención. El procedimiento básicamente consiste en calcular el empuje considerando la solución de M-O (esto debido a que en el método original de Richards y Elms, se plantea una aceleración de cedencia, la cual se obtiene a partir del empuje del método de M-O, en donde el valor calculado de la aceleración de cedencia, permite obtener las deformaciones permanentes del muro ante una acción sísmica), suponiendo un coeficiente de aceleración horizontal del terreno (k_h). Una vez determinado

el empuje se calcula con este valor la aceleración de cedencia, la cual se compara con el valor supuesto, y en el caso de ser distintas, se realiza un nuevo tanteo, teniendo un proceso iterativo hasta que ambos valores sean similares; y una vez que se obtiene el valor correcto de dicha aceleración, se calcula la deformación permanente del muro ante la acción sísmica de interés.

Las deformaciones permanentes se obtendrán para los dos muros diseñados, tanto por el método de M-O como por el método de la cortante de base, esto con el fin de establecer una comparación entre ambos diseños.

Deformaciones permanentes en el muro obtenido por el método de M-O.

Para determinar las deformaciones, primeramente es necesario obtener el empuje por el método de M-O, por lo que de acuerdo a los datos de la figura 6.1, y suponiendo un valor de $k_h = 0.1$ tenemos que:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(32 - 5.71)}{\cos 5.71 \cos(21.3 + 5.71) \left[1 + \frac{\text{sen}(32 + 21.3) \text{sen}(32 - 5.71)}{\cos(21.3 + 5.71)} \right]^2} = 0.3407$$

por lo que el empuje E_{ae} vale $E_{ae} = 0.5(1760 \text{ kg/m}^3)(10 \text{ m})^2(0.3407) = 29983.9 \text{ kg/m}$. considerando el análisis en un metro de muro tenemos que

$$E_{ae} = 29.98 \text{ ton.}$$

Aplicando la ecuación 5.2, obtenemos la aceleración de cedencia como:

$$a_y = \left[\tan \phi_h - \frac{E_{ae} \cos(\delta_M + \beta) - E_{ae} \text{sen}(\delta_M + \beta)}{W} \right] g = k_h g$$

en donde todos los términos fueron previamente definidos, por lo que sustituyendo los valores adecuados tenemos que:

$$a_y = \left[\tan 34 - \frac{(29.98 \text{ ton}) \cos(21.3 + 0) - (29.98 \text{ ton}) \text{sen}(21.3 + 0)}{66 \text{ ton}} \right] g = 0.416g, \text{ por lo tanto se}$$

observa que el valor de 0.416 es distinto al valor supuesto de $k_h = 0.1$, por lo que considerando un nuevo valor de $k_h = 0.28$ tenemos que:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(32 - 15.64)}{\cos 15.64 \cos(21.3 + 15.64) \left[1 + \frac{\text{sen}(32 + 21.3) \text{sen}(32 - 15.64)}{\cos(21.3 + 15.64)} \right]^2} = 0.51$$

por lo que $Eae = 0.5(1760 \text{ kg/m}^3)(10 \text{ m})^2(0.51) = 44885.59 \text{ kg/m} = 44.88 \text{ ton}$ en un metro de muro, por lo que calculando la aceleración de cedencia tenemos que:

$$a_y = \left[\tan 34 - \frac{(44.88 \text{ ton}) \cos(21.3 + 0) - (44.88 \text{ ton}) \sin(21.3 + 0)}{66 \text{ ton}} \right] g = 0.288 g. \text{ valor que es}$$

prácticamente el valor supuesto de $k_h = 0.28$.

Una vez obtenida la aceleración de cedencia, calculamos el desplazamiento permanente para una acción sísmica 5 veces mayor a la de diseño, por lo que considerando que el muro se localiza en un suelo arenoso, se tiene que la ecuación que se emplea es la 5.24, es decir:

$$d_{perm} = 0.049064 \frac{v_{m\acute{a}x}^2 a_{m\acute{a}x}^3}{a_y^4}$$

donde los términos fueron previamente definidos.

Por lo tanto, considerando que la $a_{m\acute{a}x} = (5)(1.17 \text{ m/s}^2) = 5.85 \text{ m/s}^2$ y que la $vel_{m\acute{a}x} = (5)(0.058 \text{ m/s}) = 0.29 \text{ m/s}$, y sustituyendo los valores adecuados en la expresión anterior tenemos que:

$$d_{perm} = 0.049064 \frac{(0.29 \text{ m/s})^2 (5.85 \text{ m/s}^2)^3}{[(0.28)(9.81 \text{ m/s}^2)]^4} = 0.0145 \text{ m} = 1.45 \text{ cm} \approx 1.5 \text{ cm}$$

Deformaciones permanentes en el muro obtenido por el método de la cortante de base (Qb).

Siguiendo el mismo proceso que en el caso anterior, solo que considerando el muro respectivo para este punto, tenemos que suponiendo un valor de $k_h = 0.3$ y de acuerdo a los datos de la figura 6.1 que:

$$K_{ne} = \frac{\cos^2(32 - 16.69)}{\cos 16.69 \cos(21.3 + 16.69) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 21.3) \sin(32 - 16.69)}{\cos(21.3 + 16.69)}} \right]^2} = 0.5348$$

por lo que el empuje Eae vale $Eae = 0.5(1760 \text{ kg/m}^3)(10 \text{ m})^2(0.5348) = 47069 \text{ kg/m}$, considerando el análisis en un metro de muro tenemos que

$$Eae = 47.069 \text{ ton.}$$

Calculando la aceleración de cedencia tenemos que:

$$a_y = \left[\tan 34 - \frac{(47.069 \text{ ton}) \cos(21.3 + 0) - (47.069 \text{ ton}) \sin(21.3 + 0)}{66 \text{ ton}} \right] g = 0.318g, \text{ por lo tanto}$$

se observa que el valor de 0.318 es distinto al valor supuesto de $k_h=0.3$, por lo que considerando un nuevo valor de $k_h = 0.31$ tenemos que:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(32 - 17.22)}{\cos 17.22 \cos(21.3 + 17.22) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 21.3) \sin(32 - 17.22)}{\cos(21.3 + 17.22)}} \right]^2} = 0.5479$$

por lo que $Eae = 0.5(1760 \text{ kg/m}^3)(10 \text{ m})^2(0.5479) = 48215 \text{ kg/m} = 48.215 \text{ ton}$ en un metro de muro, por lo que calculando la aceleración de cedencia tenemos que:

$$a_y = \left[\tan 34 - \frac{(48.215 \text{ ton}) \cos(21.3 + 0) - (48.215 \text{ ton}) \sin(21.3 + 0)}{66 \text{ ton}} \right] g = 0.309g, \text{ valor que es}$$

prácticamente el valor supuesto de $k_h = 0.3$.

Por lo tanto, calculando el desplazamiento permanente para una acción sísmica 5 veces mayor a la de diseño ($a_{\text{máx}} = 5 * 1.17 \text{ m/s}^2 = 5.85 \text{ m/s}^2$ y $vel_{\text{máx}} = 5 * 0.058 \text{ m/s} = 0.29 \text{ m/s}$), tenemos que:

$$d_{\text{perm}} = 0.049064 \frac{(0.29 \text{ m/s})^2 (5.85 \text{ m/s}^2)^3}{[(0.31)(9.81 \text{ m/s}^2)]^4} = 0.00965 \text{ m} = 0.965 \text{ cm} \approx 1.0 \text{ cm}$$

DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Después de realizar el diseño del muro por ambos métodos, podemos establecer lo siguientes comentarios:

A pesar de que ambos métodos son basados en criterios distintos, se puede ver que las diferencias desde un punto de vista de diseño ingenieril, no son muy sustanciales, ya que por ejemplo con el método de Qb se obtiene un peso del muro $W = 75 \text{ ton}$, el cual es 1.136 veces mayor al peso obtenido con el método de M-O ($W = 66 \text{ ton}$), es decir, que con el método de Qb se obtiene un peso mayor en un 13.6 % con respecto al diseño del método de M-O. En cuanto a las dimensiones del muro, la única dimensión que cambia, para el caso analizado,

es la base, ya que con el diseño utilizando el método de M-O se obtiene una base de 4.5 m y con el método de Qb de 5.25 m, la cual es 1.16 veces mayor a la de M-O.

En cuanto a los empujes totales que fueron considerados en ambos métodos, se observa que el empuje total calculado con el método de Qb ($E = 40.21$ ton), es 1.28 veces mayor al calculado en el método de M-O ($E = 31.31$ ton), lo cual representa un empuje mayor del 28%. Asimismo, si comparamos los empujes dinámicos de ambos métodos tenemos que el método de Qb arroja un valor de $E_{din} = 16.77$ ton, que comparado con el calculado con el método de M-O ($E_{din} = 7.87$ ton), es 2.13 veces mayor. Esto permite ver la gran diferencia que existe, principalmente en la magnitud de los empujes dinámicos, entre ambos métodos, sin embargo, en el diseño final del muro no se ve reflejado de manera sustancial la diferencia de los empujes dinámicos y totales.

La diferencia en la magnitud de los empujes dinámicos de ambos métodos, se debe principalmente a que el método elástico de Qb, es un método que toma en cuenta una serie de parámetros que el método de M-O no considera, como son : el amortiguamiento del relleno, la flexibilidad del terreno de cimentación, la inercia del muro, el periodo del relleno, la aceleración horizontal, etc., mientras que el método de M-O solo considera como parámetros el peso volumétrico del relleno, el ángulo de fricción interna y la aceleración horizontal. En este sentido, si del ejemplo mostrado calculamos el empuje dinámico utilizando el método de M-O considerando como constantes la altura del muro, la aceleración horizontal y el peso volumétrico del relleno, y variamos el ángulo de fricción interna desde 25° hasta 40° , en la gráfica 6.1 se observa que el empuje dinámico no se ve afectado de manera sustancial. De manera similar, si ahora dejamos como constante la altura del muro, el ángulo de fricción interna y la aceleración horizontal, y variamos el peso volumétrico, se observa en la gráfica 6.2 que el empuje dinámico no se ve afectado de manera importante. Por lo tanto, podemos concluir que para el ejemplo mostrado, que aún cuando se cambien drásticamente las propiedades del relleno (peso volumétrico y ángulo de fricción interna), el empuje dinámico se ve afectado de manera mínima, lo cual indica un respuesta prácticamente nula del método de M-O ante valores distintos de sus parámetros de entrada. Lo anterior nos puede hacer pensar que el método de M-O es demasiado simple, y de aquí que de empujes menores comparado con un método más rigorista, como lo es el propuesto. Sin embargo, como se vio en párrafos anteriores, desde un punto de vista de diseño ingenieril, las variaciones considerando ambos métodos son mínimas.

En lo referente a las deformaciones permanentes, se observa que el muro diseñado con el método de M-O, permite una deformación de 1.5 cm, la cual es un 50% mayor a la calculada con el método de la Qb (1.0 cm). En este caso podemos únicamente concluir, que las magnitudes de las deformaciones permanentes que pueden sufrir ambos muros ante una acción sísmica mayor, son muy similares y mínimas, por lo que las diferencias entre ambos diseños a la hora de evaluar las deformaciones son prácticamente nulas. En este caso, lo relevante de las ecuaciones que se presentan para evaluar las deformaciones permanentes, es la utilidad que se les puede dar en aquellos muros que fueron diseñados y construidos en el pasado. Por ejemplo, si tomamos el muro de la figura 6.3, el cual fue construido hace cierto número de años, y queremos colocar una construcción en la parte izquierda del muro, que por la naturaleza de la obra no permita que el muro se desplace más de 5 cm, y desconocemos los

critérios de diseño de dicho muro, conociendo las propiedades del relleno y el peso del muro, podemos evaluar las deformaciones permanentes que puede sufrir el muro ante la acción sísmica de interés, mediante las ecuaciones propuestas en el capítulo 5, dependiendo del tipo de suelo donde se aloje el muro.

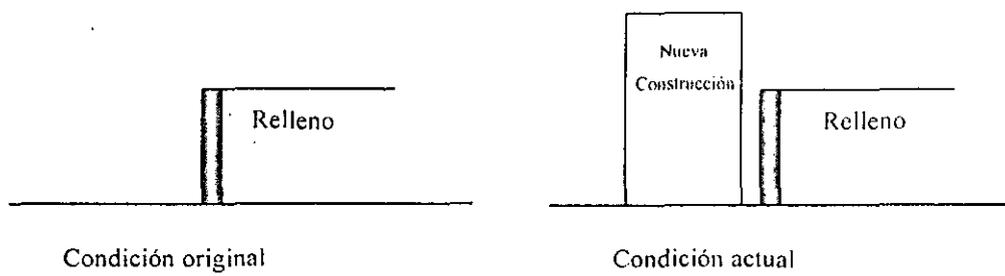
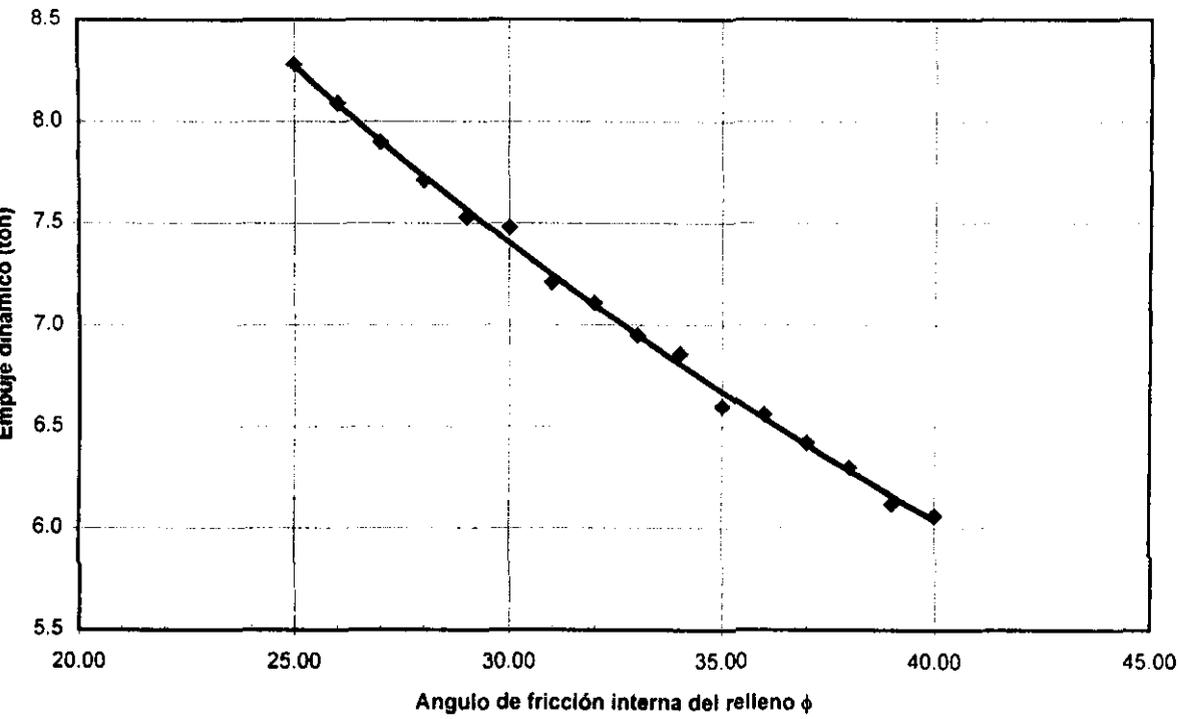
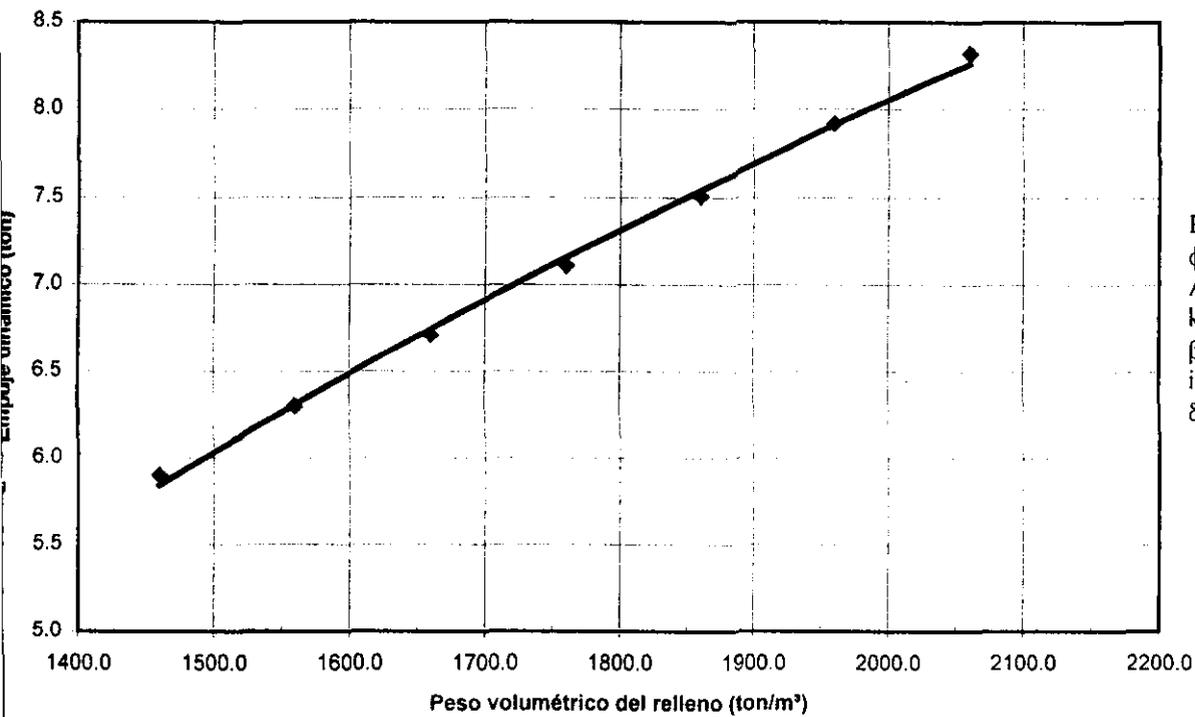


Figura 6.3. Nueva condición de servicio del muro diseñado en el pasado.



GRAFICA 6.1. Variación del empuje dinámico de M-O con respecto al ángulo de fricción interna del relleno.



GRAFICA 6.2. Variación del empuje dinámico de M-O con respecto al peso volumétrico del relleno.

CONCLUSIONES

Después de realizar el presente trabajo, se tiene que algunas de las conclusiones más importantes de este estudio son las siguientes:

Metodología empleada. El presente estudio, fue basado en el trabajo desarrollado por Veletsos y Younan (Referencia 28), el cual toma como punto de partida un análisis elástico lineal, es decir, un estado en el cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Esto trae como consecuencia las limitantes de la propia teoría de la elasticidad, como considerar al medio homogéneo, isótropo y linealmente elástico. Debido a lo anterior, se planteó la necesidad de obtener las deformaciones permanentes del sistema utilizando el análisis del bloque deslizante de Newmark, ya que aunque las fuerzas sísmicas determinadas por el método propuesto nos dan información útil para el diseño del muro, fue necesario determinar las deformaciones permanentes del sistema, ya que estas nos determinarían la utilidad o estabilidad del muro después de un sismo. Ya que mientras grandes deformaciones pueden ser aceptables para algunos muros, otros pueden ser considerados en un estado de falla para pequeñas de formaciones permanentes.

Sismos utilizados. Para estudiar las fuerzas sísmicas actuantes sobre un muro durante un sismo, fue necesario estudiar el comportamiento de estas fuerzas basándose en un análisis transitorio. Lo anterior se llevó a cabo introduciendo registros sísmicos reales al programa empleado es decir, mediante acelerogramas registrados en la República Mexicana se obtuvieron las fuerzas sísmicas en función del periodo del sistema. Lo anterior trajo como consecuencia realizar una selección de acelerogramas. Dicha selección se realizó de aquellos sismos mayores a una magnitud de 6.5 (Referencia 35), ya que a partir de este valor se observó la existencia de un número aceptables de eventos sísmico (18 eventos). Lo anterior, aunque un poco arbitrario, nos permitió estudiar los sismos más importantes ocurridos en nuestro país.

Cabe destacar, que la selección realizada, aunque fue amplia, no cubre todos los sismos que se han presentado en la República Mexicana, por lo que para un sitio en particular se recomienda investigar los sismos ocurridos en dicha zona, para de esta manera determinar las fuerzas sísmicas propias del lugar. Y en el caso de realizar un análisis sísmico de un muro, el cual se localice en algún estado del cual se hayan utilizado registros sísmicos en el presente trabajo, se deberá aún, investigar la existencia de algún otro registro que pudiese ser de importancia en la respuesta (Ya que en algunos casos, sismos que se consideraron de interés, no pudieron ser localizados o proporcionados por diferentes causas), y en el caso de no existir, se podrán utilizar los espectros de diseño presentados.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA FOLIA ORIGINAL

Resultados. En lo referente a la comparación de la solución gráfica presentada con la solución exacta, para la obtención de la cortante de base, se establece que los resultados obtenidos por medio de la solución gráfica son bastante aceptables, ya que se tiene una variación en los resultados del 3.13% (de acuerdo a los resultados obtenidos en el capítulo cuatro).

En cuanto a los parámetros que intervienen en la determinación de la cortante de base, podemos establecer lo siguiente:

Relación de Poisson (ν y ν_f). Se observó que la variación en el valor de esta relación, no cambia de forma sustancial el resultado de la cortante de base, por lo que esta variable se puede considerar con un valor fijo de $1/3$ para fines prácticos en ambos casos.

Amortiguamiento (δ y δ_f). En este caso se considero para fines prácticos del presente estudio $\delta = \delta_f$. Considerando lo anterior, se observó que el amortiguamiento juega uno de los papeles más importantes del estudio, ya que el valor que se tome, afecta directamente el resultado de la cortante de base. Ya que entre más grande se el valor del amortiguamiento, la fuerza sísmica sobre el muro será menor. Cabe destacar, que cuando la diferencia no sea muy grande entre δ y δ_f , se pueden tomar estos como iguales, pero en el caso de que esta diferencia sea muy sustancial, se deberá de hacer un análisis especial para el caso de interés.

Inercia del muro ($\mu/\rho H$). De acuerdo a los factores obtenidos, se observa que el considerar la inercia del muro, nos lleva a obtener disminuciones en la cortante de base, en donde para valores mayores de $\mu/\rho H$, se tienen menores empujes.

Flexibilidad de la cimentación (V_s/V_{s_f}). Para esta relación se observó que el considerar una cimentación rígida en la determinación de la cortante de base, nos lleva a obtener empujes mayores a los que se obtienen al considerar una cimentación flexible, es decir, que el hecho de tomar en cuenta la flexibilidad de la cimentación, nos lleva a tener menores empujes, lo cual se ve directamente relacionado con el diseño y dimensionamiento del muro. Asimismo, en la determinación de la cortante de base estática ($Q_{b_{st}}$), se observa que el hecho de considerar la flexibilidad de la cimentación, nos lleva a tener disminuciones en la cortante de base de referencia ($Q_b/Q_{b_{st}}$), lo cual se traduce en un menor empuje sísmico.

Geometría del muro ($2B/H$). En este caso se observó que la geometría del muro afecta de forma sustancial al empuje sísmico, siempre y cuando se considere la flexibilidad de la cimentación, ya que en la determinación de la cortante de base para una cimentación rígida, la cortante de base es independiente de la geometría del muro, tal y como se observa en la determinación de la cortante de base estática.

Relación de densidades (ρ/ρ_s). En este caso se observó, que el hecho de tener diferentes pesos volumétricos en el relleno y el terreno de cimentación, nos puede llevar a tener mayores o menores empujes sísmicos, ya que el hecho de tener un peso volumétrico mayor en el relleno nos provoca una disminución en la cortante de base, y viceversa.

Por otro lado, en la determinación de las deformaciones permanentes, se observa que los resultados obtenidos con las expresiones similares a la planteada por Richards y Elms, nos lleva a obtener valores muy cercanos a los obtenidos aplicando el análisis del bloque deslizante de Newmark, siempre y cuando se este dentro del rango de $a_y/a_{y,max} > 0.2$, ya que para valores fuera de este valor los resultados son inaceptables. Cabe destacar que la aceleración de cedencia, juega un papel importante en la determinación de las deformaciones permanentes, ya que entre menor sea el valor de a_y , la deformación que se presente será mayor, y viceversa.

En cuanto al ejemplo presentado y a la comparación realizada en ellos, de la solución clásica de Monobe-Okabe (M-O) con el método de la cortante de base (Qb), podemos establecer lo siguiente:

A pesar de que ambos métodos son basados en criterios distintos, las diferencias que arrojan desde un punto de vista de diseño ingenieril, no son muy sustanciales, ya que el peso del muro calculado con el método de la Qb es un 13.0% mayor que el calculado con el método de M-O, porcentaje que no es muy alto.

En cuanto a los empujes totales que fueron utilizados en ambos métodos, se observo que el empuje total calculado con el método de la Qb es 1.28 veces mayor al calculado con el método de M-O. Asimismo, en el empuje dinámico calculado con el método de la Qb, se observo que este es 2.13 veces mayor al calculado con el método de M-O. Sin embargo a pesar de que existen estas diferencias, principalmente en los empujes dinámicos, esto no se ve reflejado de manera sustancial en el diseño final del muro utilizando ambos métodos. Lo anterior explicaría el hecho de que hasta ahora, muchos muros diseñados por el método de M-O no presenten falla ante sollicitaciones dinámicas.

En lo referente a las ecuaciones propuestas para evaluar las deformaciones permanentes, se observa que al evaluar estas deformaciones en los muros diseñados por los métodos de la Qb y M-O, para una acción sísmica mayor a la considerada en el diseño, que las diferencias en las magnitudes de las deformaciones son mínimas, lo cual no lleva a establecer nuevamente que las diferencias entre ambos diseños, desde un punto de vista ingenieril, son mínimas. En este caso, lo relevante de las ecuaciones que se presentan, son su utilidad en aquellos muros que fueron construido y diseñados en el pasado, los cuales bajo nuevas condiciones de servicio o ante acciones sísmicas mayores a las consideradas en el diseño original, se duda de su estabilidad o de su resistencia a no permitir deformaciones permanentes.

Recomendaciones. Después de observar los resultados del presente estudio podemos establecer lo siguiente:

A pesar de que ambos métodos no presentan diferencias sustanciales en el diseño final del muro, no demos de olvidar que el método de M-O considera pocos parámetros referentes al sistema muro-relleno, y que para absorber aquellos parámetros que no fueron considerados en el diseño, recomienda utilizar factores de seguridad altos. Ya que al considerar estos factores ($FS_v = 1.5$ y $FS_d = 1.2$), puede ser la explicación de la similitud en los diseños finales por ambos métodos. Por lo tanto, siendo que el método propuesto toma en cuenta un mayor número de parámetros que afectan el empuje dinámico que actuara sobre un muro rígido durante un evento sísmico, y que mediante las gráficas presentadas podemos obtener dicho empuje de manera rápida y sencilla, recomendamos utilizar el método propuesto para realizar el diseño ingenieril, ya que como se vio en los resultados, el diseño final del muro no es exagerado comparado con el de M-O.

Por otro lado, se plantea la necesidad de realizar nuevos estudios que nos permitan investigar los empujes sísmicos en otros tipos de muro, como el caso de muros flexibles, así como realizar estudios que permitan involucrar los empujes sísmicos directamente con las deformaciones permanentes del muro, esto a través de un sistema elasto-plástico.

Comentario final. Como se comentó al inicio del presente trabajo, el objetivo de este fue estudiar los empujes dinámicos sobre un muro de retención rígido, mediante el criterio presentado por Veletsos y Younan, estudiando la respuesta transitoria para el caso de sismos comprendidos en la República Mexicana; así como las deformaciones permanentes que pueden sufrir los muros para acciones sísmicas mayores a la de diseño, mediante la integración directa de Newmark de los acelerogramas empleados. Asimismo, este trabajo tuvo como segundo objetivo retomar la línea de investigación del análisis sísmico de los muros de retención, que por años se ha olvidado en nuestro país, esperando que el presente trabajo sea la pauta para retomar esta línea de investigación.

NOMENCLATURA

A continuación se presenta la principal nomenclatura empleada en el desarrollo del presente trabajo:

A_g = aceleración horizontal del terreno

$a_{m\acute{a}x}$ = aceleración máxima del suelo

a_y = aceleración de cedencia para el sistema muro-relleno

$v_{m\acute{a}x}$ = velocidad máxima del suelo

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

E_{ae} = empuje de Monobe-Okabe

Q_b = cortante de base

$Q_{b_{st}}$ = cortante de base estática

$(Q_b/Q_{b_{st}})_r$ = cortante de base de referencia

k_h = coeficiente de aceleración horizontal del terreno

k_v = coeficiente de aceleración vertical del terreno

K_{ae} = coeficiente de empuje activo del método de Monobe-Okabe

K_{ap} = coeficiente de empuje pasivo del método de Monobe-Okabe

γ = peso volumétrico del relleno

γ_f = peso volumétrico del terreno de cimentación

γ_m = peso volumétrico del muro

ρ = densidad de masa del relleno

ρ_f = densidad de masa del terreno de cimentación

μ = densidad de masa del muro

ϕ = ángulo de fricción interna del relleno

ϕ_b = ángulo de fricción entre la base del muro y el terreno de cimentación

δ = amortiguamiento del relleno

δ_f = amortiguamiento del terreno de cimentación

δ_M = ángulo de fricción entre el muro y el relleno

d_{perm} = deformación o desplazamiento permanente

G = módulo de rigidez al cortante del relleno

G^* = módulo de rigidez complejo al cortante del relleno

G_f = módulo de rigidez al cortante del terreno de cimentación

G^*_f = módulo de rigidez complejo al cortante del terreno de cimentación

V_s = velocidad de onda cortante del relleno

V_{s_f} = velocidad de onda cortante del terreno de cimentación

M-O = Mononobe-Okabe

FS_d = Factor de seguridad contra el deslizamiento

FS_v = Factor de seguridad contra el volteo

F_I = factor de inercia del muro

F_F = factor de flexibilidad del terreno de cimentación

F_G = factor de geometría del muro

F_D = factor de densidades relleno-terreno de cimentación

W = peso del muro

H = altura del muro

$2B$ = base muro

b = base superior del muro

i = pendiente del terreno superficial que soporta el muro

β = pendiente del muro respecto a la vertical

T = periodo del relleno

ν = relación de Poisson

ν_f = relación de Poisson del terreno de cimentación

$\pi = 3.1416$

λ = constante de Lamé

REFERENCIAS

- 1.- Seed, H B y Whitman, R V, "Design of earth retaining structures for dynamics loads," on 1970 Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, (1970).
- 2.- Scott, R R, "Earthquake induced earth pressure of retaining walls," Proc 5th World Conf on Earth Engng, Roma , (1974) Vol 2
- 3.- Newmark, N M, "Effects of earthquakes on dams and embankments", Prentice Hall, N.J. (1971)
- 4.- Rosenblueth, E, "Soil and rock mechanics ineartquake engineering." Proc DMSR 77, Karlsruhe,6-16 sep (1977) vol.3.
- 5.- Sánchez-Sesma, F J y Esquivel, J A. "Ground motion on alluvial valleys under incident plane SH waves", Bull Seism Soc Am, 69, 4 (1979), 1107-1120
- 6.- Sánchez-Sesma F J Y Rosenblueth, E, "Ground motion at canyons of arbitrary shape under incident SH waves," Easrthq Engng Structl Dyn, 7, 5 (1979), 441-450.
- 7.- Aggour, M S y Brown, C B, "Resonance of retaining walls", Engng Struct, 1, 1 (1978), 3-7.
- 8.- Wood J H, "Earthquake-Iduced Pressure on a Rigid Wall Structure," Bull Neew Zealand Soc Earth Engng, 8,3 (1975)
- 9.- Matsuo, H y Ohara, S, "Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes, " Proc, 2nd World Conf on Earthq Engng, Japón, 1, (1960)
- 10.- Ishii, Y, Arai, H y Tsuchida, H, "Lateral earth pressure in an earthquake,"Proc 2nd World Conf on Earthq Eng, Japón, (1960) Vol 1.
- 11.- Tajami, H, "Dynamic earth pressure on basement wall," Proc 5th World Conf on Earthq Engng, Roma, (1974) Vol 2
- 12.- "Earthquake resistant regulations. A world list, " International Association for Earthquakr Engineering, Gakujutsu Burken Fukyu, Tokio (1973).
- 13.- Nandakumaran, P, "Behavior of retaining walls during earthquakes," on Earthquake Engineerind, Jai Krishna 60th Anniversary Volume, A Arya, Edit, Indian Soc of Earthq Techn, Sarita Prakashan, India, (1975).
- 14.- Newmark, N H, "Effects of earthquakes on dams and embankments," Geotechnique, 15, 2 (1965).
- 15.- Richards R y Elms D, "Seismic Behavior of gravity retaining walls," Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT4, (abril 1979).
- 16.- Franklin A G y Chang F K, "Earthquake resistance of Earth and rockfill dams," Miscellaneous Paper S-71-17, Soils and Pavements Lab., U.S. ArmyEng Waterways Experiment Station, (1977).
- 17.- Ayala G, Aranda R y Romo, M P. Diseño sísmico de muros de retención. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a SAHOP, P No. 7117, (abril 1978).
- 18.- Paz Mario, Structural Dynamics. Theory and Computation, Third Edition. Van Nostrand Reinhold, New York, 170-198.

- 19.-Hayashi, S., Tsuchida, H., and Kurata, E., "Average Response Spectra for Various Subsoil Conditions." Third Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic effects. UJNR, Tokyo, 1971.
- 20.- Kuribayashi, E., Iwaski, T., Iida, Y., and Tuji, K., "Effects of Seismic and Subsoil Conditions on Earthquake Response Spectra." Proc. International Conf. Microzonation, Seattle, WA, 499-512, 1972.
- 21.- Mohraz, B., Hall, W. J., and Newmark, N. M. "Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra". Nathan M. Newmark Consulting Engineering Services, Urbana, IL. AEC Report WASH-1255, 1972.
- 22.- Seed, H. B., Ugas, C., and Lysmer, J., "Site-Dependent Spectra for earthquake-Resistance Design." Bull. Seism. Soc. Am. 66. No. 1, 221-243, 1976.
- 23.- Mohraz, B. "Study of Earthquake Response Spectra for Different Geological Conditions," Bull. Seism. Soc. Am. 66, No. 3, 915-935, 1976.
- 24.- Okabe, S. "General theory of earth pressures", Journal of the Japan Society of Civil Engineering, Vol. 12, No. 1, 1926.
- 25.- Mononobe, N. and Matsuo, H. "On the deformation of earth pressures during earthquakes", Proceedings World Engineering Congress, 1929.
- 26.- Seed, H. Bolton and Whitman, Robert V. "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads". Conference Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, 1970, Specialty Conference.
- 27.- Steven, L. Kramer. "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, 1996. Cap. 11.
- 28.- Veletsos, A. S. and Younan, A. H. "Dynamic soil pressures on rigid vertical walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23(3), 275-301, 1994a.
- 29.- Veletsos, A. S. and Younan, A. H. "Dynamic modelling and response of soil-wall systems", Journal of Geotechnical Engineering, 120(12), 2155-2179, 1994b.
- 30.- Veletsos, A. S. and Younan, A. H. "Dynamic response of cantiliver retaining walls", Journal of Geotechnical Engineering, 123(2), 161-172, 1997.
- 31.- X., Li. "Dynamic Analysis of Rigid Walls Considering a Flexible Foundation", IMTA, Jiutepec Morelos, México, 1998.
- 32.- Lofti, V., Roesset, J. M. and Tassoulas, J. L. "A technique for the analysis of the response of dams to earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, 463-490, 1987.
- 33.- Dobry, R. and Gazetas, G. "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 2, 109-135, 1986
- 34.- Gazetas, A. G. "Foundation Vibrations", Chapter 15, In Foundation Engineering Handbook, 2nd Ed., Ed. by H.-Y. Fang, Van Nostrand reinhold, New York, 1991.
- 35.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (S.M.I.S.). Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes, Catálogo de Acelerogramas 1960-1993 y Actualización de los Catálogos de Estaciones a 1995 y Acelerogramas a 1994, México D.F., 1995-96.
- 36.- Steven, L. Kramer. "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, 1996, Cap. 10.

- 37- Franklin, A. G. and Chang, F. K. "Permanent Displacement of Earth Embankment by Newmark Sliding Block Analysis, Report 5, Miscellaneous paper S-71-17, U.S. Army Corps of Engineers Water Ways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- 38.- The Seismic Design Handbook, Edited by Farzad Naeim, Ph. D., P. E. Structural Engineering (series), Van Nostrand Reinhold, New York, Cap. 2
- 39.- Whitman, R. V. "Seismic Design and Behavior of Gravity retaining Walls", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Edited by Philip C. Lambe and Lawrence A. Hansen, Geotechnical Special Publication No. 25.
- 40.- Ovando, Shelley E., Sánchez, Sesma F. J. y Arias, A. "Análisis y Diseño Sísmico de Muros de Retención", Proyecto 9010 elaborado para la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1979.