



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**UN MODELO DISCRETO PARA LA EVALUACIÓN DE  
DESPLAZAMIENTOS LATERALES INDUCIDOS POR  
SISMOS EN SUELOS GRANULARES**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**FRANCISCO ALONSO FLORES LÓPEZ**

TUTOR:

**DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA**

MÉXICO, D. F., AGOSTO DE 2007





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M.I. OSCAR VEGA ROLDÁN  
Secretario: DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA  
Vocal: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
1<sup>er</sup>. Suplente: M.I. GERARDO RODRÍGUEZ GUTIÉRREZ  
2<sup>do</sup>. Suplente: M.I. MARISOL ESCALANTE MORA

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



*“Hagamos que la nada, si es que no  
está reservada, sea una gran  
injusticia; peleemos contra el Destino,  
y aun sin esperanza de victoria;  
peleemos contra él quijotesicamente”*

*Miguel de Unamuno*

#### Dedicatoria

A mis padres, hermanos y amigos, especialmente a Lilia Martínez Lima y  
Yessiel Mercado Alcalá

---



### Agradecimientos

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, por darme la oportunidad de realizar mi Tesis en sus instalaciones y por brindarme los medios necesarios para llevar a cabo el desarrollo de éste trabajo al incorporarme como becario en el proyecto N° 6512.

A nuestra máxima casa de estudios, Universidad Nacional Autónoma de México, por abrirme sus puertas.

A la Facultad de Ingeniería, UNAM, por darme la preparación profesional.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por su dirección y sabio consejo durante la realización de este trabajo.

Al apoyo otorgado por mis amigos y compañeros que laboran conmigo en el Instituto de Ingeniería.

---

---



## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1 ANTECEDENTES	3
1.1 Descripción del fenómeno de licuación	3
1.2 Variables más relevantes que influyen en el potencial de licuación	11
1.3 Procedimientos existentes para evaluar los desplazamientos laterales inducidos por sismos	14
1.4 Procedimientos existentes para evaluar desplazamientos de taludes potencialmente licuables	15
1.4.1 Métodos de elementos finitos y diferencias finitas	15
1.4.2 Métodos analíticos simplificados	17
1.4.2.1 Modelo del bloque deslizante de Newmark	17
1.4.2.2 Modelo de energía potencial mínima de Towhata	23
1.4.3 Métodos empíricos o semiempíricos	26
1.4.3.1 Modelo del índice de severidad de licuación de Youd y Perkins	26
1.4.3.2 Modelo empírico de Hamada	27
1.4.3.3 Modelo de regresión lineal múltiple de Bartlett y Youd	27
2 PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO PROPUESTO	31
2.1 Enfoque de análisis y justificación	31
2.2 Modelos constitutivos considerados	32
2.2.1 Modelo de Seed	32
2.2.2 Modelo de Finn	34
2.3 Implementación del modelo en Matlab	42
2.3.1 Formación de matrices de masas, rigideces y amortiguamientos del sistema	42
2.3.2 Algoritmo del método de integración directa de Newmark	45
2.3.3 Diagrama de flujo	47
3 VALIDACIÓN DEL MODELO PROPUESTO	49
3.1 Verificación a través de soluciones exactas	49

---

---



3.2	Verificación con métodos analíticos aproximados	52
3.3	Comparación con otras implementaciones numéricas	63
4	COMPARACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO CON OTROS ENFOQUES	69
4.1	Comparación con soluciones empíricas	69
4.2	Comparación con nuevos enfoques de análisis	71
4.3	Comparación con métodos aproximados	75
5	ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE CASOS	79
5.1	Metodología de análisis	79
5.1.1	Selección de los parámetros del suelo	79
5.1.2	Comportamiento no lineal del suelo durante los ciclos de carga y descarga	80
5.1.3	Incorporación del comportamiento no lineal del suelo en la ecuación de movimiento	82
5.2	Descripción de casos a analizar	83
5.2.1	Sismos: Imperial Valley (1979) y Superstition Hills (1987)	83
5.2.1.1	Reseña breve del sismo Imperial Valley	83
5.2.1.2	Reseña breve del sismo Superstition Hills	85
5.2.1.3	Otros eventos sísmicos	87
5.2.2	Sismo Turquía-Kocaeli (1999)	88
5.2.2.1	Geología del sitio	89
5.2.2.2	Movimientos del suelo	89
5.2.2.3	Desplazamientos laterales observados e información de las características de los sitios en estudio	90
5.2.2.4	Sitio Police Station. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación	90
5.2.2.5	Sitio Soccer Field. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación	93
5.2.2.6	Sitio Degirmendere Nose. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación	95
5.2.2.7	Sitio Yalova Harbor. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación	97
5.3	Análisis de casos	98
5.3.1	Sismos, Imperial Valley (1979) y Superstition Hills (1987)	99

---

---



5.3.2 Sismo Turquía-Kocaeli (1999)	103
6 CONCLUSIONES	109
REFERENCIAS	111
APÉNDICE A	A-1
I Código del método numérico con enfoque de Finn et al.	A-1
II Código del método numérico con enfoque de Seed et al.	A-7

---

---





## INTRODUCCIÓN

La evaluación de los desplazamientos laterales en suelos granulares durante un sismo y en particular en suelos potencialmente licuables, es un tema muy importante dentro de la Ingeniería Geosísmica. Evaluar fenómenos como los movimientos del terreno inducidos por un sismo o la licuación de arenas, resulta complicado por muchas razones, entre ellas el comportamiento no lineal del suelo, por lo que no es posible contar con modelos analíticos simples que permitan estimar de manera confiable los desplazamientos laterales. Gracias al gran adelanto computacional se puede proceder a la utilización de modelos numéricos que permiten una mejor aproximación de la respuesta de los suelos bajo la acción de un sismo. La utilización de modelos constitutivos y el uso de métodos numéricos que simulen la respuesta dinámica de un suelo es una práctica muy común hoy en día, para obtener representaciones más confiables del comportamiento de los geomateriales.

Cuando el suelo tiene una drástica pérdida de resistencia su comportamiento es muy similar al de un fluido. La licuación de arenas se ha identificado como la mayor causa de daños a edificaciones y estructuras térreas durante la ocurrencia de sismos. Durante 1964, la licuación de arenas fue la causa de considerables daños en Alaska (Ross *et al.* 1969) y en Niigata, Japón (Seed e Idriss 1967). La falla por flujo plástico es el tipo de falla más catastrófico causado por la licuación, pues comúnmente desplaza grandes masas de terreno decenas de metros. Los flujos se presentan en arenas y limos sueltos y saturados, en taludes relativamente empinados.

El desplazamiento lateral es un efecto de la licuación que involucra el deslizamiento de grandes bloques de suelo. El desplazamiento ocurre en respuesta a la combinación de las fuerzas de gravedad y las inerciales generadas por el sismo. Por lo general se presentan en pendientes suaves y se incrementan en las cercanías a un canal o un río. Las capas de suelo desplazado en general presentan fisuras, fracturas, escarpes y hundimientos de bloques.

Donde el terreno es plano, o la pendiente demasiado suave para permitir desplazamientos laterales, la licuación de estratos subyacentes puede causar oscilaciones hacia los lados, arriba y abajo en forma de ondas de terreno, y éstas que no dependen de las capas superficiales. En general, dichas oscilaciones son acompañadas por la apertura y cerramiento de grietas en el suelo, y la fractura de estructuras rígidas como los pavimentos y tuberías (Loma Prieta, San Francisco, 1989).



En este trabajo se propone un modelo desarrollado a partir de metodologías que permiten evaluar el potencial de licuación, en función de los ciclos de carga y descarga del suelo, (Seed, 1971) y también de la contracción del volumen (Finn, 1975) que genera presiones de poro. El modelo propuesto supone estratos de suelo discretos, que pueden ser analizados mediante un método de integración numérica paso a paso para tomar en cuenta efectos no-lineales. El análisis se realiza en el dominio del tiempo utilizando registros sísmicos. Los desplazamientos laterales inducidos por el sismo se monitorean tomando en cuenta las presiones de poro generadas, durante el evento dinámico.

En el capítulo uno se presentan los tipos de falla más comunes que ocurren en suelos granulares potencialmente licuables, así como las variables más relevantes que influyen en el fenómeno de licuación. Aquí se mencionan los diversos procedimientos existentes, los enfoques de análisis y sus limitaciones para evaluar los desplazamientos laterales.

En el capítulo dos se presenta la justificación del modelo y el enfoque de análisis. Asimismo se revisan los modelos constitutivos considerados para evaluar la generación de presión de poro en los suelos granulares saturados no drenados, y las relaciones que modelan el comportamiento del suelo ante fuerzas de corte. También se presenta el algoritmo para la solución de la ecuación de movimiento y un diagrama de flujo de la implementación numérica del modelo discreto en Matlab.

El capítulo tres muestra la verificación de la resolución de la ecuación de movimiento con el procedimiento empleado, haciendo comparaciones con soluciones exactas, métodos aproximados y otras implementaciones numéricas.

En el capítulo cuatro se lleva a cabo una comparación de los procedimientos para predecir desplazamientos laterales con los desplazamientos observados donde han ocurrido fallas por licuación. Se presentan los métodos empíricos empleados en la práctica, así como nuevos procedimientos de análisis (redes neuronales). De igual manera, se hace referencia al análisis por medio de diferencias finitas y presenta un caso de estudio hecho por algunos investigadores.

En el capítulo cinco se presenta la metodología de análisis adoptada, la descripción y el análisis paramétrico. Adicionalmente se presentan los resultados obtenidos y se comparan con los desplazamientos laterales observados.

Con base en el análisis paramétrico de casos y los resultados de la comparación de desplazamientos obtenidos con los observados, en el capítulo seis se dan las conclusiones de la efectividad, limitación, ventajas y desventajas del modelo propuesto para predecir desplazamientos laterales inducidos por sismo en suelos granulares potencialmente licuables.



## 1 ANTECEDENTES

### 1.1 Descripción del fenómeno de licuación

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida, temporal o definitiva, de resistencia al esfuerzo cortante. En las arenas sueltas y saturadas, la deformación bajo cortante produce la disminución de volumen y se genera una presión adicional en el agua, usualmente llamada presión de poro. Si la presión de poro aumenta lo suficiente, la presión efectiva del suelo puede llegar a ser nula, la arena habrá perdido toda su resistencia, que se rige por el criterio de falla de Mohr-Coulomb (i.e.  $\tau = \sigma' \tan \phi + c$ ) pasando a comportarse como un fluido. En arenas finas y uniformes o en materiales finos no plásticos, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión de poro que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presenten más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión de poro, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión de poro, si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación de carga, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este caso puede llegar a presentarse, por ejemplo, bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también en el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales puede presentarse el efecto de resistencia nula que se conoce como fenómeno de licuación.

La causa básica de licuación de arena se ha entendido de una manera cualitativa, durante muchos años. Si una arena saturada es sometida a vibraciones de suelo, tiende a compactarse y disminuir su volumen; si el drenaje no ocurre, la tendencia a disminuir el volumen produce un aumento en la presión de poro, y si la presión de poro en un punto de la estructura es igual a la presión de la sobrecarga, el esfuerzo efectivo se vuelve cero, la arena pierde su fuerza completamente y desarrolla un estado licuado (Kramer, 1996).

En términos más cuantitativos, ahora se cree que la causa básica de licuación en los suelos no cohesivos y saturados durante los terremotos, es el aumento excesivo de la presión hidrostática debido a la aplicación de esfuerzos cortantes cíclicos inducidos por los movimientos de tierra (Seed e Idriss, 1982). Estos esfuerzos se deben, generalmente, a la propagación de ondas de cortante ascendentes, aunque también pueden ser provocadas por

otras formas de movimiento de las ondas. Así, puede considerarse que los elementos de suelo sufren una serie de esfuerzos cíclicos como se ilustra en la figura 1.1.

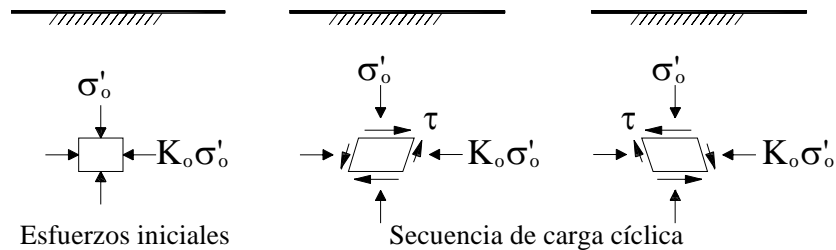


Figura 1.1 Esfuerzos cortantes cíclicos en un elemento de suelo durante la vibración del suelo

Como consecuencia de los esfuerzos cíclicos aplicados, la estructura del suelo no cohesivo tiende a volverse más compacta, con una transferencia resultante de esfuerzos a la presión de poro y una reducción de los esfuerzos en los granos del suelo. Como resultado, la estructura de los granos del suelo repercute en la extensión de la magnitud requerida para mantener el volumen constante, y esta interacción de reducción de volumen y reacomodo de la estructura del suelo determina la magnitud del aumento en la presión de poro en el suelo (ej., Martin et al., 1975). El mecanismo puede cuantificarse para que los aumentos de presión de poro debido a cualquier sucesión dada de aplicaciones de esfuerzos puedan estimarse a partir del conocimiento de la relación esfuerzo-deformación, de las características de cambio de volumen de la arena bajo las condiciones de esfuerzos cíclicos, y de las características de reacomodo de la arena debido a la reducción de esfuerzos.

Cuando la presión de poro se aproxima al valor de la presión de confinamiento aplicada, la arena empieza a sufrir deformaciones. Si la arena está suelta, la presión de poro aumentará de repente a un valor igual a la presión de confinamiento aplicada, y la arena empezará a sufrir deformaciones grandes con esfuerzos cortantes que pueden excederse más o menos 20 %. Si la arena sufre deformaciones virtualmente ilimitadas sin desarrollar la resistencia correspondiente a las deformaciones, puede decirse que se licuó. Si, por otro lado, la arena es densa, puede desarrollar una presión de poro residual, en la realización de un ciclo de esfuerzo completo que es igual a la presión de confinamiento (una relación de presión de poro cíclica máxima de 100%); pero cuando el esfuerzo cíclico se vuelve a aplicar en el siguiente ciclo de esfuerzos, o si la arena se sujeta a una carga monótona, el suelo tenderá a dilatarse, la presión de poro descenderá si la arena no es drenada, y el suelo desarrollará finalmente bastante resistencia para resistir el esfuerzo aplicado. Sin embargo, tendrá que sufrir algún grado de deformación para desarrollar la resistencia, y mientras la carga cíclica continúe, la cantidad de deformación necesaria para producir una condición estable puede aumentar. Para cualquier condición de carga cíclica, parece haber un nivel de esfuerzo cíclico en que el suelo podrá resistir cualquier número de ciclos de tensión dados sin el aumento futuro en la deformación máxima (De Alba et al., 1976). Este tipo de conducta es



denominada “movilidad cíclica” y es considerablemente menos grave que la licuación, su importancia depende de la magnitud de la deformación límite.

Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos de estructura suelta y saturados, estas características incluyen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos o sus mezclas.

Cuando la licuación es acompañada por algún tipo de desplazamiento o falla del terreno, resulta destructivo para las edificaciones. Los efectos destructivos de la licuación pueden tomar muchas formas, entre otras: falla por flujo plástico, deslizamiento lateral, oscilación del terreno, asentamientos, e incrementos en las presiones laterales sobre muros de contención.

La falla de flujo es el tipo de falla más catastrófico causado por licuación pues comúnmente desplaza grandes masas de terreno a decenas de metros. Los flujos pueden estar compuestos de suelo completamente licuado o por bloques intactos de material flotando sobre la capa licuada. El flujo plástico se puede presentar también en arenas (figura 1.2) y limos sueltos y saturados en taludes relativamente empinados.



Figura 1.2 Deslizamiento de tierra ocasionado por licuación (terremoto de Alaska, 1964)

El deslizamiento lateral involucra el desplazamiento de grandes bloques de suelo como resultado de la licuación. El desplazamiento ocurre en respuesta a la combinación de las fuerzas de gravedad y las inerciales generadas por el sismo. Los deslizamientos laterales se presentan por lo general en pendientes suaves y se incrementan en las cercanías a un canal o un río. Las capas de suelo desplazados en general presentan grietas, fracturas, escarpes y hundimientos de bloques. Durante el terremoto de Alaska en 1964, los deslizamientos laterales bajo el terraplén de una carretera causaron que éste se separara (figura 1.3).

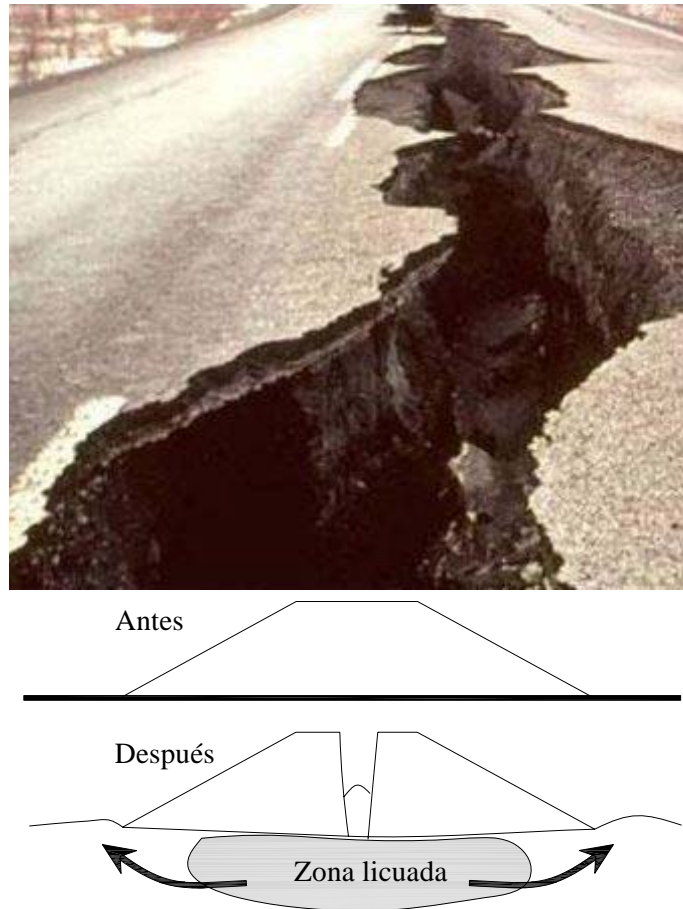


Figura 1.3 Deslizamiento lateral en una carretera (terremoto de Alaska, 1964)

El desplazamiento lateral es el tipo de falla de suelo más común inducido por licuación de materiales granulares finos y saturados. Los desplazamientos horizontales causan básicamente dos mecanismos de carga en las estructuras proyectadas. Uno es debido a las fuerzas de arrastre ejercidas, principalmente en pilas y pilotes, y dos, el empuje que pueden causar las capas no licuadas que se encuentran sobre el suelo licuado y que son desplazadas contra las estructuras enterradas.

De hecho, durante los desplazamientos laterales (ver figura 1.4), bloques íntegros son desplazados cambiando de sitio a lo largo de la zona de falla, o dentro de la capa licuada, o talud abajo o hacia una cara libre (por ejem., río, cauce o una depresión topográfica

abrupta) conducidas por gravedad o por las fuerzas del terremoto. Las deformaciones del suelo resultantes normalmente tienen grietas en la cabeza o parte alta de la falla así como deformaciones de corte en los costados y compresión del suelo en el pie. Una representación esquemática se muestra en la figura 1.5.

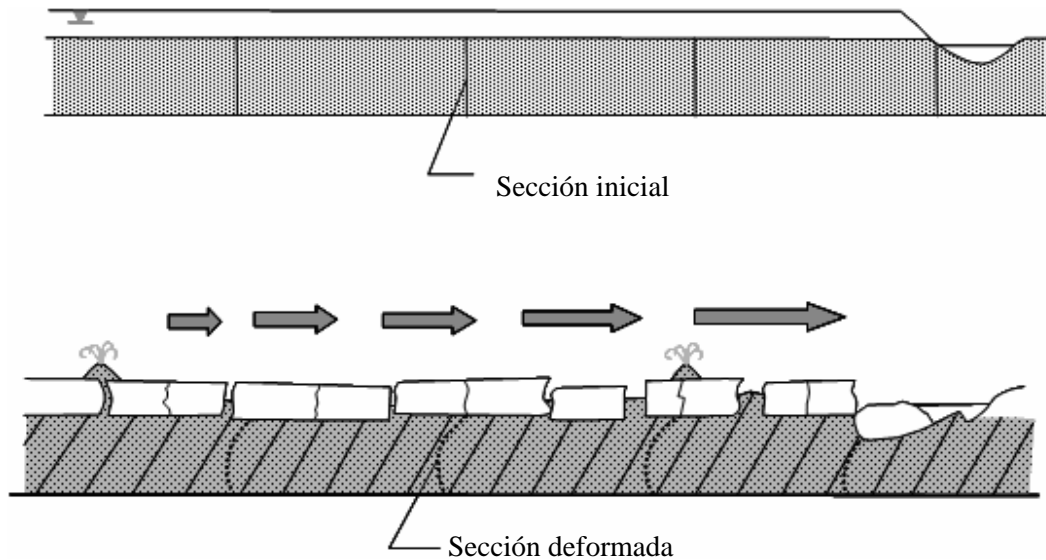


Figura 1.4 Diagrama de los bloques sujetos a desplazamiento lateral antes y después de la falla (modificado por Youd, 1984)

Varios investigadores (ej., Tokida et al., 1993, Vargas y Towhata, 1995) han estudiado las fuerzas de arrastre ejercidas sobre pilas debidas a la licuación del suelo, y encontraron que dichas fuerzas son a menudo pequeñas para causar algún daño. Por otro lado, cuando los estratos no licuados son llevados por el suelo licuado que se encuentra debajo de él, se pueden producir presiones bastante altas en estructuras enterradas causando daños severos e incluso su falla.

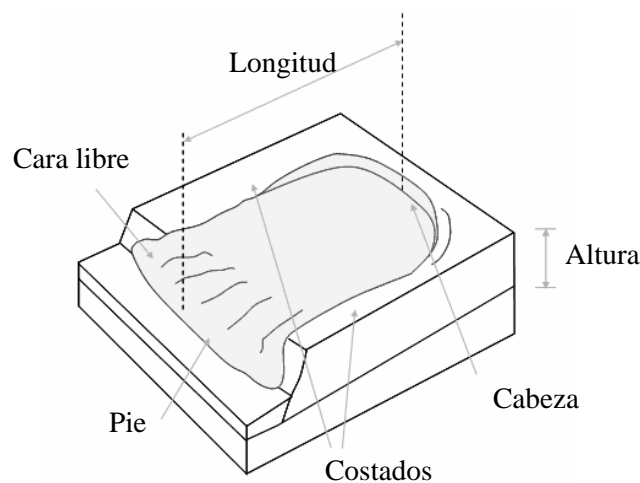


Figura 1.5 Concepción esquemática de una falla ocasionada por desplazamiento lateral

Donde el terreno es plano o la pendiente demasiado suave para permitir deslizamientos laterales, la licuación de estratos subyacentes puede causar oscilaciones hacia los lados, arriba y abajo en la forma de ondas de terreno que no dependen de las capas superficiales. En general, dichas oscilaciones son acompañadas por la apertura y cierre de grietas en el suelo, y la fractura de estructuras rígidas como los pavimentos (figura 1.6) y tuberías.



Figura 1.6 Fracturas del pavimento ocasionadas por licuación (sismo de Kobe en Japón, 1995)

Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura se licua y pierde su resistencia, se pueden presentar grandes deformaciones en su interior, las cuales hacen que las estructuras superficiales se asienten y se inclinen (figura 1.7). Por el contrario los tanques enterrados y pilotes pueden flotar en el suelo licuado.



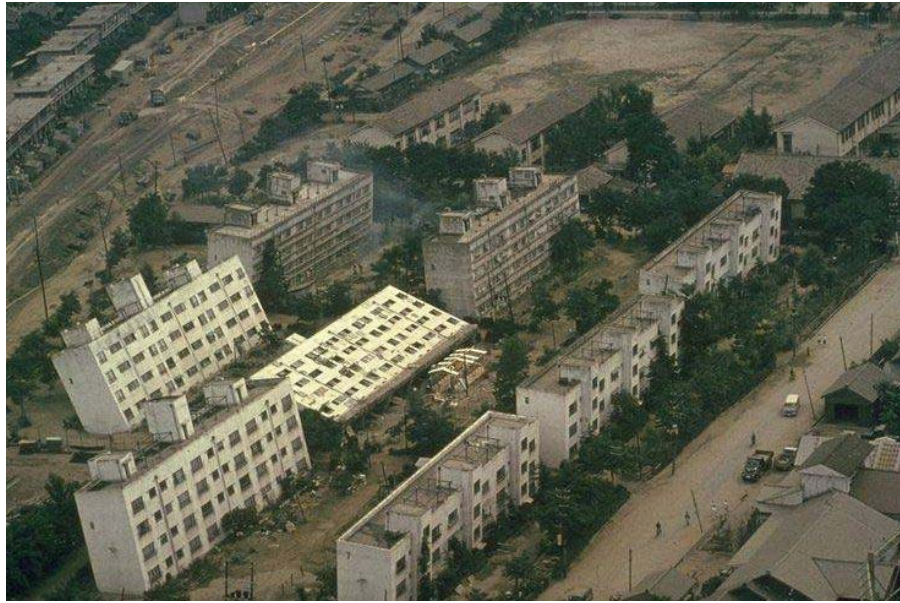


Figura 1.7 Volteo de un edificio (terremoto de Niigata en Japón, 1964)

En muchos casos el peso de la estructura puede ser insuficiente para causar grandes asentamientos asociados con las pérdidas de capacidad de carga. Sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos cuando la presión de poro se disipa y el suelo se consolida después de un sismo. Estos asentamientos pueden causar daños, aunque menores a los producidos por fallas de flujo, deslizamientos laterales o pérdidas de capacidad de carga. La ebullición de arena (figura 1.8), o mezclas de sedimentos que emanan a partir de las capas licuadas, son una manifestación de la licuación que puede conducir también a asentamientos diferenciales.



Figura 1.8 Ebullición de arena (sismo de Loma Prieta, 1989)

Si el suelo de relleno de un muro de retención se licua, las presiones laterales sobre dicho muro se pueden incrementar enormemente. Como resultado de esto, el muro puede desplazarse en el sentido lateral, cabecear o fallar estructuralmente.

Durante el sismo de Manzanillo en 1995, se presentaron grandes daños en el estado de Colima debido a la licuación de arenas. En mayoría de los sitios afectados se observaron desplazamientos laterales. Los desplazamientos horizontales fueron del orden de 1 a 3 m. La figura 1.9 muestra los daños por desplazamientos laterales del suelo provocados a un paseo cerca de un bulevar en Manzanillo.



Figura 1.9 Desplazamientos laterales en las costas de Colima (sismo de Manzanillo, 1995)

También el puerto de Manzanillo sufrió daños debido como lo muestra la figura 2.0, donde se observan desplazamientos laterales inducidos por la licuación de las arenas así como el desprendimiento de una parte del suelo hacia la cara libre del talud.



Figura 1.9 Desplazamientos laterales en las costas de Colima (sismo de Manzanillo, 1995)

Se realizaron trabajos de reparación, así como aumento en la resistencia de las arenas a la licuación mediante vibro-compactación. Desgraciadamente no se cuenta con información de las características dinámicas del suelo fallado, ni información detallada de los desplazamientos horizontales observados por lo que no fue posible hacer un análisis del comportamiento de los suelos en estas zonas afectadas.

## 1.2 Variables más relevantes que influyen en el potencial de licuación

La licuación de una arena se puede desarrollar en cualquier zona de un depósito donde la combinación necesaria de condiciones in-situ y las deformaciones por vibración ocurran. Así, una zona licuable puede estar en la superficie o a alguna profundidad debajo de la superficie de suelo, y sólo depende del estado de la arena y los movimientos inducidos.

Sin embargo, la licuación de las capas superiores de un depósito también puede ocurrir, no como resultado directo de los movimientos del suelo a que se somete, sino debido a la licuación desarrollada a alguna profundidad dentro de la arena. El exceso las presiones hidrostáticas en la zona licuada se disipará por el flujo de agua en una dirección



ascendente. Si el gradiente hidráulico llega a ser suficientemente grande, el flujo ascendente inducirá una condición de licuación en las capas superficiales del depósito.

La licuación dependerá de las características de comportamiento de la arena, incluyendo la naturaleza de las deformaciones del suelo, la permeabilidad de la arena, las condiciones de drenaje, la geometría de la situación en particular, y la duración de las vibraciones inducidas.

Investigaciones de campo del comportamiento de licuación, realizadas después de un terremoto han mostrado que a menudo dicha licuación se repite en la misma localización, cuando el suelo y las condiciones del agua, han permanecido inalteradas (Youd, 1984a). Por lo que las historias de casos de licuación pueden utilizarse para identificar sitios específicos, o las condiciones de sitio más generales que puedan ser susceptibles a la licuación en los terremotos futuros. Youd (1991) describió varios casos dónde la evidencia histórica de licuación se ha usado para trazar la susceptibilidad a la licuación.

Las investigaciones de campo también han mostrado que los efectos de licuación se han limitado históricamente a una zona dentro de una radio particular a la fuente sísmica. Ambraseys (1988) recopiló datos mundiales de los terremotos poco profundos, para estimar un límite de la distancia epicentral a los sitios donde ocurrió el fenómeno de licuación durante terremotos de diferentes magnitudes. La distancia a que puede esperarse la licuación aumenta dramáticamente con el incremento de la magnitud del sismo.

Youd (1991), dice que se forman depósitos de suelo potencialmente licuables dentro de un rango relativamente estrecho de entorno geológico. La forma en que fueron depositados, el ambiente hidrológico, y edad de un suelo contribuyen a la susceptibilidad de licuación (Youd y Hoose, 1977).

La licuación sólo ocurre en los suelos saturados, de modo que la profundidad del agua en el suelo influye en el potencial de licuación. Los efectos de licuación son normalmente y en su mayoría observados en sitios donde el nivel de agua está a unos metros de la superficie del suelo. En sitios donde los niveles de agua fluctúan significativamente, los riesgos de licuación pueden fluctuar también (Kramer, 1996).

Dado que la licuación requiere el desarrollo de exceso de presión de poro, las características de composición de los suelos influyen en el comportamiento del cambio de volumen. Estas características abarcan, el tamaño de la partícula, forma, y gradación.

Las arenas bien graduadas generalmente son menos susceptibles a la licuación que las arenas mal graduadas; el relleno de los vacíos en las arenas bien graduadas resulta en un menor cambio de volumen bajo las condiciones de drenaje y, por consiguiente, menos



exceso de presión de poro bajo las condiciones de no drenaje. La evidencia del campo indica que la licuación ha involucrado suelos uniformemente graduados.

La forma de la partícula también puede influir en el potencial de licuación. Los suelos con partículas de formas redondeadas se densifican más fácilmente que las partículas con formas angulosas. Por consiguiente, aquellos suelos son normalmente más susceptibles a la licuación que los suelos con granos angulosos.

El potencial de licuación de cualquier depósito de arena está determinado por la combinación de las propiedades del suelo, factores del medio ambiente y características del sismo al que está sujeto (Seed e Idriss, 1982). Factores específicos que cualquier evaluación de licuación debe tomar en cuenta, pueden agruparse de la siguiente forma:

#### Propiedades del suelo:

- Módulo de corte dinámico
- Características de amortiguamiento
- Peso volumétrico
- Compacidad relativa
- Relación de vacíos
- Granulometría
- Ángulo de fricción interna

#### Factores ambientales

- Historia sísmica
- Historia geológica
- Presión de confinamiento efectivo
- Nivel de aguas freáticas (presión de poro)
- Inclinação del suelo (estratos horizontales, taludes)
- Configuración del sitio

#### Características del sismo

- Intensidad del sismo
- Duración del sismo

Algunos de estos factores no pueden determinarse directamente, pero sus efectos pueden ser incluidos en los procedimientos de evaluación del potencial de licuación, realizando pruebas dinámicas o midiendo las características de licuación del suelo por medio de algún procedimiento de prueba in-situ.

Los esfuerzos de corte cíclicos inducidos por el movimiento del terreno pueden determinarse a diferentes profundidades en el depósito, y convertir la historia de esfuerzos irregulares a números equivalentes de ciclos de esfuerzos uniformes (Seed e Idriss, 1982).

---



Para esto se debe tomar en cuenta la intensidad del sismo, la duración de la vibración y las variaciones del esfuerzo cortante inducido en relación con la profundidad. La determinación puede hacerse mediante un análisis de respuesta del suelo (involucrando el peso volumétrico del suelo, el módulo dinámico y las características de amortiguamiento).

Algunas variables se determinan en el laboratorio, realizando pruebas de carga cíclica en muestras inalteradas llevadas a cabo a diferentes presiones de confinamiento, o por la correlación de estas propiedades con algunas características medidas in-situ. Las pruebas de corte simple y triaxiales cíclicas son muy comunes para estos propósitos pero los resultados se deben corregir para que sean representativos de las condiciones de carga en campo.

### **1.3 Procedimientos existentes para evaluar los desplazamientos laterales inducidos por sismos**

Los procedimientos para evaluar desplazamientos laterales inducidos por sismo se han formulado suponiendo la existencia de algún estrato de suelo licuable, ya que este fenómeno induce desplazamientos laterales grandes en taludes y daños a estructuras importantes. En este apartado sólo se mencionan algunos casos de elemento finito que modelan este comportamiento en suelos horizontales y taludes simples. Además, los valores de mayor magnitud se dan en taludes (también es muy importante predecir los desplazamientos en suelos horizontales), por lo que se hace mucho énfasis en los distintos procedimientos existentes y sus limitaciones en la sección 1.4.

Yasuda propuso un modelo de elemento finito (1991a; 1991b; 1992a). Mediante una sección transversal modeló la superficie de falla, realizando dos análisis de elemento finito estático. En el primero, se calcularon los esfuerzos estáticos usando los parámetros elásticos del suelo al inicio de un sismo. Durante, el segundo análisis, los esfuerzos estáticos se mantuvieron constantes mientras la rigidez del suelo se redujo para simular el ablandamiento debido a la licuación. Este procedimiento se ha utilizado para analizar desplazamientos laterales en Niigata, Japón, apoyándose en pruebas cíclicas de corte torsional para estimar la reducción de la rigidez del suelo.

Hamada y sus colaboradores en 1987 modelaron un deslizamiento lateral en Noshiro, Japón, usando una malla de elemento finito en dos dimensiones. Específicamente, el estrato de suelo superficial no licuable se modeló como una placa elástica que usa elementos de esfuerzos en el plano. Se calculan los desplazamientos en un análisis estático asumiendo una resistencia nula del material licuado que se encuentra debajo del estrato de suelo no licuable. A pesar de la naturaleza tan simple de este análisis, los desplazamientos calculados son acordes con los observados en campo durante el deslizamiento en Noshiro. Sin embargo, este procedimiento es muy dependiente de las propiedades elásticas supuestas del suelo superficial. Hamada y sus colaboradores estimaron un módulo elástico representativo basado en una correlación empírica con pruebas de penetración in situ.



## 1.4 Procedimientos existentes para evaluar desplazamientos de taludes potencialmente licuables

En general, predecir deformaciones permanentes y desplazamientos laterales en suelos es difícil debido a problemas de no linealidad, la intervención de mecanismos de falla complejos y la interacción de una amplia variedad de factores. Los métodos que se han propuesto para predecir la magnitud de desplazamientos inducidos por sismo se pueden agrupar en tres categorías:

- Métodos de elementos finitos y diferencias finitas
- Modelos analíticos simplificados
- Modelos empíricos o semiempíricos

### 1.4.1 Métodos de elementos finitos y diferencias finitas

El análisis con diferencias finitas y elemento finito es el más complejo de los procedimientos. Estos métodos han sido empleados principalmente en estudios relativamente críticos, la principal dificultad asociada a estos métodos es evaluar los parámetros necesarios de entrada y los modelos constitutivos a utilizar, además son muy susceptibles a las pequeñas variaciones en uno o más parámetros.

Para deslizamientos laterales debidos a licuación, raramente se intentan las simulaciones numéricas rigurosas debido a su alta complejidad para ser utilizados en la práctica. Finn y colaboradores (1990; 1991; 1994) usando los programas TARA y TARA-3FL, estos ofrecen un procedimiento de adaptación de la malla que permite la modificación de la cuadrícula del elemento finito que rastrea las deformaciones grandes durante la simulación. Una sección transversal de la presa se modeló en dos dimensiones (modelo de esfuerzos en el plano). Los terremotos fueron simulados con un movimiento sísmico de entrada y puede identificarse la activación de licuación en elementos específicos de suelo. Se asumió que la respuesta esfuerzo-deformación del suelo licuado mantiene una forma constante, pero la resistencia residual disminuye en la licuación. La pérdida de resistencia en los elementos licuados crea un desequilibrio en el esfuerzo cortante que conduce las subsecuentes deformaciones del suelo; en la simulación, los esfuerzos se redistribuyen hasta que el equilibrio se haya restablecido. Por consiguiente, estos modelos de elementos finitos sólo son apropiados para fallas que involucran el flujo de un esfuerzo cortante residual. Finn (1991) reportó que las deformaciones calculadas son sumamente dependientes del esfuerzo residual especificado. Este procedimiento fue usado para predecir los desplazamientos en un deslizamiento lateral en Niigata, Japón (ver Finn 1990, 1991). Sabiendo que las deformaciones eran muy grandes, se realizó una estimación con límites más bajos en la resistencia residual para producir una estimación razonable del modelo y magnitud de desplazamientos.



En una aproximación diferente, Kuwano (1991) calculó los movimientos del suelo, basado en la posible deformación de los elementos de suelo sin restricción alguna, tal como se determinan en pruebas de laboratorio. Primero, los cálculos de elemento finito se usaron para determinar los esfuerzos estáticos iniciales así como los esfuerzos cortantes dinámicos generados por un sismo. Después se llevaron a cabo las pruebas de corte cíclicas, para calcular el nivel de esfuerzos dinámicos. Las deformaciones, definieron los posibles esfuerzos que se habrían desarrollado en caso de que el elemento de suelo se pudiera deformar libremente sin restricciones. Entonces, se realizó otro cálculo de elemento finito al determinar un modelo de desplazamientos compatible congruente con los esfuerzos de cada uno de los elementos de suelo. Mientras los autores informan el éxito al predecir las deformaciones observadas de terraplenes reales durante terremotos, ellos reconocen que este procedimiento no puede simular el tipo de falla por flujo adecuadamente. Towhata (1992) observó que esta aproximación está especialmente impedida por las dificultades al obtener los datos significativos en los suelos licuables y los grandes esfuerzos dados en pruebas de laboratorio.

Un modelo de elemento finito simple fue desarrollado por Gu (1993; 1994). En estos cálculos emplearon un modelo de esfuerzos en el plano de una sección transversal. Se realizó al principio un análisis estático con un cálculo de los esfuerzos efectivos iniciales. La presión de poro excesiva se estimó independientemente del resultado dado por el sismo y es especificada dentro del elemento de suelo. La licuación de los elementos de suelo causa un desequilibrio en las cargas cortantes y las deformaciones resultantes, haciendo uso de un procedimiento de cálculo iterativo se obtuvieron las condiciones que restablecen el equilibrio. Se supusieron condiciones de no drenaje y se usó un modelo simplificado para el suelo licuado. Cuando se aplicó para medir deslizamientos laterales al talud de Wildlife Site en California (ver Gu, 1994), la magnitud de desplazamientos que predijo fue superior por aproximadamente treinta por ciento.

Un esfuerzo por modelar deslizamientos laterales en tres dimensiones ha sido publicado por Orense y Towhata (1992). Realmente, estos cálculos son una extensión del procedimiento analítico desarrollado por Towhata y su colaboradores (1991; 1992). La premisa básica es que el movimiento del suelo continúa bajo las cargas de gravedad hasta que se logra un estado de energía potencial mínima. La energía potencial total del sistema deslizado se calcula suponiendo que no existe desplazamiento relativo entre el estrato superficial no licuado y el depósito licuado, existe volumen constante del suelo, no hay ninguna rigidez o esfuerzo en el suelo licuado, y se considera el estrato superficial de suelo como una placa elástico lineal. La formulación del elemento finito se usa para encontrar el estado de energía mínimo del sistema total, basado en dos dimensiones. Mientras esta aproximación tiende a elaborar el límite superior de desplazamientos estimados, Orense y Towhata pudieron obtener una predicción razonable de los desplazamientos en el deslizamiento lateral ocurrido en Noshiro, Japón.



Finalmente se puede mencionar un programa de diferencias finitas muy utilizado en la actualidad, FLAC, desarrollado para que se le puedan añadir nuevos modelos constitutivos. Beaty y Byrner (1998), Beaty (2001), realizaron un análisis de la presa Lower de San Fernando con este programa; en la figura 1.10a se presenta la configuración de la malla al inicio del análisis y posteriormente en la figura 1.10b se muestra la configuración que se tiene al concluir el análisis.

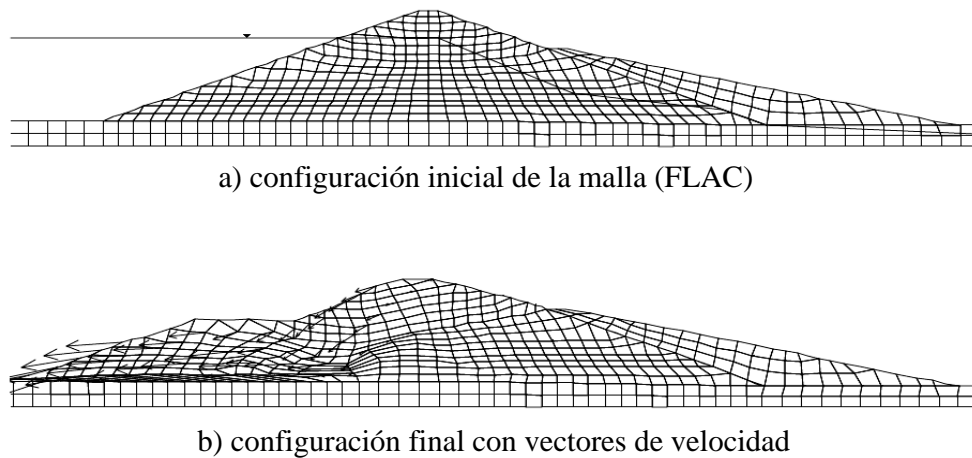


Figura 1.10 Análisis de diferencias finitas para la falla de deslizamiento inducida por licuación en 1971.

(Beaty y Byrner; Beaty, 2001)

## 1.4.2 Métodos analíticos simplificados

Los métodos analíticos para estimar desplazamientos laterales se basan en el bloque deslizante propuesto por Newmark (1965), que plantea que las deformaciones permanentes del suelo son consecuencia de las aceleraciones sísmicas en la base del talud, también hay métodos que se basan en lo propuesto por Towhata (1991), quien asume que todas las deformaciones son el resultado de las cargas estáticas después de que la licuación se ha activado.

### 1.4.2.1 Modelo del bloque deslizante de Newmark

Newmark (1965) propuso un método práctico para predecir los movimientos de un talud inducidos por sismo, basado en la analogía de un bloque deslizante. La propuesta de Newmark se ha usado ampliamente y numerosos autores se han basado en él, incluyendo a los siguientes autores, Makdisi y Seed (1978), Wilson y Keefer (1985), y Jibson (1993). Los análisis convencionales tipo Newmark asumen que los esfuerzos cortantes del suelo no se alteran durante el sismo y por consiguiente, no es válido para modelar deformaciones en suelos que son el resultado de la licuación. Por otro lado, Baziar et al., (1992) consideraron el uso de esfuerzos residuales no drenados, y Byrne et al., (1992) propusieron las modificaciones para modelar las fallas de licuación con la analogía de Newmark.

La analogía de Newmark de un bloque deslizante en un plano con fricción, sujeto a los movimientos horizontales en la base, se representa en la Figura 1.11. Debido a las fuerzas



de inercia, el bloque tenderá a moverse en sentido contrario al de la aceleración en la base. Sin embargo, el bloque empezará un movimiento relativo a la base sólo cuando la suma de las fuerzas estáticas y dinámicas motoras exceda las fuerzas resistentes. Esta condición de equilibrio se rompe cuando el bloque empieza a resbalar, y se expresa en términos de una aceleración de fluencia ( $a_y$ ). Dada la aceleración de fluencia, el desplazamiento acumulado total se calcula por la doble integración del registro de aceleración en la base como se indica en figura 1.11. Cuando la aceleración en la base excede el valor de ruptura, el bloque desliza y se realiza la primera integración obteniendo la velocidad del bloque. La velocidad alcanza un pico o máximo después de que se invierte la dirección de la aceleración en la base y eventualmente la velocidad decrece hacia el valor de cero. La segunda integración, del registro de velocidad, produce el desplazamiento neto durante cada pulso donde la aceleración de fluencia es superada. Siguiendo este procedimiento para el registro del sismo completo y con el desplazamiento que es acumulativo se obtiene el desplazamiento total de la masa de suelo.

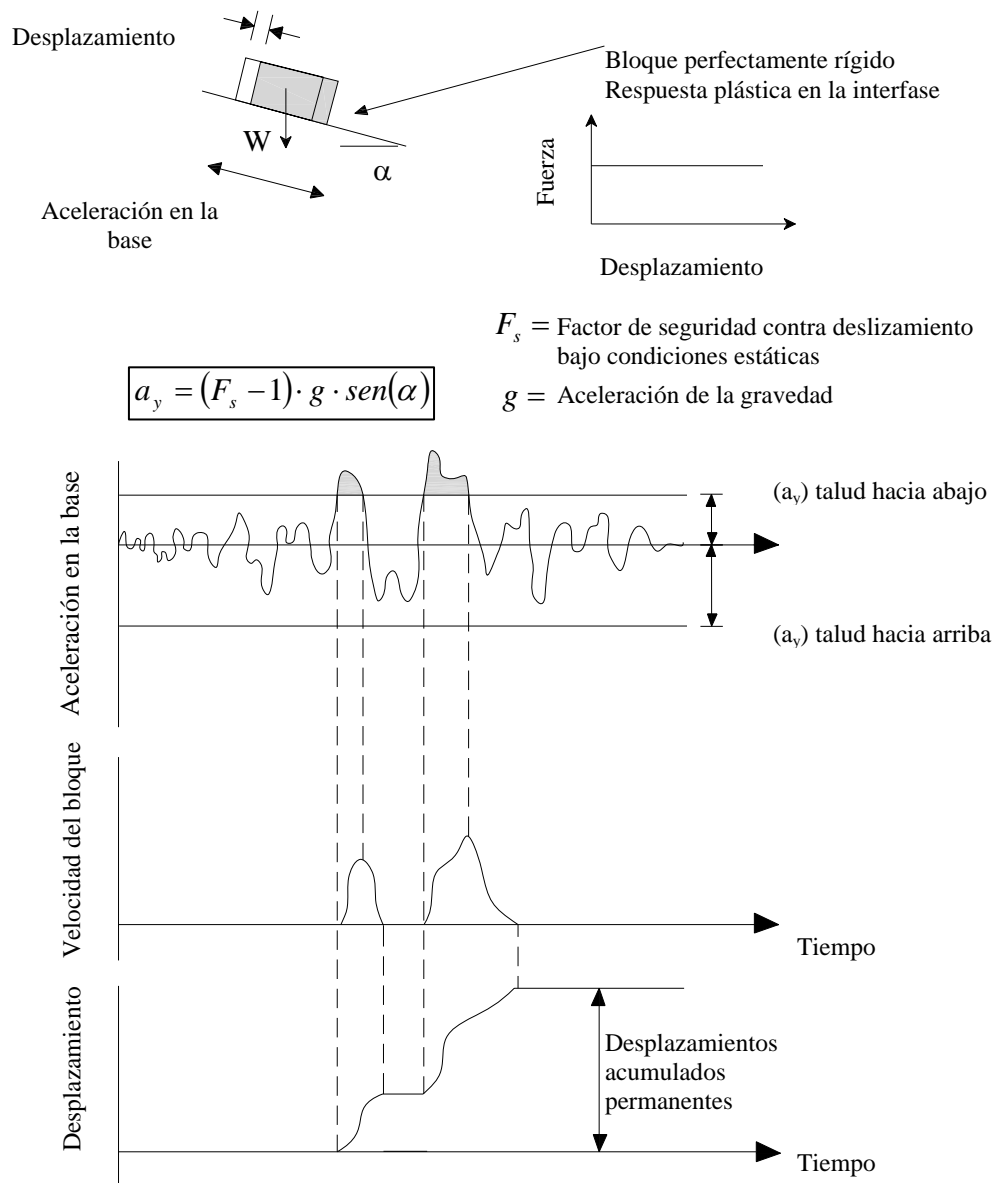


Figura 1.11 Cálculo de desplazamientos usando el modelo de Newmark (modificado por Wilson y Keefer en 1985)

Como se muestra en la figura 1.11 la aceleración de fluencia puede ser expresada en función del ángulo del talud y el factor de seguridad estático convencional contra deslizamientos. Si la superficie de deslizamiento es inclinada, el valor de  $a_y$  para el movimiento del talud hacia arriba es mayor que para los movimientos del talud hacia abajo. Cuando se consideran las inclinaciones del suelo, la aceleración de fluencia se estima como una función del esfuerzo cortante y del mecanismo de falla de la superficie de deslizamiento. En el análisis convencional de Newmark, se asume un deslizamiento del bloque rígido que exhibe un comportamiento perfectamente plástico e implica una aceleración de fluencia que no cambia con el desplazamiento.



Usando una historia de aceleraciones sísmicas medidas o preestablecidas, se puede calcular el desplazamiento permanente de un talud de tierra usando técnicas de integración numéricas (ver Chang 1984; Jibson 1993). Sin embargo, prever la historia de aceleraciones en el tiempo con precisión para un evento sísmico, es complicado en la práctica. Jibson (1993) propuso una aproximación más simple donde el registro del movimiento del suelo se representa por una sola medida de la intensidad total del sismo. Usando la intensidad de Arias ( $I_a = [\pi/2g] \int a^2 dt$ ) para representar la intensidad del sismo, y analizando varios registros de movimientos fuertes, Jibson desarrolló una relación para los desplazamientos

$$\log D = 1.460 \log I_a - 6.64 a_y + 1.546 \quad 1.1$$

Donde  $D$  es el desplazamiento a predecir (cm),  $I_a$  es la intensidad del Arias (m/s), y el  $a_y$  es la aceleración de fluencia (g). Así, pueden estimarse desplazamientos para una aceleración de fluencia dada directamente por la intensidad de Arias que puede ser la estimada de otras ecuaciones de atenuación empíricas.

Una aproximación alternativa al análisis simplificado de Newmark, que también evita la necesidad de integrar los registros sísmicos, confía en las historias de aceleración de la base “equivalentes”. La aceleración en la base puede expresarse como una función matemática y las integraciones necesarias pueden realizarse de forma cerrada, y la solución se expresa como (Yegian 1991):

$$D = N_{eq} T^2 a_p f(a_y / a_p) \quad 1.2$$

Donde  $D$  es el desplazamiento a predecir,  $a_y$  es la aceleración de fluencia, y  $N_{eq}$ ,  $T$ , y  $a_p$  son el número de ciclos, período, y la aceleración máxima equivalentes, respectivamente, del movimiento uniforme en la base. La función de menor dimensión  $f(a_y / a_p)$  depende de la forma supuesta del registro de movimientos en la base; las soluciones para movimientos rectangulares, triangulares y senoidales son presentados por Yegian en 1991. Además, Yegian y sus colaboradores dan una función polinómica  $f(a_y / a_p)$  para tener una buena representación de la integración del registro de movimientos real. Asumiendo un registro de aceleraciones senoidal equivalente, Baziar (1992) propuso que el desplazamiento a predecir por un análisis de Newmark podría estimarse con la siguiente expresión:

$$D = N_{eq} f(v_{\max}^2 / a_{\max}) f(a_y / a_{\max}) \quad 1.3$$

Donde  $f(a_y / a_{\max})$  es una función basada en un movimiento senoidal. En esta ecuación,  $a_{\max}$  y  $v_{\max}$  son la aceleración y velocidad máximas de un registro sísmico. Para los sismos



en el Oeste de los Estados Unidos, Baziar (1992) recomienda  $N_{eq} = 2$ . Usando la ecuación 1.3 para predecir desplazamientos del bloque deslizante de Newmark, pueden calcularse fácilmente los movimientos máximos de un sitio dado. Baziar (1992) recomienda usar  $a_y = 0.0477g$  para representar un deslizamiento lateral típico.

Un problema muy importante en las fallas por licuación es el cambio drástico en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante durante las cargas dinámicas y las subsecuentes deformaciones. De hecho, la aceleración de fluencia debe cambiar significativamente cuando la base del suelo se licue. Por consiguiente, las aceleraciones de fluencia definidas para la mayoría de los análisis convencionales son inadecuadas para simular desplazamientos laterales en suelos licuables.

Para modelar las fallas de licuación, la aceleración de fluencia podría expresarse en términos de esfuerzos efectivos en la superficie de falla. Sin embargo, la dificultad para estimar los cambios en las presiones de poro ha evitado este tipo de análisis. Este problema también se presenta en muchos casos convencionales de análisis estático de estabilidad de taludes. Baziar et al., (1992) han propuesto una solución similar basada en esfuerzos totales y resistencia no drenada. En su modelo, expresan la aceleración de fluencia en términos de la resistencia al cortante no drenada normalizada ( $s_u / \sigma'_v$ ) del suelo licuable. Es importante notar que aquí  $s_u$  se define como la resistencia al cortante máximo medido durante la falla del suelo en pruebas no drenadas (y no como el esfuerzo cortante real en el plano de falla) y se supone que permanece constante a deformaciones grandes.

Las expresiones para obtener la aceleración de fluencia modelando una superficie licuable en términos de ( $s_u / \sigma'_v$ ), fueron dadas por Baziar et al (1992) y se presentan en la figura 1.12. En este tipo de análisis de movimiento del talud se suponen grietas de tensión que forman la superficie de deslizamiento lateral. Las dos expresiones dadas en las figuras 1.12a y 1.2b representan una talud infinito con suelo parcial y totalmente saturado. En el modelo mostrado en la figura 1.12c, el movimiento se considera hacia la cara libre del bloque de suelo mientras que en la figura 1.12d se asume un bloque restringido en las dos caras. En estos dos últimos modelos, los valores numéricos para los ángulos  $\beta_1$  y  $\beta_2$  se eligen para un valor mínimo crítico de  $a_y$ . Desgraciadamente, estos modelos únicamente se han evaluado en un solo análisis de deslizamientos laterales en el campo. Baziar et al (1992) modelaron el talud de Wildlife Site en California donde se desarrolló licuación y provocó deslizamientos laterales en 1987, para ello usaron un modelo con un talud infinito, aunque el sitio real tenía una cara libre. Se integraron los registros de movimientos fuertes que se dieron en el sitio y se calcularon los desplazamientos que van de 1.9 a 31.7 cm. Estos resultados se compararon con el desplazamiento promedio medido el cual es de aproximadamente 18 centímetros. Baziar y sus colaboradores concluyen que el análisis es muy sensible a la inclinación supuesta del talud deslizante ( $\alpha$ ).

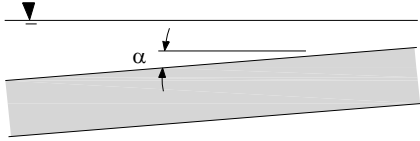
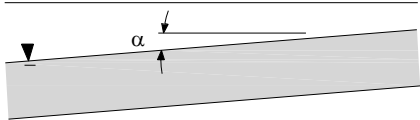
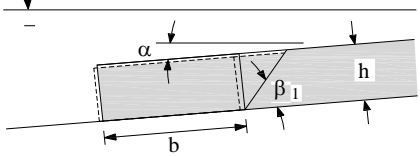
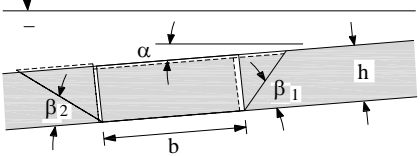
Aceleración de fluencia ( $a_y$ )	Modelo
(a) talud sumergido infinito sin filtración  $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left( \frac{S_u}{\sigma'_v} - \text{sen} \alpha \right)$	
(b) talud sumergido infinito con filtración  $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left( \frac{S_u}{\sigma'_v} - \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \text{sen} \alpha \right)$	
(c) movimiento del bloque sumergido hacia la cara libre  $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left( \frac{S_u}{\sigma'_v} - \text{sen} \alpha + \frac{\frac{S_u \tan \beta_1 - \cos \alpha}{2}}{\frac{b}{h} + \frac{1}{2 \tan \beta_1}} \right)$	
(d) movimiento del bloque sumergido sin cara libre  $\frac{a_y}{g} = \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \left( \frac{S_u}{\sigma'_v} - \text{sen} \alpha + \frac{\frac{S_u (\tan \beta_1 - \tan \beta_2)}{2}}{\frac{b}{h} + \frac{1}{2 \tan \beta_1} + \frac{1}{2 \tan \beta_2}} \right)$	

Figura 1.12 Determinación de la aceleración de fluencia de análisis tipo Newmark para el cálculo de desplazamientos laterales inducidos por licuación (Bazier et al., 1992)

Byrne y sus colaboradores (1992) realizaron un modelo basado en la analogía del bloque deslizando pero en lugar de considerar el equilibrio de fuerzas, su formulación se deriva de la conservación de la energía durante la deformación del talud; es decir, el cambio en la energía cinética de la masa deslizando es igual a la diferencia de energía de entrada del sismo y el trabajo realizado por la resistencia interna del suelo que es sobrepasada. Significativamente, este enfoque puede usarse para construir un modelo de elemento finito



con grados de libertad múltiples. También, donde los modelos convencionales de Newmark se limitan a un comportamiento rígido-plástico, el modelo desarrollado por Byrne y sus colaboradores puede incluir los cambios en la resistencia al corte en función de los desplazamientos. Cuando se asume una respuesta rígido-perfectamente plástico, la solución implica un modelo de Newmark simple. Sin embargo, modelar el cambio de la resistencia al corte asociado a la licuación de arenas requiere conocimiento de la respuesta esfuerzo-deformación no lineal del suelo licuable lo cual agrega complejidad al análisis.

#### **1.4.2.2 Modelo de energía potencial mínima de Towhata**

Basado en las observaciones de pruebas con modelos a escala, realizados en mesas vibratoras en el laboratorio, Towhata y sus compañeros (1991; 1992) desarrollaron un modelo analítico para medir deslizamientos laterales. El modelo de Towhata predice los posibles movimientos máximos del deslizamiento lateral, correspondientes a los últimos desplazamientos que ocurrirán en los restos del suelo licuable de la base para una longitud de tiempo suficiente. Esto es, se asume que el desplazamiento lateral continúa hasta que se concluye el flujo y se logra un estado de energía mínimo. En los modelos a escala de las pruebas de laboratorio, los desplazamientos son producidos por la vibración del modelo hasta que los desplazamientos del talud se detienen debido a la licuación de la parte baja o base del suelo. En el campo, el modelo de Towhata corresponde a un evento sísmico de larga duración que da como resultado el posible desplazamiento máximo de un deslizamiento lateral. El modelo de Towhata asume una falla de flujo bajo cargas estáticas e ignora los efectos inerciales durante la carga dinámica.

El modelo de energía potencial mínima de Towhata se desarrolló a partir de dos modelos analíticos más simples para el cálculo de deslizamientos laterales. En el modelo más simple, el suelo superficial que no se licua se trató como una columna elástico lineal e inclinada sujeta a compresión axial. Asumiendo que no se proporciona ninguna resistencia al movimiento por parte del suelo licuado que se encuentra debajo, se calculan las deformaciones de la columna de suelo superficial. Después, se propuso un “modelo de flujo” que predijo la deformación de un talud de suelo licuado sin ninguna sobrecarga. En este modelo los desplazamientos continúan hasta que se logra una superficie nivelada tal como se logra en el flujo de un líquido. Ninguno de estos dos modelos simples era satisfactorio, pero se combinó los conceptos básicos para desarrollar el modelo de energía potencial mínima de Towhata.

Los detalles de la derivación del modelo de Towhata para deslizamientos laterales, se deducen del principio de energía potencial mínima y están dados por Towhata et al., (1991; 1992). Esta derivación asume una geometría del talud simple comprendida de estratos planos conectados, como se describe en figura 1.13. Además, en la derivación del modelo de Towhata se utilizan cuatro suposiciones importantes, que surgen de observaciones en pruebas de modelos a escala:



- (1) En una sección de corte vertical, las deformaciones horizontales del depósito de suelo licuado pueden representarse con una ecuación senoidal;
- (2) El volumen de suelo licuado no se altera durante las deformaciones,
- (3) El suelo licuado muestra un comportamiento elástico-lineal, con una respuesta rígido-plástica, aunque generalmente la rigidez y resistencia se fijan en cero para aplicar el modelo y
- (4) El estrato superficial de suelo no saturado no se licua y se comporta como un sólido elástico.

Usando estas suposiciones, la energía potencial se calcula como la suma de la energía de tensión y la energía gravitatoria (asociado con los desplazamientos verticales) de los estratos de suelo licuados y no licuados. Después de desarrollar una expresión para la energía potencial neta de cualquier estado de deformación, el estado de energía mínimo se encuentra matemáticamente usando el principio de variación. La solución cerrada para desplazamientos horizontales fue dada por Towhata et al., (1991; 1992) y es una expresión algebraica extensa con los parámetros que se definen en la figura 1.12.

Una versión simplificada del modelo de energía potencial mínimo de Towhata fue propuesto por Tokida et al., (1993). Usando el modelo de Towhata, desarrollaron unas ecuaciones simplificadas a partir de un análisis de regresión de los resultados de una serie de cálculos paramétricos. Para el desplazamiento máximo en el centro del deslizamiento se tienen las siguientes expresiones:

Para  $10 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$ :

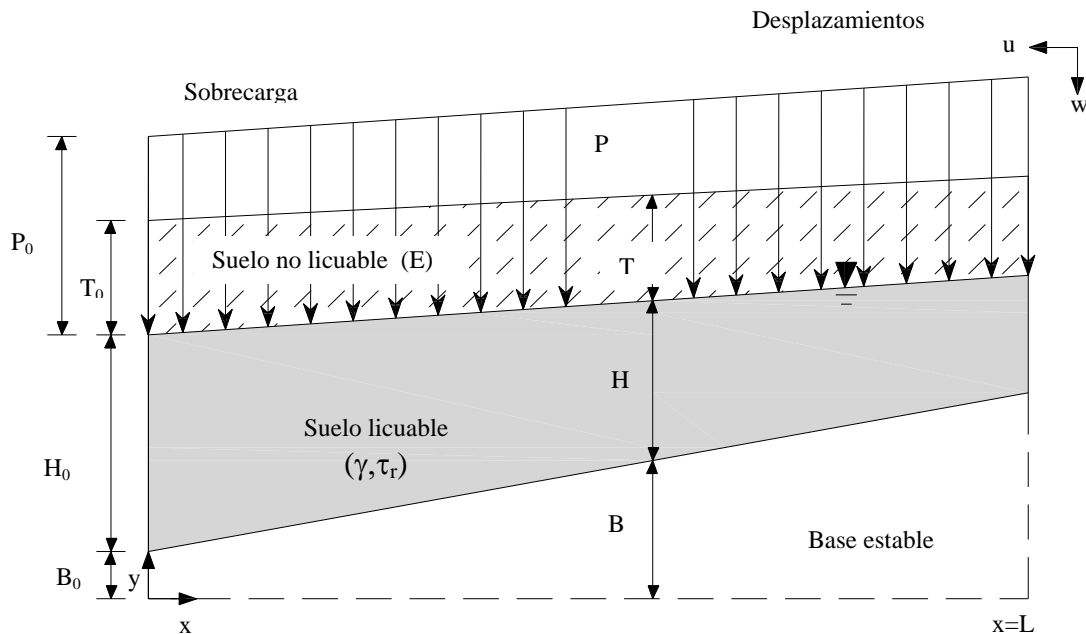
$$D = 1.75 \times 10^{-5} L^{1.94} H^{0.298} T^{-0.275} \theta^{0.963} \quad 1.4$$

Para  $100 \text{ m} \leq L \leq 1000 \text{ m}$ :

$$D = 1.29 \times 10^{-5} L^{1.99} H^{0.280} T^{-0.243} \theta^{0.995} \quad 1.5$$

Donde D es el desplazamiento horizontal (m), L es la longitud (m) del deslizamiento del talud, H es el espesor medio (m) del estrado licuable, T es el espesor (m) del estrado superficial no licuable, y  $\theta$  es el ángulo del talud (%) de la superficie de tierra (supuesta igual a la inclinación de cada estrato). Tokida et al. (1993) también proporcionan las ecuaciones para calcular los desplazamientos algo mayores en la parte superior del talud.





$B = B_0 + ax$  = espesor de la base estable

$H = H_0 + bx$  = espesor del suelo licuable

$T = T_0 + cx$  = espesor del suelo superficial no licuable

$P = P_0 + ex$  = presión de la sobrecarga incluyendo el peso del suelo no licuable

a, b, c, e = parámetros definidos por variación lineal de B, H, T, y P

x, y = coordenadas

u, w = desplazamientos últimos

$\gamma$  = peso unitario del suelo licuable

$\tau_r$  = resistencia al esfuerzo cortante del suelo licuable (se asume  $\tau_r = 0$ )

Figura 1.13 Geometría utilizada para la derivación del modelo de Towhata (Towhata et al., 1992)

El método de energía potencial mínima de Towhata no puede modelar deslizamientos laterales que no alcancen un estado último de deformación, como podría ocurrir en los eventos sísmicos menos severos. Con esta perspectiva, Towhata y Matsumoto (1992) han considerado las posibles modificaciones para prever la proporción de tiempo de deformación en los deslizamientos laterales. Su acercamiento esta basado en los desplazamientos últimos predichos por el modelo básico de Towhata, pero la disipación de energía en el tiempo también es considerada. Towhata y Matsumoto sugieren un modelo de flujo dilatante que representa, de una manera simplista, los aumentos periódicos en la resistencia al cortante del suelo. También consideraron la inclusión de un término de viscosidad imaginario para representar la disipación de energía, pero esto parecía requerir un coeficiente de viscosidad alto poco realista. Towhata y Toyota (1994) han intentado desarrollar un modelo utilizando términos viscosos para el suelo licuable y han obtenido predicciones razonables. Varios investigadores en Japón han intentado medir la viscosidad del suelo licuado incluso Towhata y Toyota (1994), Sato et al. (1994), Miyajima y Kitaura



(1994), pero estos trabajos son todavía preliminares y tienen que ser demostrados para predecir la deformación de deslizamientos laterales en campo.

### 1.4.3 Métodos empíricos o semiempíricos

Los procedimientos numéricos y analíticos son métodos mecánicos que intentan representar, con diversos grados de simplificación, el comportamiento físico del deslizamiento lateral inducido por licuación. Por otro lado, los modelos empíricos no hacen ningún esfuerzo por modelar los mecanismos del sistema explícitamente, más bien, los modelos empíricos representan la relación observada simplemente entre los desplazamientos y los diversos parámetros del sitio.

#### 1.4.3.1 Modelo del índice de severidad de licuación de Youd y Perkins

Un método empírico bastante simple para predecir los desplazamientos debido a la licuación ha sido propuesto por Youd y Perkins (1987). Ellos formularon una relación rudimentaria entre los parámetros de la fuente del terremoto y severidad de los movimientos del suelo, apropiado para su uso práctico desarrollando mapas regionales de riesgos de licuación. Youd y Perkins introdujeron un sólo parámetro, el Índice de Severidad de Licuación (LSI por sus siglas en inglés), para representar la severidad de deformaciones de tierra debido al deslizamiento lateral. El LSI se define como la magnitud máxima de desplazamiento suelo, medido en milímetros dividido entre 25. El LSI se define específicamente para las deformaciones de un talud, geológicamente reciente, depósitos fluviales superficiales, continuos, sin cohesión y en suelos licuables. Además, al LSI se asigna un límite superior arbitrario de 100, que corresponde a un desplazamiento de 2.5 m que se consideran suficiente para indicar las fallas severas.

Basado en los casos de estudio de terremotos históricos en el oeste de los Estados Unidos y Alaska, Youd y Perkins (1987) propusieron una correlación entre el LSI y la magnitud y distancia del sismo:

$$\log LSI = -3.49 - 1.86 \log R + 0.98 M_w \quad 1.6$$

Donde  $R$  es la distancia horizontal (km) a la fuente de energía sísmica y  $M_w$  es la magnitud del momento. Esta ecuación refleja las características de atenuación sísmicas del oeste de América del Norte y no puede ser válido para otras regiones del mundo. Youd, Perkins, y Turner (1989) han investigado la atenuación de LSI en el este de América del Norte.

El modelo de LSI empírico proporciona un valor conservador en cuanto a la estimación de deslizamientos laterales, dicho de otra manera, es probable que los desplazamientos en cualquiera caso dado, sean menores de los calculados con la ecuación 1.6. Como un intento, el modelo de LSI es una herramienta eficaz por trazar el riesgo de licuación, pero el modelo



satisface pobremente los deslizamientos laterales individuales, además no se consideran los factores específicos de sitio.

#### 1.4.3.2 Modelo empírico de Hamada

Hamada y sus colegas (1986; 1987) desarrollaron un modelo empírico simple para el cálculo de desplazamientos horizontales de los estudios de deslizamiento lateral en Niigata y Noshiro, Japón y en San Fernando Valley, California. Usando una sección de corte del sitio se compilaron valores medios de parámetros pertinentes, con modelos de desplazamiento similar de taludes y condiciones de suelo. Basado en 60 casos, principalmente de Noshiro, se obtuvo una ecuación de regresión simple (Hamada et al., 1986; 1987):

$$D = 0.75H^{0.5}\theta^{1/3} \quad 1.7$$

Donde D es el desplazamiento horizontal (m) y H es el espesor (m) del suelo licuado. Cuando más de un estrato de suelo se licua, H es medido como la distancia de la cima más alta, al fondo del último estrato que se licuó, incluyendo los estratos de suelo no licuables;  $\theta$  es el talud (%) de la superficie de tierra o la base del suelo licuado, se utiliza el que sea mayor.

La ecuación 1.7 es un logro a la compilación de datos realizada por Hamada y sus colaboradores. Sin embargo, esta base de datos es muy parcial hacia los deslizamientos laterales de Noshiro por lo que representa un rango estrecho de sismos y condiciones del sitio. La exactitud de la ecuación fuera de estos límites es desconocida y por consiguiente, la utilidad del modelo empírico de Hamada está limitada.

#### 1.4.3.3 Modelo de regresión lineal múltiple de Bartlett y Youd

Bartlett y Youd (1992a; 1992b; 1995) han desarrollado un modelo empírico más sofisticado para deslizamientos laterales. Ellos ajustaron las ecuaciones a una base de datos de 467 vectores de desplazamientos horizontales compilada de los deslizamientos laterales en ocho terremotos en Japón y el oeste de los Estados Unidos, incluyendo Alaska. De estos datos, 337 (72% de la base de datos) son deslizamientos en las ciudades japonesas: Niigata y Noshiro, siendo el resultado de los terremotos en 1964 y 1983, respectivamente. También se compilaron los parámetros del suelo de 267 aberturas de la tierra.

Bartlett y Youd desarrollaron dos ecuaciones del modelo: un elemento de la cara libre del deslizamiento lateral hacia una cara vertical empinada y un elemento del talud del suelo sin una cara libre. Estas ecuaciones se ajustaron al usar la recopilación de datos en un análisis de regresión lineal múltiple (MLR). Las ecuaciones de MLR dadas por Bartlett y Youd (1995), que son una ligera modificación a las publicados en 1992 por ellos mismos:



Componente del talud del terreno:

$$\log D = -15.787 + 1.178M_w - 0.927 \log R + 0.429 \log S + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15} \quad 1.8$$

Componente de la cara libre:

$$\log D = -16.366 + 1.178M_w - 0.927 \log R - 0.013R + 0.657 \log W + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15} \quad 1.9$$

Donde  $D$  es el desplazamiento horizontal (m),  $M_w$  es la magnitud del momento del terremoto, y  $R$  es la distancia horizontal más cercana (km) a la fuente de energía sísmica,  $T_{15}$  es el espesor (m) del suelo saturado, suelos no cohesivos (excluyendo el suelo profundo de 20 m o con  $\geq 15\%$  de contenido de arcilla) con  $N_{1,60} \leq 15$ , donde  $N_{1,60}$  es el número de golpes de la prueba de penetración estándar normalizada,  $F_{15}$  es el contenido de finos promedio (% de finos de 0.075 mm) en  $T_{15}$ , y  $(D_{50})_{15}$  es el tamaño de grano promedio (mm) en  $T_{15}$ .

Para la ecuación del componente de talud de tierra,  $S$  es el gradiente de la superficie de suelo en por ciento definido como el cambio en la elevación por encima de la distancia horizontal con respecto a los taludes grandes y uniformes. Cuando la topografía de la superficie no es uniforme, una definición especial de  $S$  se utiliza para calcular pequeños cambios locales en el talud, como lo mencionan Bartlett y Youd (1992b). En la ecuación de la cara libre,  $W$  es la relación de la cara libre, definida como la altura del pie a la corona dividida entre la distancia horizontal del pie de la cara libre.

El modelo de Bartlett y Youd sólo es válido cuando la licuación ocurre encima de un área extensa, y no precisamente en sitios aislados. Bartlett y Youd (1995) recomiendan el uso de la ecuación 1.9 cuando  $5 < W \leq 20\%$ , y la ecuación 1.8 cuando  $W < 1\%$ . En general el modelo sólo es válido para  $6 \leq M_w \leq 8$ ,  $1 \leq W \leq 20\%$ ,  $0.1 \leq S \leq 6\%$  y una profundidad del suelo licuado de 1 a 10 m. El modelo no es generalmente apropiado para suelo con cascajo o sedimentado y sólo debe usarse si  $F_{15} \leq 50\%$  y  $D_{50,15} \leq 1$  mm; otras fronteras aplicables para la gradación del suelo licuable son dadas por Bartlett y Youd (1995). El modelo generalmente se limita a Japón, oeste de América del Norte, y otras áreas con las relaciones de atenuación de movimientos fuertes similares.

Recientemente Romo y García (2005) desarrollaron un modelo empírico basado en el análisis de redes neuronales y lógica borrosa (NEFLAS: Neurofuzzy Estimation of Liquefaction Induced Lateral Spreading). NEFLAS predice la magnitud de los desplazamientos en áreas susceptibles de desplazamientos laterales que consiste en un modelo simple de lógica borrosa y redes neuronales con variables que pueden ser definidas fácilmente para un sitio dado y haciendo uso de datos topográficos y geotécnicos.



Eventualmente cuando los parámetros del modelo no están bien identificados para un análisis específico, las condiciones de frontera pueden usarse para un análisis rápido del posible rango de desplazamientos. Romo y García presentan una comparación entre diversos modelos empíricos y el modelo NEFLAS, siendo este último el que mejor aproximación obtiene en el cálculo de desplazamientos laterales (se profundiza más sobre modelo NEFLAS en el capítulo cuatro).



## 2 PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO PROPUESTO

### 2.1 Enfoque de análisis y justificación

Desde 1964, numerosas investigaciones se han enfocado en desarrollar métodos confiables para evaluar la probabilidad de licuación en un depósito de suelo dado. Como ha sido extensamente señalado por numerosos investigadores (Seed, 1987), nuestra habilidad de predecir el potencial de licuación es relativamente buena. Sin embargo, esto trata sólo a una parte del problema, en una evaluación de licuación donde el ingeniero geotecnista debe contestar dos preguntas: (1) dado un evento sísmico probable, ¿es el suelo propenso a sufrir licuación?, y (2) si la licuación ocurre, ¿qué consecuencias pueden esperarse en lo que se refiere a los movimientos del suelo? (Seed 1978; Bartlett y Youd 1992b). Desde que la habilidad de predecir el potencial de licuación mejoró, la atención se ha centrado en desarrollar métodos de análisis que puedan prever las consecuencias de la licuación de los suelos como los desplazamientos laterales.

Para estructuras críticas como presas y plantas de energía nuclear, Seed (1987) argumenta que el diseño en ingeniería debe esforzarse por prevenir la licuación del suelo. Para estructuras menos críticas, un acercamiento de diseño alternativo es anticiparse a la licuación, es decir, predecir la gravedad de los desplazamientos del suelo resultantes, y si los desplazamientos previstos son relativamente pequeños, planear la facilidad para ajustar los movimientos sin que fallen las estructuras. Aun cuando pocas estructuras pueden sobrevivir ante flujos por derrumbes, muchas estructuras pueden sobrevivir ante desplazamientos diferenciales de varios centímetros con sólo daños menores (Youd y Perkins, 1987). Ahora, predicciones de deformaciones moderadas debido a desplazamientos laterales son útiles en la evaluación de muchas estructuras no-críticas. No obstante, cuando un sitio propuesto para una nueva construcción está sujeto a la posibilidad de licuarse, la mitigación o reubicación a otro sitio son a menudo las soluciones que se prefieren en la práctica. Dado que la reubicación o mitigación pueden ser alternativas de solución costosas, son necesarias predicciones confiables de desplazamientos del suelo que definen los riesgos de licuación.

La evaluación del potencial de licuación, así como la estimación de los desplazamientos laterales inducidos por sismos en suelos potencialmente licuables, han sido estudiadas con distintos enfoques de análisis, ya sea partiendo de modelos matemáticos y analíticos simplificados (Newmark, 1965; Makdisi y Seed, 1978; Wilson y Keefer, 1985; Jibson, 1993; Yegian et al., 1991; Baziar et al., 1992; Byrne y et al., 1992), o partiendo de

información de casos registrados en la literatura técnica y observando la relación que guardan los parámetros del sitio con el fenómeno (Youd y Perkins, 1987; Hamada et al, 1986, 1987; Bartlett y Youd, 1992a, 1992b, 1995; Rauch, 1997; Romo y García; 2005), o también mediante métodos numéricos con base en modelos de elemento finito y diferencias finitas (Yasuda 1991a, 1991b, 1992a; Hamada et al., 1987; Finn et al., 1990, 1991, 1994; Kuwano, 1991; Gu, 1993, 1994; Orense y Towhata, 1992; Beaty y Byrner 2001).

Este trabajo emplea un método numérico de análisis para la evaluación de desplazamientos laterales inducidos por sismo en suelos potencialmente licuables, con base en modelos constitutivos desarrollados por Seed et al. (1971) y Finn et al. (1975).

## 2.2 Modelos constitutivos considerados

### 2.2.1 Modelo de Seed

La metodología basada en esfuerzos cíclicos considera que el potencial de licuación de un estrato de suelo es función del número y magnitud de los esfuerzos de corte cíclicos aplicados durante el evento dinámico. Los esfuerzos cortantes cíclicos son medidos en términos de la relación del esfuerzo cortante cíclico (CSR), definida como el cociente del esfuerzo cortante cíclico  $\tau_c$  actuando en el plano de falla entre el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$ .

$$CSR = \tau_c / \sigma'_v \quad 2.1$$

Esta relación depende principalmente de la carga sísmica, expresada en términos del número de ciclos equivalentes. El número de ciclos equivalentes es definido por la duración, intensidad y el contenido de frecuencias del terremoto. Es común describir la resistencia a la licuación de un suelo a través de una curva de resistencia cíclica, la cual relaciona el número de ciclos requeridos para generar licuación con un valor uniforme de la relación del esfuerzo cortante cíclico, como se muestran en la figura 2.1. La resistencia cíclica de un suelo es función principalmente de la densidad relativa y contenido de finos.

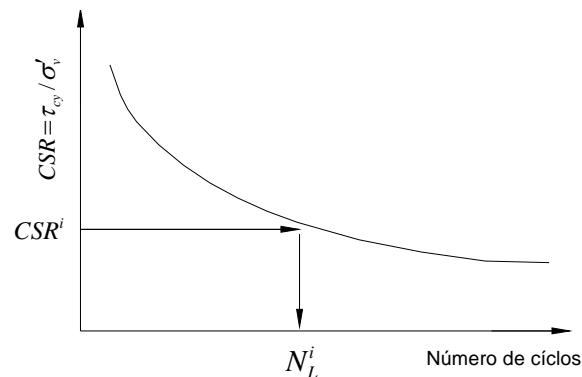


Figura 2.1 Resistencia a la licuación en función del número de ciclos de esfuerzo

Para arenas secas, la validez de este modelo para predecir deformaciones permanentes inducidas por sismo ha sido demostrada por medio de comparaciones con ensayos llevados a cabo en centrifuga (i. e. Roth et al., 1986). El modelo considera que la generación de presión de poro es debida directamente al esfuerzo cortante cíclico. El mecanismo de generación de poro se ilustra en la Figura 2.2.

La presión de poro generada  $\Delta u_g$  es descrita en términos de la relación de presión de poro,  $r_u = \Delta u_g / \sigma'_v$ , donde  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo inicial. En la práctica es más conveniente contar un semiciclo que un ciclo, como se muestra en la Figura 2.2.

El cálculo de un incremento de exceso de presión de poro a partir de la curva de resistencia cíclica, figuras 2.1 y 2.2. Si se requieren  $N_L^i$  ciclos uniformes de esfuerzo para alcanzar la licuación ( $r_u=1.0$ ) a una relación de esfuerzo cíclico dada  $CSR^i$ , entonces el incremento en la relación de presión de poro  $\Delta r_u^i$  para medio ciclo es  $\Delta r_u^i = 0.5/N_L^i$  y el incremento de presión de poro correspondiente es  $\Delta u_g^i = \Delta r_u^i \sigma'_v$ .

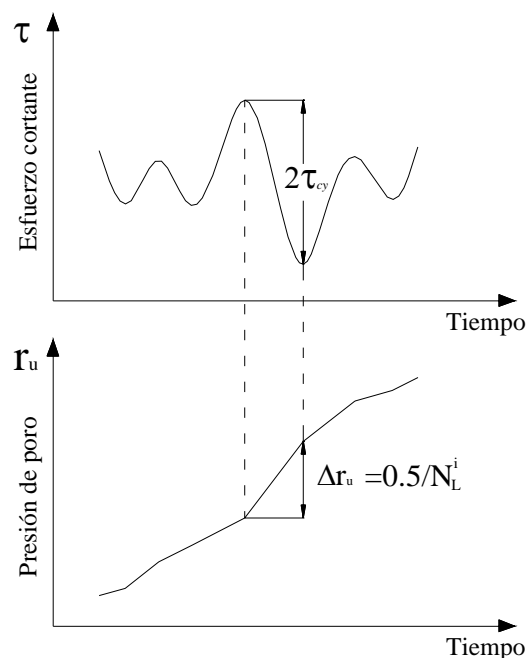


Figura 2.2 Relación del esfuerzo cortante cíclico, la presión de poro y el número de ciclos de esfuerzo

El efecto del incremento de presión de poro es reducir el esfuerzo efectivo y de forma proporcional, la resistencia al esfuerzo cortante; cuando la presión de poro haya reducido el esfuerzo efectivo en su totalidad, la resistencia al esfuerzo cortante será prácticamente nula y en ese momento se dice que la arena se licuó. Las curvas de resistencia cíclica pueden ser determinadas en pruebas de laboratorio, o derivadas de graficas de CSR (figura 2.3) obtenidas en el procedimiento simplificado.



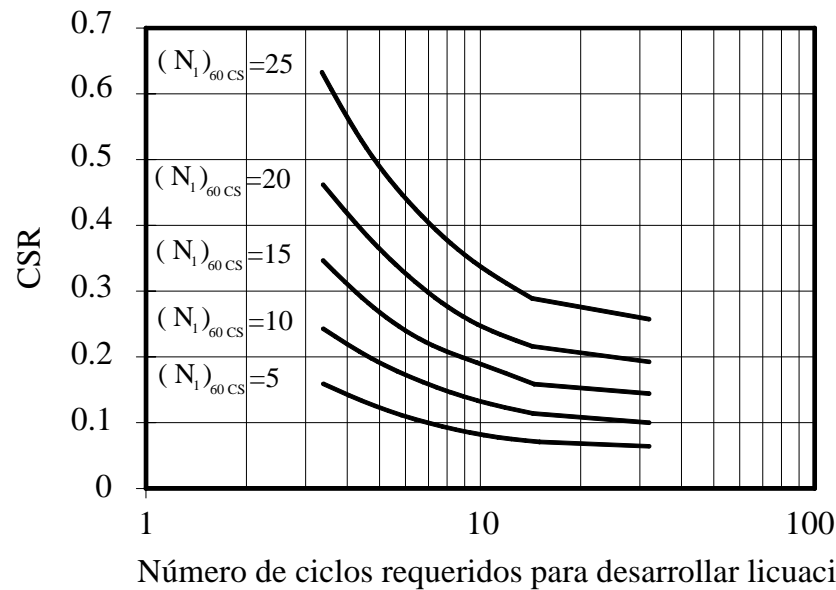


Figura 2.3 Curvas de esfuerzos cortantes cíclicos basados en pruebas SPT (Idriss, 1995)

El esfuerzo cortante máximo se encuentra definido mediante la ley de resistencia de Mohr-Coulomb, donde el esfuerzo cortante es directamente proporcional a la cohesión,  $c$ , más el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'$ , multiplicado por la tangente del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , dicha ley se encuentra representada en la figura 2.4.

$$\tau = S_r + \sigma' \tan \phi$$

2.2

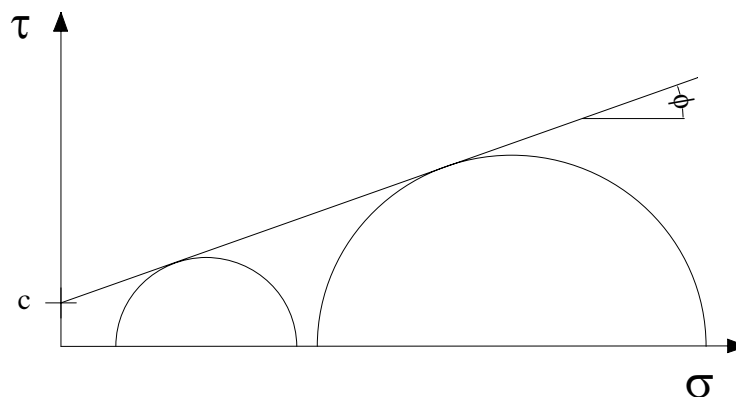


Figura 2.4 Envolvente de esfuerzos Mohr-Coulomb

### 2.1.1 Modelo de Finn

Finn et al. (1975) presentan un método de análisis de esfuerzos efectivos restringido para el caso de estratos horizontales de depósitos de arena saturados que son sometidos a vibración por ondas de corte propagándose verticalmente. El método se basa en un conjunto de leyes constitutivas que toman en cuenta factores importantes que en la actualidad se sabe que



afectan la respuesta de arenas saturadas durante las cargas debidas al terremoto, incluyendo la generación y disipación de presiones de poro.

Los esfuerzos de corte dinámicos y deformaciones angulares generados por un sismo causan deslizamientos entre los granos del suelo. Este deslizamiento intergranular, en las arenas secas, llevaría a una reducción volumétrica para los niveles de esfuerzo cortante (ej. Martin et al., 1974, Silver y Seed, 1971). En arenas saturadas, la reducción volumétrica está limitada porque el agua no puede drenar instantáneamente. Por consiguiente la presión de poro puede acumularse en exceso y generar licuación.

Los factores importantes que se utilizaron para calcular la respuesta de los estratos de arena saturados son: (a) el módulo de rigidez al cortante in situ; (b) la variación del módulo de rigidez cortante dinámico con respecto a la deformación angular; (c) la generación y disipación de presiones de poro; (d) los cambios en los esfuerzos verticales efectivos; (e) amortiguamiento; y (f) endurecimiento.

Las relaciones constitutivas para arenas en corte simple fueron descritas por Finn, Lee y Martin (1975). Las relaciones que cubrían todos los factores previamente citados y que afectan la respuesta dinámica excepto la disipación de poro, fueron utilizadas para determinar la respuesta de las arenas saturadas no drenadas en pruebas de laboratorio de corte cíclico. Una breve descripción de los procedimientos y algunos resultados preliminares que dan una impresión del alcance del método fue dada por Finn et al., (1976).

Durante un sismo, un depósito de arena se sujeta a un modelo de cargas irregulares que consiste en intervalos de carga, descarga y recarga. La arena tiene características de comportamiento diferente en cada uno de las fases de carga.

En la fase inicial de carga, la respuesta de la arena es controlada por su estado inicial in-situ y es especificado por su módulo de rigidez al cortante inicial,  $G_{m\acute{a}x}$ . Este valor inicial del módulo de rigidez al cortante puede determinarse de varias maneras, por ejemplo mediante métodos geofísicos (ej. Shannon y Wilson, 1972) o por pruebas de columna resonante (ej. Hardin y Drnevich, 1972). Alternativamente,  $G_{m\acute{a}x}$  se puede estimar usando las ecuaciones propuestas por Hardin y Drnevich (1972) o Seed e Idriss (1969). La respuesta de la arena sigue la relación hiperbólica de esfuerzo-deformación formulada por Konder y Zelasko (1963). La fase de carga inicial de la arena se describe mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x}\gamma}{\left(1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}}\gamma\right)} \quad 2.3$$

Donde:  $\tau$  es el esfuerzo cortante que corresponde a una amplitud de la deformación angular  $\gamma$ ,  $G_{m\acute{a}x}$  es el módulo tangente máximo inicial y  $\tau_{m\acute{a}x}$  es el esfuerzo cortante máximo que puede aplicarse a la arena en el estado inicial sin que ésta falle (figura 2.5).

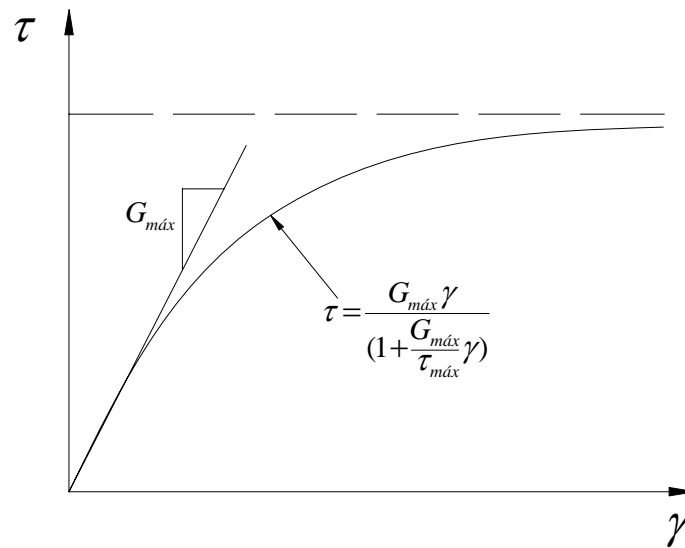


Figura 2.5 Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación

En la fase de descarga y recarga, la curva inicial de esfuerzo -deformación es llamada curva esqueleto (curva 1 de la figura 2.5). A dicha curva la describe la ecuación 2.3 y puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\tau = f(\gamma) \quad 2.4$$

Si la descarga ocurre para  $(\gamma_r, \tau_r)$  entonces la ecuación de la curva de esfuerzo-deformación durante la subsiguiente recarga y descarga a partir del punto regresivo es asumida por la expresión 2.7 (ver figura 2.6).

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right) \quad 2.7$$

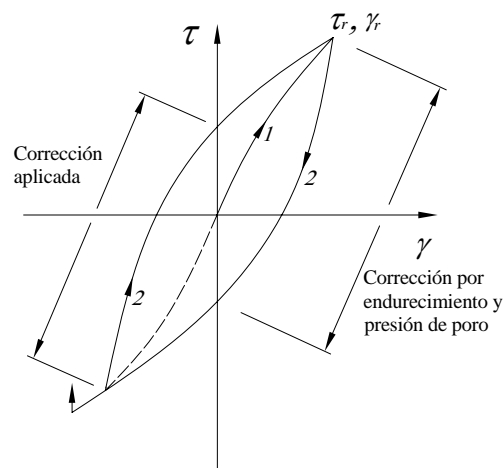


Figura 2.6 Primer ciclo de carga



Las características de respuesta anterior son referidas al comportamiento tipo Masing (1926). Herrera (1964) mostró que la combinación de fricción de Coulomb y elementos elásticos lineales describe este tipo de comportamiento. Newmark y Rosenblueth (1971) sugirieron el modelo tipo Masing para hacer una buena representación del comportamiento del suelo. La respuesta esfuerzo-deformación de una arena en ausencia de endurecimiento y presión de poro es descrito por las ecuaciones 2.3 y 2.7. Las ecuaciones anteriores muestran que las deformaciones angulares dependen del módulo cortante dinámico y del amortiguamiento histerético ( Finn et al., 1975).

Para tomar en cuenta el endurecimiento, desarrollaron expresiones que determinan el módulo de cortante  $G_{mn}$  y el esfuerzo cortante máximo  $\tau_{mn}$  de una arena en términos de los valores iniciales  $G_{m\acute{a}x}$  y  $\tau_{m\acute{a}x}$  además proponen un parámetro que mide la cantidad de endurecimiento que ha ocurrido debido a la carga cíclica anterior. En un estudio del comportamiento esencial de una arena bajo cargas cíclicas de corte simple, Martín, Finn y Seed (1974) sugirieron una relación de esfuerzo-deformación (que incluía el efecto de endurecimiento), de la siguiente forma:

$$\tau_{hv} = \frac{\gamma \sqrt{\sigma'_v}}{a + b\gamma} \quad 2.8$$

En el cual  $\tau_{hv}$  y  $\gamma$  están relacionados con el esfuerzo cortante horizontal y la deformación angular respectivamente, y  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo actuante. Los parámetros  $a$  y  $b$  son constantes para un ciclo de carga dado, pero en general son función de la reducción del volumen,  $\varepsilon_{vd}$ , y están dadas por:

$$a = A_1 - \frac{\varepsilon_{vd}}{A_2 + A_3 \varepsilon_{vd}} \quad 2.9$$

$$b = B_1 - \frac{\varepsilon_{vd}}{B_2 + B_3 \varepsilon_{vd}} \quad 2.10$$

Donde:  $A_i$  y  $B_i$  son constantes cuando  $i = 1, 2, 3$ . La acumulación de la deformación volumétrica es por consiguiente una medida del endurecimiento que ha ocurrido.

El valor máximo del módulo cortante,  $G_{mn}$ , en cualquier ciclo de carga “ $n$ ” esta dado por:

$$G_{mn} = (d\tau_{hv} / d\gamma) \text{ para } \gamma = 0 \quad 2.11$$

Partiendo de las ecuaciones 2.8 y 2.11, se pueden derivar expresiones después que la deformación volumétrica  $\epsilon_{vd}$  haya ocurrido, para obtener el módulo cortante máximo de arenas secas  $G_{mn}$ , y el esfuerzo cortante máximo  $\tau_{mn}$ :

$$G_{mn} = G_{m\acute{a}x} \left[ 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \epsilon_{vd}} \right] \tag{2.12}$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m\acute{a}x} \left[ 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \epsilon_{vd}} \right] \tag{2.13}$$

Donde:  $\epsilon_{vd}$  es la acumulación de la deformación volumétrica y  $H_1$ ,  $H_2$ ,  $H_3$  y  $H_4$  son constantes. Las constantes de las ecuaciones 2.12 y 2.13 son determinadas de acuerdo a los resultados de pruebas de carga cíclica a deformación cortante usando el aparato de corte simple descrito por Finn et al. (1975). Un ejemplo típico de los datos que se ajustan a las ecuaciones se muestra en la figura 2.6.

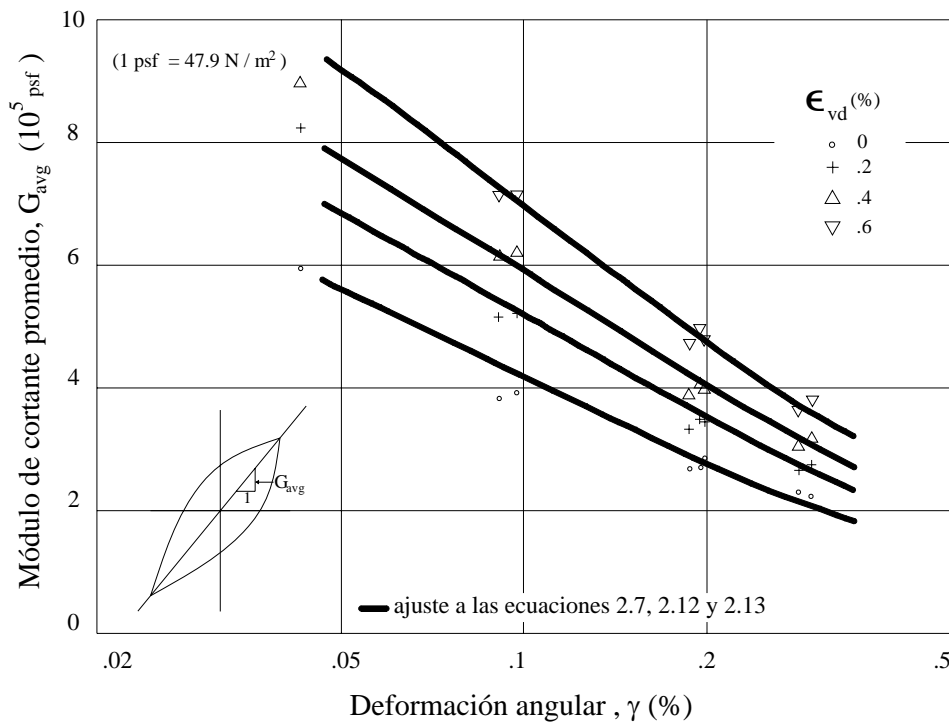


Figura 2.6 Módulo de cortante promedio asociado a varios valores de deformación volumétrica

Para la generación de presión de poro se consideró un elemento cúbico de arena saturada de volumen unitario y porosidad  $n_p$ . El elemento cúbico se encuentra sujeto a un esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$  y esfuerzo horizontal  $k_0 \sigma'_v$ . Durante una prueba de corte simple drenada, un ciclo de deformación angular  $\gamma$  causa un incremento en la deformación volumétrica  $\Delta \epsilon_{vd}$ , debido al deslizamiento de los granos. Durante una prueba de corte no



drenada comenzando con el mismo sistema de esfuerzos efectivos, el ciclo de deformación angular  $\gamma$  causa un incremento en la presión de poro  $\Delta u$ . Lo anterior se expresa en la ecuación 2.14.

$$\Delta u = \Delta \varepsilon_{vd} / \left[ 1 / \bar{E}_r + n_p / K_w \right] \quad 2.14$$

Donde;  $\bar{E}_r$  es el módulo de rebote elástico unidimensional de la arena para un esfuerzo efectivo  $\sigma'_v$  y  $K_w$  es el módulo de compresibilidad volumétrica del agua. Para arenas saturadas  $K_w \gg \bar{E}_r$ , por lo tanto.

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta \varepsilon_{vd} \quad 2.15$$

Por ejemplo, Martín et al. (1975) han mostrado experimentalmente que bajo condiciones de corte simple el incremento de la deformación volumétrica  $\Delta \varepsilon_{vd}$ , es función de la deformación volumétrica acumulada total  $\varepsilon_{vd}$ , y de la amplitud de los ciclos de deformación angular,  $\gamma$ . La relación tiene la forma siguiente:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = c_1 (\gamma - c_2 \varepsilon_{vd}) + c_3 \varepsilon_{vd}^2 / (\gamma + c_4 \varepsilon_{vd}) \quad 2.16$$

Donde:  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  y  $c_4$  son constantes que dependen del tipo de arena y densidad relativa. Una expresión analítica con la cual se obtiene el módulo de descarga  $\bar{E}_r$  para cualquier nivel de esfuerzos efectivos fue por Martín et al. (1975) y se presenta a continuación.

$$\bar{E} = (\sigma'_v)^{1-m} / m k_2 (\sigma'_{vo})^{n-m} \quad 2.17$$

Donde el  $\sigma'_v$  es el valor inicial del esfuerzo efectivo y  $K_2$ ,  $m$ , y  $n$  son constantes experimentales para una arena dada.

El incremento en la presión del poro es distribuido, a través de la descarga del suelo. El módulo de cortante actual se modifica progresivamente para los cambios de esfuerzos efectiva en cada intervalo de tiempo,  $\Delta t$ .

El nuevo nivel de esfuerzos efectivos afectará el módulo de cortante inicial  $G_{mn}$  y el esfuerzo cortante máximo  $\tau_{mn}$  aplicable al siguiente ciclo de carga. Por consiguiente, para arenas saturadas, el módulo de cortante y el esfuerzo cortante máximos aceptables para el “n” ciclo de carga se relaciona con los valores iniciales mediante las siguientes ecuaciones:

$$G_{mn} = G_{m\acute{a}x} \left[ 1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}} \right] \left[ \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right]^{1/2} \quad 2.18$$



$$\tau_{mn} = \tau_{m\acute{a}x} \left[ 1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right] \begin{bmatrix} \sigma'_v \\ \sigma'_{vo} \end{bmatrix} \quad 2.19$$

Donde:  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo efectivo inicial, y  $\sigma'_v$  es el esfuerzo efectivo vertical al inicio de cada ciclo.

Pariendo de la ecuación 2.7 podemos determinar en cualquier instante de tiempo el módulo de cortante tangencial para ser usado en el análisis dinámico. De forma explícita la ecuación 2.7 esta dada por:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{2} \left[ 1 + \frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{2\tau_{mn}} \right] \quad 2.20$$

Si el estrato de arena puede drenarse durante el movimiento, la generación y disipación de presión de poro serán simultáneas. Por lo que la relación del incremento de presión de poro será menor que en arenas completamente no drenadas. La distribución de presión de poro para el tiempo  $t$  esta dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{E}_r \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \bar{E}_r \frac{\partial \varepsilon_{vd}}{\partial t} \quad 2.21$$

Donde:  $u$  es la presión de poro,  $k$  la permeabilidad y  $\gamma_w$  el peso volumétrico del agua,  $\varepsilon_{vd}$  representa la generación de presión de poro interna.

La ecuación 2.21 debe resolverse numéricamente junto con la ecuación de movimiento del estrato de arena, con el fin de actualizar los valores de presión de poro que están desarrollándose continuamente durante el movimiento provocado por el sismo.

Para el análisis dinámico acoplado y la respuesta de presión de poro, se consideró un estrato de arena saturada de extensión lateral infinita alojada sobre un estrato rígido. Las propiedades del estrato pueden variar sólo en la dirección vertical. El sismo es inducido mediante ondas de corte propagándose verticalmente. Bajo esta suposición, la respuesta dinámica se convierte en una viga de cortante unidimensional.

Puesto que las propiedades de la arena pueden variar verticalmente de manera aleatoria, los depósitos de arena horizontal son subdivididos en diferentes estratos con propiedades uniformes. Este sistema de estratos es convertido a un sistema de masas concentradas. Las masas son conectadas por resortes no lineales con propiedades de esfuerzo-deformación dadas por la ecuación 2.3 para la carga inicial y la ecuación 2.20 para subsecuentes cargas y descargas. Estas ecuaciones reflejan la no linealidad, deformación dependiente, y el



comportamiento histerético de la arena. En adición al amortiguamiento histerético inherente, puede tomarse en cuenta el amortiguamiento viscoso.

Por lo tanto, tenemos la ecuación diferencial de movimiento:

$$[M](\ddot{x}) + [C](\dot{x}) + [K]\{x\} = -[M]\ddot{u}_g(t) \quad 2.22$$

Donde  $[M]$  es la matriz diagonal de masas,  $[C]$  la matriz del amortiguamiento viscoso,  $[K]$  la matriz de rigidez no lineal,  $u_g(t)$  las aceleraciones del sismo en la base del estrato,  $\{x\}$ ,  $\{\dot{x}\}$ , y  $\{\ddot{x}\}$  son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de las masas  $[M]$  relativos a la base. La ecuación 2.23 es una expresión típica del sistema para la masa  $i$ .

$$m_i \cdot \ddot{x} + (-c_i, c_{i+1}, -c_{i+1}) \cdot \begin{Bmatrix} x_{i+1} \\ x_i \\ x_{i+1} \end{Bmatrix} + (-k_i, +k_i + k_{i+1}, -k_{i+1}) \cdot \begin{Bmatrix} x_{i-1} \\ x_i \\ x_{i+1} \end{Bmatrix} = -m_i \ddot{u}_g(t) \quad 2.23$$

Las rigideces individuales se definen como:

$$k_i = \frac{f(\gamma_i)}{h_i \gamma_i} \quad 2.24$$

Donde:  $h_i$  es el espesor del estrato,  $\gamma_i$  la deformación angular del estrato  $i$ , y  $f(\gamma_i)$  es dada por la ecuación 2.3 para la carga inicial y la ecuación 2.20 para subsecuentes cargas y descargas. El módulo de cortante máximo y el esfuerzo cortante apropiados a las condiciones de cualquier instante de tiempo en el centro del estrato  $i$  se sustituyen en la ecuación 2.24.

La ecuación 2.22 se resuelve numéricamente usando el método de Newmark cuyo operador de integración es incondicionalmente estable (ver Newmark, 1959). La conducta de varios operadores incondicionalmente estables fue estudiada investigando la respuesta de un sistema de un grado de libertad y comparando los resultados obtenidos con la solución exacta.





## 2.1 Implementación del modelo en Matlab

### 2.1.1 Formación de matrices de masas, rigideces y amortiguamientos del sistema

El algoritmo numérico implementado en Matlab requiere de la exposición previa de las expresiones utilizadas y las suposiciones e hipótesis en las que se sustentó el análisis para obtener la solución de la ecuación de movimiento. A continuación se realiza una breve descripción de la formación de las matrices de masas, rigideces y amortiguamiento, así como el algoritmo empleado en el método de integración directa de Newmark.

El análisis de respuesta dinámica (ej. análisis de respuesta de sitio) usando elementos finitos requiere la solución de la ecuación dinámica global dada por la siguiente ecuación:

$$[M](\ddot{x}) + [C](\dot{x}) + [K]\{x\} = -[M]\ddot{u}_g(t) \quad 2.25$$

Existen dos métodos ampliamente usados para resolver la ecuación 2.25 en el dominio del tiempo: a) superposición modal (e.g., Clough and Penzien, 1993; Chopra, 1995) y b) integración directa (e.g., Newmark, 1959; Wilson et al., 1973). El método de superposición modal es muy eficaz para sistemas lineales con muy pocos modos de vibrar significativos. Para casos relativamente simples y dependiendo de las condiciones de frontera (ej. excitación armónica), es posible encontrar soluciones analíticas, de hecho estas soluciones se usan para validar o evaluar el desempeño del algoritmo numérico usado en la aproximación de la integración directa. Sin embargo, la superposición modal no es directamente aplicable a la respuesta no-lineal de las masas de suelo sujetas a cargas sísmicas, y generalmente este fenómeno incluye una gama amplia de frecuencias significativas. Otra desventaja, es el requerimiento de un coeficiente de amortiguamiento constante para el sistema completo, que puede ser poco realista para geomateriales cuyo amortiguamiento es sumamente dependiente de los niveles de deformación a los que se estará sujeto el suelo.

Con base en la formulación de elemento finito unidimensional, y asumiendo una variación lineal del desplazamiento,  $u$  (figura 2.7), para cada estrato se tienen las siguientes relaciones:

$$u = u_j \left(1 - z_j / h_j\right) + u_{j+1} z_j / h_j \quad 2.26$$

$$\gamma_j = \partial u / \partial z_j = (u_{j+1} - u_j) / h_j \quad \text{y} \quad \tau = (G_j, \gamma_j) \quad 2.27$$

Donde:  $\gamma$ ,  $\tau$  y  $G$  son la deformación angular, el esfuerzo cortante y el módulo de rigidez al cortante equivalentes. En general, la rigidez al cortante será función de una ley constitutiva particular (ej. Konder y Zelasko, 1963).

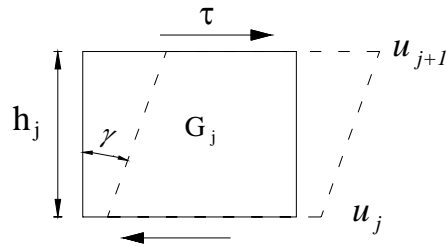


Figura 2.7 Variación de desplazamientos en un elemento de suelo

Con base en el principio de variación (e.g., Bathe, 1982), es posible escribir las matrices de masas,  $[M]_{el}$  y rigideces,  $[k]_{el}$  para el estrato  $j$ :

$$[m]_{el} = \frac{\rho_j h_j}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}; \quad [k]_{el} = \frac{G_j}{h_j} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad 2.28$$

Donde  $\rho_j$  es la densidad del suelo para el estrato  $j$ . La matriz de masas de la ecuación 2.28 normalmente es llamada *matriz de masas concentradas*. Las matrices de masas y rigideces globales, son simétricas, diagonales positivas y de tamaño  $n \times n$ , donde “ $n$ ” es el número de estratos del suelo. El esquema de masas concentradas se ilustra en la figura 2.8.

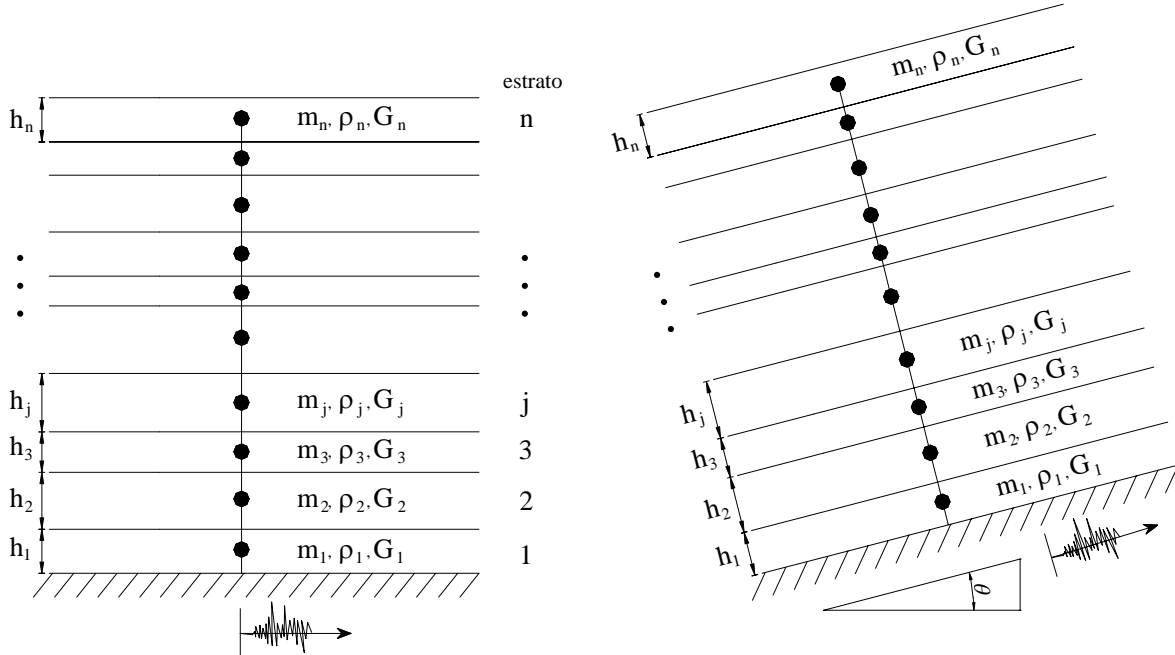


Figura 2.8 Esquema de elementos discretos del suelo

Durante la excitación sísmica, la disipación de energía histerética ocurre a través del comportamiento no lineal del suelo. La matriz de rigideces debe ajustarse en cada

incremento de tiempo para considerar la no-linealidad en el comportamiento del suelo, dicho comportamiento se toma en cuenta haciendo uso de curvas de degradación (figura 2.9). Un método que usa amortiguamiento variable en análisis de elementos finitos con propiedades del material lineales equivalentes (figura 2.9) fue propuesto inicialmente por Idriss et al. (1974).

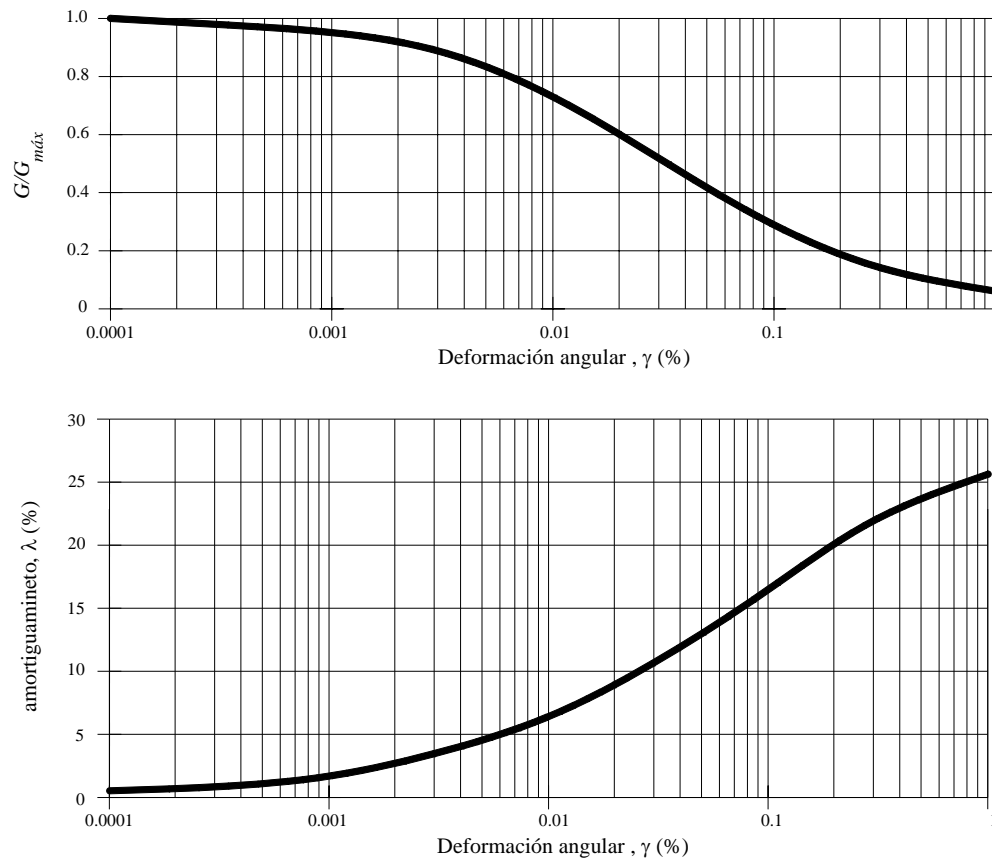


Figura 2.9 Curvas típicas de degradación de una arena (Seed e Idriss, 1970)

La matriz de amortiguamiento de la ecuación de movimiento se obtiene a través el acoplamiento de las matrices elementales de amortiguamiento los cuales están basados en la formulación del amortiguamiento de Rayleigh:

$$[c]_{el} = \alpha_{el} [m]_{el} + \beta_{el} [k]_{el} \quad 2.29$$

Donde:  $[m]_{el}$ ,  $[c]_{el}$  y  $[k]_{el}$  son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del elemento  $el$ . Las constantes  $\alpha_{el}$  y  $\beta_{el}$  son los coeficientes de proporcionalidad de Rayleigh de masa y rigidez respectivamente. La selección de los coeficientes de Rayleigh determina la variación del amortiguamiento con respecto a la frecuencia y se expresa de la siguiente forma:

$$\xi_{el} = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha_{el}}{\omega} + \beta_{el} \omega \right) \quad 2.30$$

Donde.  $\xi_{el}$  es el amortiguamiento histerético del elemento “ $el$ ” basado en el nivel de deformación angular del material. En la formulación original propuesta por Idriss et al. (1974).  $\alpha_{el}$  y  $\beta_{el}$  se calculan con base en la frecuencia fundamental del sistema  $\omega_1$ :

$$\alpha_{el} = \xi_{el} \cdot \omega_1; \quad \beta_{el} = \xi_{el} / \omega_1 \quad 2.31$$

Hudson et al. (1994) proponen un nuevo esquema de amortiguamiento basado en la frecuencia predominante del sismo  $\omega_2$ , así como en la frecuencia fundamental del sistema  $\omega_1$ . Los coeficientes de masa y rigidez de la nueva formulación están dados por la siguiente expresión:

$$\alpha_{el} = 2\xi_{el}\omega_1\omega_2 / (\omega_1 + \omega_2) \quad \text{y} \quad \beta_{el} = 2\xi_{el} / (\omega_1 + \omega_2) \quad 2.32$$

### 2.1.2 Algoritmo del método de integración directa de Newmark

El método numérico de Newmark puede entenderse como una extensión del método de aceleración lineal, debido a que asume una variación lineal de la aceleración del tiempo  $t$  al tiempo  $t + \Delta t$ , como se muestra en la figura 3.1.

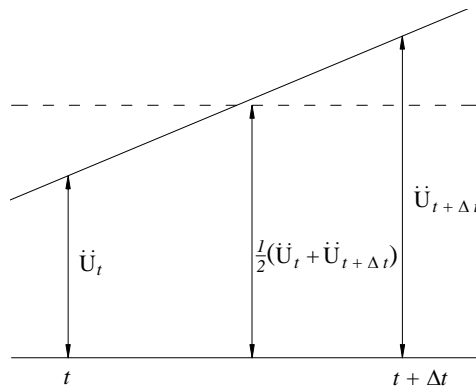


Figura 3.1 Variación de la aceleración

Se hacen las siguientes suposiciones para las características cinemáticas.

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = U_t + \left[ (1 - \delta)\ddot{U}_t + \delta\ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad 2.33$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{U}_t + \alpha \ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad 2.34$$



Donde:  $\alpha$  y  $\delta$  son parámetros que pueden ser variados para obtener la exactitud y estabilidad deseada. Cuando  $\alpha = 1/6$  y  $\delta = 1/2$  las relaciones 2.33 y 2.34 corresponden al método de aceleración lineal. Originalmente, Newmark propuso un procedimiento basado en un promedio constante de aceleraciones, en cuyo caso  $\alpha = 1/4$  y  $\delta = 1/2$ .

Para encontrar los valores de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones para el tiempo  $t + \Delta t$ , se considera la ecuación de equilibrio dinámico para el mismo tiempo  $t + \Delta t$ .

$$[M]\ddot{U}_{t+\Delta t} + [C]\dot{U}_{t+\Delta t} + [K]U_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} \quad 2.35$$

Resolviendo la ecuación 2.33 para  $\ddot{U}_{t+\Delta t}$  en términos de  $U_{t+\Delta t}$ , y después sustituyendo el valor de  $\ddot{U}_{t+\Delta t}$  encontrado en las ecuaciones 2.33 y 2.34, obtendremos ecuaciones  $\ddot{U}_{t+\Delta t}$  y  $\dot{U}_{t+\Delta t}$ , para cada una en términos de los desplazamientos desconocidos  $U_{t+\Delta t}$ . Esas dos relaciones para  $\ddot{U}_{t+\Delta t}$  y  $\dot{U}_{t+\Delta t}$  son nuevamente sustituidas en la ecuación 2.33, resolviendo para  $U_{t+\Delta t}$ . Finalmente  $\ddot{U}_{t+\Delta t}$  y  $\dot{U}_{t+\Delta t}$  pueden ser calculados nuevamente, usando 2.33 y 2.34.

El algoritmo completo usado en este método se presenta a continuación.

1. Formación de matriz de rigideces  $[K]$ , matriz de masas  $[M]$  y matriz de amortiguamientos  $[C]$ .
2. Condiciones iniciales de desplazamiento  $U_0$ , velocidad  $\dot{U}_0$ , y aceleración  $\ddot{U}_0$ .
3. Selección de incremento de tiempo  $\Delta t$ , parámetros  $\alpha$  y  $\delta$ , y cálculo de constantes de integración.

$$\delta \geq 0.5; \quad \alpha \geq 0.25(0.5 + \delta)^2 \quad 2.36$$

$$\begin{aligned} a_0 &= 1/\alpha \Delta t^2; & a_1 &= \delta/\alpha \Delta t; & a_2 &= 1/\alpha \Delta t & a_3 &= 1/2\alpha - 1; \\ a_4 &= \delta/\alpha - 1; & a_5 &= (\Delta t/2)(\delta/\alpha - 2); & a_6 &= \Delta t(1 - \delta); & a_7 &= \delta \Delta t; \end{aligned} \quad 2.37$$

4. Formación de matriz de rigideces  $\widehat{K}$

$$\widehat{K} = K + a_0 M + a_1 C \quad 2.38$$

5. Cálculo de cargas efectivas para el tiempo  $t + \Delta t$ .



$$\widehat{R}_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} + M \left( a_0 U_t + a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t \right) + C \left( a_1 U_t + a_4 \dot{U}_t + a_5 \ddot{U}_t \right) \quad 2.39$$

6. Resolución de los desplazamientos para el tiempo  $t + \Delta t$ .

$$\widehat{K}U_{t+\Delta t} = \widehat{R}_{t+\Delta t} \quad 2.40$$

7. Cálculo de aceleraciones y velocidades para el tiempo  $t + \Delta t$ .

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = a_0 (U_{t+\Delta t} - U_t) - a_2 \dot{U}_t - a_3 \ddot{U}_t \quad 2.41$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + a_6 \ddot{U}_t + a_7 \ddot{U}_t \quad 2.42$$

8. Repetición de los puntos 5 en adelante para el siguiente incremento de tiempo  $\Delta t$ .

### 2.1.3 Diagrama de flujo

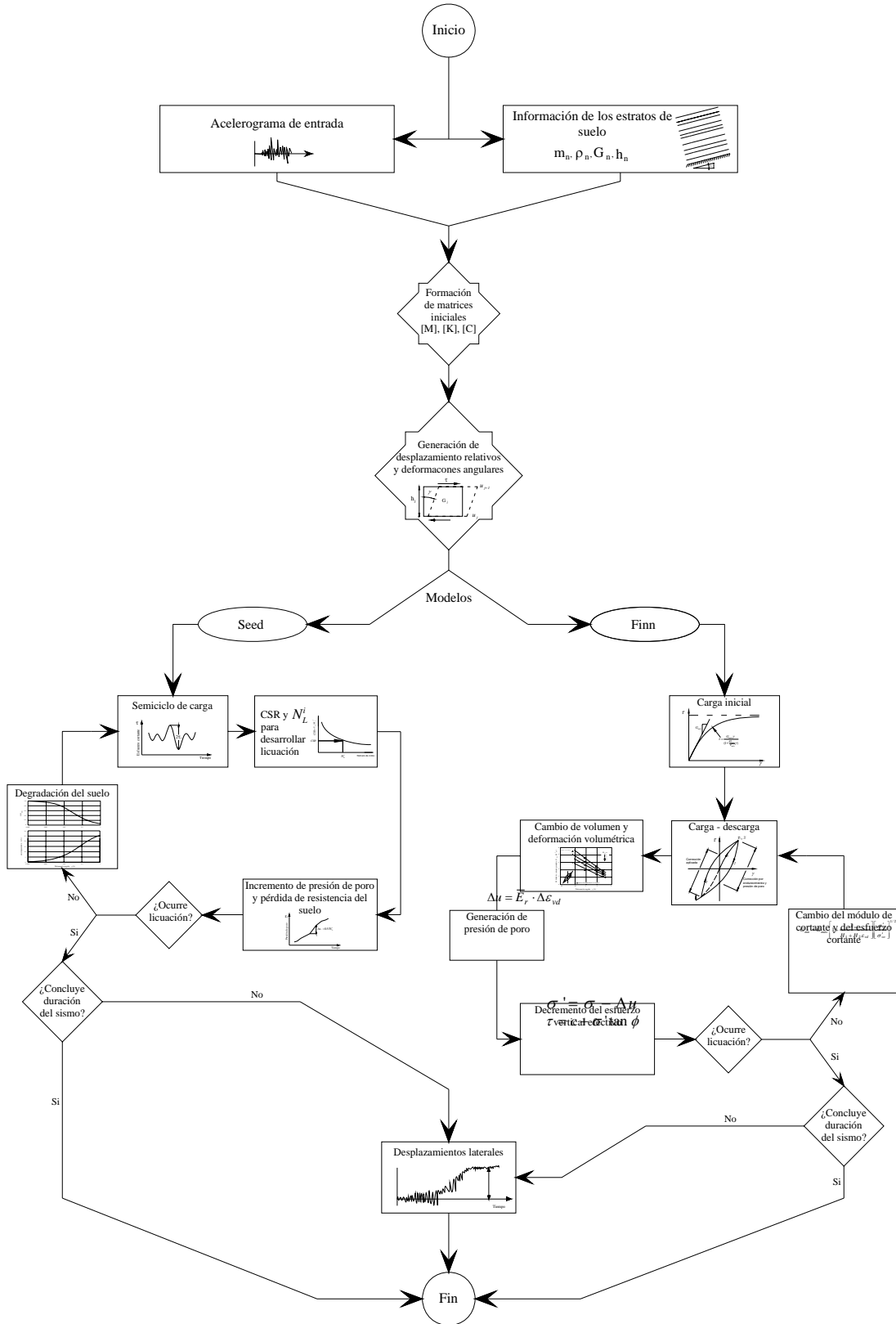
La resolución de cálculos complicados mediante el uso repetido de otro método de cálculo más sencillo se realiza mediante un algoritmo. El algoritmo emplea una secuencia mecánica de pasos. Esta secuencia se puede representar en forma de un diagrama de flujo para que sea más fácil de entender. Con base en el algoritmo de integración directa de Newmark y los modelos constitutivos de Seed et al. (1971) y Finn et al. (1975), se plantea un diagrama de flujo que contiene los pasos utilizados en el modelo discreto implementado en Matlab.

El proceso para obtener los desplazamientos permanentes en la masa de suelo es el siguiente:

Se establecen los parámetros de entrada, es decir las propiedades del suelo (peso volumétrico, espesores de estratos, ángulo de fricción interna, resistencia al esfuerzo cortante no drenada, número de golpes de la prueba de penetración estándar) y la excitación de entrada (historia de aceleraciones y frecuencia fundamental del sismo). El programa calcula los esfuerzos verticales que se aplican sobre el suelo discretizado. Inicia el proceso de solución de la ecuación de movimiento obteniendo desplazamientos relativos y deformaciones angulares. Para el caso de generación de exceso de presión de poro mediante Seed et al., al llegar a un semiciclo de carga se obtiene un CSR por lo que se incrementa la presión de poro y la relación de presión de poro, el módulo de rigidez al cortante y las presiones efectivas decrecen. Para el caso de generación de exceso de presión de poro mediante Finn et al., al cumplirse un ciclo de carga el suelo sufre una deformación volumétrica se incrementa la presión de poro, el módulo de rigidez al cortante y las presiones efectivas decrecen. Se presenta licuación cuando las presiones efectivas prácticamente son cero. Aunque algunas capas de suelo se hayan licuado, el proceso de solución de la ecuación de movimiento finaliza cuando se completa el recorrido de la historia de aceleraciones obteniéndose así los desplazamientos permanentes del suelo.



Diagrama de flujo para representar el algoritmo implementado en Matlab



### 3 VALIDACIÓN DEL MODELO PROPUESTO

Las soluciones mediante integración numérica paso a paso se pueden validar haciendo uso de soluciones exactas de sistemas elementales. Por lo que este capítulo tiene el propósito de hacer algunas verificaciones del método de Newmark utilizando soluciones exactas, métodos analíticos aproximados y otras implementaciones numéricas.

#### 3.1 Verificación a través de soluciones exactas

Un sistema dinámico simple de un grado de libertad se muestra esquemáticamente en la figura 3.1, éste se rige por la ecuación de movimiento siguiente:

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = f(t) \Leftrightarrow m \frac{d^2 U}{dt^2} + c \frac{dU}{dt} + kU = f(t) \quad 3.1$$

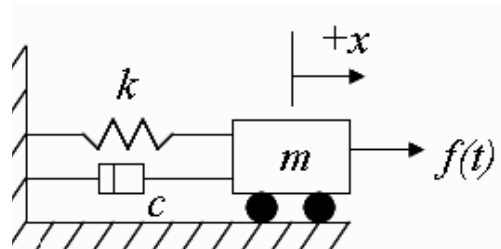


Figura 3.1 Sistema compuesto por una masa, un resorte y un amortiguador

Para vibración libre amortiguada

$$mD^2 + cD + k = 0 \quad 3.2$$

La solución general de la ecuación 3.2 es:

$$U(t) = Ae^{S_1 t} + Be^{S_2 t} \quad 3.3$$





Donde :

$$s_{12} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4km}}{2m}$$

$$s_{12} = \frac{-c}{2m} \pm \sqrt{c^2/4m^2 - k/m}$$

$$c^2/4m^2 - k/m = 0$$

$$\omega^2 = k/m$$

$$c^2/4m^2 = \omega^2$$

$$c = \sqrt{4m^2 \omega_n^2}$$

$$c_c = 2m\omega \tag{3.4}$$

Donde  $c_c$  es el amortiguamiento crítico y se define como el amortiguamiento mínimo necesario para que no existan oscilaciones del sistema con respecto a la posición  $x = 0$ .

A partir del amortiguamiento crítico se define la relación de amortiguamiento  $\lambda$  y la frecuencia amortiguada.

$$\lambda = c/2m\omega \tag{3.5}$$

$$\omega_d = \omega \sqrt{(1 - \lambda^2)} \tag{3.6}$$

Cuando  $c < c_c$  se dice que el sistema está sub-amortiguado y la solución es del tipo:

$$U(t) = e^{-\lambda \omega t} (A_1 \cos(\omega_d t) + A_2 \text{sen}(\omega_d t)) \tag{3.7}$$

Evaluando y derivando la ecuación 3.16 para las condiciones iniciales de  $t = 0$ , obtenemos el valor de las constantes  $A_1$  y  $A_2$ .

$$A_1 = x_0 \tag{3.8}$$

$$A_2 = \frac{\dot{x}_0 + \lambda \omega x_0}{\omega_d} \tag{3.9}$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.8 y 3.9 en 3.7 se obtienen los desplazamientos del sistema, derivando esta expresión una vez, se obtienen las velocidades del sistema y finalmente derivando la expresión dos veces se obtienen las aceleraciones del sistema.

Desplazamientos

$$U(t) = e^{-\lambda \omega t} \left( U_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{U}_0 + \lambda \omega U_0}{\omega_d} \operatorname{sen}(\omega_d t) \right) \quad 3.10$$

Velocidades

$$\begin{aligned} \dot{U}(t) = & -\lambda \omega * e^{(-\lambda \omega t)} \left( U_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{U}_0 + \lambda \omega U_0}{\omega_d} \operatorname{sen}(\omega_d t) \right) \\ & + e^{(-\lambda \omega t)} \left( -U_0 \omega_d \operatorname{sen}(\omega_d t) + \frac{\dot{U}_0 + \lambda \omega U_0}{\omega_d} \omega_d \cos(\omega_d t) \right) \end{aligned} \quad 3.11$$

Aceleraciones

$$\begin{aligned} \ddot{U}(t) = & (\lambda \omega)^2 * e^{(-\lambda \omega t)} \left( U_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{U}_0 + \lambda \omega U_0}{\omega_d} \operatorname{sen}(\omega_d t) \right) \\ & - 2 \lambda \omega * e^{(-\lambda \omega t)} \left( -U_0 \omega_d \operatorname{sen}(\omega_d t) + \frac{\dot{U}_0 + \lambda \omega U_0}{\omega_d} \omega_d \cos(\omega_d t) \right) \\ & + e^{(-\lambda \omega t)} \left( -U_0 \omega_d^2 \cos(\omega_d t) - \frac{\dot{U}_0 + \lambda \omega U_0}{\omega_d} \omega_d^2 \operatorname{sen}(\omega_d t) \right) \end{aligned} \quad 3.12$$

La verificación se lleva a cabo con un modelo de un grado de libertad sujeto a vibración libre con desplazamiento, y velocidad iniciales distintos de cero. Se considera el modelo de la figura 3.2 el cual consta de una masa concentrada de 1000 kg, rigidez de 20000 N/m, amortiguamiento de 1000 N/m/s, desplazamiento inicial de 0.05 m, velocidad inicial de 0.1 m/s y aceleración inicial nula.

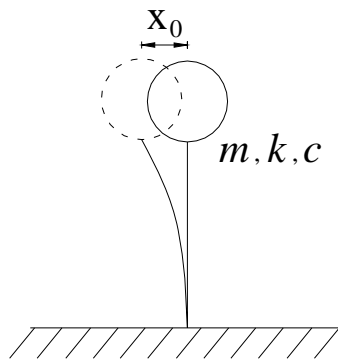


Figura 3.2 Sistema compuesto por una masa, un resorte y un amortiguador

A continuación se muestra en las figuras 3.3, 3.4 y 3.5 los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del sistema respectivamente, para ambos métodos. Se aprecia que las gráficas

son muy similares, por lo que se concluye que el método de Newmark puede representar muy bien las mismas soluciones que se realizan con soluciones exactas.

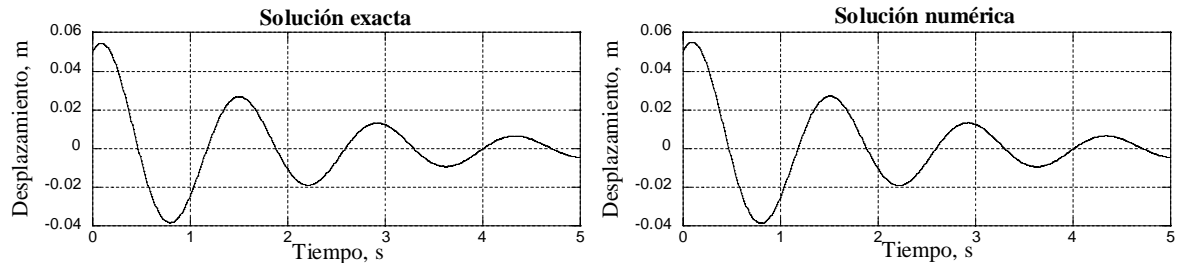


Figura 3.3 Gráficas de los desplazamientos del sistema

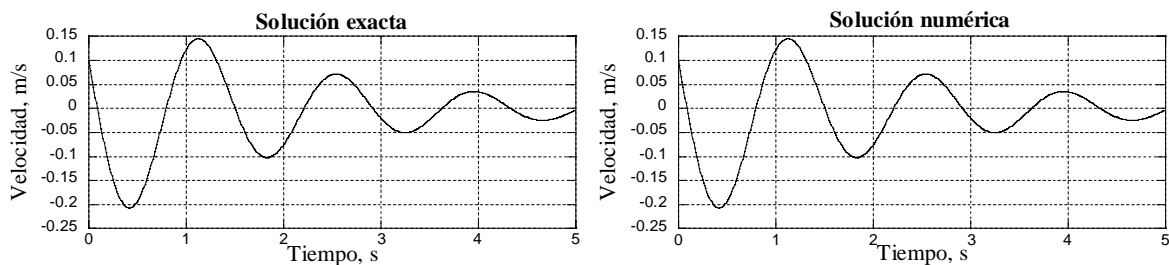


Figura 3.4 Gráficas de las velocidades del sistema

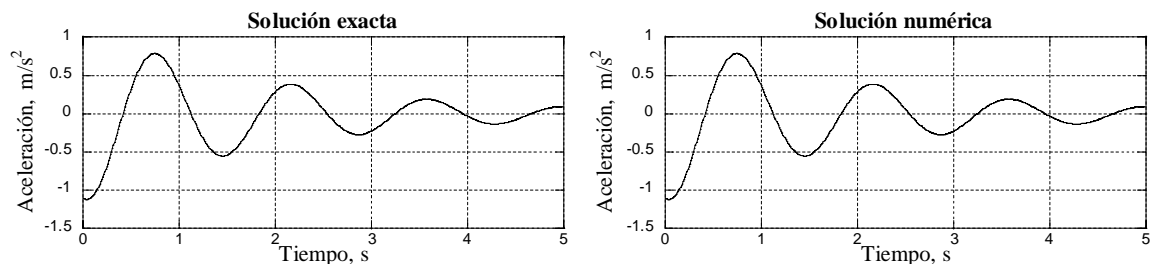


Figura 3.5 Gráficas de las aceleraciones del sistema

### 3.2 Verificación con métodos analíticos aproximados

Ecuación de movimiento para un sistema de “n” grados de libertad sujeta a una excitación senoidal.

$$[m]\{\ddot{U}(t)\} + [c]\{\dot{U}(t)\} + [k]\{U(t)\} = -[m]\{\ddot{U}_{g0}\} \text{sen}(\omega t) \quad 3.13$$

La solución analítica del sistema puede realizarse mediante la superposición de efectos de cada grado de libertad, este método se denomina análisis o superposición modal.



El método de superposición modal se basa en la transformación de las coordenadas geométricas de desplazamiento a coordenadas nodales. En esta transformación de coordenadas, expresamos la respuesta del sistema  $U(t)$ , como superposición de los modos de vibración multiplicados por coordenadas generalizadas que dependen del tiempo.

$$\{U(t)\} = \Phi_n \{D_n(t)\} \quad 3.14$$

Sustituyendo 3.14 en 3.13 y premultiplicando por  $\Phi_n^T$ , ( $\Phi_n$  es la matriz de formas modales), se obtiene la ecuación de movimiento para cada grado de libertad por separado.

$$\Phi_n^T [m] \Phi_n \{\ddot{D}_n(t)\} + \Phi_n^T [c] \{\dot{D}_n(t)\} + \Phi_n^T [k] \Phi_n \{D_n(t)\} = -\Phi_n^T [m] \{\ddot{U}_{g0}\} \text{sen}(\omega t) \quad 3.15$$

$$\Phi_n^T [m] \Phi_n = M_n \quad 3.16$$

$$\Phi_n^T [c] \Phi_n = C_n \quad 3.17$$

$$\Phi_n^T [k] \Phi_n = K_n \quad 3.28$$

$$a_n = -\Phi_n^T [m] \{I\} \ddot{U}_{g0} \quad 3.19$$

Reemplazando las expresiones 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19 en la ecuación 3.15 tenemos:

$$M_n \ddot{D}_n(t) + C_n \dot{D}_n(t) + K_n D_n(t) = a_n \text{sen}(\omega t) \quad 3.20$$

Ahora se resuelve la ecuación 3.20 y se superponen los efectos de cada grado de libertad. En este trabajo sólo se presentan dos casos particulares de solución para esta ecuación.

La solución de la ecuación 3.20 sin amortiguamiento con condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad igual a cero es:

$$D_n(t) = \frac{a_n}{K_n} \left( \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right) \left( \text{sen}(\omega t) - \frac{\omega}{\omega_n} \text{sen}(\omega_n t) \right) \quad 3.21$$

Reordenando términos tenemos:

$$D_n(t) = a_n \left( \frac{1}{\omega_n^2 - \omega^2} \right) \left( \text{sen}(\omega t) - \frac{\omega}{\omega_n} \text{sen}(\omega_n t) \right) \quad 3.22$$

La solución de la ecuación 3.20 cuando el sistema esta amortiguado, con condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad igual a cero es:

$$D_n(t) = -e^{-\lambda \omega_n t} \left( D \cos(\omega_d t) + \frac{\lambda \omega_n D + C \omega}{\omega_d} \operatorname{sen}(\omega_d t) \right) + C \operatorname{sen}(\omega t) + D \cos(\omega t) \quad 3.23$$

Donde:

$$C = \frac{a_n}{K_n} \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{\left[1 - (\omega/\omega_n)^2\right]^2 + [2\lambda(\omega/\omega_n)]^2}$$
$$D = -\frac{a_n}{K_n} \frac{2\lambda(\omega/\omega_n)}{\left[1 - (\omega/\omega_n)^2\right]^2 + [2\lambda(\omega/\omega_n)]^2}$$

Con las siguientes expresiones se obtienen los vectores de formas modales y las frecuencias fundamentales del sistema.

$$[k - \omega_n m][\Phi] = 0 \quad 3.24$$

$$\det[k - \omega_n^2 m] = 0 \quad 3.25$$

Haciendo uso de las expresiones anteriores se obtiene la respuesta del sistema, la primera y segunda derivada del desplazamiento del sistema nos dará la velocidad y la aceleración, respectivamente.

La verificación se realiza para las dos soluciones particulares; se presentan dos casos independientes, para su aplicación.

- Modelo de dos grados de libertad sin amortiguamiento sujeto a una excitación armónica en la base, con desplazamiento y velocidad inicial igual a cero. Masa uno de 3 kg y masa dos de 1 kg, rigideces de 20 y 10 Pa respectivamente (figura 2.6).

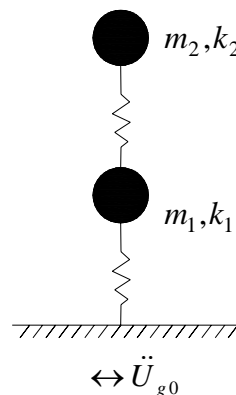


Figura 3.6 Modelo de dos grados de libertad



A continuación se presentan los cálculos empleados en el análisis modal paso a paso.

Matrices de masas y de rigideces.

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} [kg]$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 30 & -10 \\ -10 & 10 \end{bmatrix} [Pa]$$

$$\ddot{U}_{g0} = 1 (m/s^2)$$

$$\omega = 2\pi$$

Obtención de las formas modales, frecuencias fundamentales del sistema y valores de M y K individuales.

$$[k - \omega_n m][\Phi] = 0$$

$$\det[k - \omega_n^2 m] = 0$$

$$\det \left[ \begin{bmatrix} 30 & -10 \\ -10 & 10 \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\det \begin{bmatrix} 30 - 3\omega_n^2 & -10 \\ -10 & 10 - \omega_n^2 \end{bmatrix} = 0$$

$$(30 - 3\omega_n^2)(10 - \omega_n^2) - (-10)(-10) = 3(\omega_n^2)^2 - 60\omega_n^2 + 100 = 0$$

$$\omega_1 = \sqrt{10(1+1/\sqrt{3})}; \quad \omega_2 = \sqrt{10(1-1/\sqrt{3})}$$

$$\begin{bmatrix} 30 - 3 \cdot 10(1+1/\sqrt{3}) & -10 \\ -10 & 10 - 10(1+1/\sqrt{3}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ -1/\sqrt{2} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 30 - 3 \cdot 10(1-1/\sqrt{3}) & -10 \\ -10 & 10 - 10(1-1/\sqrt{3}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_2 = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ 1/\sqrt{2} \end{bmatrix}$$

$$M_1 = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & -1/\sqrt{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ -1/\sqrt{2} \end{bmatrix} = 1$$

$$M_2 = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & 1/\sqrt{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ 1/\sqrt{2} \end{bmatrix} = 1$$

$$K_1 = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & -1/\sqrt{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 30 & -10 \\ -10 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ -1/\sqrt{2} \end{bmatrix} = 15.7735$$



$$K_2 = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & 1/\sqrt{2} \\ -10 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 30 & -10 \\ -10 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} \\ 1/\sqrt{2} \end{bmatrix} = 4.2265$$

$$a_1 = -\begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & -1/\sqrt{2} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \cdot 1 = -0.5176$$

$$a_2 = -\begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & 1/\sqrt{2} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \cdot 1 = -1.9318$$

Respuesta modal del sistema

$$\ddot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -a_n \text{sen}(\omega t)$$

$$\ddot{D}_1 + 15.7735 D_1 = -0.5176 \text{sen}(2\pi t)$$

$$\ddot{D}_2 + 4.2265 D_2 = -1.9318 \text{sen}(2\pi t)$$

$$D_1 = -0.5176 \left( \frac{1}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) \left( \text{sen}(2\pi t) - \frac{2\pi}{3.9716} \text{sen}(3.9716 t) \right)$$

$$D_2 = -1.9318 \left( \frac{1}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) \left( \text{sen}(2\pi t) - \frac{2\pi}{2.0558} \text{sen}(2.0558 t) \right)$$

$$D_1 = -0.5176 \left( \frac{1}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) \left( \text{sen}(2\pi t) - \frac{2\pi}{3.9716} \text{sen}(3.9716 t) \right)$$

$$D_2 = -1.9318 \left( \frac{1}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) \left( \text{sen}(2\pi t) - \frac{2\pi}{2.0558} \text{sen}(2.0558 t) \right)$$

Superposición de efectos (desplazamientos del sistema)

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{6} & 1/\sqrt{6} \\ -1/\sqrt{2} & 1/\sqrt{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.5176 \left( \frac{1}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) \left( \text{sen}(2\pi t) - \frac{2\pi}{3.9716} \text{sen}(3.9716 t) \right) \\ -1.9318 \left( \frac{1}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) \left( \text{sen}(2\pi t) - \frac{2\pi}{2.0558} \text{sen}(2.0558 t) \right) \end{Bmatrix}$$

Velocidades del sistema

$$\dot{U}_1 = \left( 1/\sqrt{6} \right) \begin{pmatrix} \left( \frac{-0.5176}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) (2\pi \cos(2\pi t) - 2\pi \cos(3.9716 t)) + \\ \left( \frac{-1.9318}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) (2\pi \cos(2\pi t) - 2\pi \cos(2.0558 t)) \end{pmatrix}$$

$$\dot{U}_2 = \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \left( \begin{array}{l} \left( \frac{0.5176}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) (2\pi \cos(2\pi t) - 2\pi \cos(3.9716 t)) + \\ \left( \frac{-1.9318}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) (2\pi \cos(2\pi t) - 2\pi \cos(2.0558 t)) \end{array} \right)$$

Acercaciones del sistema

$$\ddot{U}_1 = \left( \frac{1}{\sqrt{6}} \right) \left( \begin{array}{l} \left( \frac{-0.5176}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) \left( -(2\pi)^2 \text{sen}(2\pi t) + 2\pi * 3.9716 \text{sen}(3.9716 t) \right) \\ + \left( \frac{-1.9318}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) \left( -(2\pi)^2 \text{sen}(2\pi t) + 2\pi * 2.0558 * \text{sen}(2.0558 t) \right) \end{array} \right)$$

$$\ddot{U}_2 = \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \left( \begin{array}{l} \left( \frac{0.5176}{3.9716^2 - 2\pi^2} \right) \left( -(2\pi)^2 \text{sen}(2\pi t) + 2\pi * 3.9716 \text{sen}(3.9716 t) \right) \\ + \left( \frac{-1.9318}{2.0558^2 - 2\pi^2} \right) \left( -(2\pi)^2 \text{sen}(2\pi t) + 2\pi * 2.0558 \text{sen}(2.0558 t) \right) \end{array} \right)$$

A continuación se muestra en las figuras 3.7, 3.8 y 3.9 los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del sistema respectivamente, para la solución analítica y el método de Newmark.

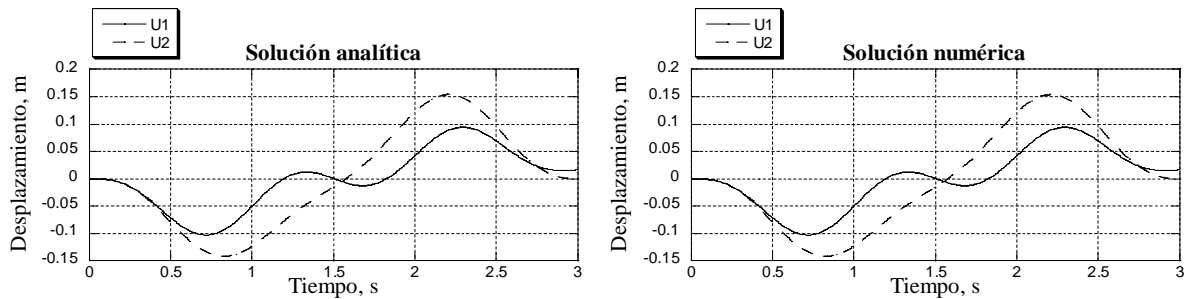


Figura 3.7 Gráficas de los desplazamientos del sistema

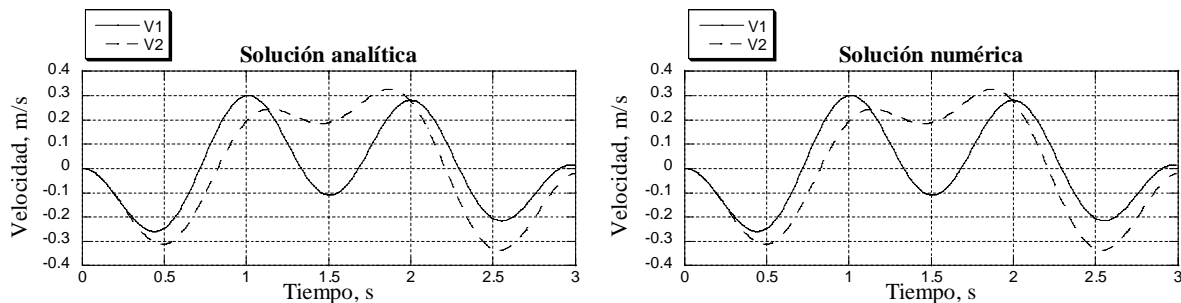


Figura 3.8 Gráficas de las velocidades del sistema



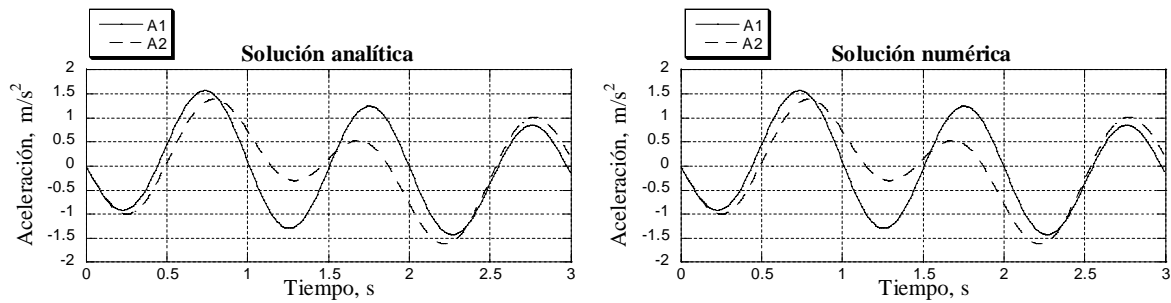


Figura 3.9 Gráficas de las aceleraciones del sistema

- Modelo de tres grados de libertad con amortiguamiento sujeto a una excitación armónica en la base, con desplazamiento y velocidad iniciales igual a cero, masa uno, dos y tres de 15, 12 y 10 kg, respectivamente, rigideces de 250, 150, 120 N/m y amortiguamiento de 11, 12, y 9 N/m/s. En la figura 3.10 se muestra el sistema.

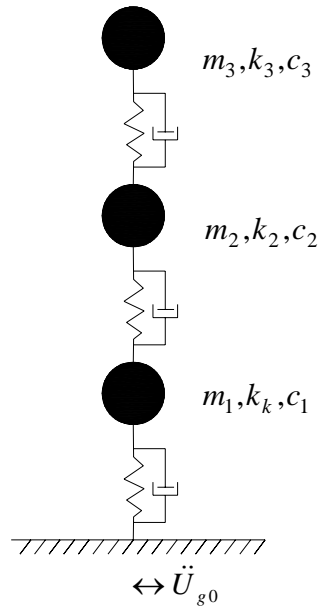


Figura 3.10 Modelo de dos grados de libertad

A continuación se presentan los cálculos empleados en el análisis modal paso a paso.

Matrices de masas y de rigideces.

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 15 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 0 \\ 0 & 0 & 10 \end{bmatrix} [kg]$$



$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 400 & -150 & 0 \\ -150 & 270 & -120 \\ 0 & -120 & 120 \end{bmatrix} [N/m]$$

$$[c] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 23 & -12 & 0 \\ -12 & 21 & -9 \\ 0 & -9 & 9 \end{bmatrix} [N/m/s]$$

$$\ddot{U}_{g0} = 1 (m/s^2)$$

$$\omega = 2\pi$$

Obtención de las formas modales, frecuencias fundamentales del sistema y valores de M y K individuales.

$$[k - \omega_n m][\Phi] = 0$$

$$\det[k - \omega_n^2 m] = 0$$

$$\det \left[ \begin{bmatrix} 400 & -150 & 0 \\ -150 & 270 & -120 \\ 0 & -120 & 120 \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} 15 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 0 \\ 0 & 0 & 10 \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\det \begin{bmatrix} 400 - 15\omega_n^2 & -150 & 0 \\ -150 & 270 - 12\omega_n^2 & -120 \\ 0 & -120 & 120 - 10\omega_n^2 \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{aligned} & (400 - 15\omega_n^2)((270 - 12\omega_n^2)(120 - 10\omega_n^2) - (-120)^2) + 150((-150)(120 - 10\omega_n^2)) = \\ & = 4500000 - 1701000 * \omega_n^2 + 110100 * (\omega_n^2)^2 - 1800 * (\omega_n^2)^3 \end{aligned}$$

$$\omega_1 = \sqrt{3.3203656}; \quad \omega_2 = \sqrt{19.77878}; \quad \omega_3 = \sqrt{38.0675207}$$

$$\begin{bmatrix} 400 - 15(3.3203656) & -150 & 0 \\ -150 & 270 - 12(3.3203656) & -120 \\ 0 & -120 & 120 - 10(3.3203656) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0736 \\ 0.1718 \\ 0.2376 \end{bmatrix}$$



$$\begin{bmatrix} 400-15(19.77878) & -150 & 0 \\ -150 & 270-12(19.77878) & -120 \\ 0 & -120 & 120-10(19.77878) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_2 = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1768 \\ 0.1218 \\ -0.1879 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 400-15(38.06752) & -150 & 0 \\ -150 & 270-12(38.06752) & -120 \\ 0 & -120 & 120-10(38.06752) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_3 = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1732 \\ -0.1974 \\ 0.0909 \end{bmatrix}$$

Tabla 3.1 Resumen de los resultados obtenidos para los grados de libertad del sistema

i	$M_n$	$K_n$	$C_n$	$a_n$	$\lambda_n$	$\omega_{dn}$
1	1	3.3204	0.2143	-5.5418	0.0588	1.819
2	1	19.7788	1.2433	-2.235	0.1398	4.4037
3	1	38.0675	2.7257	-1.1373	0.2209	6.0175

Respuesta modal del sistema

$$\ddot{D}_n + 2\lambda_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -a_n \text{sen}(\omega t)$$

$$\ddot{D}_1 + 2(0.0588)(1.8222)\dot{D}_1 + 3.3203656 D_1 = -5.5418 \text{sen}(2\pi t)$$

$$\ddot{D}_2 + 2(0.1398)(4.4473)\dot{D}_2 + 19.77878 D_2 = -2.2350 \text{sen}(2\pi t)$$

$$\ddot{D}_3 + 2(0.2209)(6.1699)\dot{D}_3 + 38.675207 D_2 = -1.1373 \text{sen}(2\pi t)$$

$$D_1(t) = \begin{pmatrix} -e^{-0.10695t} (0.0057 \cos(1.81t) + 0.529 \text{sen}(1.819t)) \\ + 0.1531 \text{sen}(2\pi t) + 0.0057 \cos(2\pi t) \end{pmatrix}$$

$$D_2(t) = \begin{pmatrix} -e^{-0.61558t} (0.0389 \cos(4.4037t) + 0.14532 \text{sen}(4.403t)) \\ + 0.098 \text{sen}(2\pi \cdot t) + 0.0389 \cos(2\pi \cdot t) \end{pmatrix}$$

$$D_3(t) = \begin{pmatrix} -e^{-1.3292t} (0.0659 \cos(6.0175t) + 0.0202 \text{sen}(6.0175t)) \\ + 0.00543 \text{sen}(2\pi \cdot t) + 0.0659 \cos(2\pi \cdot t) \end{pmatrix}$$



Superposición de efectos (desplazamientos del sistema)

$$\begin{aligned}
 U_1(t) = & -0.000420 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) - 0.0389 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) \\
 & + 0.0295 \sin(6.28 t) + 0.0187 \cos(6.28 t) - 0.00689 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) \\
 & - 0.0257 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) - 0.0114 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) \\
 & - 0.00349 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_2(t) = & -0.000980 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) - 0.0909 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) \\
 & + 0.0371 \sin(6.28 t) - 0.00731 \cos(6.28 t) - 0.00474 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) \\
 & - 0.0177 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) + 0.0130 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) \\
 & + 0.00398 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_3(t) = & -0.00136 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) - 0.126 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) + 0.0184 \sin(6.28 t) \\
 & + 0.0000434 \cos(6.28 t) + 0.00730 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) \\
 & + 0.0273 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) - 0.00600 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) \\
 & - 0.00184 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)
 \end{aligned}$$

Velocidades del sistema

$$\begin{aligned}
 \dot{U}_1(t) = & -0.0707 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) + 0.00491 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) + 0.185 \cos(6.28 t) \\
 & - 0.118 \sin(6.28 t) - 0.109 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) + 0.0460 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) \\
 & - 0.00589 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) + 0.0729 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \dot{U}_2(t) = & -0.165 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) + 0.0115 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) + 0.234 \cos(6.28 t) \\
 & + 0.0459 \sin(6.28 t) - 0.0752 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) + 0.0318 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) \\
 & + 0.00670 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) - 0.0835 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \dot{U}_3(t) = & -0.229 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) + 0.0159 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) + 0.116 \cos(6.28 t) \\
 & - 0.000273 \sin(6.28 t) + 0.115 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) - 0.0490 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) \\
 & - 0.00311 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) + 0.0385 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)
 \end{aligned}$$

Aceleraciones del sistema

$$\begin{aligned}\ddot{U}_1(t) = & 0.0165 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) + 0.129 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) - 1.17 \sin(6.28 t) \\ & - 0.739 \cos(6.28 t) + 0.271 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) + 0.452 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) \\ & + 0.449 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) - 0.0620 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\ddot{U}_2(t) = & 0.0386 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) + 0.300 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) - 1.47 \sin(6.28 t) \\ & + 0.288 \cos(6.28 t) + 0.186 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) + 0.310 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) \\ & - 0.511 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) + 0.0707 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\ddot{U}_3(t) = & 0.0533 e^{(-0.107 t)} \cos(1.82 t) + 0.413 e^{(-0.107 t)} \sin(1.82 t) - 0.726 \sin(6.28 t) \\ & - 0.00171 \cos(6.28 t) - 0.287 e^{(-0.616 t)} \cos(4.40 t) - 0.480 e^{(-0.616 t)} \sin(4.40 t) \\ & + 0.235 e^{(-1.33 t)} \cos(6.02 t) - 0.0326 e^{(-1.33 t)} \sin(6.02 t)\end{aligned}$$

A continuación se muestra en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13 los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del sistema respectivamente, para la solución analítica y el método de Newmark.

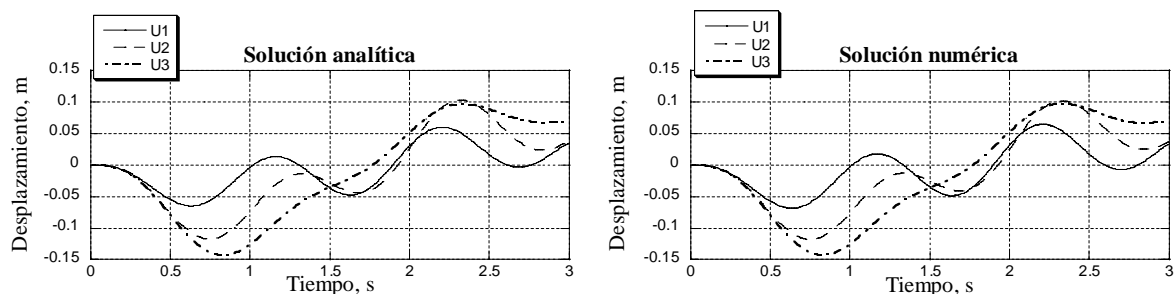


Figura 3.11 Gráficas de los desplazamientos del sistema

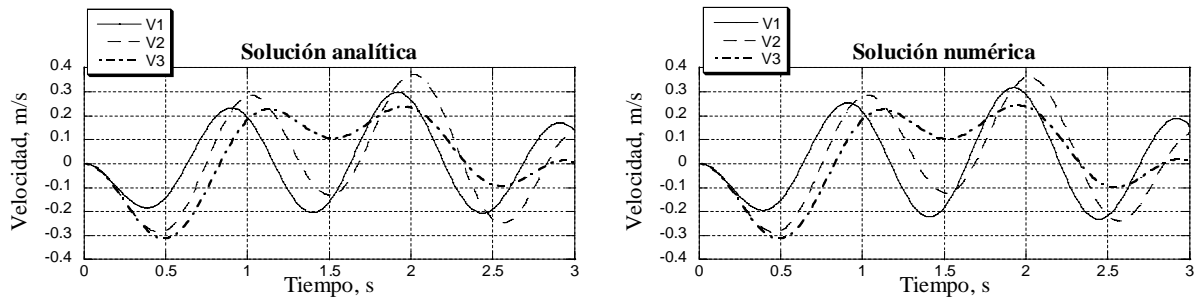


Figura 3.12 Gráficas de las velocidades del sistema

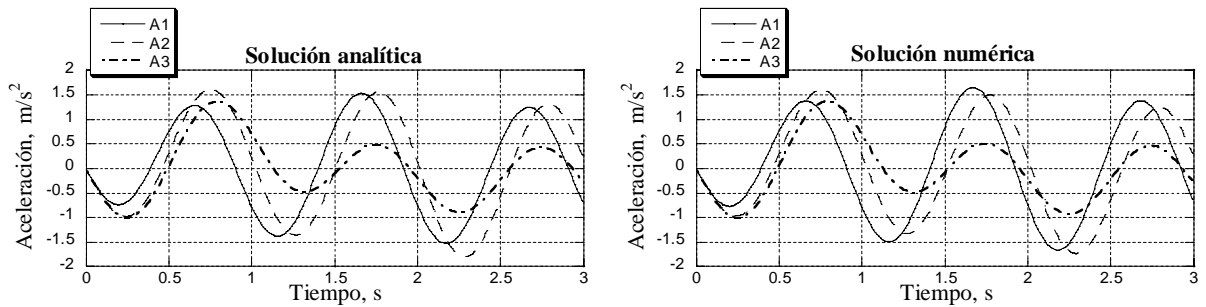


Figura 3.13 Gráficas de las aceleraciones del sistema

### 3.3 Comparación con otras implementaciones numéricas

Existen programas de cómputo de análisis en ingeniería, para determinar la respuesta de una estructura ante solicitaciones dinámicas, en sección se comparan los resultados de dos programas distintos con el modelo propuesto. Los programas son: el software de análisis estructural Sap2000 y el software de análisis de respuesta de sitio AMPLE.

El análisis en Sap2000 se realizó con el método de Wilson y el análisis que utiliza AMPLE equivale al análisis de diferencias finitas.

La comparación se realiza para el siguiente modelo

- Modelo de dos grados de libertad sin amortiguamiento sujeto a una excitación armónica en la base, con desplazamiento y velocidad inicial igual a cero. Masa uno de 3 kg y masa dos de 1 kg, rigideces de 20 y 10 Pa respectivamente (figura 3.14).

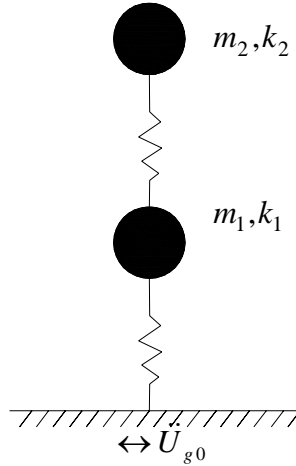


Figura 3.14 Modelo de dos grados de libertad

En las figuras 3.15, 3.16 y 3.17 los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del sistema respectivamente, obtenidos por los software de análisis y el método de Newmark.

Los resultados obtenidos con los programas de computo son muy similares a los obtenidos con el modelo propuesto, por lo se puede atribuir confiabilidad al modelo para obtener respuestas en sistemas dinámicos.

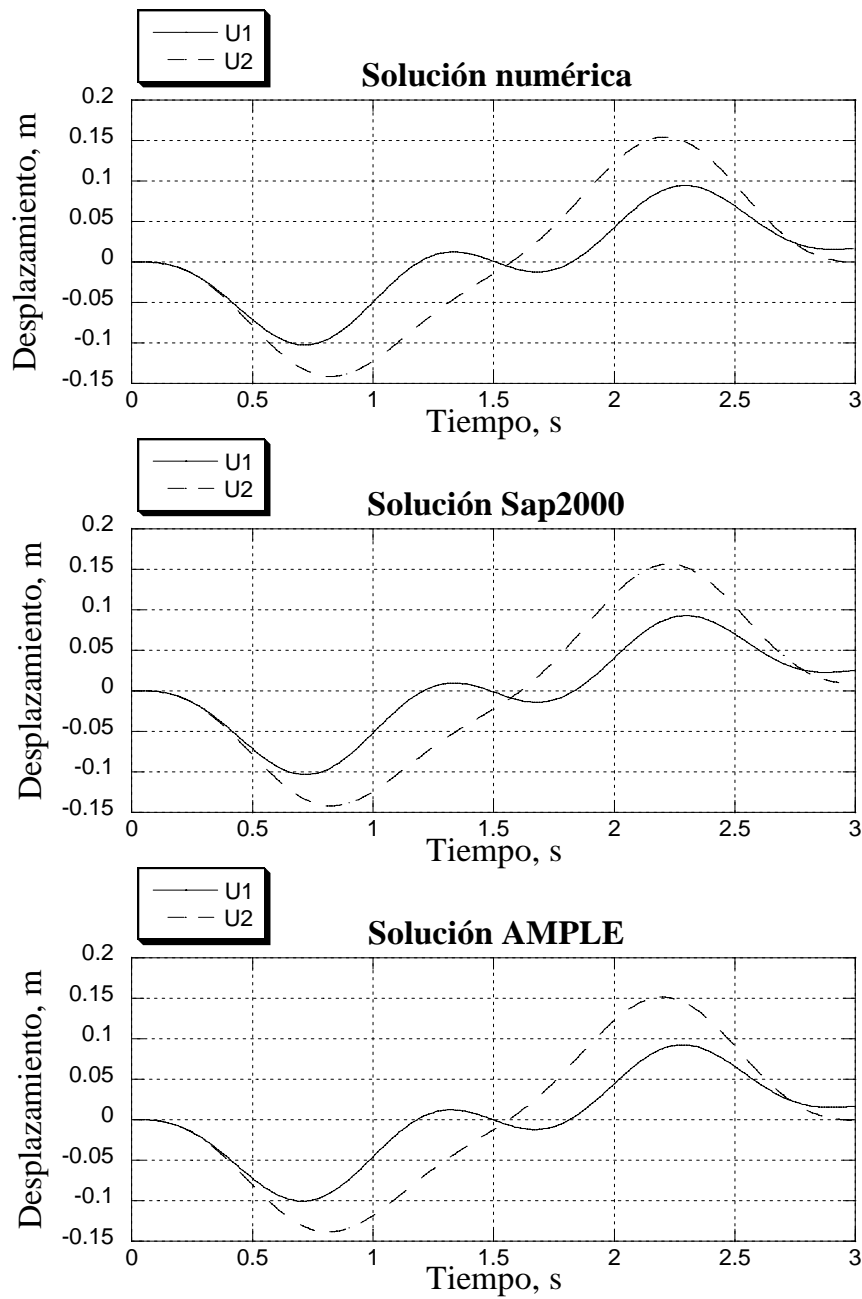


Figura 3.15 Gráficas de los desplazamientos del sistema



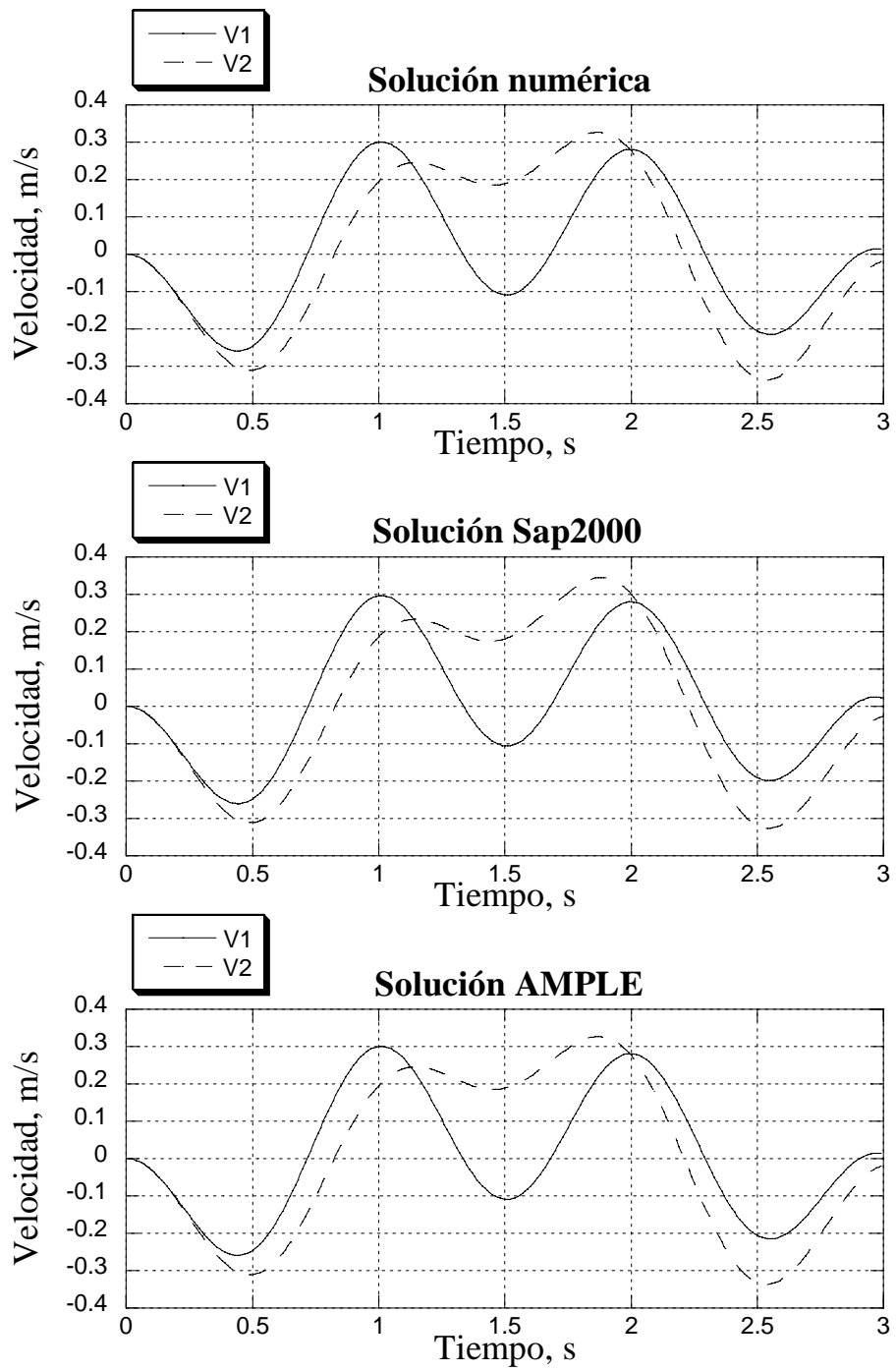


Figura 3.16 Gráficas de las velocidades del sistema

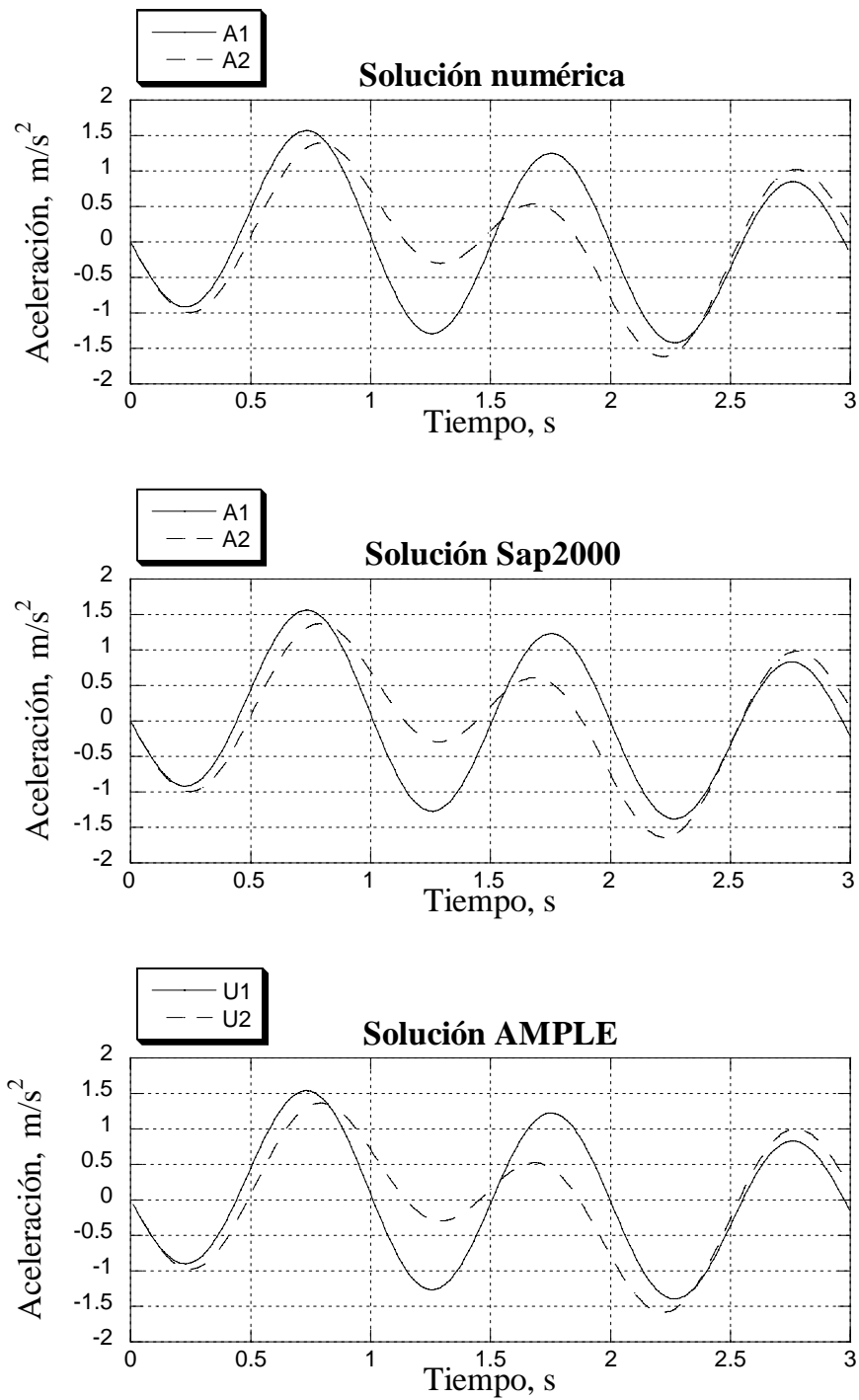


Figura 3.17 Gráficas de las aceleraciones del sistema



## 4 COMPARACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO CON OTROS ENFOQUES

### 4.1 Comparación con soluciones empíricas

Existen varios procedimientos empíricos desarrollados a partir de análisis de regresión múltiple de datos in-situ, éstos incluyen tres tipos de enfoques: a) con base en fotografías aéreas de diversos sitios, tomadas antes y después de la ocurrencia de eventos sísmicos; b) evaluando el potencial de daño que puede inducir el fenómeno de licuación, y empleando un parámetro denominado índice de severidad de licuación; y c) definiendo una correlación entre el desplazamiento horizontal (variable dependiente) con los parámetros dominantes del fenómeno (variables independientes), aplicando regresión lineal múltiple. (Romo y García, 2006).

De las muchas relaciones desarrolladas de los datos de casos-historia, normalmente se usan en la práctica tres ecuaciones empíricas para predecir desplazamientos laterales. A continuación se enuncian cada una de ellas.

1. Ecuación propuesta por Hamada et al., 1987. Como ya se mencionó en el capítulo uno, esta ecuación es una relación simple basada en registros de desplazamientos laterales obtenidos en Japón (1964) durante los terremotos, Niigata y Nikokai-Chubu ( $M_w=7.7$ ).

$$D_h = 0.75 H^{0.5} S^{0.33} \quad 4.1$$

Donde  $D_h$  es el desplazamiento lateral en metros,  $H$  es el espesor del estrato licuable en metros y  $S$  es la pendiente del terreno en por ciento.

2. Ecuación propuesta por Youd y Perkins, 1987. Youd y Perkins propusieron el Índice de Severidad de Licuación (LSI) para predecir los desplazamientos laterales máximos inducidos por sismo de suelos licuables.

$$\log(\text{LSI}) = -3.49 - 1.86 \log R + 0.98 M_w \quad 4.2$$

Donde  $R$  es la distancia horizontal (km) a la fuente de energía sísmica y  $M_w$  es la magnitud del momento sísmico.



3. Ecuación propuesta por Bartlett y Youd, 1992, Youd et al., 2002. La ecuación incluye efectos del tipo de suelo, espesor de los estratos así como algunas características del suelo. Estos investigadores emplearon Regresión Lineal Múltiple (MLR) y obtuvieron la siguiente expresión.

$$\log D_h = b_0 + b_{0_{ff}} + b_1 M_w + b_2 \log R^* + b_3 R + b_4 \log W_{ff} + b_5 \log S_{gs} + b_6 \log T_{15} + b_7 \log (100 - F_{15}) + b_8 (D_{50})_{15} \quad 4.3$$

Donde  $M_w$  es la magnitud de momento del sismo dado por  $M_w = 0.18 + 9.2 \times 10^{-8} R_f + 0.9 \log R_f$  (Ambraseys and Menu, 1988);  $R_f$  es la distancia horizontal (km) a la fuente de energía sísmica a la fuente de energía sísmica,  $T_{15}$  es el espesor (m) del suelo saturado, suelos no cohesivos (excluyendo el suelo profundo de 20 m o con  $\geq 15\%$  de contenido de arcilla) con  $N_{1,60} \leq 15$ , donde  $N_{1,60}$  es el número de golpes de la prueba de penetración estándar normalizada,  $F_{15}$  es el contenido de finos promedio (% de finos de 0.075 mm) en  $T_{15}$ , y  $(D_{50})_{15}$  es el tamaño de grano promedio (mm) en  $T_{15}$ . Los subíndices *ff* y *gs* indican que esas variables se asignan a los componentes de cara libre y talud del terreno respectivamente.

Los autores clasificaron los datos de acuerdo a las condiciones de frontera para definir el modelo. De esta forma derivaron dos ecuaciones del análisis de MLR.

Componente de la superficie horizontal (Youd *et al.*, 2002):

$$\log D_h = -16.713 + 1.532 M_w - 1.406 \log R^* - 0.012 R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log (100 - F_{15}) - 0.795 \log ((D_{50})_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad 4.4$$

Componente del talud del terreno (Youd *et al.*, 2002):

$$\log D_h = -16.213 + 1.532 M_w - 1.406 \log R^* - 0.012 R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log (100 - F_{15}) - 0.795 \log ((D_{50})_{15} + 0.1 \text{ mm}) \quad 4.5$$

Los valores de desplazamientos laterales arrojados por estas ecuaciones tienen un grado elevado de dispersión como lo muestra la figura 5.1, que contiene algunos casos documentados, en los Estados Unidos y Japón.

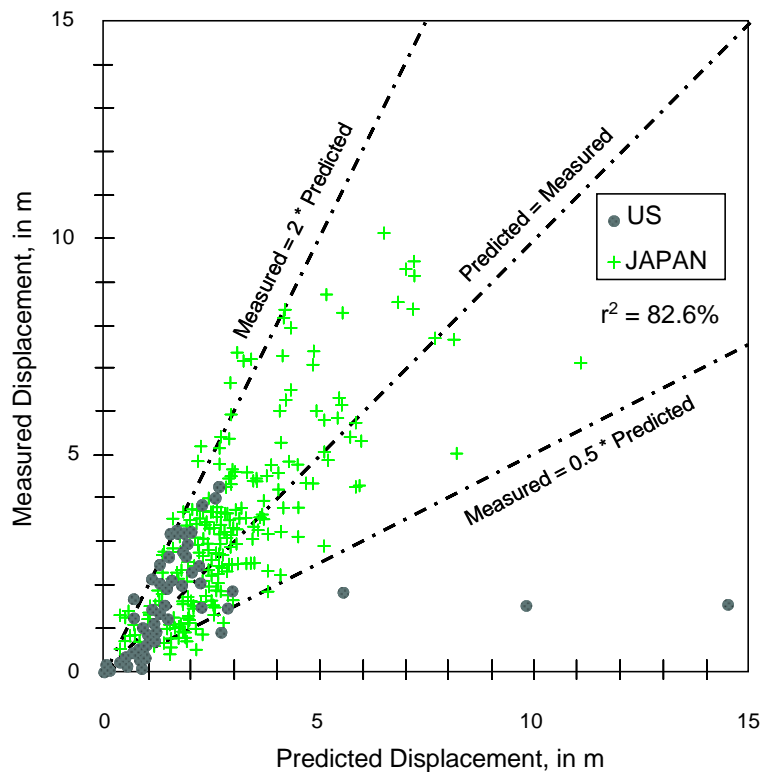


Figura 4.1 Desplazamientos medidos contra desplazamientos calculados con las ecuaciones 4.4 y 4.5 para los datos de casos historia en Estados Unidos y Japón (Modificado por Youd *et al.*, 2002)

## 4.2 Comparación con nuevos enfoques de análisis

Dada la complejidad y el carácter no-lineal del fenómeno de licuación, algunos investigadores han recurrido al uso de métodos cognoscitivos, como las redes neuronales. A pesar de que estas técnicas tienen ventajas sobre los modelos empíricos, las redes neuronales, por sí mismas, no son capaces de resolver satisfactoriamente el problema bajo estudio, principalmente por el carácter incierto e impreciso de la información incluida en las bases de datos (Romo y García, 2006).

En general, a la comunidad de científicos e ingenieros se les presentan dos categorías básicas de problemas: 1) estructurados y 2) no estructurados. Los primeros son definidos claramente y determinísticos, que son bien manejados por computadoras que emplean algoritmos rigurosos. En los segundos, las decisiones necesitan ser hechas basadas en información que está incompleta, a menudo ambigua y plagada de conocimiento inexacto. El resultado depende de muchas entradas y sus variaciones estadísticas, y no hay un método lógico claro para llegar a la respuesta. Esta categoría encierra problemas que no pueden dirigirse satisfactoriamente usando los paradigmas tradicionales de la computación. El problema de desplazamientos laterales está clasificado como un problema claramente no-estructurado.



Hay muchos ejemplos que muestran que el mecanismo biológico es capaz de proporcionar soluciones satisfactorias a problemas mal estructurados con una facilidad y flexibilidad notable (ej., Romo, 1999; Romo et al., 2001; García et al., 2003; Romo y García, 2003; García et al., 2004). A continuación se presentan algunos resultados de autores que han desarrollado redes neuronales (NNs) para estimar desplazamientos horizontales de suelos licuables.

Wang y Rahman (1999) desarrollaron una red neuronal, analizando los parámetros de entrada que influyen en los desplazamientos laterales, y corroboraron que los ocho parámetros propuestos en las ecuaciones 4.4 y 4.5 eran los más influyentes en la magnitud de los desplazamientos laterales. El conjunto de datos de entrada puede representarse como:

$$D_h = f_s (M_w, R^*, W, S, T_{15}, F_{15}, D50_{15}, N_{1,60s}) \quad 4.6$$

Donde todos los parámetros fueron definidos previamente, excepto  $N_{1,60s}$ ; los valores de  $N_{1,60s}$  corresponden al factor de seguridad mas bajo estimado usado en el procedimiento simplificado, propuesto por Seed e Idriss (1971), para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo no cohesivos.

Baziar y Gorbani (2005) usaron el código de computadora STATICA y desarrollaron un modelo de redes neuronales para predecir desplazamientos laterales inducidos por licuación. Su modelo era básicamente el mismo que el desarrollado por Wang y Rahman (1999). La diferencia principal era que Baziar y Gorbani usaron la base de datos revisada y extendida por Youd et al., 2002. De sus resultados, concluyeron que la distancia del sitio a la fuente de energía sísmica,  $R^*$ , y  $(D_{50})_{15}$ , son los factores que más afectan las predicciones de desplazamientos laterales. También defendieron que el suelo y factores del terremoto tienen importancia relativa mayor para el desplazamiento y los factores topográficos ( $S, W$ ), una importancia menor. La figura 4.2 muestra la comparación de los resultados obtenidos por Baziar y Gorbani (2005) a partir de redes neuronales, con el modelo de MLR.

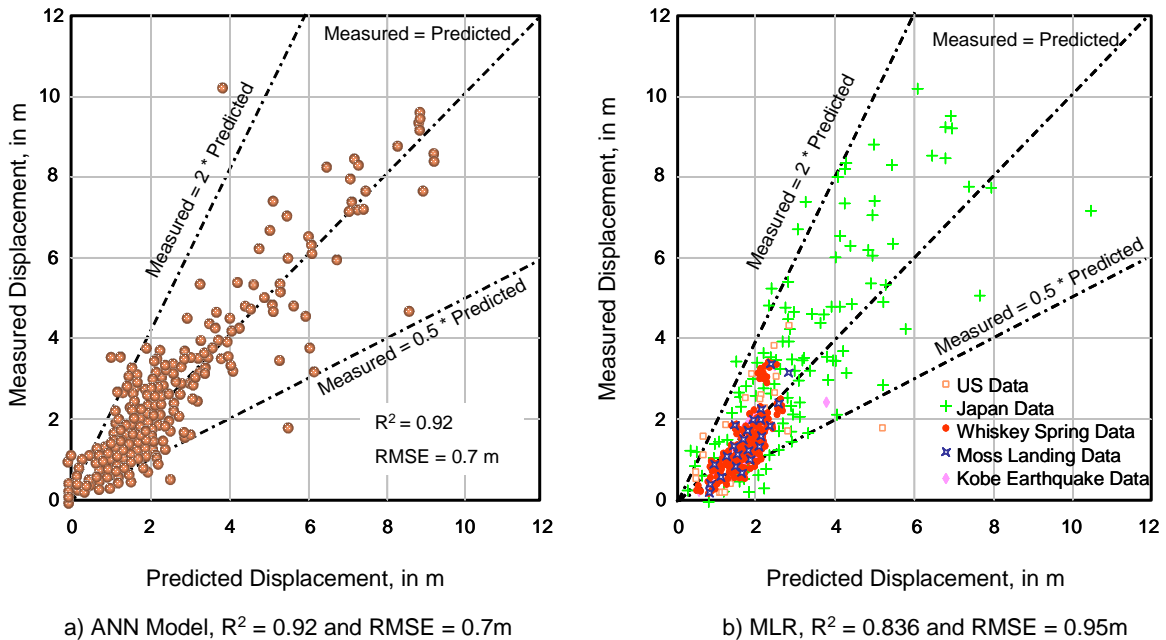


Figura 4.2 Comparación entre el modelo de NN y el modelo de MLR (Modificado por Baziar y Ghorbani, 2005)

En vista de los resultados obtenidos no tan favorables con redes neuronales se juzgó necesario desarrollar un procedimiento alternativo basado en un sistema acoplado de lógica borrosa y redes neuronales.

Romo y García, 2005 desarrollaron un sistema híbrido de redes neuronales y lógica borrosa (NEFLAS: Neurofuzzy Estimation of Liquefaction Induced Lateral Spread). NEFLAS, toma en cuenta el terremoto, las características topográficas, regionales y geológicas así como los datos detallados del suelo. Consiste en un conjunto de módulos de neurofuzzy (redes neuronales y lógica borrosa) simples y usa variables que pueden definir rápidamente un sitio de interés dado. Incluso cuando los parámetros no se han identificado bien para un análisis específico, el sistema puede usarse para estimar un rango de desplazamientos.

En la figura 4.3 se presentan los resultados realizados por Romo y García, de una comparación entre distintos modelos empíricos.

Year	Author (s)	Math function	Generalisation capabilities
1986	Hamada et al.	$D=0.75H^{0.5}S^{0.33}$	 Bartlett & Youd database
1987	Youd & Perkins	$\log LSI = -3.49$ $-1.86 \log R$ $+0.98 M_w$	 Bartlett & Youd database
1992	Bartlett & Youd	$MLR_1 =$ ground slope $MLR_2 =$ free face	 Bartlett & Youd database
1997	Rauch	EPOLLS (MLR modules)	 Rauch database
2001	Chiru-Danzer et al.	Back Propagation Neural Network	 Bartlett & Youd database
2005	Baziar & Ghorbani	Levenberg-Marquardt Neural Network	 Youd et al. (2002) (Bartlett & Youd modified database)
2005	Romo & Garcia	Neuro fuzzy system NEFLAS	 Bartlett & Youd database

Figura 4.3 Comparación entre modelos empíricos (Romo y García, 2006)



### 4.3 Comparación con métodos aproximados

El estudio del fenómeno de licuación se ha planteado con métodos de elemento finito y diferencias finitas que simulan la generación y disipación de poro. Mayoral et al. (2006) emplearon un modelo de diferencias finitas que involucra el efecto de generación y disipación de presión de poro en presas potencialmente licuables durante el sismo. La simulación de generación de presión de poro se realizó con el enfoque propuesto por Seed e Idriss (1971) y un esquema de acumulación de presión de poro (Dawson, 2001) mediante semiciclos de carga y descarga del suelo.

Mayoral et al. (2006) realizaron la evaluación de los desplazamientos permanentes tanto horizontales como verticales de presas de tierra. La presa Lower San Fernando que fue reparada después de sufrir daños durante el terremoto de San Fernando en 1971, fue sometida a dos eventos sísmicos: el sismo de San Francisco y el de Northridge en 1995. En la figura 4.4 se presenta la geometría de la presa Lower San Fernando.

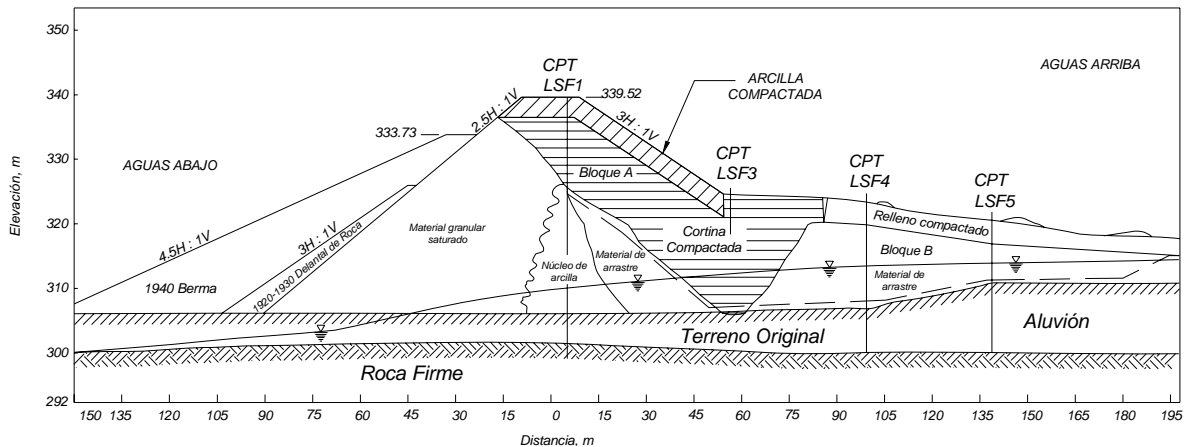


Figura 4.4 Geometría de la presa Lower San Francisco (Mayoral et al., 2006)

Estos autores hicieron una comparación de los desplazamientos medidos y los calculados empleando una malla de diferencias finitas (figura 4.5). La figura 4.6 muestra gráficamente la configuración de las presiones de poro antes y después del sismo.



**Malla de diferencias finitas**  
**Nodos restringidos**  
**X X – Dirección**  
**B ambas direcciones**

Figura 4.5 Malla de diferencias finitas (Mayoral et al., 2006)

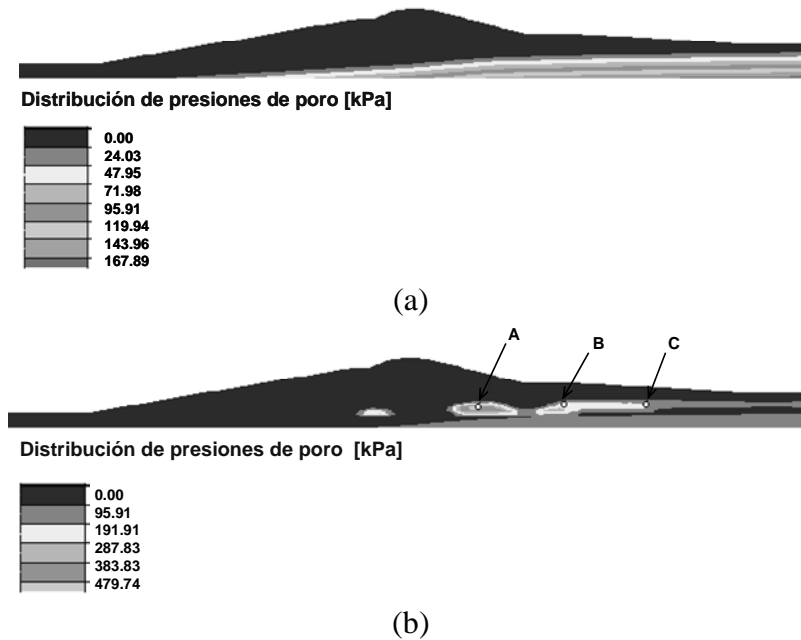


Figura 4.6 Distribución de presiones de poro, (a) antes y (b) después del sismo San Fernando (Mayoral et al., 2006)

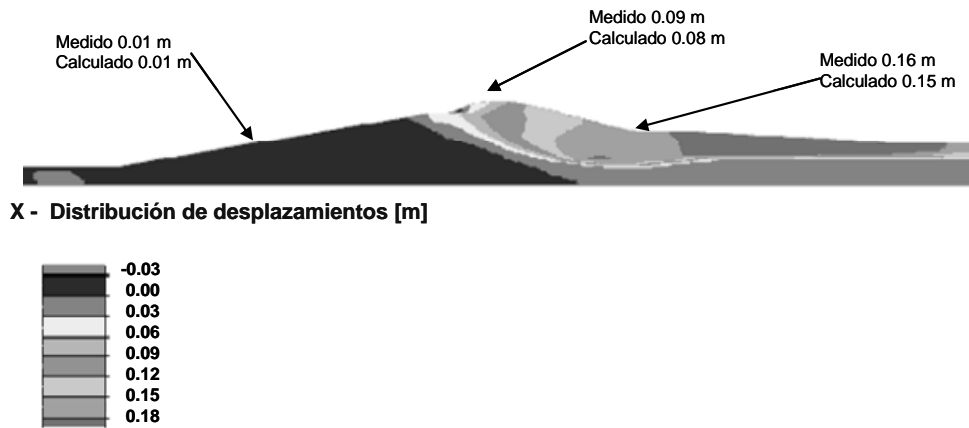


Figura 4.7 Contornos de desplazamientos horizontales San Fernando (Mayoral et al., 2006)

Con el sismo de Northridge en 1995, efectuaron un análisis similar. Obteniendo los desplazamientos horizontales y verticales al pie del talud que se muestran en la figura 4.8.

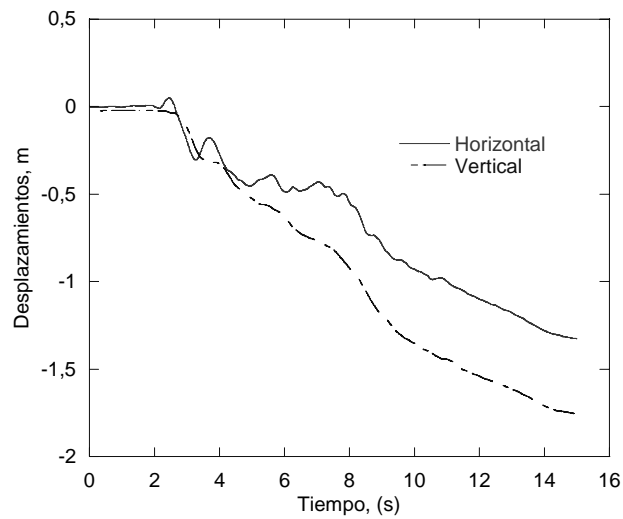


Figura 4.8 Desplazamientos horizontales y verticales en la cresta de la presa. (Mayoral et al., 2006)

Los análisis con diferencias finitas, representan de manera satisfactoria el comportamiento del suelo potencialmente licuable ante eventos sísmicos, aunque en la práctica profesional todavía son muy escasos los análisis de este tipo, debido a la gran cantidad de parámetros que requieren.



## 5 ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE CASOS

### 5.1 Metodología de análisis

Los análisis del comportamiento de los suelos mediante métodos numéricos requieren una gran cantidad de información de las características de los geomateriales. En muchas ocasiones no es posible contar con información detallada, por lo que se recurre a expresiones que relacionan las propiedades del suelo con parámetros de determinación en campo. Durante la exposición de la metodología de análisis se hará mención a las expresiones que se emplean para suplir la falta de información detallada.

#### 5.1.1 Selección de los parámetros del suelo

Inicialmente se procesa la información disponible que incluye el número de golpes de una prueba de penetración estándar, el espesor de los estratos de suelo, el peso volumétrico del suelo saturado. Los depósitos de suelo se dividen en subestratos. Para obtener el módulo de rigidez al cortante máximo de cualquier subestrato Seed et al. (1986) proponen una expresión empírica:

$$G_{m\acute{a}x} = 218.8(K_2)_{m\acute{a}x} (\sigma'_m)^{1/2} \quad 5.1$$

Donde:  $K_2$  es una constante que depende de la densidad relativa del suelo (la densidad relativa  $D_r$ , es función del número de golpes  $(N_1)_{60}$ , de la prueba de penetración estándar normalizada) y  $\sigma'_m$  es la presión vertical efectiva media del subestrato de suelo. Las unidades de  $G_{m\acute{a}x}$  y  $\sigma'_m$  se dan en kPa.

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad 5.2$$

Los valores de  $(K_2)_{m\acute{a}x}$  en función del número de golpes están dados por:

$$(K_2)_{m\acute{a}x} = 20(N_1)_{60}^{1/3} \quad 5.3$$

La resistencia al esfuerzo cortante máximo inicial para cualquier subestrato se obtiene a partir de la ley de resistencia de Mohr - Coulomb.



$$\tau_{m\acute{a}x} = \sigma'_m \tan \phi + c \quad 5.4$$

Las velocidades de onda de cortante del suelo están dadas por la expresión 5.5 que se obtiene del análisis de la ecuación de onda de corte (Kramer, 1996).

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad 5.5$$

### 5.1.2 Comportamiento no lineal del suelo durante los ciclos de carga y descarga

El comportamiento no lineal del suelo se toma en cuenta empleando las ecuaciones propuestas por Finn et al. (1975).

Carga inicial:

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x} \gamma}{\left(1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}} \gamma\right)} \quad 5.6$$

Ciclos de carga y descarga:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mn} (\gamma - \gamma_r)}{2} \left/ \left[ 1 + \frac{G_{mn} |(\gamma - \gamma_r)|}{2\tau_{mn}} \right] \right. \quad 5.7$$

Las expresiones 5.6 y 5.7 pueden escribirse como:

$$\tau = f(\gamma) \quad 5.8$$

La degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico  $G_{mn}$ , y el esfuerzo cortante máximo  $\tau_{mn}$ , en cada ciclo se calcula como sigue:

Modelo de *Seed*:

$$G_{mn} = G_{m\acute{a}x} \left[ \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right]^{1/2} \quad 5.8$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m\acute{a}x} \left[ \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right] \quad 5.9$$



Modelo de *Finn*:

$$G_{mn} = G_{m\acute{a}x} \left[ 1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}} \right] \left[ \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right]^{1/2} \quad 5.10$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m\acute{a}x} \left[ 1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right] \left[ \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right] \quad 5.11$$

La generación de exceso de presión de poro se contabiliza con las expresiones siguientes:

Modelo de *Seed*:

Se emplean las curvas dadas por Idriss (1995), que relacionan el CSR con el número de golpes del SPT y el número de ciclos equivalentes para generar incrementos en las presiones de poro,  $CSR = \tau_c / \sigma'_v \Rightarrow N_L^i$ ; el incremento en la relación de presión de poro para un semiciclo de carga se expresa como:

$$\Delta r_u^i = 0.5 / N_L^i \quad 5.12$$

El incremento en la presión de poro es igual a:

$$\Delta u_g^i = \Delta r_u^i \sigma'_v$$

De aquí es evidente que:

$$\begin{aligned} r_u^{i+1} &= r_u^i + \Delta u_g^i \\ u^{i+1} &= u^i + \Delta u_g^i \\ \sigma'_v{}^{i+1} &= \sigma'_v{}^i - \Delta u_g^i \end{aligned} \quad 5.13$$

La licuación se presenta cuando  $r_{u(i+1)}$  es igual a 1.

Modelo de *Finn*:

El decremento en la deformación volumétrica origina un incremento de presión de poro.

$$\Delta u_i = \bar{E}_r \cdot \Delta \varepsilon_{vd}^i$$

Para el cálculo de los decrementos de deformación volumétrica  $\Delta \varepsilon_{vd}$ , se utiliza la expresión propuesta por Byrne (1991).



$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad 5.14$$

Donde:  $C_1$  y  $C_2$ , son constantes. En muchos casos  $C_2 = 0.4/C_1$ , y  $C_1$  esta expresada en términos del número de golpes de la prueba SPT.

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad 5.15$$

Por lo que las presiones de poro,  $u_{i+1}$ , y el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v{}^{i+1}$ , se obtienen con las expresiones 5.16. La licuación se da cuando  $\sigma'_v{}^{i+1} \rightarrow 0$ .

$$\begin{aligned} u_{i+1} &= u_i + \Delta u_i \\ \sigma'_v{}^{i+1} &= \sigma'_v{}^i - \Delta u_i \end{aligned} \quad 5.16$$

### 5.1.3 Incorporación del comportamiento no lineal del suelo en la ecuación de movimiento

Para incluir el comportamiento no lineal del suelo, partimos de la ecuación de equilibrio dinámico, la cual anteriormente se resolvió en términos de desplazamientos relativos  $U_{t+\Delta t}$  y ahora se resuelve en términos de incrementos de aceleración  $\Delta \ddot{U}_{t+\Delta t}$ , velocidad  $\Delta \dot{U}_{t+\Delta t}$ , desplazamientos  $\Delta U_{t+\Delta t}$  y fuerzas excitadoras  $\Delta R_{t+\Delta t}$ .

$$[M] \ddot{U}_{t+\Delta t} + [C] \dot{U}_{t+\Delta t} + [K] U_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} \quad 5.17$$

$$[M] \Delta \ddot{U}_{t+\Delta t} + [C] \Delta \dot{U}_{t+\Delta t} + [K] \Delta U_{t+\Delta t} = \Delta R_{t+\Delta t} \quad 5.18$$

Las fuerzas debidas a los incrementos de desplazamientos relativos  $F_k = [K] U_{t+\Delta t}$  se pueden expresar en función de los incrementos de esfuerzo cortante actuante  $\Delta \tau_i$ , y deformación angular  $\Delta \gamma_i$ , así  $\Delta F_k$  esta dada por la ecuación:

$$\Delta F_k{}^i = \frac{\Delta \tau_i}{h_i \Delta \gamma_i} \quad 5.19$$

Con está modificación se modela la no-linealidad del sistema y se pueden calcular adecuadamente los desplazamientos del mismo. El análisis de Newmark se lleva acabo como se mencionó en el capítulo 2.

La frecuencia predominante del sismo  $\omega_2$ , se obtiene del espectro de respuesta, y la frecuencia fundamental del depósito de suelo  $\omega_1$ , se calcula como:

$$f_0 = V_s / 4H \Rightarrow \omega_1 = 2\pi \cdot f_0 \quad 5.20$$

Los cálculos finalizan cuando se completan todos los incrementos de tiempo del registro de aceleraciones de entrada, obteniendo así los desplazamientos laterales que sufre el suelo. Los códigos desarrollados en Matlab se presentan en el Apéndice A.

## 5.2 Descripción de casos a analizar

En la siguiente sección se presenta una breve descripción de los sismos empleados en este trabajo, así como la localización y las condiciones que presentan los lugares afectados.

### 5.2.1 Sismos: Imperial Valley (1979) y Superstition Hills (1987)

#### 5.2.1.1 Reseña breve del sismo Imperial Valley

El sismo de Imperial Valley en California ocurrió el 15 de octubre de 1979 con una magnitud de IX en escala Mercalli. Este terremoto afectó a 91 personas, destruyó 2 casas y 11 edificios comerciales e impactó con daños graves a 1565 casas y 440 edificios comerciales. El movimiento a lo largo de la falla Imperial también causó el daño al sistema de irrigación en el Valle Imperial. El Canal Americano que trae las aguas del Río Colorado al Valle Imperial fue el más severamente dañado. En la fotografía de la figura 5.1 se observan los movimientos del suelo ocasionados por el sismo.



Figura 5.1 Daños ocasionados a un camino de tierra en California inducidos por el sismo Imperial Valley



Los desplazamientos del suelo en la falla Imperial se extendieron aproximadamente 4 km al norte de la Frontera con México y cerca de 4 km al sur de Brawley. Los desplazamientos laterales máximos se produjeron en las dunas de Heber. Los registros de las aceleraciones debidas al terremoto se encuentran en las estaciones sismológicas se presentan la figura 5.2.

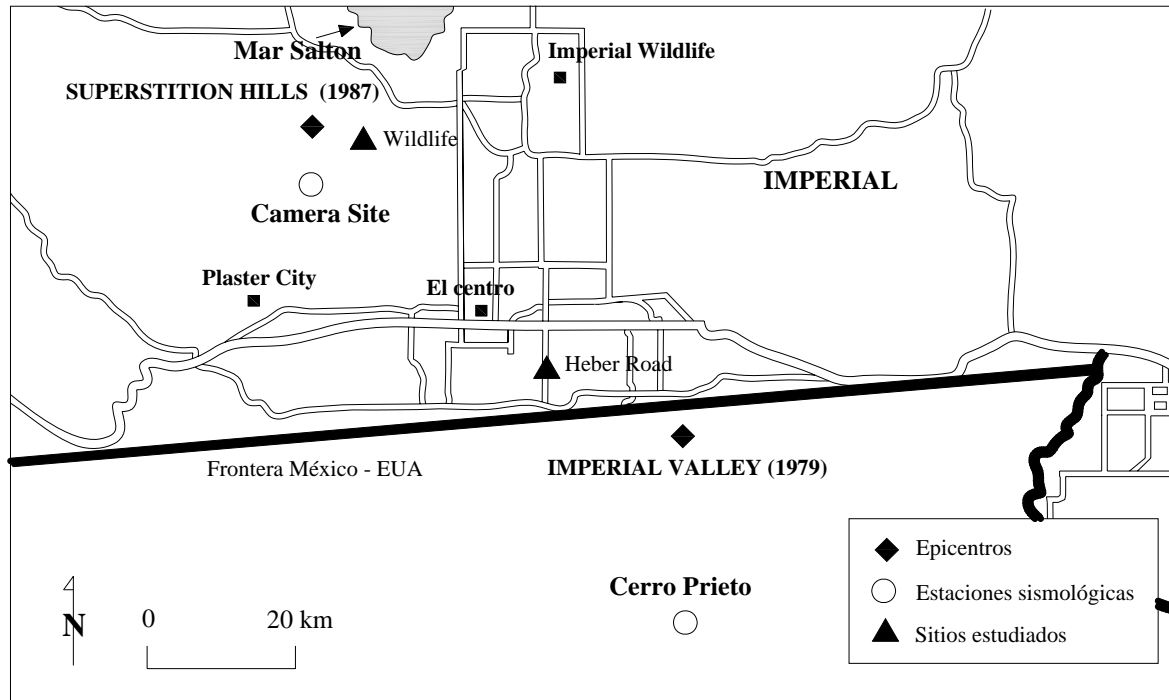


Figura 5.2 Mapa de las estaciones sismológicas que registraron los terremotos Imperial Valley (1979) y Superstition Hills (1987)

La figura 5.3 muestra el registro de aceleraciones y el espectro de respuesta del sismo de Imperial Valley (1979). El sismo tuvo una duración de 65 segundos con una aceleración máxima de 0.21g y un período predominante de 0.316 seg.

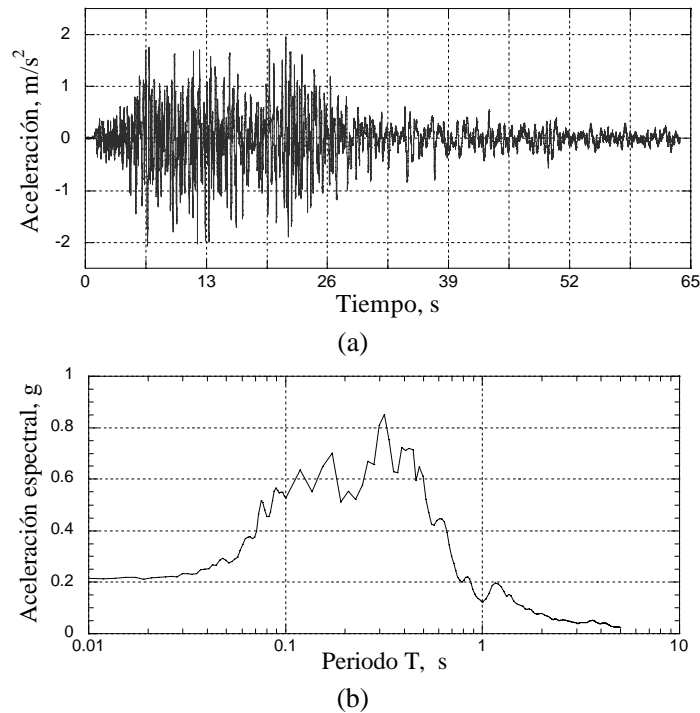


Figura 5.3 (a) Registro de aceleraciones y (b) espectro de respuesta (Imperial Valley)

### 5.2.1.2 Reseña breve del sismo Superstition Hills

El sismo de Superstition Hills ocurrió el 24 de noviembre de 1987. El epicentro del terremoto se situó al oeste del Valle Imperial. Las rupturas de la superficie significativas ocurrieron a lo largo de la Falla de Superstition Hill. El informe de daños reportó que en las regiones de El Centro, Imperial y Westmoreland los daños incluyeron chimeneas caídas, tuberías del subsuelo rotas, ventanas rotas y desplazamientos grandes del suelo en calles y carreteras. El puente carretero Worthington tuvo que ser reemplazado, debido al daño por licuación en ambos lados del puente. En la fotografía de la figura 5.4 se observan los movimientos del suelo ocasionados por el sismo.



Figura 5.4 Abertura del suelo debida al terremoto Superstition Hill

La figura 5.5 muestra el registro de aceleraciones y el espectro de respuesta del sismo de Superstition Hills (1987). El sismo tuvo una duración de 68 segundos con una aceleración máxima de 0.21g y un período predominante de 0.622 seg.

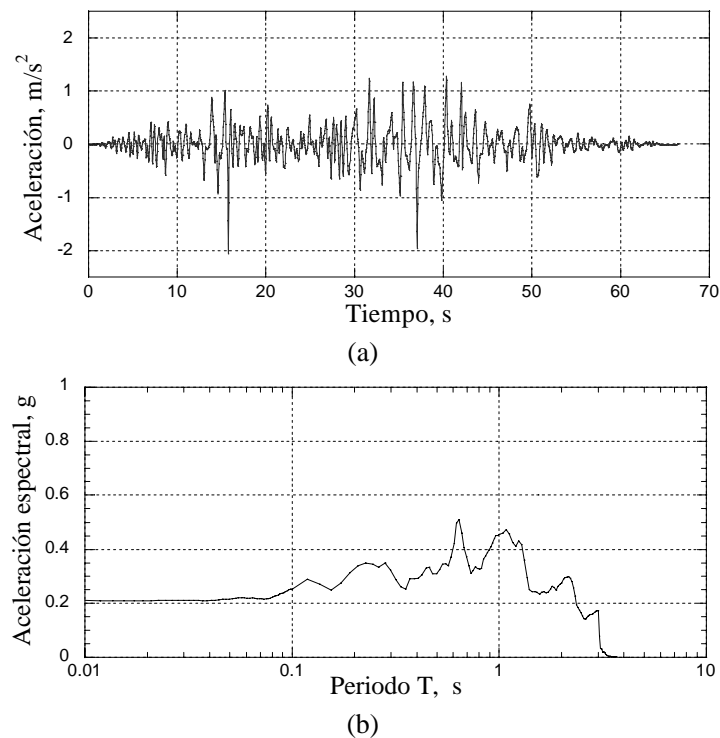


Figura 5.5 (a) Registro de aceleraciones y (b) espectro de respuesta (Superstition Hills)



### 5.2.1.3 Otros eventos sísmicos

Sismos intensos que llevaron a la licuación a depósitos de arena, han sido registrados en la literatura internacional. Una recopilación de información sobre las condiciones topográficas del sitio, características del suelo, magnitud del terremoto, así como los desplazamientos laterales inducidos por sismo fue realizada por Bartlett y Youd (1992). La Tabla 5.1 presenta un resumen de los eventos sísmicos, la magnitud, el valor máximo de aceleración del sismo, la distancia epicentral y el número de datos de desplazamientos laterales recopilados.

Tabla 5.1 Eventos sísmicos contenidos en la base de datos de Bartlett y Youd (1992)

Año	Sismo	Magnitud [M <sub>w</sub> ]	PGA* [g]	Distancia epicentral (km)	Casos observados
1906	San Francisco	7.9	0.28-0.26	13-27	4
1964	Alaska	9.2	0.21-0.39	35-100	7
1964	Niigata, Japan	7.5	0.19	21	299
1971	San Fernando	6.4	0.55	1	28
1979	Imperial Valley	6.5-6.6	0.21-0.51	2-6	32
1983	Nihonkai-Chubu, Japan	7.7	0.25	27	72
1987	Superstition Hills	6.6	0.21	23	6

PGA \*: aceleración máxima expresada como una fracción de la gravedad

A continuación se presenta en la Tabla 5.2 los datos de los eventos sísmicos y características de los sitios. Información contenida en base de datos de Bartlett y Youd (1992).

Tabla 5.2 Información de los eventos sísmicos

N°	Sismo	Nombre del sitio	Ubicación del sitio	D <sub>H</sub> (m)	M* (M <sub>w</sub> )	R* (km)	A (g)	S* (%)	T <sub>20</sub> (m)	N <sub>1.60</sub>	F <sub>20</sub> (%)
1	Imperial Valley	River Park	Imperial Valley, CA.	0.00	6.6	6	0.21	0.56	1.5	7.5	64
2	Imperial Valley	River Park	Imperial Valley, CA.	0.00	6.6	6	0.21	0.56	3.1	7.7	48
3	Imperial Valley	River Park	Imperial Valley, CA.	0.00	6.6	6	0.21	0.56	1.2	9.9	55
4	Imperial Valley	River Park	Imperial Valley, CA.	0.00	6.6	6	0.21	0.56	2	1.6	52
5	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.66	6.5	2	0.51	1.64	1.8	10.5	21
6	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	2.03	6.5	2	0.51	1.82	2.3	5.2	23
7	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.46	6.5	2	0.51	2.04	2.5	2.4	25
8	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.12	6.5	2	0.51	1.67	2	8.3	22
9	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.09	6.5	2	0.51	1.79	2.2	5.3	23
10	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.86	6.5	2	0.51	2	1.6	12.9	21
11	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.46	6.5	2	0.51	2.13	2.5	2.4	25
12	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.91	6.5	2	0.51	6.67	3.7	1.6	17
13	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.47	6.5	2	0.51	5.26	4.1	1.4	15
14	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.22	6.5	2	0.51	6.67	3.8	1.6	16



15	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	3.99	6.5	2	0.51	2.17	3.8	1.6	17
16	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.30	6.5	2	0.51	12.5	2.8	2.1	22
17	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	3.81	6.5	2	0.51	1.43	3.5	1.7	18
18	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	2.62	6.5	2	0.51	1.41	3.2	1.9	20
19	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	2.29	6.5	2	0.51	1.85	3.7	1.6	17
20	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.52	6.5	2	0.51	1.69	3	2.1	22
21	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	2.11	6.5	2	0.51	1.85	2.9	2.1	22
22	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.40	6.5	2	0.51	1.96	2.7	2.2	23
23	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.50	6.5	2	0.51	1.3	3.4	1.8	19
24	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	4.24	6.5	2	0.51	2.7	3.9	1.5	16
25	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	2.01	6.5	2	0.51	2.44	3.9	1.5	15
26	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	3.20	6.5	2	0.51	2.78	3.6	4.4	20
27	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.71	6.5	2	0.51	5.26	3.3	5.8	23
28	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	2.62	6.5	2	0.51	4.35	3.3	5.8	23
29	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.13	6.5	2	0.51	5.56	2.7	8.8	29
30	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.02	6.5	2	0.51	4.17	2.9	7.6	27
31	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	1.42	6.5	2	0.51	5	3.5	4.8	21
32	Imperial Valley	Heber Road	Imperial Valley, CA.	0.36	6.5	2	0.51	3.45	2.7	8.3	28
33	Superstition Hills	Wildfile	Imperial Valley, CA.	0.20	6.6	23	0.21	-0.47	3.3	4	22
34	Superstition Hills	Wildfile	Imperial Valley, CA.	0.18	6.6	23	0.21	-0.47	4.1	4.1	26
35	Superstition Hills	Wildfile	Imperial Valley, CA.	0.23	6.6	23	0.21	-0.47	3.7	4	24
36	Superstition Hills	Wildfile	Imperial Valley, CA.	0.10	6.6	23	0.21	-0.47	3.7	2.2	34
37	Superstition Hills	Wildfile	Imperial Valley, CA.	0.10	6.6	23	0.21	-0.47	2.7	6.4	43
38	Superstition Hills	Wildfile	Imperial Valley, CA.	0.00	6.6	23	0.21	-0.47	4.4	1.1	42

$D_H$ : Desplazamiento horizontal medido

$M^*$ : Magnitud del momento sísmico

$R^*$ : Distancia más lejana del origen del sismo a los efectos de licuación observados

$A$ : Aceleración máxima expresada como una fracción de la gravedad

$S^*$ : Pendiente del terreno

$T_{20}$ : Espesor del suelo no cohesivo saturado

$N_{160}$ : Número de golpes de la prueba de penetración estándar corregido por energía

$F_{20}$ : Contenido de finos

### 5.2.2 Sismo Turquía-Kocaeli (1999)

El 17 de agosto de 1999, el sismo Turquía-Kocaeli de magnitud  $M_w = 7.4$ , ocasionó desplazamientos laterales inducidos por licuación en la costa de la bahía de Izmit. Un grupo de investigadores (Cetin et al., 2004) presentaron un estudio de los desplazamientos del suelo observados en los sitios de: The Police Station, Soccer Field, Degirmendere Nose y Yalova Harbor ubicados en la costa sur de la bahía de Izmir mostrados en la figura 5.6.



Figura 5.6 Mapa del sitio (Cetin et al., 2004)

### 5.2.2.1 Geología del sitio

El golfo de Izmit se localiza en una dirección este-oeste de un sistema de graben activo que es afectada dinámicamente por la interacción de la zona de Falla del Norte de Anatolia y el sistema de graben de Marmara. Lo limitan, al norte la península de Kocaeli y al sur la península de Armutlu. Las costas de la bahía Izmit, están cubiertas por depósitos del periodo Holoceno excepto un área relativamente pequeña compuesta de conglomerados y areniscas. Estos depósitos están constituidos principalmente por arenas de grano fino.

### 5.2.2.2 Movimientos del suelo

El terremoto de Kocaeli (Izmit) ocurrido al noroeste de Turquía generó un gran número de movimientos de suelo registrados dentro de los 20 km de la falla de ruptura. En la Tabla 5.3 se presentan las estaciones cercanas a los movimientos del suelo registrados. Debido a que los sitios en estudio se encuentran muy cerca de la falla de ruptura ( 2 a 3 km) y a que el suelo es blando (Cetin et al., 2004) creen que hubo una amplificación de las aceleraciones máximas en la superficie, del orden de 0.3 a 0.45 g, además realizaron un análisis de respuesta de sitio con el método lineal equivalente y obtuvieron que las aceleraciones máximas del suelo son del orden de 0.3 a 0.4 g.

Tabla 5.3

Estación	Distancia al plano de ruptura [m]	Tipo de suelo	PGA [g]
Arcelik (ARC)	17	Suelo duro	0.211
Gebze (GBZ)	17	Suelo duro	0.144
Yarimca (YPT)	4.4	Suelo blando	0.262
Izmit (IZT)	7.7	Roca	0.226
Sakarya (SKR)	3.3	Suelo blando	0.407



### **5.2.2.3 Desplazamientos laterales observados e información de las características de los sitios en estudio**

Debido a la posible especulación de las grietas que muestra el suelo o al simple alargamiento de las fisuras, las estimaciones de los desplazamientos del suelo pueden ser erróneas a menos que se tenga una atención muy cuidadosa para emparentar los puntos de contacto que había antes del terremoto. También comentan que algunos de ellos (Cetin et al., 2004) permanecieron en la zona de una a tres semanas después de ocurrido el terremoto para eliminar esos posibles problemas de especulación. Además se realizaron estudios topográficos después del terremoto para verificar y sustentar la realización de los mapas de desplazamientos laterales que obtuvieron.

### **5.2.2.4 Sitio Police Station. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación**

El sitio Station Police esta localizado en la costa este de la Bahía de Izmit, en la ciudad de Golcuk como lo muestra la figura 5.4. Los desplazamientos laterales se observaron cerca de estructuras de dos niveles localizadas aproximadamente a 100 m de la línea de la costa y esta línea se encuentra a tan sólo 15 m de la falla de ruptura que existe en la bahía de Izmit.

Las condiciones del sitio son representadas por las figuras 5.7 a la figura 5.10. Las secciones de corte son perpendiculares a la línea de costa y/o paralelas a las direcciones de principales de desplazamientos laterales del suelo. En general las condiciones del subsuelo son dadas por las secciones de corte y son relativamente consistentes lateralmente. El suelo superficial consiste de relleno artificial compuesto por arenas mal graduadas, su espesor varía de 1.5 a 2 m, debajo de éste se encuentra un estrato de 1.5 a 2 m de arenas sueltas. A una profundidad mayor de 4 m se encuentran arcillas blandas de baja plasticidad y su espesor es de 3.5 a 4 m. Debajo se encuentra un estrato de arena sueltas.

Las grietas observadas en el sitio debidas al desplazamiento lateral eran muy anchas (64 cm). Los desplazamientos del suelo aumentaban al acercarse a la línea de costa y los desplazamientos laterales alcanzaron un total de 2.4 m en la costa de la bahía de Izmit.

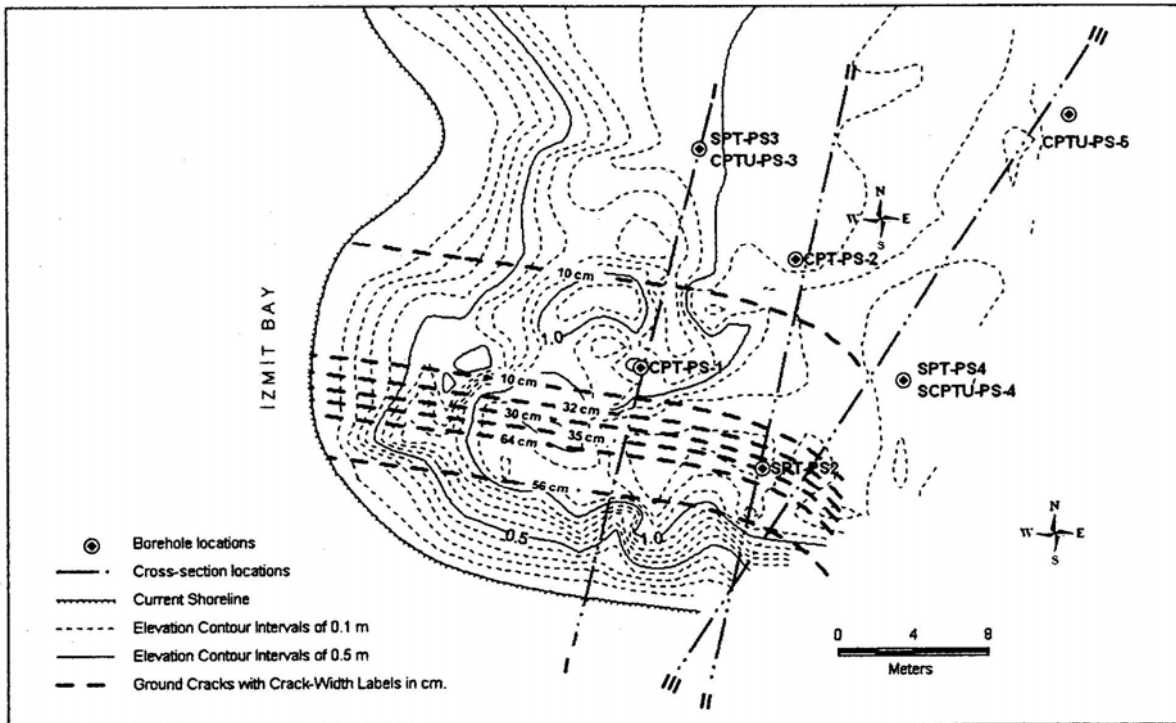


Figura 5.7 Mapa de los desplazamientos del suelo observados en el sitio Police Station (Cetin et al., 2004)



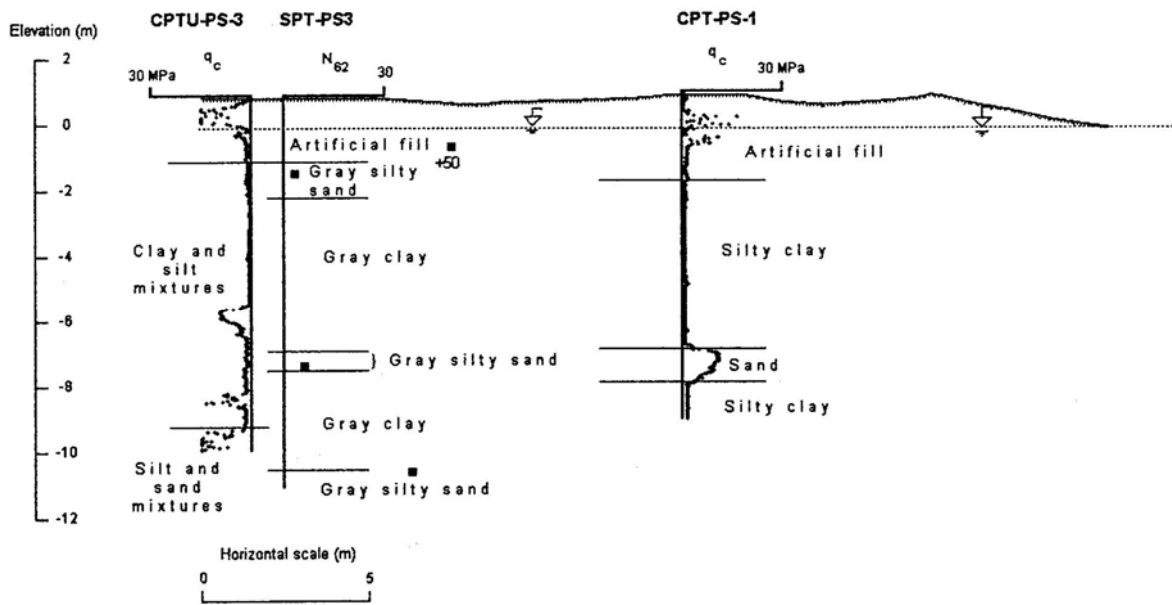


Figura 5.8 Sección de corte I-I del sitio Police Station (Cetin et al., 2004)

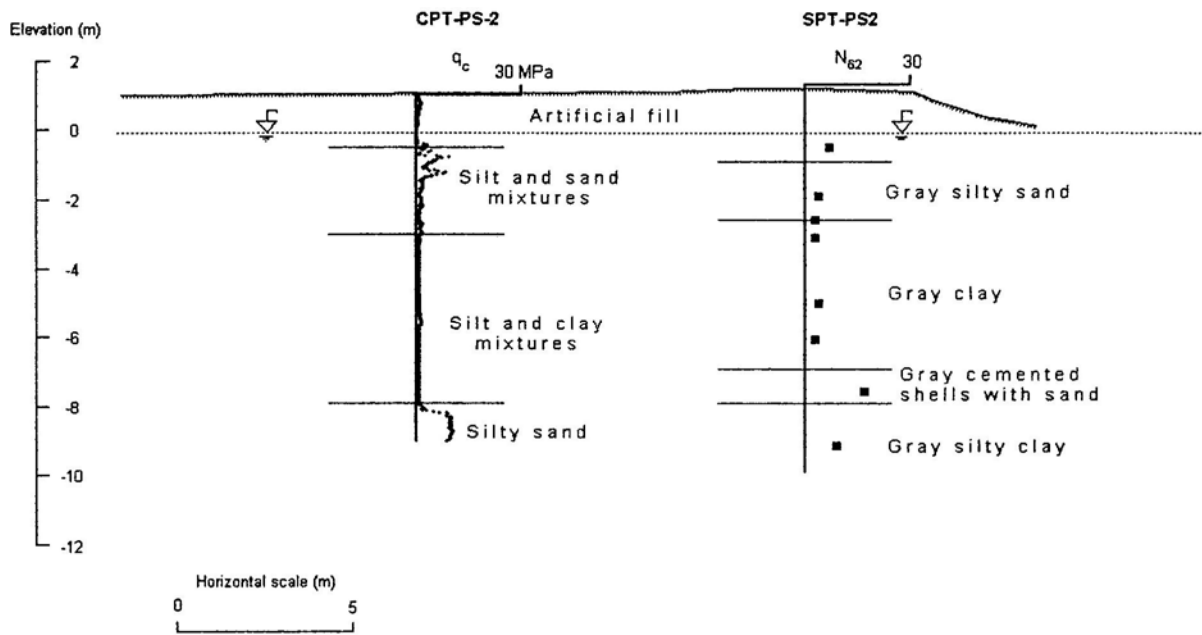


Figura 5.9 Sección de corte I-II del sitio Police Station (Cetin et al., 2004)

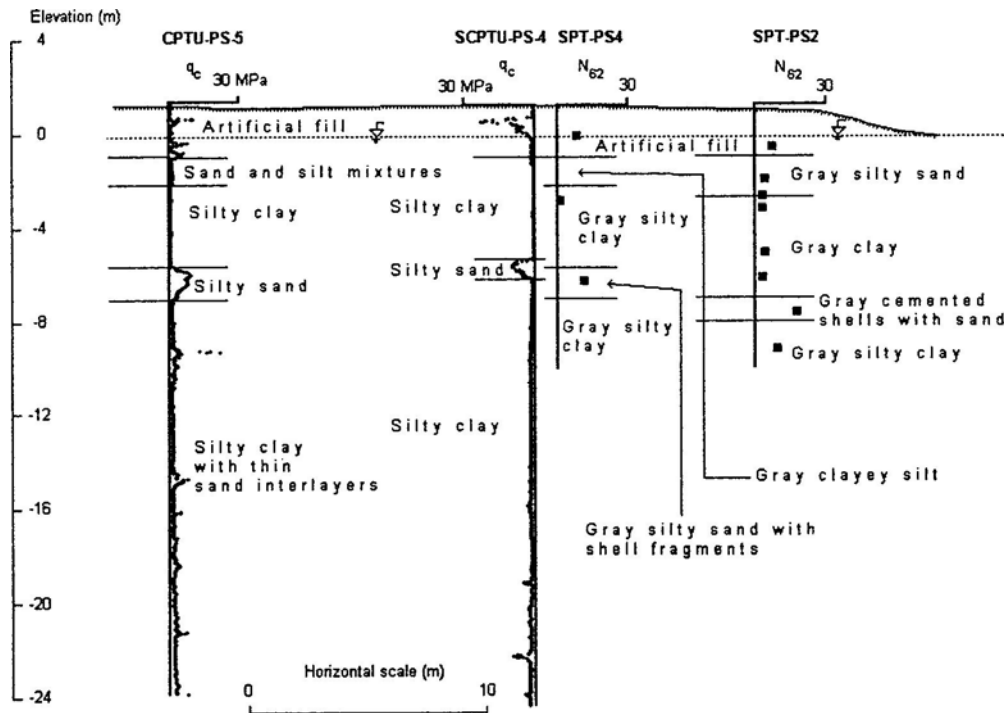


Figura 5.10 Sección de corte I-III del sitio Police Station (Cetin et al., 2004)

### 5.2.2.5 Sitio Soccer Field. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación

Este sitio se localiza en la costa sureste de la bahía de Izmit, aproximadamente a 8.5 km al este de la ciudad de Golcuk como se muestra en la figura 5.6.

Las condiciones del subsuelo se representan en las figuras 5.11, 5.12 y 5.13. Los cortes son perpendiculares a la línea de costa y/o paralelos a la dirección principal de los desplazamientos laterales. El suelo superficial consiste en un relleno de arcillas cafés con un espesor de 0.5 a 1.5 m, debajo de éste se encuentra un estrato de arena de 2 a 2.5 m. a una profundidad mayor de 3 m se encuentra un estrato de arcilla blanda de alta plasticidad.

En la figura 5.11 se muestran los desplazamientos del suelo y se observa que estos se incrementan en las cercanías de la línea de costa, los desplazamientos laterales máximos alcanzan valores de 1.2 m aproximadamente cerca de la costa de la Bahía de Izmit y a lo largo de las secciones de corte I y II de las figuras 5.12 y 5.13.

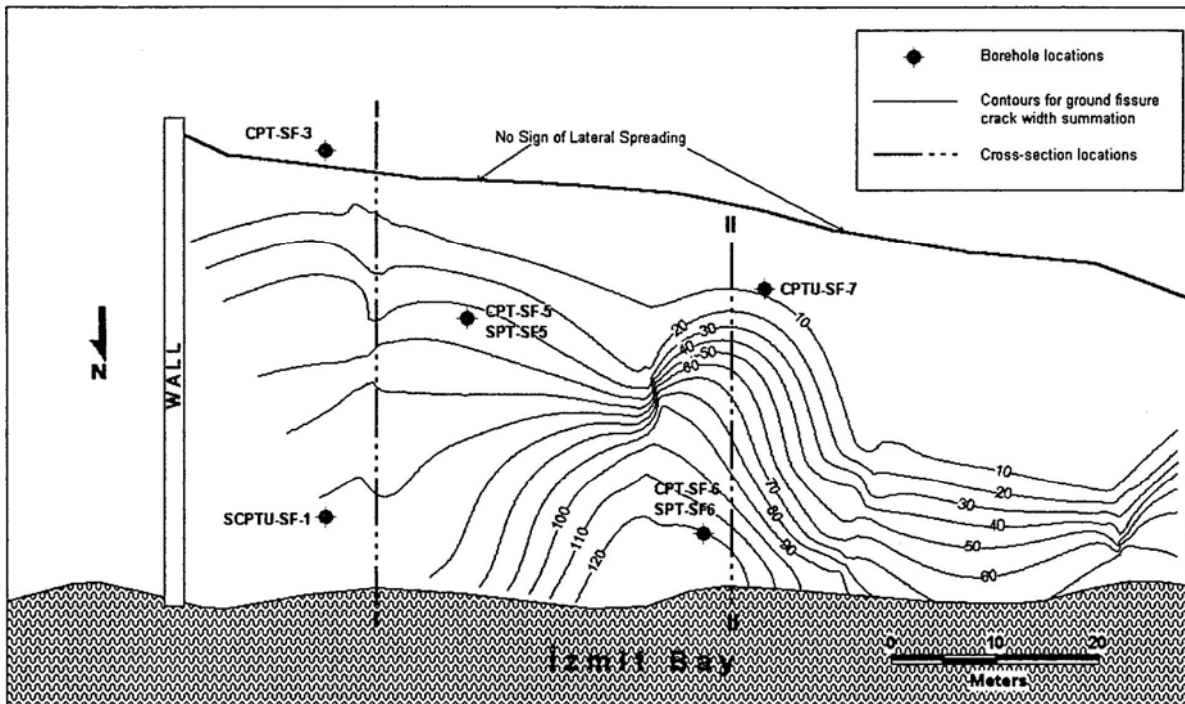


Figura 5.11 Mapa de los desplazamientos del suelo observados en el sitio Soccer Field (Cetin et al., 2004)

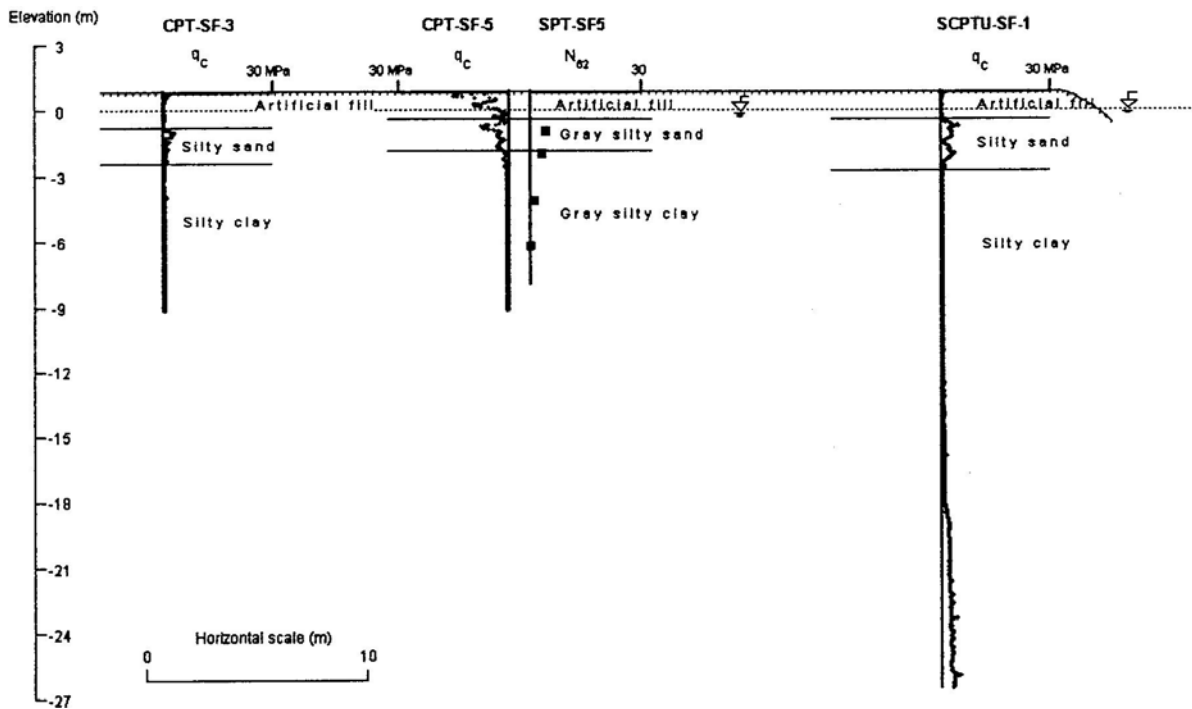


Figura 5.12 Sección de corte I-I del sitio Soccer Field (Cetin et al., 2004)

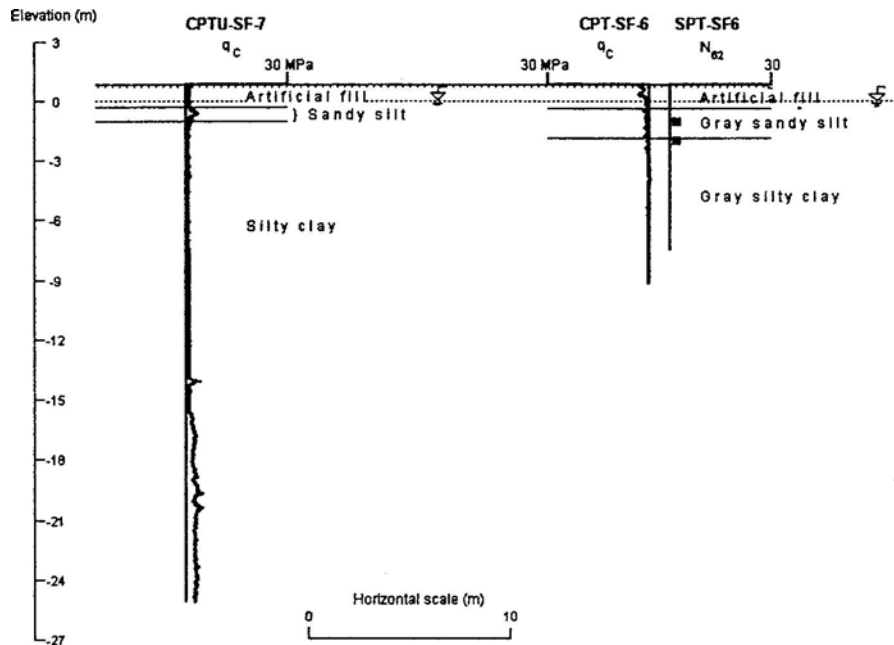


Figura 5.13 Sección de corte I-II del sitio Soccer Field (Cetin et al., 2004)

#### 5.2.2.6 Sitio Degirmendere Nose. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación

Como su nombre lo indica, este sitio se encuentra localizado hacía el norte al borde de la ciudad de Degirmendere en una pequeña intrusión peninsular dentro de la Bahía de Izmit. Allí existía un municipio que poseía un hotel y un área recreativa. Durante el terremoto el material de relleno se inundó. Todos los medios recreativos y el hotel se perdieron, el mecanismo de falla fue atribuido a la inestabilidad del talud y/o a la licuación de los materiales debajo del suelo de relleno. El talud tiene un ángulo de inclinación de 10 a 15 grados.

Las condiciones del suelo en el sitio se representan en la figura 5.14. El suelo superficial es un relleno de arena café con arcilla roja de espesor 0.5 a 1 m. Bajo éste se encuentran arenas café y grises con gravas. Estos materiales tienen un rango de contenido de finos de 10 a 30%.

Las grietas estudiadas se encontraban paralelas a la línea de la costa, localizadas entre el área del parque y los edificios residenciales al este. Las grietas que se midieron alcanzaron los 28 cm. La orientación así como la localización de las líneas de grietas relativas a la línea de costa se presentan en la figura.5.14. Los desplazamientos laterales prácticamente desaparecen a 50 m de la línea de costa.

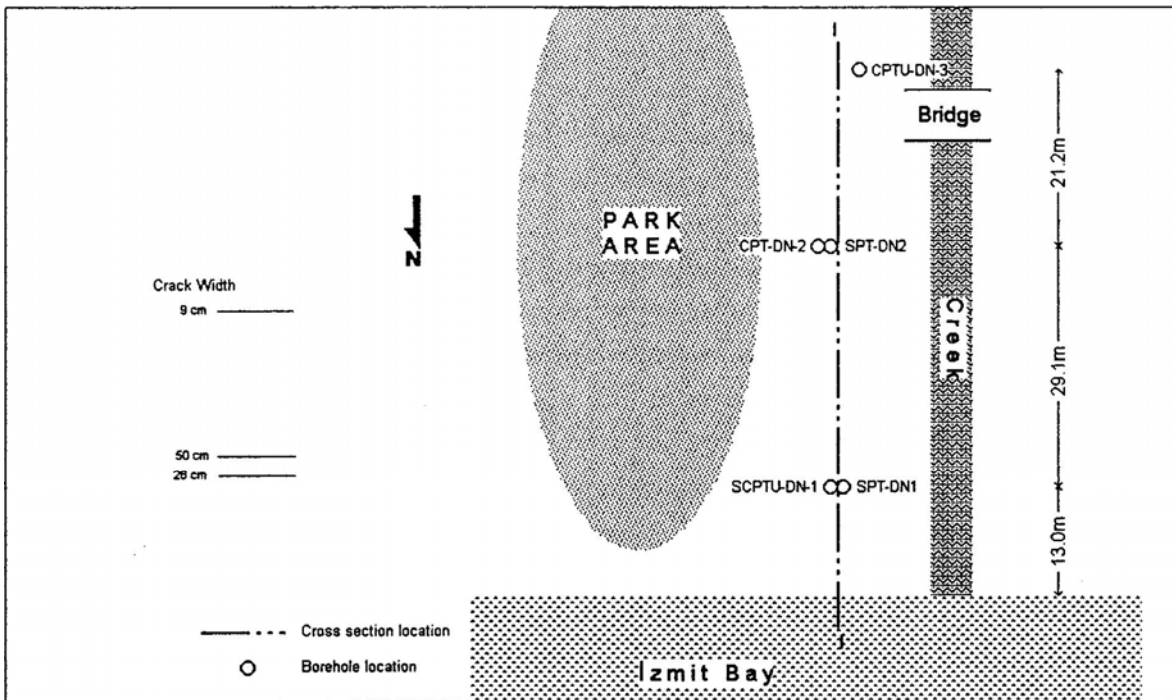


Figura 5.14 Mapa de los desplazamientos del suelo observados en el sitio Degirmendere Nose (Cetin et al., 2004)

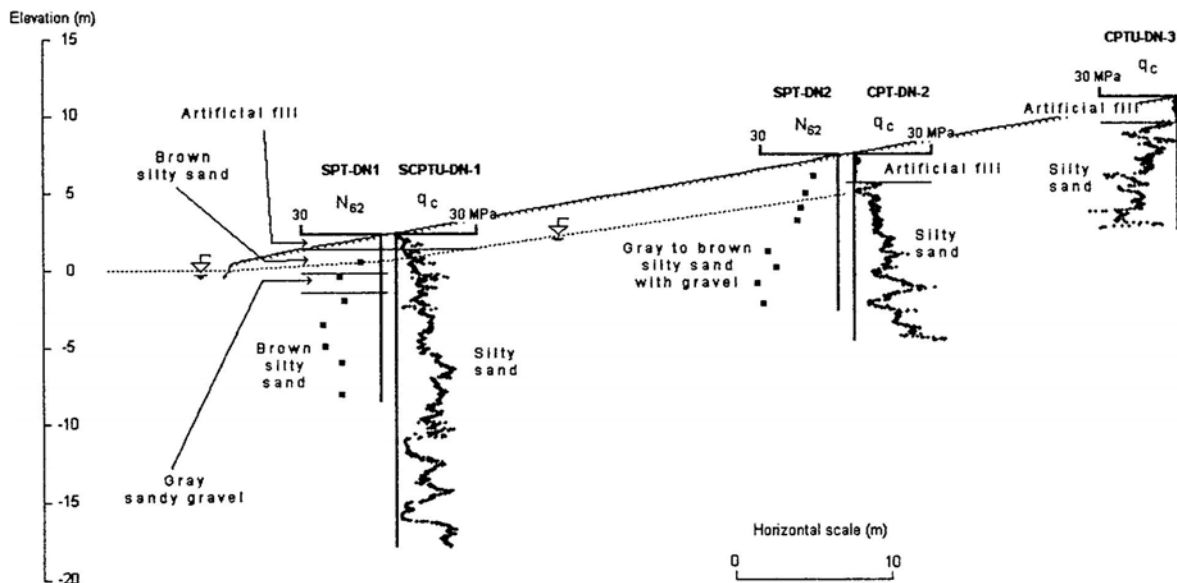


Figura 5.15 Sección de corte I-I del sitio Degirmendere Nose (Cetin et al., 2004)

### 5.2.2.7 Sitio Yalova Harbor. Descripción del sitio, condiciones del subsuelo y desplazamientos de observados inducidos por licuación

El sitio de Yalova Harbor se localiza en la costa oeste de la Bahía de Izmit, aproximadamente a 500 m al oeste, arriba de la ciudad de Yalova como se muestra en la figura 5.16. Los desplazamientos laterales se observaron en el muelle de los pescadores adyacente al Yalova Ferry Harbor.

Las condiciones del subsuelo se representan en las figuras 5.16 y 5.17. La superficie del sitio esta cubierta por pavimento de guijarros, debajo tiene arena y gravas con espesor de 0.5 a 1 m. la parte profunda esta compuesta por arenas no plásticas de 7 m de espesor con un contenido de finos en el rango de 10 a 35 %. Abajo de las arenas hay un estrato de arcillas de baja plasticidad.

Los desplazamientos del suelo se incrementan en la proximidad de la línea de costa y en dirección al noroeste, alcanzando un total de 30 cm cerca de la Bahía de Izmit.

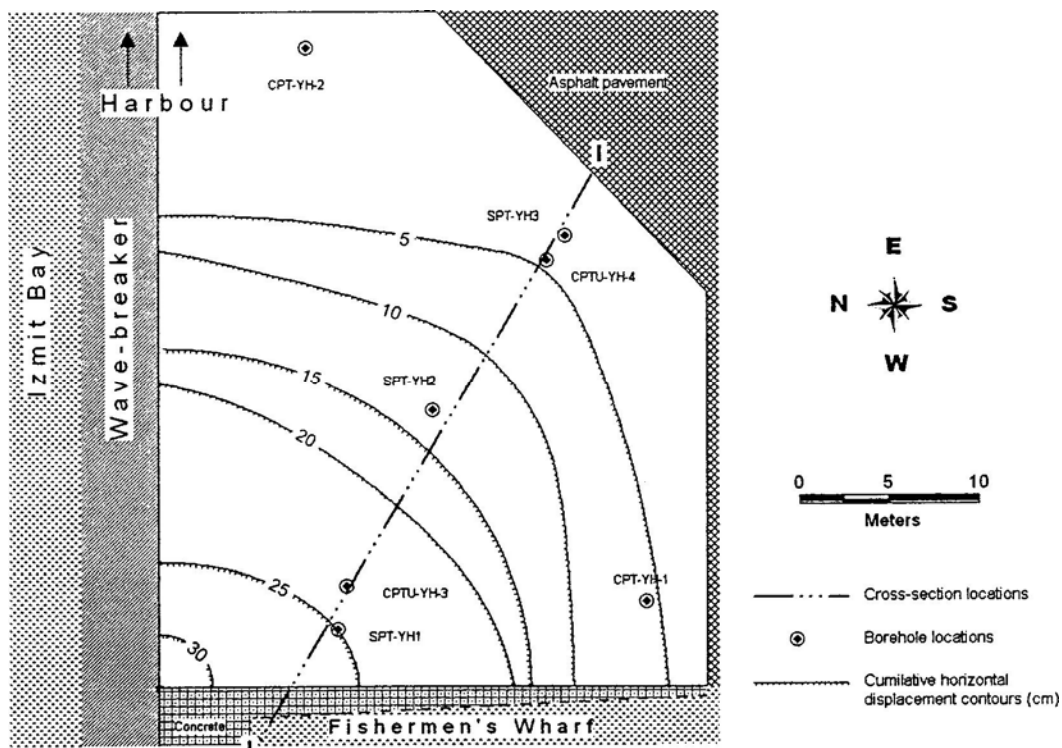


Figura 5.16 Mapa de los desplazamientos del suelo observados en el sitio Yalova Harbor (Cetin et al., 2004)

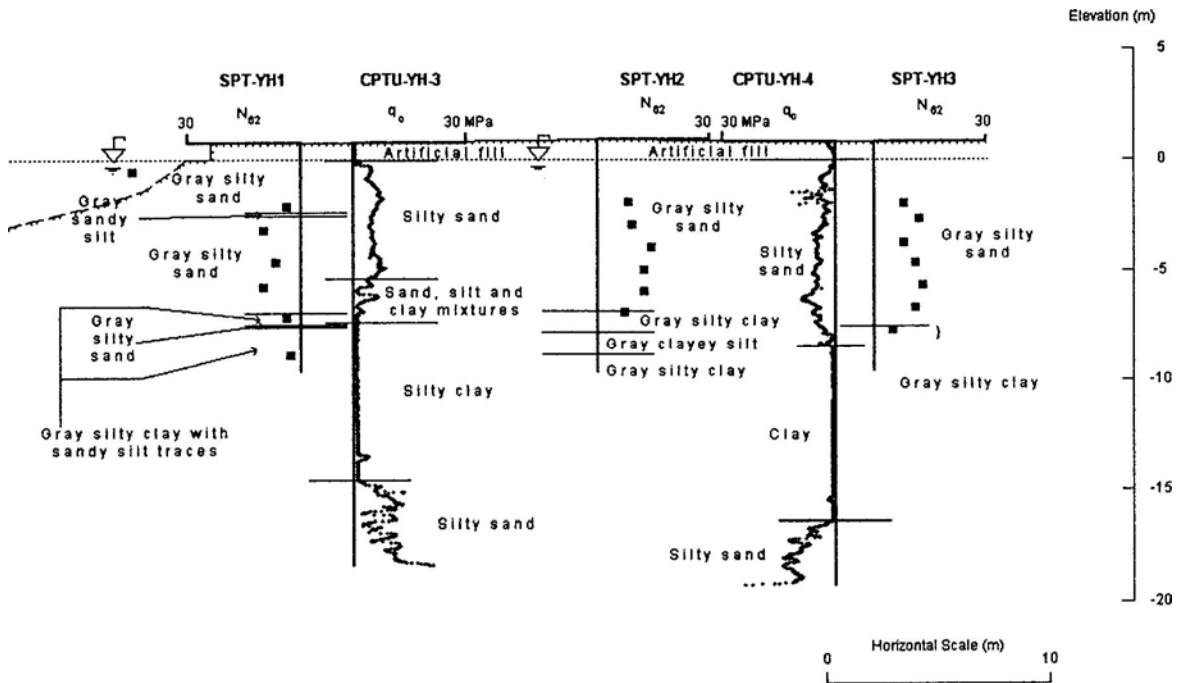


Figura 5.17 Sección de corte I-I del sitio Yalova Harbor (Cetin et al., 2004)

La Tabla 5.4 muestra los desplazamientos laterales observados inducidos por el sismo Turquía-Kocaeli (1999) en suelos licuables.

Tabla 5.4 Desplazamientos laterales observados

Sitio	Nombre del pozo perforado	Desplazamiento observado (cm)
Police Station	PS2	240
	PS3	10
	PS4	90
Soccer Field	SF5	30
	SF6	120
Degirmendere Nose	DN1	90
	DH2	0
Yalova Harbor	YH1	20
	YH2	15
	YH3	5

### 5.3 Análisis de casos

En esta sección se presenta el análisis de casos de los sitios afectados por los sismos ya mencionados. Se dan los resultados en forma de gráficas, comparando los desplazamientos observados y los obtenidos por el modelo discreto.

### 5.3.1 Sismos: Imperial Valley (1979) y Superstition Hills (1987)

Definidos los registros de los acelerogramas y las características del suelo se procede a realizar el análisis de cada uno de los casos.

El caso 8 (la numeración de casos corresponde al número de evento sísmico de la Tabla 5.1) se muestra idealizado en la figura 5.18. El depósito de suelo de 2 m de espesor, se dividió en 8 subestratos de 25 cm cada uno, se supuso un peso volumétrico saturado de  $20 \text{ kN/m}^3$  y una relación de amortiguamiento del 5 %. Con estos parámetros se corre el programa implementado en matlab para los dos modelos (Seed y Finn). En la figura 5.19 se muestran curvas esfuerzo-deformación para distintos estratos del elemento discretizado con el modelo constitutivo de Seed. También se observa en la misma figura la historia de desplazamientos permanentes.

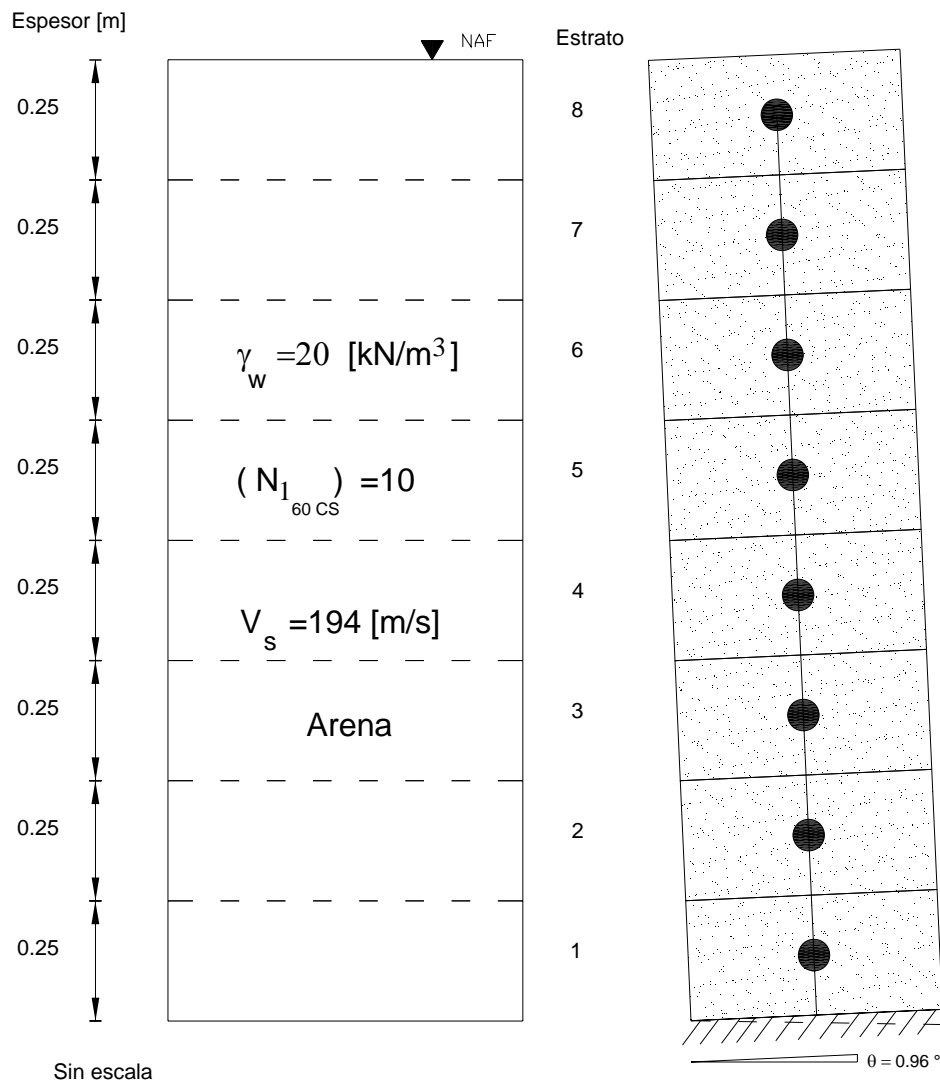


Figura 5.18 Deformaciones angulares ocasionas por el evento dinámico



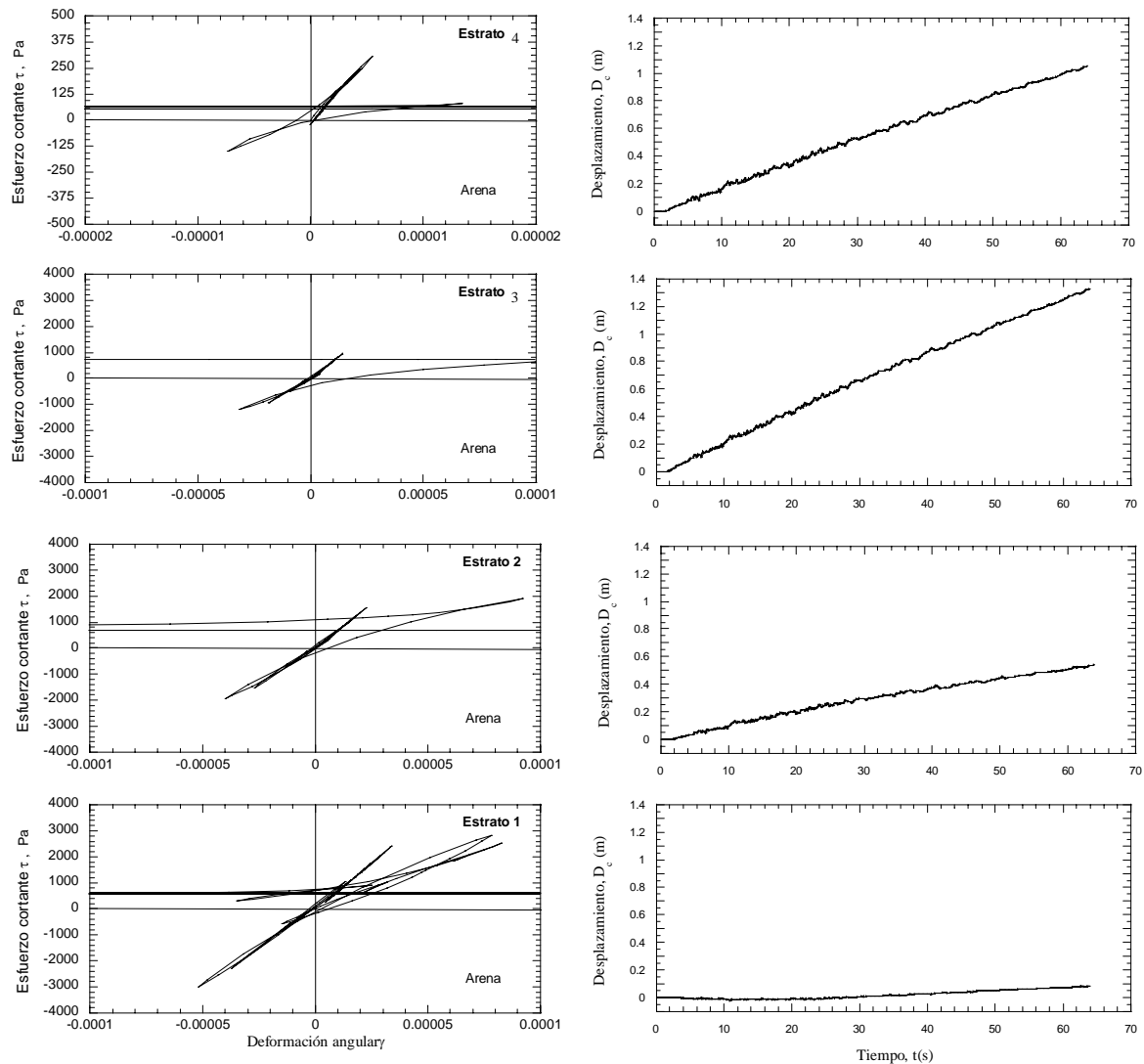


Figura 5.19 Esfuerzos cortantes ocasionados por el evento dinámico

En la figura anterior se muestra la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante durante los ciclos de carga y descarga. Se observa que el suelo alcanzó la licuación por lo que ya no puede soportar más carga, en la gráfica se aprecia como una línea horizontal.

En la figura 5.20 se muestra la relación esfuerzo-deformación típica de un substrato que puede tomar grandes deformaciones al cortante, así también se observan claramente el comportamiento histerético del suelo.

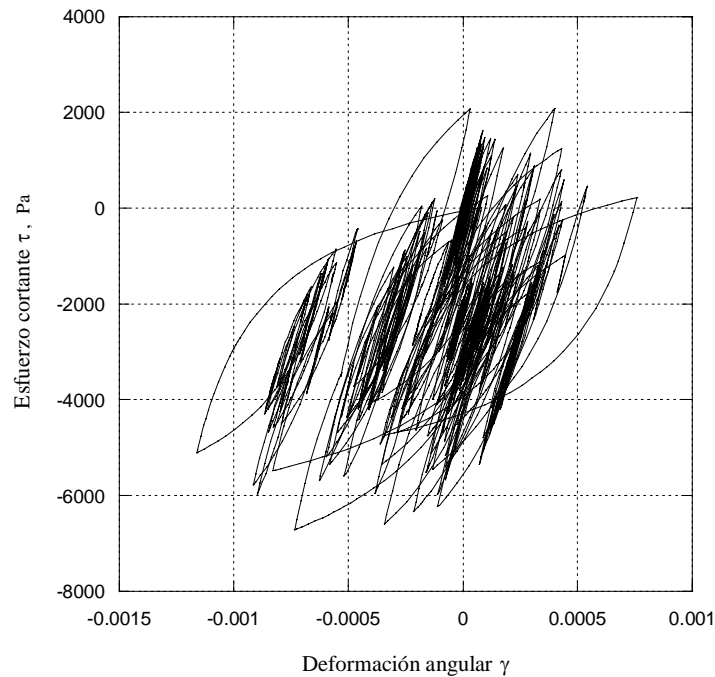


Figura 5.20 Relación esfuerzo-deformación del suelo

Los resultados del análisis para los 38 casos de la base de datos de Youd, se muestran en la Tabla 5.5. La gráfica que relaciona los desplazamientos medidos y los calculados, para una mejor visualización de los resultados obtenidos se presenta en la figura 5.27.

Tabla 5.5 Resultados de desplazamientos laterales

N°	Peso volumétrico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$V_s$ [m/s]	Espesor H [m]	Amortiguamiento $\zeta$ [%]	Desplazamientos laterales [m]		
					Modelo Finn	Modelo Seed	Observados
1	16	102.0	1.5	5	0.127	0.536	0.00
2	16	122.2	3.1	5	0.059	0.053	0.00
3	16	100.9	1.2	5	0.062	0.160	0.00
4	16	70.8	2	20	0.033	0.031	0.00
5	16	112.6	1.8	5	0.540	0.462	0.66
6	16	106.3	2.3	5	1.415	1.017	2.03
7	16	95.4	2.5	10	0.400	0.963	0.46
8	16	111.1	2	5	1.024	1.158	1.12
9	16	105.5	2.2	5	0.689	0.623	1.09
10	16	113.3	1.6	5	1.373	1.071	0.86
11	16	95.4	2.5	10	0.358	2.213	0.46
12	16	98.3	3.7	15	0.596	0.562	0.91
13	16	98.6	4.1	15	1.175	0.901	1.47
14	16	99.0	3.8	15	1.068	0.350	1.22
15	16	99.0	3.8	15	1.055	2.564	3.99



16	16	96.0	2.8	10	0.505	0.527	0.30
17	16	97.9	3.5	10	0.761	3.400	3.81
18	16	97.6	3.2	10	1.026	2.726	2.62
19	16	98.3	3.7	15	0.551	2.686	2.29
20	16	97.6	3	10	0.708	1.854	1.52
21	16	96.8	2.9	10	0.837	2.081	2.11
22	16	95.8	2.7	10	0.620	1.632	1.40
23	16	98.2	3.4	10	0.837	2.153	1.50
24	16	98.5	3.9	15	0.981	1.900	4.24
25	16	98.5	3.9	15	0.951	2.042	2.01
26	16	115.5	3.6	5	1.660	1.834	3.20
27	16	118.4	3.3	5	1.084	0.439	0.71
28	16	118.4	3.3	5	1.091	2.131	2.62
29	16	120.9	2.7	5	0.161	0.254	0.13
30	16	120.1	2.9	5	0.355	0.686	1.02
31	16	116.4	3.5	5	1.358	1.344	1.42
32	16	119.5	2.7	5	0.756	0.563	0.36
33	16	111.4	3.3	5	0.182	0.321	0.20
34	16	118.1	4.1	5	0.244	0.220	0.18
35	16	114.5	3.7	5	0.479	0.098	0.23
36	16	103.7	3.7	15	0.082	0.092	0.10
37	16	114.5	2.7	5	0.108	0.061	0.10
38	16	96.4	4.4	20	0.598	0.018	0.00

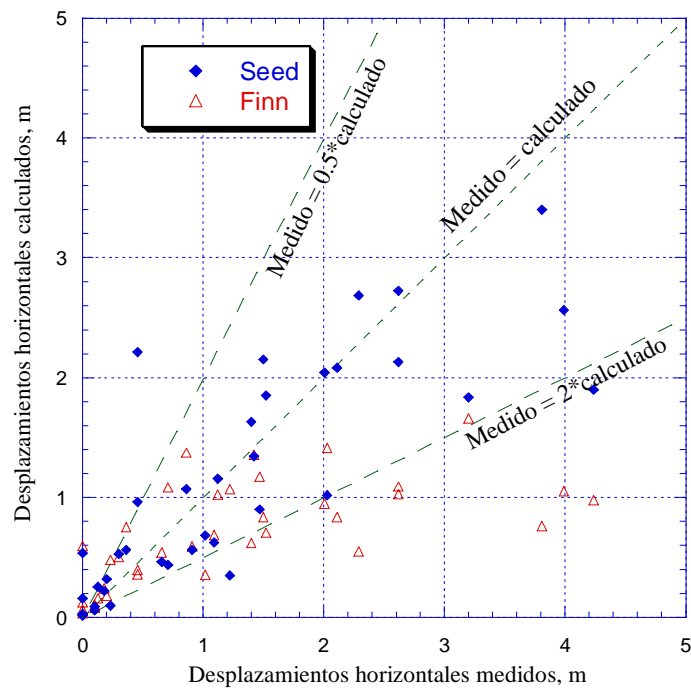


Figura 5.21 Comparación de desplazamientos inducidos por los sismos Imperial Valley y Superstition Hill

Como se puede ver en la figura 5.21, el análisis mediante el modelo de generación de presión de poro de Seed tiene menor dispersión cuando se predicen desplazamientos laterales más grandes (mayores a un metro) que los obtenidos mediante el modelo de generación de presión de poro de Finn, ya que se tienen desplazamientos máximos para el modelo de Finn de alrededor de 1 m. Para valores pequeños, existe una buena relación de los desplazamientos obtenidos con los observados, salvo los caso N° 1 y N° 38, con la particularidad de que en el caso 1 los desplazamientos mayores se dan con el modelo Seed (58 cm) y en el caso 38 se dan en el modelo de Finn (60 cm). Esto refleja la sensibilidad de los modelos numéricos ante las variaciones de los parámetros, y pone de manifiesto la necesidad de contar con los parámetros adecuados del sitio en estudio.

### 5.3.2 Sismo Turquía-Kocaeli (1999)

Las historias de aceleraciones utilizadas en estos análisis se escogieron de acuerdo a la cercanía con los desplazamientos laterales observados, por lo que, para los sitios: Police Station, Soccer Field y Degirmendere Nose se usó el registro de la estación Yarimca (figura 5.4) y para el sitio Yalova Harbor el registro de la estación Arcelik. Los períodos predominantes de los registros sísmicos son de 0.262 segundos para Yarimca y 0.154 respectivamente como lo muestran las figuras 5.22 y 5.23.

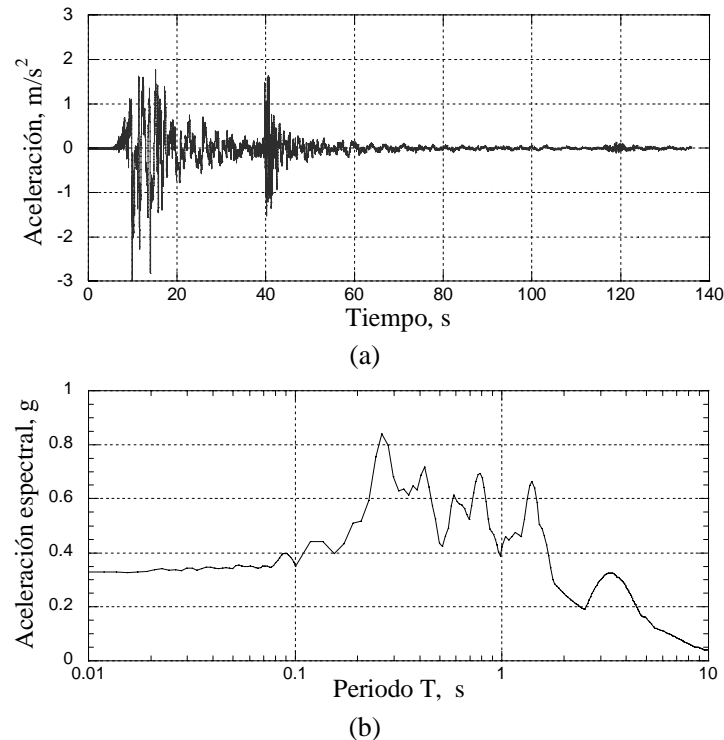


Figura 5.22 (a) Registro de aceleraciones y (b) espectro de respuesta (estación Yarimca)

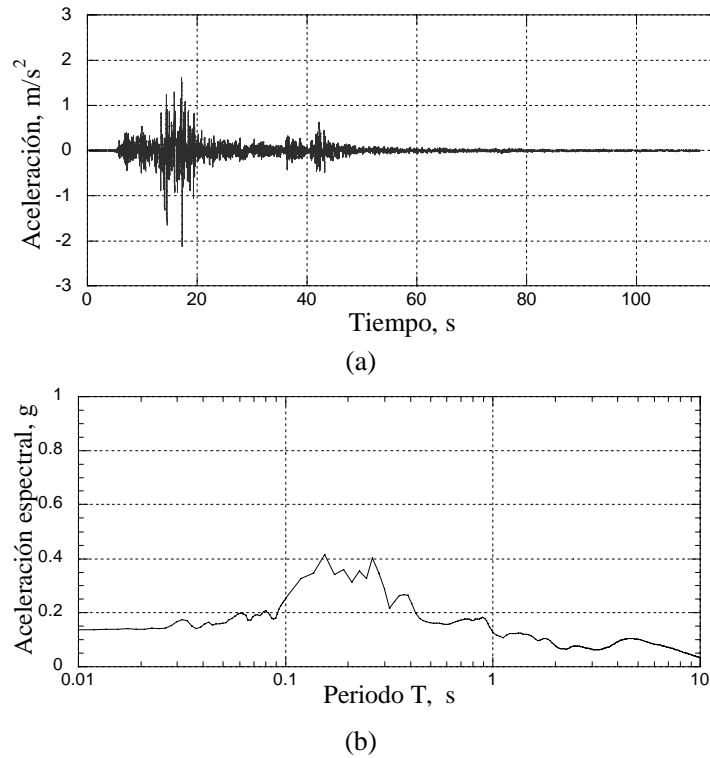


Figura 5.23 (a) Registro de aceleraciones y (b) espectro de respuesta (estación Arcelik)

En la Tabla 5.6 se presentan las propiedades del suelo de los sitios en estudio. Los desplazamientos laterales obtenidos se presentan en la Tabla 5.7, además se presenta una gráfica que incluye los desplazamientos laterales obtenidos por Cetin et al. (2006) mediante los métodos de Shamoto et al. (1998), Hamada et al. (1986), y Youd et al. (2002).

Tabla 5.6 Propiedades del suelo

Perforación	Tipo de suelo	Espesor [m]	Substrato [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Número de golpes del SPT	N <sub>160</sub>	V <sub>s</sub> [m/s]	Amortiguamiento $\zeta$ [%]
<b>Police Station</b>								
SPT-PS2	arena	1.2	1.2	13	8	14	210	5
	arena	0.9	0.9	16	8	14	210	5
	arena	1.6	1.6	16	4	7	148	5
	arcilla	4.2	1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.2	16	3	-	114	5
	arena	0.9	0.9	16	17	20	250	5
	arcilla	9.0	1.0	16	12	-	228	5
			1	16	12	-	228	5
			1	16	12	-	228	5
			1	16	12	-	228	5
			1	16	12	-	228	5
			1	16	12	-	228	5
1			16	12	-	228	5	
1			16	12	-	228	5	



SPT-PS3	arena	0.9	0.9	13	50	50	396	5
	arena	0.9	0.9	16	50	50	396	5
	arena	1.0	1.0	16	3	5	125	5
	arcilla	4.4	1.1	16	3	-	114	5
			1.1	16	3	-	114	5
			1.1	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
	arena	0.6	0.9	16	6	7	148	5
	arcilla	2.9	1.0	16	3	-	228	5
			1.0	16	3	-	228	5
			0.9	16	3	-	228	5
	arena	7.1	1	16	38	39	350	5
			1	16	38	39	350	5
			1	16	38	39	350	5
1			16	38	39	350	5	
1			16	38	39	350	5	
1			16	38	39	350	5	
1.1			16	38	39	350	5	
SPT-PS4	arena	1.1	0.9	13	8	12	194	5
	arena	0.6	0.9	16	8	12	194	5
	arcilla	1.0	1.0	16	1	-	114	5
	arcilla	2.2	1.1	16	1	-	114	5
			1.1	16	3	-	114	5
	arena	0.9	0.9	16	18	20	250	5
	arcilla	10.0	1.0	16	3	-	228	5
			1.0	16	3	-	228	5
			1.0	16	3	-	228	5
			1.0	16	38	-	228	5
			1.0	16	38	-	228	5
			1.0	16	38	-	228	5
			1.0	16	38	-	228	5
1.0			16	38	-	228	5	
1.0			16	38	-	228	5	
1.0			16	38	-	228	5	
<b>Soccer Field</b>								
SPT-SF5	arena	0.7	0.7	13	4	7	148	5
	arena	0.2	0.7	16	4	7	148	5
	arena	0.9	0.9	16	4	7	148	5
	arcilla	8.9	1.0	16	3	5	125	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
0.9	16	3	-	114	5			
SPT-SF6	arena	0.7	0.7	13	2	7	148	5
	arena	0.2	0.7	13	2	7	148	5
	arena	0.9	0.9	16	2	7	148	5
	arcilla	8.9	1.0	16	3	5	125	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	3	-	114	5
			1.0	16	17	-	114	5
			1.0	16	12	-	114	5
0.9	16	12	-	114	5			
0.9	16	3	-	228	5			
<b>Degirmendere Nose</b>								
SPT-DN1	arena	0.8	0.8	13	8	14	210	5
	arena	0.3	0.3	16	8	14	210	5



	arena	0.6	0.6	16	16	29	302	5
	arena	1.5	1.5	16	14	21	257	5
	arena	1.5	1.5	16	22	29	302	5
	arena	1.4	1.4	16	21	25	280	5
	arena	1.1	1.1	16	15	17	231	5
	arena	1.0	1.0	16	16	17	231	5
	arena	1.0	1.0	16	15	16	224	5
SPT-DN2	arena	2.1	1.0	13	13	24	274	5
			1.1	13	13	24	274	5
	arena	1.0	1.0	16	15	24	274	5
	arena	0.8	0.8	16	16	24	274	5
	arena	2.1	1.0	16	27	34	327	5
			1.1	16	27	34	327	5
	arena	1.0	1.0	16	24	30	307	5
	arena	1.0	1.0	16	31	36	336	5
arena	1.3	1.3	16	29	32	317	5	
<b>Yalova Harbor</b>								
SPT-YH1	arena	0.4	0.4	13	45	68	462	5
	arena	1.2	1.2	16	45	68	462	5
	arena	0.5	0.5	16	4	7	148	5
	arena	1.1	1.1	16	10	16	224	5
	arena	1.5	1.5	16	7	10	177	5
	arena	1.1	1.1	16	10	13	202	5
SPT-YH2	arena	3.1	1.0	13	8	13	202	5
			1.0	16	8	13	202	5
			1.1	16	8	13	202	5
	arena	1.0	1	16	9	15	217	5
	arena	1.0	1.0	16	14	21	257	5
	arena	1.1	1.1	16	12	16	224	5
	arena	0.9	0.9	16	12	16	224	5
	arcilla	4.4	1.1	16	-	-	114	5
			1.1	16	-	-	114	5
1.1			16	-	-	114	5	
1.1			16	-	-	114	5	
SPT-YH3	arena	3.0	1.0	13	8	13	202	5
			1.0	16	8	13	202	5
			1.0	16	8	13	202	5
	arena	0.7	0.7	16	12	20	250	5
	arena	1.1	1.1	16	8	12	194	5
	arena	0.9	0.9	16	11	15	217	5
	arena	1.0	1.0	16	13	17	231	5
	arena	1.0	1	16	11	14	114	5
	arcilla	4.89	1	16	-	-	114	5
			1	16	-	-	114	5
1			16	-	-	114	5	
1			16	-	-	114	5	

Tabla 5.7 Desplazamientos laterales calculados para los sitios de estudio

		Desplazamientos laterales [m]					
		Observado	Shamoto et al., 1998	Hamada et al., 1986	Youd et al., 2002	Modelo Finn	Modelo Seed
Police Station	PS2	2.40	0.72	3.10	3.00	2.46	2.68
	PS3	0.10	0.10	1.20	1.80	0.35	0.40
	PS4	0.90	0.04	0.98	0.60	0.47	0.54
Soccer Field	SF5	0.30	0.12	0.00	0.74	0.45	0.50
	SF6	1.20	0.49	0.00	2.40	1.54	1.46
Dergirmendere nose	DN1	0.90	0.97	4.40	1.20	0.59	0.44
	DN2	0.00	0.03	4.40	0.00	0.00	0.01
Yalova Harbor	YH1	0.20	0.20	0.00	0.79	0.12	0.18
	YH2	0.15	0.18	0.00	0.57	0.08	0.07
	YH3	0.05	0.20	0.00	0.61	0.02	0.03

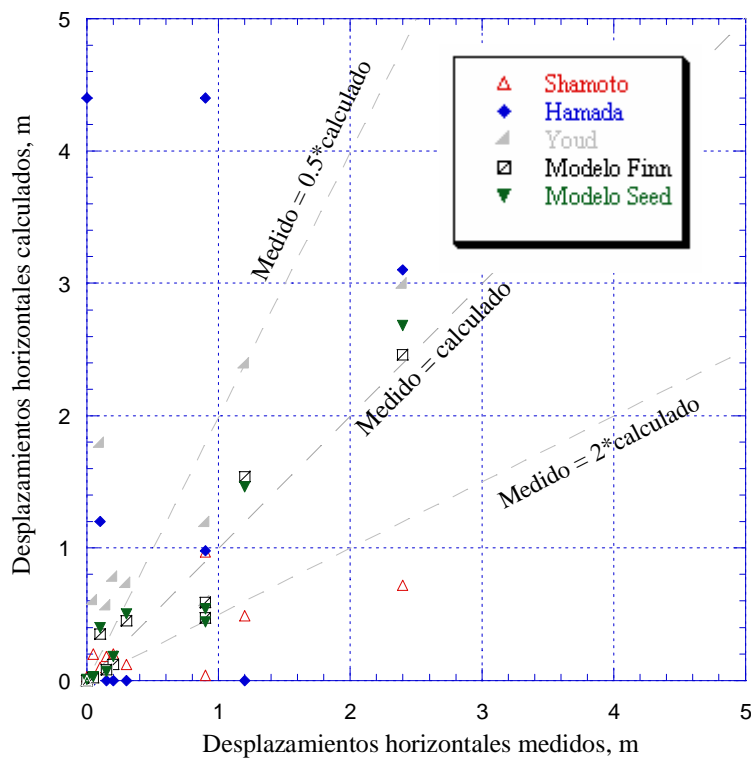


Figura 5.24 Comparación de desplazamientos inducidos por el sismo Turquía-Kocaeli

Los resultados obtenidos con el método propuesto muestran una mejor correlación con los desplazamientos observados en los sitios de falla que los calculados con modelos empíricos. Cuando se cuenta con los parámetros suficientes y bien definidos de las características del suelo es posible hacer predicciones confiables y el modelo discreto representa una buena opción para analizar desplazamientos laterales en suelos potencialmente licuables.





## 6 CONCLUSIONES

En la actualidad existen distintos enfoques que tratan de representar el fenómeno de licuación, así como los desplazamientos laterales inducidos por sismo. El estudio de las características y propiedades del suelo es fundamental para identificar los suelos que tienen mayor riesgo de licuarse.

Los análisis durante el evento dinámico con métodos numéricos permiten incorporar mecanismos de falla y de generación de exceso de presión de poro, así como las propiedades no-lineales del suelo. De igual manera permite resolver ecuaciones complejas que son hipótesis de los mecanismos de falla en los suelos. Los análisis con métodos numéricos para resolver la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo, resultan ser adecuados, ya que dan soluciones aproximadas notablemente satisfactorias de sistemas lineales. El empleo en este trabajo del método numérico de Newmark para resolver la ecuación de movimiento, se justificó al constatar ante diversas soluciones de dicha ecuación, que los resultados alcanzados tienen una aproximación muy aceptable de las soluciones dadas con otros métodos.

Mediante la comparación de algunos métodos empíricos, para predecir desplazamientos laterales utilizados en la práctica profesional se observó que no existe una consistencia adecuada en los resultados. Algunos de los procedimientos, no toman en cuenta las variables más representativas del fenómeno de licuación, por lo que requieren una revisión exhaustiva en sus planteamientos. Los procedimientos del tipo empírico requieren una calibración con una mayor cantidad de registros, para tener correlaciones adecuadas y puedan predecir de una manera confiable. Es muy importante conocer y entender las nuevas tendencias en el uso de métodos cognoscitivos, puesto que se observó que estos métodos pueden dar resultados satisfactorios. Del caso estudiado con diferencias finitas se observa que se pueden modelar de manera adecuada los desplazamientos permanentes del suelo, pero con la salvedad de identificar los muchos parámetros que requieren estos métodos y no ser aplicados de manera indiscriminada. Debido al costo de análisis y a la determinación de muchos parámetros en estos modelos, no es factible realizar modelos detallados de grandes extensiones de suelo.

Con base en las comparaciones con los desplazamientos laterales observados durante varios sismos, se concluye que el esquema numérico propuesto tiene el potencial predictivo adecuado para estimar de manera satisfactoria los desplazamientos observados en suelos

---



granulares finos saturados potencialmente licuables. Asimismo, de los análisis realizados, es evidente la sensibilidad de la formulación a la variación de los parámetros del suelo con que se alimenta el modelo, ya que el error se reduce proporcionalmente a la información disponible sobre los parámetros geotécnicos, las propiedades dinámicas y las historias de aceleraciones empleadas. Así, el esquema numérico simplificado representa una alternativa a los métodos tradicionales basados en enfoques estadísticos o sistemas neurodifusos.

**REFERENCIAS**

Ambraseys N. N. y Menu J. M., 1988, "Engineering seismology", Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 16, pp 985-1006.

Bartlett S. F. y Youd T.L., 1992, "Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spread", Technical Report No. NCEER-92-0021, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Bartlett S. F., y Youd T. L., 1992a, "Empirical prediction of lateral spread displacement", Proc., 4<sup>th</sup> Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-92-0019, August 12, pp 351-365.

Bartlett S. F., y Youd T. L., 1992b, "Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads", Tech. Rep. NCEER-92-0021, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, August 17.

Bartlett S. F., y Youd T. L., 1995, "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 121, No. 4, April, pp 316-329.

Bartlett S.F. y Youd T.L., 1995, "Empirical Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 4, pp 316-329.

Bathe K.-J. y Wilson E. L., 1976. "Numerical methods in finite element analysis", Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.

Baziar M. H., Dobry R. y Elgamal A-W. M., 1992, "Engineering evaluation of permanent ground deformation due to seismically-induced liquefaction", Tech. Rep. NCEER-92-0007, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, March 24.

Bazier M. H. y Ghorbani A., 2005, "Evaluation of lateral spreading using artificial neural networks", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Vol. 25, pp 1-9.

Beatty M. H. y Byrne P. M., 1998, "An effective stress model for Predicting liquefaction behavior of sand", Geotechnical Special Publication No. 75, Proceedings of a Specialty Conference on Geotechnical Earthquake engineering and Soil dynamics III, pp 766-777.



Beatty M. H., 2001, "A synthesized approach for estimating liquefaction-induced displacements of geotechnical structures", Ph. D. Thesis. University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Byrne P. M., Jitno H. y Salgado F., 1992, "Earthquake induced displacements of soil-structure systems", Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp 1407-1412.

Byrne P., 1991, "A cyclic shear-volume coupling and pore-pressure model for sand," Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, March Paper No. 1.24, pp 47-55.

Cetin K O., Youd T. L., Seed R. B., Bray J. D., Stewart J. P., Durgunoglu H. T., Lettis W. y Yilmaz M. T., 2004, "Liquefaction-induced lateral spreading at Izmit Bay during the Kocaeli (Izmit)-Turkey Earthquake", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 12, December.

Chang C-J., Chen W. F. y Yao J. T. P., 1984, "Seismic displacements in slopes by limit analysis", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 110, No. 7, July, pp 860-874.

Chopra A. K., 2001, "Dynamic of structures", 2nd Ed., Prentice-Hill, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.

Clough R.W. y Penzien J., 1993, "Dynamics of structures", 2nd Ed., McGraw-Hill, Inc.

Dawson E.M., Roth W.H., Nesarajah S., Bureau G., y Davis C.A., 2001, "A practice oriented pore pressure generation model", Proceedings: 2nd International FLAC Symposium, Lyon France, October.

De Alba P., Seed H. B. y Chan C. K., 1976, "Sand liquefaction in large-scale shear tests", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT9, September, pp 909-927.

Finn W. D. L., 1990, "Analysis of post-liquefaction deformation in soil structures", Proc., H Bolton Seed Memorial Symposium, Vol.2 Tech Pub., Richmond, British Columbia, May, pp 291-311.

Finn W. D. L., 1991, "Assessment of liquefaction potential and post-liquefaction behavior of earth structures: developments 1981-1991", Proc.: 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engrg. And soil dynamics, St. Louis, Missouri, March, pp 1833-1850.



Finn W. D. L., Ledbetter, R.H. y Wu G., 1994, "Liquefaction in silty soil: Design and analysis", Ground failures under seismic conditions, Geotech. Special Pub. No 44, ASCE, October, pp 757-783.

Finn W. D. L., Lee K. W. y Martin G. R., 1975, "An effective stress model for liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 102, No. GT6, pp 169-198.

Finn W. D. L., Lee K. W. y Martin G. R., 1975, "Stress-strain relations for sand", ASCE, National Convention, Denver, Colorado, November.

Finn W. D. L., Lee K. W. y Martin G. R., 1976, "Constitutive laws for sand in simple shear", Proc., 2nd Int. Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, June 20-25.

García S., Romo M. P. y Figueroa-Nazuno J., 2004, "Soil dynamic properties determination: A neurofuzzy system approach", The Journal Control and Intelligence System, Vol. 33, Num. 1.

García S., Romo M. P. y Sarmiento N., 2003, "Modeling ground motion in Mexico City using artificial neural networks", Geofísica Internacional, Vol. 42, Num. 2, pp 173-183.

Gu W. H., Morgenstern N. R. y Robertson P. K., 1993, "Post-earthquake deformation analysis of Wildlife site", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 120, No. 2, February, pp333-349.

Hamada M., Isoyama R. y Emoto K., 1986, "Study on liquefaction induced permanent ground displacements", Published by the Association for the Development of Earthquake Prediction in Japan, November 1.

Hamada M., O'Rourke T. D. y Yoshida N., 1994, "Liquefaction-Induced Large Ground Displacement", Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes: Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Proceedings, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp 93-108.

Hamada M., Towhata I., Isoyama R., 1987, "Study on permanent ground displacement induced by seismic liquefaction", Computers and Geotechnics, Vol. 4, Elsevier Applied Science Pub., pp 197-220.



---

Hamada M., Yasuda S., Isoyama R. y Emoto K., 1986. "Study On Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements", Report of the Association for the Development of Earthquake Prediction in Japan, Tokyo Japan.

Hardin B. O. y Drnevich V. P., 1972, "shear modulus and damping in soil: design equations and curves", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No SM7, July, pp 667-692.

Herrera I., 1964. "Modelos dinámicos para materiales y estructuras tipo Masing", Boletín de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 3(1), pp 1-8.

Hudson M., Idriss I. M. y Beikae M., 1994, "QUAD4M: A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base", Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engng, University of California, Davis.

Idriss I. M., 1995, "Seed memorial lecture", University of California at Berkeley.

Idriss I. M., Seed H. B. y Serff N., 1974, "Seismic response by variable damping finite elements", Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 100, pp 1-13.

Ishihara K., 1984, "Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit", Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri, St Louis, Vol. 3, pp 1129-1143.

Ishihara, K., 1985, "Stability of natural deposits during earthquakes", Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp 321-376.

Itasca Consulting Group., 2005, FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Guide. Minneapolis, Minnesota, USA.

Jibson R W., 1993, "Predicting earthquake-induced landslide displacement using Newmark's sliding block analysis", Transportation Research Record No 1411, TRB, Washington, D.C., pp 9-17.

Konder R. L. y Zelasko J. S., 1963, "A hyperbolic stress-strain formulation for sands", Proceeding, 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, pp 289-324.

Kramer S. L., 1996, "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.



Kuwano J., Ishihara K. y He, G. N., 1990, "Analysis on permanent deformation of embankments caused by earthquake", *Soil and Foundations, JSSMFE*, Vol. 31, No 3, September, pp 97-110.

Makdisi F. I. y Seed H. B., 1978, "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, Vol. 104, No. GT7.

Martin G. R., Finn W. D. L. y Seed H. B., 1974, "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, Vol. 101, No. GT5, May, pp 423-438.

Masing, G., 1926, "Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing", *Proceedings, 2nd International Congress of Applied Mechanics, Zurich*.

Mayoral J. M., Romo M. P. y Rafael M. V., 2006, "Evaluación del comportamiento sísmico de presas de tierra" XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Chiapas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, AC.

Miyajima M. y Kitaura M. 1994, "Experiments on force acting on underground structures in liquefaction-induced ground flow", *Proc., 5th U.S-Japan. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-94-0026*, November 7, pp 445-455.

National Research Council, 1985, "Liquefaction of soil during earthquake", Report No. CETS-EE-001, Committee on Earthquake Engineering National Academy Press, Washington, D.C.

Newmark N. M. y Rosenblueth E., 1971, "Fundamentals of earthquake engineering", Prentice-Hall, Inc., N.J., pp 162-163.

Newmark N. M., 1965, "Effects of earthquakes on dams and embankments", Fifth Rankine lecture, *Géotechnique*, vol 15, No. 2, June, pp 139-159.

Newmark N.M., 1959, "A method of computation for structures dynamics", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 85, No. EM3, pp 67-94.

Ni S-D., Siddharthan R. V, y Anderson J. G., 1997, "Characteristics of nonlinear response of deep saturated soil deposit", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 87, No. 2, pp 342-355.



Orence R. y Towhata I., 1992, "Prediction of liquefaction-induced permanent ground displacement: A three-dimensional approach", Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-94-0019, August 12, pp 335-349.

Ozkan M.Y., 1998, "A review of considerations on seismic safety of embankments and earth and rock-fill dams", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 17(1998), pp 439-458.

Pestana J. M. y Nadim F., 2000, "Nonlinear site response analysis of submerged sloped", Geotechnical Engineering Report No UCB/GT/2000-04, February.

Rauch A. F., 1997, "EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacement due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes, Ph D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute, Virginia.

Rauch A.F. y Martin II, J.R., 2001, "Prediction the Maximum and Distribution of Displacements on Liquefaction- Induced Lateral Spreads." Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.

Romo M. P. y García S. R., 2005, "Liquefaction induced lateral spreading: A knowledge-data based approach", submitted for publication.

Romo M. P. y García S. R., 2003, "Neurofuzzy mapping of CPT values into soil dynamics properties", International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 23, Num. 6, August, pp 473-482.

Romo M. P. y García S. R., 2006, "Prediction of liquefaction-induced lateral spread: A neurofuzzy procedure", Instituto de Ingeniería, UNAM, serie Investigación y Desarrollo. SID/ 651, Agosto.

Romo M. P., 1999, "Earthquake Geotechnical Engineering and Artificial Neural Networks", IV Arthur Casagrande Lecture, XI Panamerican Congress on Soil Mechanics and Geoenvironmental Engineering, Foz do Iguassu, Brasil, Vol. IV, August.

Romo M. P., García S., Mendoza M. J. y Taboada V., 2001, "Recurrent and constructive algorithm networks for sand behavior modeling", The International Journal of Geomechanics, Vol. 1, No. 4, December, pp 371-387.





Roth W. H., Scott R. F. y Cundall P. A., 1986, "Nonlinear dynamics analysis of a centrifuge model embankment", Proc. 3rd U.S. National Conference on Earthquake engineering, Charleston, South Carolina, Vol. 1 pp 505-516.

Sato H., Hamada, M. y Doi M., 1994, "An experimental study of effects of laterally flowing ground structures", Proc.: 5th U.S-Japan, Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-94-0026, November 7, pp 405-414.

Seed H. B., Arango y Chan K. C., 1975, "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes", rep. No. EERC 75-28. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed H. B. y Idriss I. M., 1969, "Influence of soil conditions on ground motions during earthquake" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp 99-137.

Seed H. B. y Idriss I. M., 1971, "A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Volumen 97, No. SM9, pp 1244-1273.

Seed H. B., 1979, "Soil Liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 105, No. GT2.

Seed H. B., 1987, "Design problems in soil liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 113, No. 8, August, pp 927-845.

Seed H. B., Cetin O. K. Moss R. E. S., Kammerer A. M., Wu J. y Pestana J. M., 2003, "Recent advances in soil liquefaction engineering a unified and consistent framework", 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar.

Seed H.B. y Idriss I.M., 1982, "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes", Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Ca.

Seed H.B., Wong T.W., Idriss I.M. y Tokimatsu, K., 1986, "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 112(11), pp 1016-1032.

Shannon and Wilson, Inc. y Agbabian-Jacobsen Associates, 1972, "Soil behavior under earthquake loading conditions", Seattle, Los Angeles, January, pp 78-86.



Silver M. L. y Seed H. B., 1971, "Volume changes in sands during cyclic loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 97, No. SM9, September, pp 1171-1182.

Tokida K., Matsumoto H., Azuma T. y Towhata I., 1993, "Simplified procedure to estimate lateral ground flow by soil liquefaction", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier Applied Science, New York, pp 381-396.

Towhata I. y Matsumoto H., 1992, "Analysis on development of permanent displacement with time in liquefied ground", Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-94-0026, November 7, pp 377-387.

Towhata I. y Toyota H. 1994, "Dynamics analysis of lateral flow of liquefaction ground", Proc.: 5th U.S.-Japan. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-94-0026, November 7, pp 377-387.

Towhata I., 1991, "Nature of lateral soil movement induced by earthquake liquefaction", Proc., Int. Seminar on Seismic Design, Abandonment and Rehabilitation of Tailings Dams, IX Panamerican conf. on soil Mech. And Found. Engrg., El Cobre, Chile, pp 163-173.

Vargas W. y Towhata I., 1995, "Measurement of drag exerted by liquefied sand on buried pipe", Proc.: First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp 975-980.

Wang J. y Rahman M. S., 1999, "A neural network model for liquefaction-induced horizontal ground displacement", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Vol. 18, pp 555-568.

Wilson E. L., Farhoomand I. y Bathe K. J., 1973, "Nonlinear dynamics analysis of complex structures", Journal of Earthquake Engineering and Structures Dynamics., Vol. 1(3), pp 241-252.

Wilson R. V. y Keefer, D. K., 1985, "Predicting areal limits of earthquake-induced land sliding", Evaluating earthquake hazards in the Angeles region- an earth sciences perspective, USGS Professional Paper No. 1360, pp 317-345.

Yegian M. K., Marciano E. A. y Ghahraman V. G., 1991, "Earthquake-induced permanent deformations: Probabilistic approach", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 117, No. 1, January, pp 35-50.



Youd T. L. y Hoose S. N., 1996, "Distribution of ground displacements and strains induced by lateral spread during the 1964 Niigata earthquake", Proc.: 6th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against soil liquefaction, tech. rep. NCEER-96-0012.

Youd T. L., Perkins D. M. y Turner W. G., 1989, "Liquefaction severity index attenuation for the eastern United States", Proc.: 2<sup>nd</sup> U.S.-Japan. Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on lifelines, Tech. Rep. NCEER-89-0032, December 1, pp 438-452.

Youd T. L. y Perkins D. M., 1977, "Mapping liquefaction-induced ground failure potential", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 102, No. GT6.

Youd T. L. y Perkins D. M., 1978, "Mapping liquefaction-induced ground failure potential", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 104, No. GT4, April, pp 433-446.

Youd T. L., 1984a, "Recurrence of liquefaction at the same site", Proceeding, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp 213-218.

Youd T. L., 1985, "Mapping of earthquake-induced liquefaction for seismic zonation", 4th International conference on Seismic Zonation, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol. 1, pp 111-147.

Youd T. L., Hansen C. M. y Bartlett S. F., 2002, "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 12, pp 1007-1017.

Paginas Web:

[www.yuprocks.com/earthquake\\_pictures](http://www.yuprocks.com/earthquake_pictures)

<http://strike-slip.geol.ucsb.edu/PopUPs/PopUp1.html>

<http://earthquake.usgs.gov/regional/states/events/>

<http://db.cosmos-eq.org/>



## APÉNDICE A

### I. Código del método numérico con enfoque de Finn et al.

```

clear
fid01=fopen('archivo de aceleraciones.txt');
Acel=fscanf(fid01,'%g');
fclose(fid01);

f=input('factor de escalado ');
Htotal=input('espesor del estrato ');
n=input('número de sustrato ');
% % % % % entrada* contiene los datos de entrada del suelo % % % % %
entrada*;
Acel=f*Acel;
alfa=0.25*(0.5+delta)^2
t=deltaT.*(1:size(Acel,1));

%-----

% % % % % densidades % % % %
densidad=peso.*1000/9.81;
% % % % % matriz de masas % % % %
for i=1:n
    masa(i,1)=densidad(i)*e(i);
end
M=diag(masa);
% % % % % relación de amortiguamiento % % % %
l=1./100;
% % % % % presiones verticales iniciales % % % %
pesoinv=peso(n:-1:1,1);
einv=e(n:-1:1,1);
Pvt(1)=pesoinv(1)*einv(1)/2;
u(1)=9.81*einv(1)/2;
Pv0(1)=Pvt(1)-u(1);
for i=2:n
    Pvt(i)=pesoinv(i)*einv(i)/2+Pvt(i-1)+pesoinv(i-1)*einv(i-1)/2;
    u(i)=9.81*einv(i)/2+u(i-1)+9.81*einv(i-1)/2;
    Pv0(i)=Pvt(i)-u(i);
end
Pvt=Pvt(n:-1:1)*1000;
ui=u(n:-1:1)*1000;
u=ui;
Pv0i=Pv0(n:-1:1)*1000;
Pv0=Pv0i;
poro=ui';
efectiva=Pv0i';
% % % % % Gmáx y taumax iniciales % % % %
K2=20*N1_60^(1/3);
Gmaxi=218800*K2*(Pv0i/1000).^0.5;
Gmax=Gmaxi;
taumaxi=(Pv0i.*tan(angfric.*pi./180)+cohesion);

```



```
taumax=taumaxi;
% % % % % frecuencia fundamental del sistema % % % %
Vs=(Gmaxi./densidad).^0.5;
Vsp=sum(e.*Vs)/Htotal;
T_f=4*Htotal/Vsp;
omega1=2*pi/T_f;
% % % % % matriz de rigideces y amortiguamiento de Rayleigh % % % %
Ki=Gmaxi./e;
alfac=(2*omega1*omega2/(omega1+omega2)).*1;
betac=(2/(omega1+omega2)).*1;
c=alfac.*masa+betac.*Ki;
for j=1:n
    for i=1:n
        if j==i && i<n
            K(j,i)=Ki(i)+Ki(i+1);
            C(j,i)=c(i)+c(i+1);
        elseif j~=i && i==j+1
            K(j,i)=-Ki(j+1);
            C(j,i)=-c(j+1);
        elseif j~=i && i>j+1
            K(j,i)=0;
            C(j,i)=0;
        elseif j~=i && i==j-1
            K(j,i)=-Ki(j);
            C(j,i)=-c(j);
        elseif j~=i && i<j-1
            K(j,i)=0;
            C(j,i)=0;
        elseif j==i && i==n
            K(j,i)=Ki(i);
            C(j,i)=c(i);
        end
    end
end
h=e;
c1=8.7*N1_60^-1.25;
c2=0.4/c1;
m_Er=0.00001;
n_Er=1.005;
% % % constante_k2_Er, constante que depende de la profundidad del suelo % % % %
constante_k2_Er
H1=10;
H2=0.4;
H3=3;
H4=0.8;
Er=(Pv0.^(1-m_Er))./(m_Er*k2*Pv0i.^(n_Er-m_Er));
% % % % % método de newmark % % % %
a0=1/(alfa*deltaT^2);
a1=delta/(alfa*deltaT);
a3=1/(alfa*deltaT);
a4=delta/(alfa);
a5=1/(2*alfa);
a6=deltaT*(delta/(2*alfa)-1);
k=K+a0.*M+a1.*C;
```



```
D=zeros(n,1);
V=zeros(n,1);
A=zeros(n,1);
i1=1;
deltaD=zeros(n,1);
deltaV=zeros(n,1);
deltaA=zeros(n,1);
i4=2*ones(n,1);
i5=ones(n,1);
evd=zeros(n,1);
gammamax=zeros(n,1);
gammamin=zeros(n,1);
tau2max=zeros(n,1);
tau2min=zeros(n,1);
ciclo=ones(n,1);
regresa1=zeros(n,1);

    acel=ones(n,1).*Acel(i1);
    R=M*acel+9.81*masa.*sin(fi*pi/180);
    deltaR=R;
    deltaR1=deltaR+M*(a3*V+a5.*A)+C*(a4*V+a5.*A);
    deltaD= linsolve(k,deltaR1);
    deltaV= a1*deltaD-a4*V+a6*A;
    deltaA= a0*deltaD-a3*V-a5*A;
    D=D+deltaD;
    V=V+deltaV;
    A=A+deltaA;
    Dt(i1, 1:n)=D';
    At(i1, 1:n)=A';
    Vt(i1, 1:n)=V';

    gamma(i1,1)=(Dt(i1,1))./h(1);
    deltagamma(i1,1)=gamma(i1,1);
    for i=2:n
        gamma(i1,i)=(Dt(i1,i)-Dt(i1,i-1))./h(i);
        deltagamma(i1,i)=gamma(i1,i);
    end
    if gamma(i1,1)<0
        ciclo_inicial=-1;
        for i=1:n
            tau(i1,i)=(Gmax(i,1).*gamma(i1,i))/(1-Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
            deltatau(i1,i)=tau(i1,i);
        end
    elseif gamma(i1,1)>0
        ciclo_inicial=1;
        for i=1:n
            tau(i1,i)=(Gmax(i,1).*gamma(i1,i))/(1+Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
            deltatau(i1,i)=tau(i1,i);
        end
    end
    deltak=(deltatau(i1,1:n)./(h'.*deltagamma(i1,1:n)));
    for j=1:n
        for i3=1:n
            if j==i3 && i3<n
```



```
K(j,i3)=deltak(i3)+deltak(i3+1);
elseif j~=i3 && i3==j+1
    K(j,i3)=-deltak(j+1);
elseif j~=i3 && i3>j+1
    K(j,i3)=0;
elseif j~=i3 && i3==j-1
    K(j,i3)=-deltak(j);
elseif j~=i3 && i3<j-1
    K(j,i3)=0;
elseif j==i3 && i3==n
    K(j,i3)=deltak(i3);
end
end
end
i1=i1+1;
%%% iteraciones %%%
while i1<=size(Acel,1)
    k=K+a0.*M+a1.*C;
    acel=ones(n,1).*Acel(i1);
    R(1:n,i1)=M.*acel+9.81*masa.*sin(fi*pi/180);
    deltaR=R(1:n,i1)-R(1:n,i1-1);
    deltaR1=deltaR+M*(a3*V+a5*A)+C*(a4*V+a6*A);
    deltaD= linsolve(k,deltaR1);
    deltaV= a1*deltaD-a4*V+a6*A;
    deltaA= a0*deltaD-a3*V-a5*A;
    D=D+deltaD;
    V=V+deltaV;
    A=A+deltaA;
    Dt(i1, 1:n)=D';
    At(i1, 1:n)=A';
    Vt(i1, 1:n)=V';

    gamma(i1,1)=(Dt(i1,1))./h(1);
    deltagamma(i1,1)=gamma(i1,1)-gamma(i1-1,1);
    for i=2:n
        gamma(i1,i)=(Dt(i1,i)-Dt(i1,i-1))./h(i);
        deltagamma(i1,i)=gamma(i1,i)-gamma(i1-1,i);
    end

    for i=1:n
        if gamma(i1,i)>gamma(i1-1,i)
            signo_gamma(i1,i)=1;
            gammamax(i,1)=gamma(i1,i);
        elseif gamma(i1,i)<gamma(i1-1,i)
            signo_gamma(i1,i)=-1;
            gammamin(i,1)=gamma(i1,i);
        end
    end

    for i=1:n

        if ciclo_inicial==1
            if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0;
                regresal(i,1)=1;
            end
        end
    end
end
```



```

    ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
end
if signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1);
    regresal(i,1)=regresal(i,1)+1;
    deltaevd(i,1)=(c1*abs(gammamax(i,1))*exp(-c2*evd(i,1)/(abs(gammamax(i,1))))/100);
    evd(i,1)=evd(i,1)+deltaevd(i,1);
    Er(i,1)=(Pv0(i,1)^(1-m_Er))/(m_Er*k2*Pv0i(i,1)^(n_Er-m_Er));
    deltau(i,1)=Er(i,1)*deltaevd(i,1);
    u(i,1)=u(i,1)+deltau(i,1);
    tciclo(ciclo(i,1),i)=t(i1);
    if u(i,1)>Pvt(i,1)-100
        u(i,1)=Pvt(i,1)-100;
    end
    Pv0(i,1)=Pv0(i,1)-deltau(i,1);
    if Pv0(i,1)<100
        Pv0(i,1)=100;
    end
    poro(ciclo(i,1),i)=u(i,1);
    efectiva(ciclo(i,1),i)=Pv0(i,1);
    Gmax(i,1)=Gmaxi(i,1)*(1+evd(i,1)/(H1+H2*evd(i,1)))*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1))^0.5;
    taumax(i,1)=taumaxi(i,1)*(1+evd(i,1)/(H3+H4*evd(i,1)))*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1));
end
if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1)+1;
    ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
    i5(i,1)=i5(i,1)+1;
    i4(i,1)=i4(i,1)+1;
end

if ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0
    tau(i1,i)=(Gmax(i,1)*gamma(i1,i))/(1+Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=-Gmax(i,1)*(gammamax(i,1)-
gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(gammamax(i,1)-gamma(i1,i))/2)+tau2max(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
elseif signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=Gmax(i,1)*(-gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(-
gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/2)+tau2min(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if tau(i1,i)>tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=1;
    tau2max(i,1)=tau(i1,i);
elseif tau(i1,i)<tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=-1;
    tau2min(i,1)=tau(i1,i);
end
elseif ciclo_inicial==-1
    if signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0;
        regresal(i,1)=1;
        ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;

```





```
end
if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1);
    regresal(i,1)=regresal(i,1)+1;
    deltaevd(i,1)=c1*abs(gammamin(i,1))*exp(-c2*evd(i,1)/(abs(gammamin(i,1))));
    evd(i,1)=evd(i,1)+deltaevd(i,1);
    Er(i,1)=(Pv0(i,1)^(1-m_Er))/(m_Er*k2*Pv0i(i,1)^(n_Er-m_Er));
    deltau(i,1)=Er(i,1)*deltaevd(i,1);
    u(i,1)=u(i,1)+deltau(i,1);
    tciclo(ciclo(i,1),i)=t(i1);
    if u(i,1)>Pvt(i,1)-100
        u(i,1)=Pvt(i,1)-100;
    end
    Pv0(i,1)=Pv0(i,1)-deltau(i,1);
    if Pv0(i,1)<100
        Pv0(i,1)=100;
    end
    poro(ciclo(i,1),i)=u(i,1);
    efectiva(ciclo(i,1),i)=Pv0(i,1);
    Gmax(i,1)=Gmaxi(i,1)*(1+evd(i,1)/(H1+H2*evd(i,1)))*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1))^0.5;
    taumax(i,1)=taumaxi(i,1)*(1+evd(i,1)/(H3+H4*evd(i,1)))*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1));
end
if signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1)+1;
    ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
    i5(i,1)=i5(i,1)+1;
    i4(i,1)=i4(i,1)+1;
end

if ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0
    tau(i1,i)=(Gmax(i,1)*gamma(i1,i))/(1-Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=-Gmax(i,1)*(gammamax(i,1)-
gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(gammamax(i,1)-gamma(i1,i))/2)+tau2max(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
elseif signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=Gmax(i,1)*(-gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(-
gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/2)+tau2min(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if tau(i1,i)>tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=1;
    tau2max(i,1)=tau(i1,i);
elseif tau(i1,i)<tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=-1;
    tau2min(i,1)=tau(i1,i);
end
end
end

deltak=(deltatau(i1,1:n)/(h'.*deltagamma(i1,1:n)))';
for j=1:n
```



```

    for i3=1:n
        if j==i3 && i3<n
            K(j,i3)=deltak(i3)+deltak(i3+1);
        elseif j~=i3 && i3==j+1
            K(j,i3)=-deltak(j+1);
        elseif j~=i3 && i3>j+1
            K(j,i3)=0;
        elseif j~=i3 && i3==j-1
            K(j,i3)=-deltak(j);
        elseif j~=i3 && i3<j-1
            K(j,i3)=0;
        elseif j==i3 && i3==n
            K(j,i3)=deltak(i3);
        end
    end
end

i1=i1+1;
end
%%%%%% FIN %%%%%%%%%%

```

## II. Código del método numérico con enfoque de Seed et al.

```

clear
fid01=fopen(' archivo de aceleraciones.txt ');
Acel=fscanf(fid01,'%g');
fclose(fid01);

f=input('factor de escalado ');
Htotal=input('espesor del estrato ');
n=input('número de subestrato ');
%%%%%%%%% entrada* contiene los datos de entrada del suelo %%%%%%%%%%
entrada3;
Acel=f*Acel;
alfa=0.25*(0.5+delta)^2
t=deltaT.*(1:size(Acel,1));

% -----

%%%%%%%%% densidades %%%%%%%%%%
densidad=peso.*1000/9.81;
%%%%%%%%% matriz de masas %%%%%%%%%%
for i=1:n
    masa(i,1)=densidad(i)*e(i);
end
M=diag(masa);
%%%%%%%%% relación de amortiguamiento %%%%%%%%%%
l=l./100;
%%%%%%%%% presiones verticales iniciales %%%%%%%%%%
pesoinv=peso(n:-1:1,1);
einv=e(n:-1:1,1);
Pvt(1)=pesoinv(1)*einv(1)/2;
u(1)=9.81*einv(1)/2;
Pv0(1)=Pvt(1)-u(1);

```



```
for i=2:n
    Pvt(i)=pesoinv(i)*einv(i)/2+Pvt(i-1)+pesoinv(i-1)*einv(i-1)/2;
    u(i)=9.81*einv(i)/2+u(i-1)+9.81*einv(i-1)/2;
    Pv0(i)=Pvt(i)-u(i);
end
Pvt=Pvt(n:-1:1)*1000;
ui=u(n:-1:1)*1000;
u=ui;
Pv0i=Pv0(n:-1:1)*1000;
Pv0=Pv0i;
poro=ui';
efectiva=Pv0i';

%%%%%% Gmáx y taumax iniciales %%%
K2=20*N1_60^(1/3);
Gmaxi=218800*K2*(Pv0i/1000).^0.5;
Gmax=Gmaxi;
taumaxi=(Pv0i.*tan(angfric.*pi./180)+cohesion);
taumax=taumaxi;
%%%%%% frecuencia fundamental del sistema %%%
Vs=(Gmaxi./densidad).^0.5;
Vsp=sum(e.*Vs)/Htotal;
T_f=4*Htotal/Vsp;
omega1=2*pi/T_f;
%%%%%% matriz de rigideces y amortiguamiento de Rayleigh %%%
Ki=Gmaxi./e;
alfac=(2*omega1*omega2/(omega1+omega2)).*1;
betac=(2/(omega1+omega2)).*1;
c=alfac.*masa+betac.*Ki;
for j=1:n
    for i=1:n
        if j==i && i<n
            K(j,i)=Ki(i)+Ki(i+1);
            C(j,i)=c(i)+c(i+1);
        elseif j~=i && i==j+1
            K(j,i)=-Ki(j+1);
            C(j,i)=-c(j+1);
        elseif j~=i && i>j+1
            K(j,i)=0;
            C(j,i)=0;
        elseif j~=i && i==j-1
            K(j,i)=-Ki(j);
            C(j,i)=-c(j);
        elseif j~=i && i<j-1
            K(j,i)=0;
            C(j,i)=0;
        elseif j==i && i==n
            K(j,i)=Ki(i);
            C(j,i)=c(i);
        end
    end
end
end
h=e;
```



```
%% % % % % método de newmark % % % %
a0=1/(alfa*deltaT^2);
a1=delta/(alfa*deltaT);
a3=1/(alfa*deltaT);
a4=delta/(alfa);
a5=1/(2*alfa);
a6=deltaT*(delta/(2*alfa)-1);
k=K+a0.*M+a1.*C;

D=zeros(n,1);
V=zeros(n,1);
A=zeros(n,1);
i1=1;
deltaD=zeros(n,1);
deltaV=zeros(n,1);
deltaA=zeros(n,1);
i4=2*ones(n,1);
i5=ones(n,1);
gammamax=zeros(n,1);
gammamin=zeros(n,1);
tau2max=zeros(n,1);
tau2min=zeros(n,1);
ciclo=ones(n,1);
regresa1=zeros(n,1);
cont=zeros(n,1);
ru=zeros(n,1);

    acel=ones(n,1).*Acel(i1);
    R=M*acel+9.81*masa.*sin(fi*pi/180);
    deltaR=R;
    deltaR1=deltaR+M*(a3*V+a5.*A)+C*(a4*V+a5.*A);
    deltaD= linsolve(k,deltaR1);
    deltaV= a1*deltaD-a4*V+a6*A;
    deltaA= a0*deltaD-a3*V-a5*A;
    D=D+deltaD;
    V=V+deltaV;
    A=A+deltaA;
    Dt(i1, 1:n)=D';
    At(i1, 1:n)=A';
    Vt(i1, 1:n)=V';

    gamma(i1,1)=(Dt(i1,1))./h(1);
    deltagamma(i1,1)=gamma(i1,1);
    for i=2:n
        gamma(i1,i)=(Dt(i1,i)-Dt(i1,i-1))./h(i);
        deltagamma(i1,i)=gamma(i1,i);
    end
    if gamma(i1,1)<0
        ciclo_inicial=-1;
        for i=1:n
            tau(i1,i)=(Gmax(i,1).*gamma(i1,i))/(1-Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
            deltatau(i1,i)=tau(i1,i);
        end
    elseif gamma(i1,1)>0
```



```
ciclo_inicial=1;
for i=1:n
    tau(i1,i)=(Gmax(i,1).*gamma(i1,i))/(1+Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i);
end
end
deltak=(deltatau(i1,1:n)/(h'.*deltagamma(i1,1:n)))';
for j=1:n
    for i3=1:n
        if j==i3 && i3<n
            K(j,i3)=deltak(i3)+deltak(i3+1);
        elseif j~=i3 && i3==j+1
            K(j,i3)=-deltak(j+1);
        elseif j~=i3 && i3>j+1
            K(j,i3)=0;
        elseif j~=i3 && i3==j-1
            K(j,i3)=-deltak(j);
        elseif j~=i3 && i3<j-1
            K(j,i3)=0;
        elseif j==i3 && i3==n
            K(j,i3)=deltak(i3);
        end
    end
end
end
i1=i1+1;
%%% iteraciones %%%
while i1<=size(Acel,1)

    k=K+a0.*M+a1.*C;
    acel=ones(n,1).*Acel(i1);
    R(1:n,i1)=M*acel+9.81*masa.*sin(fi*pi/180);
    deltaR=R(1:n,i1)-R(1:n,i1-1);
    deltaR1=deltaR+M*(a3*V+a5*A)+C*(a4*V+a6*A);
    deltaD= linsolve(k,deltaR1);
    deltaV= a1*deltaD-a4*V+a6*A;
    deltaA= a0*deltaD-a3*V-a5*A;
    D=D+deltaD;
    V=V+deltaV;
    A=A+deltaA;
    Dt(i1, 1:n)=D';
    At(i1, 1:n)=A';
    Vt(i1, 1:n)=V';

    gamma(i1,1)=(Dt(i1,1))./h(1);
    deltagamma(i1,1)=gamma(i1,1)-gamma(i1-1,1);
    for i=2:n
        gamma(i1,i)=(Dt(i1,i)-Dt(i1,i-1))./h(i);
        deltagamma(i1,i)=gamma(i1,i)-gamma(i1-1,i);
    end

    for i=1:n
        if gamma(i1,i)>gamma(i1-1,i)
            signo_gamma(i1,i)=1;
            gammamax(i,1)=gamma(i1,i);
        end
    end
end
```



```
elseif gamma(i1,i)<gamma(i1-1,i)
    signo_gamma(i1,i)=-1;
    gammamin(i,1)=gamma(i1,i);
end
end
for i=1:n

if ciclo_inicial==1
    if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0;
        regresal(i,1)=1;
        ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
    end
    if signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1);
        regresal(i,1)=regresal(i,1)+1;
        cont(i,1)=cont(i,1)+1;
        CSR(i,1)=(abs(tau2max(i,1)-tau2min(i,1)))/Pv0(i,1);
        % % % %
        CSR8_5
        % % % %
        deltaru(i,1)=(0.5)/NC(i,1);
        deltau(i,1)=Pv0(i,1).*deltaru(i,1);
        ru(i,1)=ru(i,1)+deltaru(i,1);
        if ru(i,1)>1
            ru(i,1)=1;
        end
        u(i,1)=u(i,1)+deltaru(i,1);
        tcont(cont(i,1),i)=t(i1);
        if u(i,1)>Pvt(i,1)-100
            u(i,1)=Pvt(i,1)-100;
        end
        Pv0(i,1)=Pv0(i,1)-deltaru(i,1);
        if Pv0(i,1)<100
            Pv0(i,1)=100;
        end
        poro(cont(i,1),i)=u(i,1);
        efectiva(cont(i,1),i)=Pv0(i,1);
        relacionru(cont(i,1),i)=ru(i,1);
        Gmax(i,1)=Gmaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1))^0.5;
        taumax(i,1)=taumaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1));
    end
    if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1)+1;
        ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
        i5(i,1)=i5(i,1)+1;
        i4(i,1)=i4(i,1)+1;
        cont(i,1)=cont(i,1)+1;
        CSR(i,1)=(abs(tau2max(i,1)-tau2min(i,1)))/Pv0(i,1);
        % % % %
        CSR8_5
        % % % %
        deltaru(i,1)=(0.5)/NC(i,1);
        deltau(i,1)=Pv0(i,1).*deltaru(i,1);
        ru(i,1)=ru(i,1)+deltaru(i,1);
        if ru(i,1)>1
            ru(i,1)=1;
        end
    end
```



```
u(i,1)=u(i,1)+deltau(i,1);
tcont(cont(i,1),i)=t(i1);
if u(i,1)>Pvt(i,1)-100
    u(i,1)=Pvt(i,1)-100;
end
Pv0(i,1)=Pv0(i,1)-deltau(i,1);
if Pv0(i,1)<100
    Pv0(i,1)=100;
end
poro(cont(i,1),i)=u(i,1);
efectiva(cont(i,1),i)=Pv0(i,1);
relacionru(cont(i,1),i)=ru(i,1);
Gmax(i,1)=Gmaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1))^0.5;
taumax(i,1)=taumaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1));
end

if ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0
    tau(i1,i)=(Gmax(i,1)*gamma(i1,i))/(1+Gmax(i,1)*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=-Gmax(i,1)*(gammamax(i,1)-
gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(gammamax(i,1)-gamma(i1,i))/2)+tau2max(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
elseif signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=Gmax(i,1)*(-gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(-
gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/2)+tau2min(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if tau(i1,i)>tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=1;
    tau2max(i,1)=tau(i1,i);
elseif tau(i1,i)<tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=-1;
    tau2min(i,1)=tau(i1,i);
end

elseif ciclo_inicial==1
if signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0;
    regresal(i,1)=1;
    ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
end
if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1);
    regresal(i,1)=regresal(i,1)+1;
    cont(i,1)=cont(i,1)+1;
    CSR(i,1)=(abs(tau2max(i,1)-tau2min(i,1)))/Pv0(i,1);
    % % % %
    CSR8_5
    % % % %
    deltaru(i,1)=(0.5)/NC(i,1);
    deltau(i,1)=Pv0(i,1)*deltaru(i,1);
    ru(i,1)=ru(i,1)+deltaru(i,1);
```



```
if ru(i,1)>1
    ru(i,1)=1;
end
u(i,1)=u(i,1)+deltau(i,1);
tcont(cont(i,1),i)=t(i1);
if u(i,1)>Pvt(i,1)-100
    u(i,1)=Pvt(i,1)-100;
end
Pv0(i,1)=Pv0(i,1)-deltau(i,1);
if Pv0(i,1)<100
    Pv0(i,1)=100;
end
poro(cont(i,1),i)=u(i,1);
efectiva(cont(i,1),i)=Pv0(i,1);
relacionru(cont(i,1),i)=ru(i,1);
Gmax(i,1)=Gmaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1))^0.5;
taumax(i,1)=taumaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1));
end
if signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)==i4(i,1) & regresal(i,1)==i5(i,1)+1;
    ciclo(i,1)=ciclo(i,1)+1;
    i5(i,1)=i5(i,1)+1;
    i4(i,1)=i4(i,1)+1;
    cont(i,1)=cont(i,1)+1;
    CSR(i,1)=(abs(tau2max(i,1)-tau2min(i,1)))/Pv0(i,1);
    % % % %
    CSR8_5
    % % % %
    deltaru(i,1)=(0.5)/NC(i,1);
    deltau(i,1)=Pv0(i,1).*deltaru(i,1);
    ru(i,1)=ru(i,1)+deltaru(i,1);
    if ru(i,1)>1
        ru(i,1)=1;
    end
    u(i,1)=u(i,1)+deltau(i,1);
    tcont(cont(i,1),i)=t(i1);
    if u(i,1)>Pvt(i,1)-100
        u(i,1)=Pvt(i,1)-100;
    end
    Pv0(i,1)=Pv0(i,1)-deltau(i,1);
    if Pv0(i,1)<100
        Pv0(i,1)=100;
    end
    poro(cont(i,1),i)=u(i,1);
    efectiva(cont(i,1),i)=Pv0(i,1);
    relacionru(cont(i,1),i)=ru(i,1);
    Gmax(i,1)=Gmaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1))^0.5;
    taumax(i,1)=taumaxi(i,1)*(Pv0(i,1)/Pv0i(i,1));
end
if ciclo(i,1)==1 & regresal(i,1)==0
    tau(i1,i)=(Gmax(i,1).*gamma(i1,i))/(1-Gmax(i,1).*gamma(i1,i)/taumax(i,1));
    deltatatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end
```





```
if signo_gamma(i1,i)==-1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=-Gmax(i,1)*(gammamax(i,1)-
gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(gammamax(i,1)-gamma(i1,i))/2)+tau2max(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
elseif signo_gamma(i1,i)==1 & ciclo(i,1)~=1
    tau(i1,i)=Gmax(i,1)*(-gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/(1+(Gmax(i,1)/taumax(i,1))*(-
gammamin(i,1)+gamma(i1,i))/2)+tau2min(i,1);
    deltatau(i1,i)=tau(i1,i)-tau(i1-1,i);
end

if tau(i1,i)>tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=1;
    tau2max(i,1)=tau(i1,i);
elseif tau(i1,i)<tau(i1-1,i)
    signo_tau(i1,i)=-1;
    tau2min(i,1)=tau(i1,i);
end
end
end

deltak=(deltatau(i1,1:n)./(h'.*deltagamma(i1,1:n)))';
for j=1:n
    for i3=1:n
        if j==i3 && i3<n
            K(j,i3)=deltak(i3)+deltak(i3+1);
        elseif j~=i3 && i3==j+1
            K(j,i3)=-deltak(j+1);
        elseif j~=i3 && i3>j+1
            K(j,i3)=0;
        elseif j~=i3 && i3==j-1
            K(j,i3)=-deltak(j);
        elseif j~=i3 && i3<j-1
            K(j,i3)=0;
        elseif j==i3 && i3==n
            K(j,i3)=deltak(i3);
        end
    end
end
end

i1=i1+1;
end
%%%%% FIN %%%%%%%%%%
```