

01121
35



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

*Análisis de pilotes en depósitos de suelo
con estratos potencialmente licuables*

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
Ingeniero Civil

PRESENTA:

Nelson Ricardo Delgado Contreras

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. Miguel Pedro Romo Organista

México, D.F. Agosto 2003

A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/140/98

Autorizo a la Dirección General de la Administración Escolar de la UNAM a difundir en formato digital el contenido de mi trabajo.

NOMBRE: Nelson Ricardo Delgado Contreras
FECHA: 1 septiembre '03
FIRMA: [Firma]

Señor
NELSON RICARDO DELGADO CONTRERAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS DE PILOTES EN DEPÓSITOS DE SUELO CON ESTRATOS
POTENCIALMENTE LICUABLES"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. DESARROLLO DEL MODELO ANALÍTICO
- III. ESTUDIO PARAMÉTRICO
- IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria D.F. a 16 de agosto de 2003.
EL DIRECTOR

[Firma]
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/AJP/ser

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradezco a la UNAM por el privilegio de estudiar una carrera. A la Facultad de Ingeniería y a sus profesores por proporcionarme una formación excepcional. Al Instituto de Ingeniería por el apoyo brindado en el desarrollo de este trabajo. Al Dr. Miguel P. Romo por la dirección del mismo. A todos aquellos, becarios del Instituto de Ingeniería y compañeros de la Facultad de Ingeniería, que de forma directa o indirecta colaboraron conmigo.

*A **Quien** me dió la Vida*

A mi Papá y a mi Mamá, porque sin ellos ni siquiera estaría escribiendo estas líneas.

*Gracias por todo lo que sé que han hecho por mí,
pero sobretodo gracias por todo lo que en silencio
sólo ustedes saben que han hecho por mí.*

Gracias siempre por su cariño.

A Patty, Pepe y Pao, por todo su cariño y su apoyo.

*Gracias por la suerte de crecer juntos,
por todas las ocasiones en que han estado conmigo.*

Gracias por ser mis amigos.

A Rebe, por tu amor y tu amistad.

Gracias por no dejarme vencer.

*Gracias por creer, por escucharme, por ser compañera, ser cómplice
y por encima de todo gracias por la dicha de contar contigo.*

A Mayte, Pablo y Taha por ser parte importante de esta familia.

A mi familia entera.

*A Óscar, por tu compromiso con que este trabajo se terminara finalmente,
por todas las veces en que un buen café salvó la tarde, gracias por tu amistad.*

*A Enrique, por recordarme que con una sonrisa
siempre es más sencillo seguir adelante, gracias por ser siempre amigo.*

*A José Luis, por toda tu experiencia compartida y tu interés
en que este trabajo llegara a buen término, gracias por tu consejo.*

*A todos los que por desgracia olvidé mencionar de forma explícita
pero que saben que son parte importante de mi vida.*

*La ambición y el interés son dos cosas diferentes ¿verdad?
Si estoy realmente interesado en pintar, si amo la pintura,
no compito para ser el mejor o el más famoso de los pintores.*

Sólo amo la pintura.

*Puede que usted sea mejor en pintura que yo,
pero no me comparo con usted.*

*Cuando pinto, amo lo que estoy haciendo,
y para mí eso es suficiente en sí mismo.*

*J. Krishnamurti
Life Ahead (El Arte de Vivir)*

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

▪ MOTIVACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	i
▪ OBJETIVOS DEL TRABAJO	ii
▪ ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	ii

I. ANTECEDENTES

I.1	CONCEPTOS GENERALES	1
I.1.1	PILOTES	1
I.1.2	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	4
I.1.2.1	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA-PILOTE	6
I.1.3	LICUACIÓN DE ARENAS	10
I.2	DESCRIPCIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS EXISTENTES	14
I.2.1	COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO	14
I.2.1.1	MODELO GENERALIZADO DE DAVIDENKOV	17
I.2.1.2	MODELO GENERALIZADO DE RAMBERG-OSGOOD	19
I.2.1.3	MODELO DE MARTIN- DAVIDENKOV	20
I.2.2	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA-PILOTE	21
I.2.2.1	IMPEDANCIAS DINÁMICAS	22
I.2.2.2	MODELOS DE WINKLER	22
I.2.3	CURVAS P - Y	25
I.2.3.1	CURVAS P - Y DINÁMICAS	27
I.2.4	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	31
I.2.4.1	MÉTODO BASADO EN LA OBSERVACIÓN DE COMPORTAMIENTO	32
I.2.4.2	MÉTODO BASADO EN LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS	33

II. DESARROLLO DEL MODELO ANALÍTICO

II.1	PLANTEAMIENTO	37
II.1.1	RESPUESTA DEL SUELO DE CAMPO LIBRE	37
II.1.2	MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-PILOTE	38
II.1.2.1	MODELADO DEL PILOTE AISLADO	38
II.1.2.2	MATRIZ DE RIGIDECES DEL SISTEMA	40
II.1.2.3	MATRIZ DE MASAS CONCENTRADAS	42
II.1.2.4	MATRIZ DE MASAS CONSISTENTES	43

II.1.2.4	MATRIZ DE MASAS DE AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA	45
II.2	ANÁLISIS TEÓRICO	46
II.3	CURVAS P - Y PARA ESTRATOS POTENCIALMENTE LICUABLES	49
II.4	MODELO DEL ESTRATO POTENCIALMENTE LICUABLE	51
II.5	VERIFICACIÓN	54
III.	ESTUDIO PARAMÉTRICO	
III.1	METODOLOGÍA	59
III.2	APLICACIÓN DEL MODELO	61
III.3	RESULTADOS	70
III.4	ANÁLISIS DE RESULTADOS	77
III.5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	86
IV.	CONCLUSIONES	89
	BIBLIOGRAFÍA	91

INTRODUCCIÓN

Bajo condiciones sísmicas, una estructura de cimentación debe soportar muy diversas cargas producto de la respuesta del sitio sobre el cual se localiza. La naturaleza del sitio influye de forma significativa en el tipo de respuesta registrada y dicha respuesta determina en gran medida los efectos observados en la estructura. Para una estructura de cimentación resuelta con pilotes, los elementos mecánicos obtenidos para la respuesta dinámica pueden incrementarse significativamente cuando el suelo que lo rodea sufre licuación. La generación de este fenómeno se considera en la mayoría de los casos producto de la excitación sísmica más que de la vibración inducida por el pilote [40]¹.

La presión de poro registrada en estratos de arena puede aumentar considerablemente para condiciones dinámicas, si dicha presión de poro no puede disiparse debido a las fronteras que limitan el estrato, el esfuerzo efectivo disminuirá a la vez que la resistencia de corte. Si el valor de la presión de poro es igual al valor del esfuerzo vertical la resistencia al corte será nula y el suelo fluirá como un líquido hasta que se alcance el equilibrio presentándose entonces una falla por licuación.

Si un pilote se encuentra colocado en un estrato susceptible de desarrollar licuación, el flujo difícilmente podrá presentarse, aunque sí la disminución del confinamiento; así como un incremento en la deformación registrada en el pilote. Dicha disminución del confinamiento conduce a que el segmento del pilote que atraviesa el estrato potencialmente licuable deba trabajar como una viga empotrada en los extremos, siendo éstos los únicos apoyos capaces de contrarrestar los efectos sísmicos observándose en consecuencia aumentos importantes en los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en dichos límites de los estratos de arena.

MOTIVACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El interés por investigar el comportamiento dinámico de las arenas cobró fuerza tras observarse en Niigata, Japón en 1964 los efectos desastrosos que el fenómeno de licuación podía tener en las estructuras. La mayoría de las investigaciones se concentraron en determinar las condiciones de esfuerzo para las cuales el fenómeno podría presentarse a la vez que intentar predecir el daño que se tendría en las estructuras.

Los efectos que puede tener el fenómeno de licuación sobre una cimentación piloteada, se resumen en los daños que resultan de la disminución del confinamiento que en condiciones normales proveería el suelo que rodea al pilote. Es precisamente en la interfaz entre el estrato licuable y el estrato no licuable donde se han observado los daños más severos sufridos por este tipo de cimentación [51]. Las investigaciones realizadas en cimentaciones piloteadas, las cuales han sufrido daños como resultado de la licuación de estratos de arena [52], han recalcado la importancia que debe darse al análisis de la respuesta dinámica suelo-pilote con el fin de que se conozcan las cargas que podrían actuar en el pilote bajo dichas condiciones. A pesar del énfasis que se ha sugerido se dé a los análisis de interacción dinámica suelo-pilote en suelos potencialmente licuables, se conoce aún muy poco acerca del tipo de falla que puede presentarse en los pilotes.

De acuerdo con revisiones realizadas respecto a los daños registrados en cimentaciones piloteadas para condiciones sísmicas [53], se sabe que para el caso de licuación pueden presentarse rupturas del pilote como resultado de la concentración de elementos mecánicos o por el incremento en los desplazamientos. En la revisión de las fallas registradas en pilotes se han detectado también fallas en la cabeza del pilote resultado de la concentración de momento flexionante o fuerza cortante transmitida desde la superestructura. Los efectos mencionados esperan reproducirse de manera satisfactoria con el modelo propuesto.

¹ Los números colocados entre corchetes indican la referencia bibliográfica correspondiente. Véase pp. 91-93.

A lo largo de este trabajo se describe un procedimiento de análisis que se integra en un programa de computadora, elaborado específicamente para considerar los efectos antes descritos, y que permite aproximar los efectos registrados en un pilote aislado. Los alcances de este trabajo se limitan al modelado de la respuesta dinámica del sistema suelo-pilote, teniendo como datos de entrada las excitaciones registradas originalmente en el sitio, conocidas como respuesta de campo libre. El modelado de la respuesta de campo libre [19] a la vez que las hipótesis sobre las cuales se obtiene dicha respuesta no son tema de análisis de este trabajo y se mencionan como puntos importantes a considerar en la interpretación de resultados. De igual forma, la obtención de los elementos mecánicos se realiza por medio de un programa de elemento finito realizado con anterioridad [38]. Es importante mencionar que sólo se analizan pilotes aislados, lo cual equivale a decir que se desprecian los efectos de grupos de pilotes.

OBJETIVOS DEL TRABAJO

Los objetivos generales de este trabajo se resumen en los siguientes puntos:

- Proponer un método de análisis de interacción dinámica suelo-pilote, el cual permita considerar los efectos que se tendrían al presentarse el fenómeno de licuación en un estrato de arena.
- Elaborar un programa de computadora que integre la metodología propuesta que posibilite la aplicación directa del método, así como la interpretación de los resultados obtenidos.
- Evidenciar la importancia que los análisis de interacción dinámica suelo-pilote deben cobrar en el diseño estructural de pilotes.
- Sentar las bases para investigaciones posteriores en este campo, con el fin de que se definan líneas de investigación que permitan profundizar en la comprensión del fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura.

Los objetivos particulares se enlistan a continuación:

- Diseñar un programa visualmente atractivo, el cual integre diversas herramientas de programación con el fin de incrementar la eficiencia.
- Exponer de la forma más clara posible los pasos necesarios para reproducir los resultados presentados en este trabajo.

ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La primera parte de este trabajo escrito (**CAPÍTULO I - ANTECEDENTES**) se refiere a la exposición del marco teórico que sustenta la metodología del análisis propuesto. Los temas fundamentales que cubre la parte teórica son: el fenómeno de interacción dinámica *suelo-pilote* y el fenómeno de licuación de arenas para condiciones dinámicas. En la segunda parte de este apartado se presentan los principales procedimientos existentes, utilizados para modelar el fenómeno de interacción, así como calcular el potencial de licuación de una muestra de arena. El objetivo de este capítulo es proporcionar una base teórica mínima que posibilite la comprensión del planteamiento expuesto en el capítulo siguiente.

Una vez expuestos los principales conceptos teóricos, se desglosa la secuencia de construcción del modelo de interacción suelo-pilote (**CAPÍTULO II – DESARROLLO DEL MODELO ANALÍTICO**), el cual se compone, *grossa modo*, de la excitación de entrada, la respuesta de campo libre, el modelado del campo cercano (*curvas p-y*) y el pilote con sus correspondientes restricciones. En esta parte se presentan todas las ecuaciones utilizadas en la elaboración del programa de computadora de modo que aquel interesado en reproducir los resultados expuestos en este documento pueda hacer uso de ellas. A pesar de la posible dificultad que pueda encontrarse en la lectura de este Capítulo, se decidió incluir los desgloses que generalmente no aparecen en las fuentes bibliográficas originales con el fin de que los lectores poco

familiarizados con estos temas puedan encontrar sentido a la secuencia de elaboración del modelo. La última parte de este Capítulo presenta una verificación de tipo cualitativa de los resultados que se obtienen utilizando el programa de computadora diseñado como objetivo central de este trabajo. La parte cuantitativa de la verificación se realizó imprimiendo los resultados del programa para cada pulso comprobando de esta manera la solución del sistema de ecuaciones.

La parte central de este trabajo escrito lo constituye la aplicación del método (**CAPÍTULO III – ESTUDIO PARAMÉTRICO**) para lo cual se revisan 9 CASOS divididos en dos grupos: el primero referente al comportamiento de un estrato de Arcilla de 25 [m] de espesor sometido a distintas excitaciones de entrada en la base de la estratigrafía (CASOS 1 a 4) y el segundo grupo de CASOS referente al comportamiento observado al presentarse el fenómeno de licuación en un estrato de arena colocado a la mitad de la profundidad, variando el espesor de dicho estrato desde 1 a 9 [m] (CASOS 5 a 9). Se presenta un análisis de los resultados así como las principales interpretaciones obtenidas.

El último apartado (**CAPÍTULO IV – CONCLUSIONES**) resume el análisis de los resultados así como la discusión de las hipótesis del modelado planteando las limitantes del modelo así como las posibles líneas de investigación que pueden desarrollarse en un futuro. Al final de este documento se presentan las referencias bibliográficas utilizadas a lo largo del trabajo.

PAGINACIÓN

DISCONTINUA

Capítulo I

ANTECEDENTES

I.1 CONCEPTOS GENERALES

I.1.1 PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales esbeltos generalmente verticales y en ocasiones inclinados [FIGURA I.1.] que transmiten las cargas y fuerzas actuantes en la superestructura al suelo que los rodea o a un estrato mucho más resistente sobre el cual se apoya su punta.

Los pilotes se utilizan generalmente en alguno de los siguientes casos [5]:

- cuando un estrato con la capacidad de carga adecuada sólo puede encontrarse a una gran profundidad.
- cuando los estratos superficiales, es decir, aquellos debajo de la superestructura, pueden sufrir socavación.
- cuando la superestructura transmite cargas concentradas demasiado grandes y éstas no pueden ser distribuidas utilizando una cimentación superficial.
- para estructuras demasiado sensibles a asentamientos diferenciales.
- para estructuras portuarias.
- para sitios en los que el nivel freático se localiza cerca de la superficie del terreno y en los cuales la estratigrafía no permite la construcción de excavaciones requeridas para otro tipo de cimentación.
- cuando es necesario aumentar la resistencia, densidad o rigidez del suelo, aunque el pilote no trabaje en la transmisión de cargas.
- como anclaje en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos.

La parte superior del pilote, la cual se conecta a la superestructura, se conoce como la *cabeza*, la parte inferior es la *punta*, mientras que la superficie es el *fuste*. El fuste puede ser cilíndrico o cónico, mientras que la sección transversal puede ser circular, octagonal, hexagonal, cuadrada, triangular o en forma de H, hueco o sólido.

Las tres variables fundamentales que deben considerarse en el comportamiento de pilotes son:

- la forma como transmiten las cargas al suelo.
- el material con el que están contruidos.
- su procedimiento constructivo.

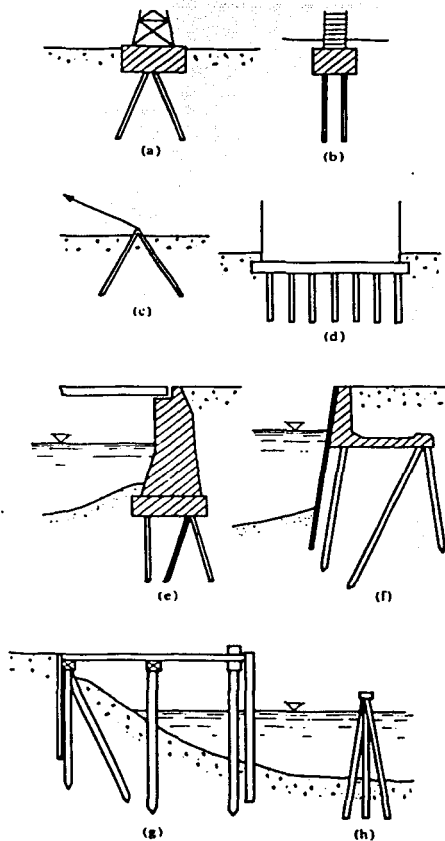


FIGURA I.1. Ejemplos de la utilización de pilotes [5]

Existen diversas formas en que el pilote puede transmitir las cargas al suelo que lo rodea y al estrato sobre el cual se apoya su punta [FIGURA I.2]. Para el primer caso (a) la carga P aplicada sobre la cabeza del pilote, genera dos tipos de reacciones: la primera reacción que se observa a lo largo del fuste del pilote como resultado de: una presión horizontal, que generalmente aumenta con la profundidad, y fuerzas de fricción entre el fuste y el suelo, las cuales son producto de la resistencia al corte del mismo. La suma de estas reacciones se denomina *resistencia por fricción*. La segunda reacción se presenta en el estrato sobre el cual se apoya la punta del pilote en el cual se observan reacciones verticales que constituyen la *resistencia de punta*. La relación entre estas dos componentes depende de: la estratigrafía, las características físicas del suelo, las dimensiones del pilote y la magnitud de la carga.

Dentro de este mismo caso, es posible hacer algunas consideraciones. Si la resistencia al corte es muy baja para los estratos superiores, la resistencia por fricción será prácticamente despreciable. De igual forma si el estrato sobre el que se apoya la punta del pilote tiene una resistencia muy alta, los desplazamientos relativos entre el pilote y el suelo serán mínimos por lo que las fuerzas de fricción generadas serán muy bajas. Consecuentemente, puede afirmarse que prácticamente toda la resistencia del pilote es función de su resistencia de punta. Se dice entonces que se tiene un *pilote de punta*. Por otro lado, si la resistencia al corte de los estratos superiores es muy alta, las fuerzas de fricción contribuirán con la mayor parte de la resistencia del pilote, se dice entonces que se tiene un *pilote de fricción*.

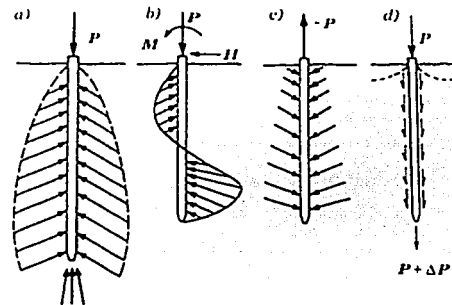


FIGURA I.2. Transmisión de cargas del pilote al suelo [5]

Para el segundo caso (b) la aplicación adicional de una carga horizontal H además de un momento flexionante M genera reacciones horizontales además de momentos flexionantes a lo largo del fuste del pilote. Para el tercer caso (c) se tienen prácticamente las mismas condiciones que para el primero (a), aunque el sentido de la carga P es opuesto, por lo que a diferencia del primer caso, en el cual se tenía una resistencia a la penetración, ahora se registra una resistencia a la extracción. Para el último caso (d) se presenta el fenómeno de consolidación en los estratos superficiales, por lo que dichos estratos no sólo dejarán de contribuir en la resistencia por fricción sino que además constituirán una carga adicional para el pilote. El diseño deberá considerarse que el pilote soporte la carga adicional ΔP producto del fenómeno descrito.

Los principales materiales utilizados [14] en la fabricación de pilotes son: concreto (prefabricado o colado *in situ*), acero, concreto y acero y madera. Los pilotes prefabricados de concreto se elaboran con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir. Este tipo de pilotes son los de uso más frecuente gracias a su durabilidad y la facilidad con que pueden ligarse a la superestructura. Los pilotes colados *in situ* se fabrican generalmente con concreto reforzado, aunque es factible utilizar concreto simple en algunos casos. Los pilotes de acero son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H. Este tipo de pilotes puede alargarse o recortarse con facilidad además de que su manejo es más sencillo que los de concreto. La desventaja principal es la susceptibilidad que tienen a la corrosión. Los pilotes mixtos de concreto y acero, los cuales son poco utilizados, son pilotes de concreto con puntas de acero o pilotes con un segmento inferior de acero y el resto de concreto reforzado. Los pilotes de madera presentan la desventaja principal de su corta duración aunque tienen una gran capacidad de soportar fuerzas de impacto. Su utilización ha disminuido debido al desarrollo de los pilotes de concreto.

De acuerdo a su procedimiento constructivo, los pilotes pueden clasificarse como: *con desplazamiento*, cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados; *con poco desplazamiento*, cuando se colocan en una perforación previa de menor área transversal, hincados con ayuda de un chiflón y *sin desplazamiento* cuando se fabrican *in situ*. En suelos blandos los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, mientras que en suelos

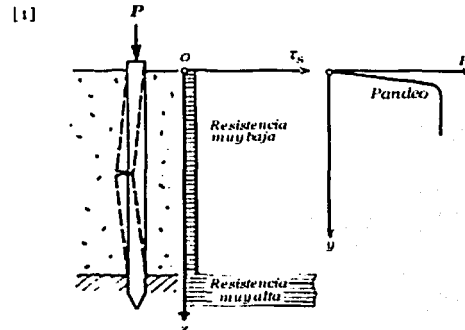
granulares pueden generar aumento en la compacidad relativa. Entre los métodos más comúnmente utilizados, para el caso de pilotes con desplazamiento están: los pilotes hincados a percusión, los hincados a presión y los hincados con vibración. Dentro de los métodos con poco desplazamiento están: los pilotes hincados en una perforación previa, los hincados con chiflón y los de área transversal pequeña. Los pilotes sin desplazamiento son aquellos pilotes de concreto colado *in situ*.

Con el fin de diseñar una cimentación piloteada que resulte segura a la vez que económica será necesario: analizar la interacción existente entre el pilote y el suelo que lo rodea, determinar los mecanismos probables de falla y estimar los asentamientos resultantes para las cargas consideradas en el diseño. El diseño a su vez debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Considerar un factor de seguridad adecuado, de acuerdo a la importancia de la estructura así como de las posibles pérdidas de todo tipo que se presentarían en caso de falla.
- Los asentamientos deben ser compatibles con el comportamiento adecuado de la superestructura.

El mecanismo de falla del pilote depende principalmente de la resistencia al corte del suelo que lo rodea además del tipo de pilote. De acuerdo a las observaciones realizadas por Vesic en 1967 puede predecirse que en la mayoría de las cimentaciones profundas se observa una falla por punzonamiento. Es por esto que resulta prácticamente imposible predecir un valor definitivo de la carga de falla. Los diferentes mecanismos de falla, de acuerdo con lo anterior, pueden observarse a continuación [FIGURA 1.3A]

El primer caso representa un pilote hincado cuya punta se apoya sobre un estrato de muy alta resistencia. Los estratos alrededor del fuste tienen una resistencia demasiado baja como para proveer de confinamiento suficiente al pilote o presentar una resistencia lateral adecuada. Consecuentemente el pilote falla de igual forma que lo hace una columna esbelta sujeta a compresión, en otras palabras, se presenta una compresión aproximadamente elástica al inicio seguida de una falla por pandeo. El diagrama ($P - y$ Carga-asentamiento) que se muestra indica la carga definitiva de falla.



El segundo caso representa la utilización típica de pilotes, además de la más adecuada. El pilote penetra estratos con baja resistencia al corte hasta llegar a un estrato altamente resistente, en el cual puede incluso penetrar. Suponiendo que no existen estratos blandos por debajo de la punta del pilote, un incremento de carga P producirá una falla general por corte para el estrato resistente dado que los estratos superiores son incapaces de evitar la formación de una superficie de falla. El efecto de la fricción se considera despreciable para este caso debido a que el estrato resistente impide el desplazamiento relativo del fuste con respecto al suelo. El esfuerzo cortante movilizado a lo largo del fuste del pilote será, por lo tanto, bastante bajo. El diagrama carga-asentamiento es del tipo de una cimentación superficial en suelo denso.

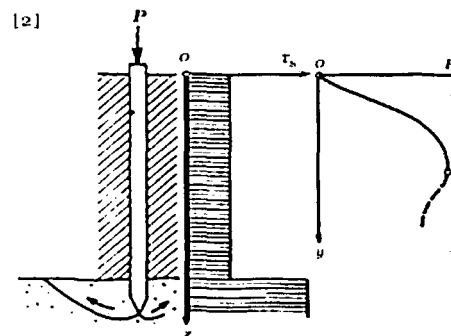


FIGURA 1.3A. Mecanismos de falla en pilotes [5]

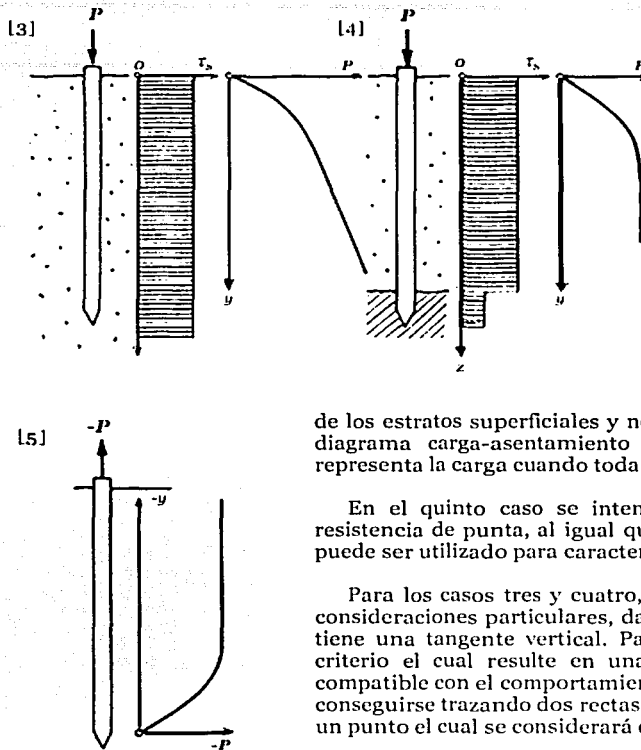


FIGURA 1.3B. Mecanismos de falla en pilotes [5]

En el tercer caso [FIGURA 1.3^a], la resistencia al corte del suelo que rodea al pilote es prácticamente uniforme; por lo tanto, es muy probable que se presente una falla por punzonamiento. El diagrama carga-asentamiento no tiene una tangente vertical y no existe carga de falla definitiva. La carga será soportada por la punta además de la fricción desarrollada por el fuste.

El cuarto caso no es una aplicación típica de pilotes, en este caso el estrato más profundo tiene una menor resistencia que los estratos superiores. En consecuencia, la carga será soportada fundamentalmente por la fricción

de los estratos superficiales y no se presentará resistencia en la punta. El diagrama carga-asentamiento muestra una tangente vertical, la cual representa la carga cuando toda la resistencia por fricción se ha movilizad.

En el quinto caso se intenta extraer el pilote. Dado que no existe resistencia de punta, al igual que en el caso anterior, el mismo diagrama puede ser utilizado para caracterizar el comportamiento.

Para los casos tres y cuatro, la definición de una carga límite requiere consideraciones particulares, dado que el diagrama carga-asentamiento no tiene una tangente vertical. Para tales fines es necesario seleccionar un criterio el cual resulte en una carga para la cual el asentamiento sea compatible con el comportamiento de la superestructura. Lo anterior puede conseguirse trazando dos rectas tangentes a la curva las cuales coincidan en un punto el cual se considerará como la carga de falla.

I.1.2 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Cuando se diseña una edificación, generalmente se divide el análisis en el diseño de la estructura y el de la cimentación. Se supone entonces que la estructura, por sí misma, genera y transmite ciertas cargas a lo largo de las columnas y que la cimentación deberá diseñarse para soportarlas. Sin embargo, en una gran cantidad de casos, las cargas que transmita la estructura determinarán los movimientos que sufra la cimentación, movimientos que a su vez modificarán las cargas originalmente supuestas. Existe por lo tanto, una interacción entre el suelo y la estructura que requiere ser considerada en el análisis, sobretodo en aquellos casos en que se trate de estructuras de gran importancia.

Por otro lado, se ha observado que los movimientos registrados para una estructura cimentada en roca es muy cercana a la respuesta registrada en ausencia de estructuras, esta respuesta se conoce como movimientos de *campo libre*. El comportamiento descrito se debe a que la gran rigidez del apoyo limita los desplazamientos de la estructura, permitiendo considerar a las estructuras colocadas en roca como fijas en la base. Este tipo de comportamiento no sería el mismo si la estructura estuviera cimentada sobre un depósito de suelo blando, para este caso el suelo es incapaz de generar la misma respuesta que el suelo de campo libre debido precisamente a la presencia de la estructura y a la rigidez del suelo. Por otro lado, el suelo registra deformaciones adicionales debidas a la respuesta dinámica de la estructura. Este proceso en

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

el cual la respuesta del suelo afecta la respuesta de la estructura y en el que la respuesta de la estructura induce deformaciones en la masa de suelo se denomina *interacción suelo-estructura* [9]. El fenómeno de interacción dinámica se presenta sólo cuando los movimientos de la estructura son distintos de aquellos registrados para el suelo de campo libre. Cuando dichos movimientos no son iguales se dice que la estructura y el suelo están *acoplados* y que se desarrolla el fenómeno de interacción. El fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura se define como la relación de interdependencia existente entre la estructura y el suelo sobre el cual se apoya. El comportamiento de la estructura depende en parte de la naturaleza del suelo y de igual forma la respuesta de la masa de suelo se modifica debido a la presencia de la estructura.

Cuando se desarrolla el fenómeno de interacción suelo-estructura [43] se presentan tres efectos principales:

1. La variación de los movimientos de campo libre tiende a ser eliminada debido a la presencia de la cimentación. La magnitud de este efecto depende del área y de la rigidez de la cimentación además del grado de heterogeneidad de los movimientos de campo libre. En la mayoría de los casos, la amplitud máxima de los movimientos registrados para la cimentación será menor que la amplitud registrada para el campo libre.
2. A presentarse la excitación en la base de la estructura, ésta desarrolla una resistencia inercial al movimiento dinámico la cual se presenta a lo largo de todo el evento sísmico. Este efecto se denomina interacción inercial y genera modificaciones en la presión de contacto entre la cimentación y el suelo, el período efectivo de la estructura aumenta en comparación con lo calculado considerando un apoyo rígido.
3. Para los casos en los cuales la profundidad de desplante es considerable, la base de la estructura y las paredes exteriores de la cimentación interactúan con el suelo disminuyendo la intensidad de los movimientos registrados para campo libre con respecto a la profundidad este efecto se denomina interacción cinemática y puede ser muy significativo en algunos casos.

Los análisis de interacción suelo-estructura suelen enfocarse de manera primordial a los siguientes aspectos de comportamiento:

- Influencia de la interacción entre: suelo, cimentación y estructura en la respuesta dinámica de la estructura o de maquinaria colocada en ella.
- Comportamiento estructural de la cimentación respecto de la transmisión de fuerzas inerciales originadas en la superestructura; se busca fundamentalmente que la cimentación no sufra asentamientos inaceptables durante y después del evento sísmico.
- Análisis de los elementos mecánicos y deformaciones angulares a que serán sometidos los pilotes como resultado de fuerzas inerciales transmitidas de la superestructura a la cabeza de los pilotes, o bien causados por desplazamientos a lo largo del fuste del mismo.
- Revisión de la capacidad de carga axial (compresión o tensión) de los pilotes, la cual puede verse comprometida como resultado de fuerzas de tensión inducidas por el sismo, así como la posible degradación de la rigidez del suelo a lo largo del fuste o en la punta del pilote.

Dentro del análisis de la interacción suelo-estructura es necesario modelar la estratigrafía del sitio. Los métodos existentes pueden dividirse en cuatro categorías principales como sigue:

- Resortes estáticos equivalentes y amortiguamiento viscoso en el nivel de la base.
 - Analogía de la viga de cortante usando masas continuas o discretas y resortes distribuidos verticalmente a través del perfil del suelo.
 - Semiespacio elástico-viscoelástico.
 - Método del Elemento Finito.
- El método de los resortes en el nivel de la base es el más simple para modelar el suelo. A través de los resortes se representan las rigideces horizontal, de cabeceo, vertical y de torsión del suelo. La rigidez de los resortes verticales debe ser seleccionada de forma tal que sume ya sea la rigidez de cabeceo requerida o la rigidez vertical requerida, ya que no es usual alcanzar ambas condiciones simultáneamente. Lo anterior no es necesario cuando se realizan análisis en ambas direcciones por separado. La rigideces de resorte son dependientes del módulo de cortante, el cual a su vez varía

con el nivel de deformación angular unitaria. Cuando se usa el modelado por medio de resortes, se presentan dificultades para representar los efectos del amortiguamiento del material y del amortiguamiento por radiación en la cimentación.

- El método aproximado de viga de cortante con masas concentradas y resortes puede aplicarse para modelar los estratos de suelo que están por encima del lecho de roca, sin embargo la elección correcta de los valores de rigidez y amortiguamiento del suelo dependerá, entre otros factores, del tipo de cimentación utilizado. La no linealidad del comportamiento del suelo debe considerarse utilizando análisis lineales iterativos, o por medio de resortes no-lineales.
- Al modelar la cimentación como un semiespacio elástico lineal o viscoelástico homogéneo, en el cual las rigideces y el amortiguamiento se consideran dependientes de la frecuencia, es posible considerar el efecto del amortiguamiento por radiación. Este tipo de rigidez se conoce como rigidez dinámica, rigidez compleja o *impedancia dinámica*.

La formulación viscoelástica de la impedancia de la cimentación representa un adelanto con respecto al caso elástico, dado que en la parte imaginaria correspondiente al amortiguamiento es posible integrar un término constante de amortiguamiento.

- Las ideas básicas del método del elemento finito [24] se desarrollaron a partir de los avances obtenidos en el análisis estructural de aeronaves. En 1941, Hrenikoff presentó una solución para problemas elásticos usando el *método del trabajo del marco*. En su artículo publicado en 1943, Courant usó interpolación polinomial por partes sobre subregiones triangulares para modelar problemas de torsión. Turner y otros investigadores obtuvieron matrices de rigidez para armaduras, vigas y otros elementos y presentaron sus hallazgos en 1956. Clough fue el primero en acuñar el término *elemento finito* en 1960. En los primeros años de la década de los sesenta, los ingenieros utilizaron el método para obtener soluciones aproximadas en problemas de análisis de esfuerzos, flujo de fluidos, transferencia de calor y otras áreas. A finales de la misma década el análisis por elemento finito se comenzó a aplicar en problemas no lineales. Las bases matemáticas se desarrollaron en la década de los setenta junto con el desarrollo de nuevos elementos, estudios de convergencia y otras áreas.

I.1.2.1 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA-PILOTE [16]

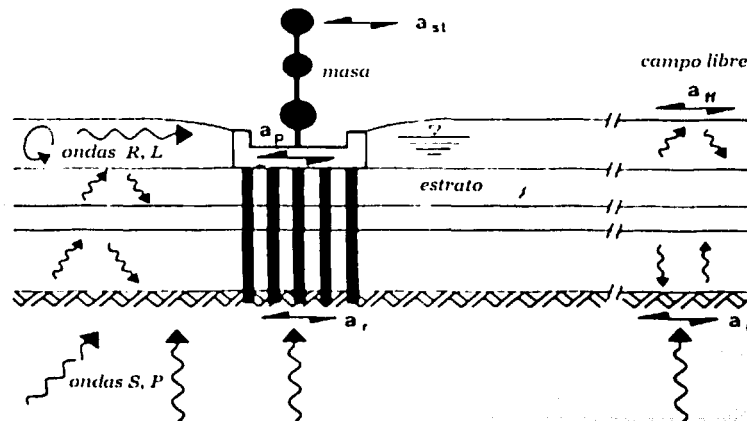


FIGURA I.4. Modelo de interacción suelo-estructura-pilote [16]

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La FIGURA 1.4 muestra el modelo con el cual se representan las características principales del sistema suelo-pilote-estructura. La superestructura se representa por un sistema de masas concentradas trabajando en cantiliver. La superestructura se soporta sobre un cajón de cimentación apoyado en un grupo de pilotes. Las cargas de la superestructura se transmiten a través de las paredes del cajón (losa y muros) y por medio de los pilotes apoyados en la roca.

Con el fin de comprender el comportamiento global de la estructura se recomienda descomponer el sistema en subsistemas. La primera descomposición consiste en considerar el comportamiento del suelo en ausencia de la estructura. La respuesta de la masa de suelo, en condiciones dinámicas, es resultado de diversas ondas sísmicas así como de combinaciones de las mismas como ondas de corte (S), compresión (P) hasta ondas de superficie (R o L). Los movimientos del suelo, conocidos como respuesta de campo libre, son afectados tanto por la combinación de las ondas sísmicas como por las características dinámicas y geométricas del sitio. Esta respuesta, definida en términos de aceleración o de espectros de respuesta, constituye el primer paso del análisis de interacción dinámica suelo-estructura.

Al considerar la presencia de la estructura se observa que el suelo deformado por las ondas sísmicas, arrastrará inicialmente en su movimiento a los pilotes y al cajón y posteriormente a la superestructura, se presentan dos fenómenos simultáneamente como resultado de la excitación de entrada actuante en la cimentación y la estructura.

Inicialmente, los pilotes, los cuales se ven forzados a moverse en sincronía con la masa de suelo, tienden a presentar una resistencia producto de su rigidez a flexión. En consecuencia, las ondas sísmicas incidentes se reflejan y refractan mientras que los pilotes se sujetan a esfuerzos, provocando el desarrollo de curvaturas que generan momentos flexionantes a lo largo de los pilotes. El movimiento que los pilotes experimentan, como resultado de esta interacción, puede discrepar de manera importante de aquél que se registra en el suelo de campo libre.

Los movimientos que induce el subsistema suelo-pilote en la superestructura generan inevitablemente fuerzas de inercia; las cuales a su vez producen fuerzas y movimientos de volteo en la base de la superestructura. Dichas fuerzas y momentos son transmitidos de nueva cuenta al cajón y a los pilotes y a través de estos elementos incluso al suelo. Finalmente, los pilotes experimentan nuevos desplazamientos, deformaciones y curvaturas, al mismo tiempo que el cajón y la superestructura sufren desplazamientos y aceleraciones distintas.

Los dos fenómenos descritos anteriormente ocurren de manera casi simultánea con un intervalo de tiempo muy pequeño entre ellos. Sin embargo, es conveniente (para la comprensión y el cálculo) separarlos en dos fenómenos consecutivos como se describió en los párrafos anteriores. Los dos fenómenos descritos se conocen como respuesta *cinemática e inercial*.

El comportamiento dinámico del sistema suelo-pilote-estructura solamente puede ser comprendido cuando se realizan los tres análisis siguientes:

- a *Análisis de la respuesta del suelo de campo libre:* cuyo fin es estimar de manera realista las condiciones sísmicas a las cuales estará sometido el sistema. Este análisis generalmente se simplifica al asumir que las únicas ondas sísmicas incidentes son ondas verticales S. Empero, en algunos casos una fuente distante puede generar ondas S inclinadas además de ondas de superficie, las cuales deberán ser incluidas en el análisis. La realización de un análisis que pueda ser considerado satisfactorio, no depende solamente de las herramientas utilizadas sino además de los datos utilizados para el análisis. Además de definir la excitación, los análisis de respuesta proveen de información que permite analizar la posibilidad de la pérdida de rigidez debida a la generación de presión de poro.

¹ Las ondas P o primarias provocan, en las partículas del material a través del cual se transmiten, deformaciones de compresión y extensión en la dirección de propagación del sismo. Las ondas S o secundarias provocan deformaciones en la dirección perpendicular al movimiento, lo que resulta en deformaciones angulares. Las ondas R (Rayleigh) y las ondas L (Love) son ondas superficiales cuyas características son similares a las ondas P y S, respectivamente. [17]

- b *Análisis de respuesta cinemática del pilote:* en el cual se busca obtener la respuesta de la cimentación piloteada en ausencia de fuerzas inerciales provocadas por la superestructura. Lo anterior conduce a determinar los movimientos registrados en las cabezas de los pilotes, los cuales constituyen la excitación efectiva de entrada para la superestructura; y por otro lado, determinar los elementos mecánicos en los pilotes, los cuales constituyen las fuerzas que deberán unirse, por superposición a los efectos registrados como resultado de la interacción inercial.
- c *Análisis de interacción inercial suelo-estructura:* cuyo objetivo es obtener la respuesta dinámica de la superestructura, así como las cargas adicionales que dicha respuesta impone a la cimentación. Específicamente, este análisis determina las fuerzas internas dinámicas, desplazamientos diferenciales además del espectro de respuesta en la base de la estructura, así como los movimientos y elementos mecánicos adicionales en los pilotes.

La descomposición presentada no implica que el análisis de cada uno de los elementos que componen el análisis deba realizarse por separado, aunque lo anterior se presente comúnmente en la práctica. Además de la utilidad que tiene para la comprensión del fenómeno de interacción dinámica, la descomposición de la respuesta en respuesta cinemática e inercial se tienen ventajas de tipo matemático que facilitan el análisis. La validez que tiene esta división se sustenta en el teorema de *superposición*. Este teorema establece que la respuesta dinámica de un sistema como el que se muestra en la [FIGURA 1.4] sujeto a una aceleración a_r en el estrato rocoso, puede calcularse ya sea en un solo paso o resolviendo la siguiente ecuación diferencial matricial.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\} a_r \quad [1]$$

donde:

- $\{u\}$ es el vector de desplazamiento de los puntos en el suelo, el pilotes o la estructura con respecto a la superficie de la roca,
- $\{I\}$ es el vector unitario,
- $[M]$ es la matriz de masas del sistema,
- $[K]$ es la matriz de rigidez del sistema (en la mayoría de los casos esta matriz es de tipo compleja, cuya parte imaginaria representa el amortiguamiento).

Otra manera de resolver este sistema es utilizando dos pasos, expresando primeramente el vector $\{u\}$ como la suma de las siguientes componentes:

$$\{u\} = \{u_{\text{CINEMÁTICA}}\} + \{u_{\text{INERCIAL}}\} \quad [2]$$

donde:

- $\{u_{\text{CINEMÁTICA}}\}$ desplazamiento *cinemático* relativo y
- $\{u_{\text{INERCIAL}}\}$ desplazamiento *inercial* relativo.

una vez que se ha definido la suma anterior se requiere resolver las dos ecuaciones diferenciales acopladas siguientes:

$$[M_{SO}]\{\ddot{u}_{\text{CINEMÁTICA}}\} + [K]\{u_{\text{CINEMÁTICA}}\} = -[M_{SO}]\{I\} a_r \quad [3]$$

$$[M_{ST}]\{\ddot{u}_{\text{INERCIAL}}\} + [K]\{u_{\text{INERCIAL}}\} = -[M_{ST}](\{\ddot{u}_{\text{INERCIAL}}\} + \{I\} a_r) \quad [4]$$

donde:

- $[M_{SO}]$ es la matriz de masas suponiendo que solamente el suelo y los pilotes tienen masa (la masa de la superestructura se desprecia),
- $[M_{ST}]$ es la matriz de masas suponiendo que solamente la superestructura tiene masa (la masa del suelo y los pilotes se desprecia),
- $[M] = [M_{SO}] + [M_{ST}]$

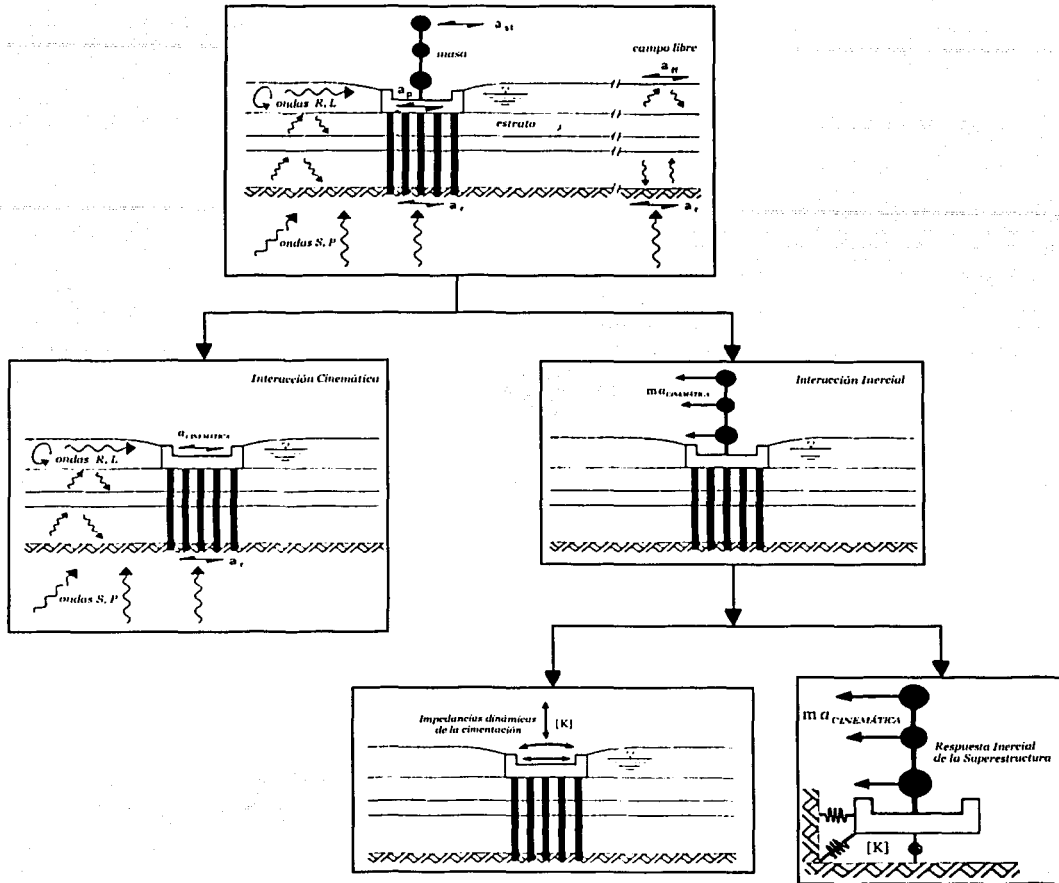


FIGURA I.5. Descomposición del análisis de interacción [16]

La superposición de las ecuaciones [3] y [4] conduce a la ecuación [1]. Las ecuaciones [1], [3] y [4] pueden apreciarse en el esquema [FIGURA I.5]. Las ecuaciones [3] y [4] son la representación matemática de los efectos de interacción cinemática e inercial respectivamente. El análisis puede entonces subdividirse como sigue:

- i. el efecto de interacción *cinemática*, en el cual se considera la respuesta para una excitación en la base de un sistema hipotético, el cual difiere del sistema real por el hecho de que la masa de la superestructura se considera nula.
- ii. el efecto de interacción *inercial*, el cual se refiere a la respuesta de todo el sistema suelo-estructura para una excitación compuesta por fuerzas del tipo de D'Alembert, $-M \ddot{u}_{CINEMÁTICA} = -M(\ddot{u}_{CINEMÁTICA} + \ddot{a}_r)$, asociadas con la aceleración $\ddot{u}_{CINEMÁTICA} = \ddot{u}_{CINEMÁTICA} + \ddot{a}_r$ de la superestructura debido a la interacción cinemática.

El teorema de superposición se considera válido únicamente para comportamiento lineal del suelo, pilote y de la superestructura, para el caso en que los análisis se realicen rigurosamente, sin embargo, como un aproximación práctica, la superposición puede aplicarse para sistemas moderadamente no-lineales. Esto se debe a que las deformaciones que registra el pilote como resultado de las cargas laterales transmitidas desde la superestructura, experimentan una atenuación considerable con respecto a la profundidad, siendo los efectos prácticamente despreciables por debajo de la longitud activa del pilote, la cual se considera aproximadamente diez veces el diámetro del mismo por debajo de la superficie. De igual forma, las deformaciones s angulares inducidas en el suelo como resultado de la interacción inercial son sólo significativas cerca de la superficie. Por otro lado, las ondas de corte que se propagan verticalmente inducen desplazamientos, curvaturas y deformaciones angulares cuya magnitud puede ser considerable, sólo para grandes profundidades. En suma, el suelo cercano a la superficie está sujeto a deformaciones resultado de los efectos inerciales mientras que el suelo a mayor profundidad está sujeto a los efectos cinemáticos, puede entonces considerarse que el teorema de superposición proporciona una aproximación razonable del comportamiento, incluso en los casos en que se espera comportamiento inelástico.

La respuesta inercial suele dividirse como sigue con el fin de facilitar la programación por computadora:

1. Se calculan las impedancias dinámicas (resortes y amortiguadores) para la cabeza del pilote o del grupo de pilotes correspondientes a desplazamiento, continuando con las impedancias correspondientes al giro y finalmente la combinación de ambos efectos.
2. Análisis de la superestructura, soportada en los resortes y amortiguadores, sujeta a la excitación registrada en la cabeza del pilote, conocida como excitación de entrada de la cimentación.

1.1.3 LICUACIÓN DE ARENAS

A partir de los sismos ocurridos en Alaska y en Niigata, Japón en 1964 el fenómeno de licuación de arenas ha sido estudiado de manera exhaustiva por una gran cantidad de investigadores en todo el mundo. Su capacidad destructora ha sido subestimada en muchas ocasiones, a pesar de las evidencias registradas. En México, R. J. Marsal [10] fue el primero en reportar el fenómeno, tras el sismo de Jáltipan, Veracruz el 26 de Agosto de 1959.

En esta zona se observaron dos tipos de fallas, ambas atribuidas al desarrollo de licuación parcial en los estratos de arena en un intervalo de profundidades de 2.5 a 6.7. Posteriormente A. Arenas [1] documentó la licuación observada junto al río Santo Domingo en Chiapa de Corzo, Chiapas durante los sismos del 6 de Octubre y 5 de Noviembre de 1975, en donde se observaron volcanes de arena, así como asentamientos y fallas de talud. En la zona de Lázaro Cárdenas, Michoacán, se ha reportado licuación en por lo menos dos ocasiones, en 1979 y en 1985 [44]. Así mismo en el Valle de Mexicali, Baja California Norte, tras el sismo del 8 de junio de 1980 [8]. Finalmente se registró el sismo del 9 de octubre de 1995 [44], el cual afectó principalmente a los estados de Michoacán, Colima, Jalisco y Nayarit.

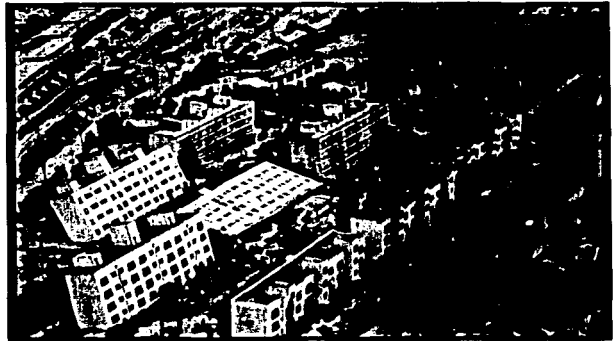


FIGURA 1.6. Ejemplo de los daños registrados tras el sismo de Niigata, Japón en 1964 [45]

La naturaleza del fenómeno de licuación de arenas puede entenderse a partir del comportamiento de un suelo no cohesivo seco sometido a compresión. Al aplicar una carga, dado que los espacios intergranulares se encuentran llenos de aire, la compresión disminuirá el volumen de la muestra resultando en una densificación de la misma. De igual manera si se considera una muestra de suelo no cohesivo saturado a la cual se le aplica una carga de compresión y se impide el drenaje, la tendencia a la densificación no podrá resultar de manera directa en una disminución de volumen, esto se debe a que

inicialmente la carga será soportada por la estructura granular del suelo, sin embargo, conforme dicha carga se incrementa será entonces soportada tanto por el agua intersticial como por la estructura granular. Dicha transmisión de carga hacia el agua intersticial, genera una presión adicional a la existente en la etapa inicial la cual se traduce en un aumento en la presión de poro. Para el caso del comportamiento del suelo no cohesivo seco sometido a compresión, se aprecia que la aplicación de la carga aumenta la densidad del suelo disminuyendo el volumen de vacíos. Existe por lo tanto un reordenamiento de la estructura granular del suelo, producto principalmente del deslizamiento de unas partículas sobre otras. El comportamiento del suelo no cohesivo saturado difiere con respecto al suelo seco en el hecho de que las partículas no pueden deslizarse libremente unas sobre otras, lo que genera una serie de fuerzas actuantes tanto de la estructura granular hacia el agua intersticial como del agua a la estructura. La fuerza transmitida desde el agua hacia la estructura granular aumentará conforme aumente la presión de poro, si dicha presión alcanza el valor de la presión total, el esfuerzo efectivo no existirá y el agua se desplazará hacia arriba de la muestra destruyendo la estructura del suelo el cual se comportará como un fluido hasta alcanzar el equilibrio nuevamente.

Se considera que la primera aportación hacia la comprensión del fenómeno de licuación se debe a Arthur Casagrande con el concepto de relación de vacíos crítica. Después de realizar ensayos triaxiales drenados bajo deformación controlada en muestras de arena, inicialmente densa o suelta, Casagrande observó que para una misma presión de confinamiento todos los especímenes se aproximaban al mismo nivel de densidad conforme aumentaba la deformación. Los especímenes inicialmente sueltos se contraían o densificaban mientras que los inicialmente densos se contraían sin embargo comenzaban a dilatarse de manera súbita. Para grandes deformaciones todos los especímenes se aproximaban al mismo nivel de densidad y seguían deformándose presentando una resistencia constante. La relación de vacíos correspondiente a esta densidad constante se denominó *relación de vacíos crítica* [FIGURA I.7].

Sobre la base de los conceptos anteriores, es posible graficar la relación de vacíos contra el esfuerzo de confinamiento. Se obtiene así una curva que determina la frontera entre el comportamiento de las arenas sueltas y el de las arenas densas. Dado que los instrumentos para medir la presión de poro no existían en los años en que Casagrande realizó sus experimentos, supuso que las conclusiones obtenidas a partir de las pruebas drenadas podían extenderse para pruebas no drenadas, en las cuales las muestras inicialmente sueltas desarrollarían presión de poro positiva, debido a la tendencia a la contracción, mientras las muestras densas desarrollarían presión de poro negativa, debido a la tendencia a la dilatación.

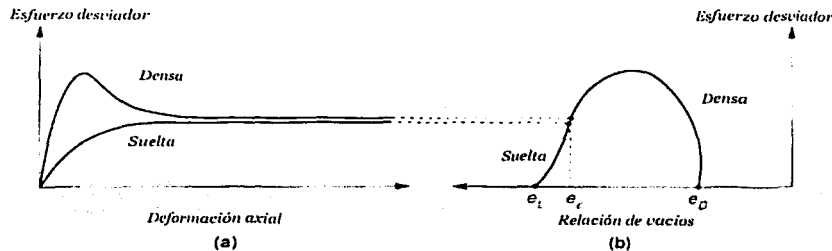


FIGURA I.7. Concepto de relación de vacíos crítica [9]

Dado que la curva de la relación de vacíos crítica establecía la frontera entre el comportamiento contractivo contra el de dilatación, se consideró a su vez como la frontera entre los suelos susceptibles de sufrir licuación y aquellos que no. De acuerdo con esto, aquellos suelos cuyas condiciones iniciales estuvieran por encima de la curva de la relación de vacíos crítica fueron considerados como potencialmente licuables mientras aquellos por debajo de la curva no fueron considerados susceptibles [FIGURA I.8]. De igual forma, dado que la tendencia a la dilatación disminuía para presiones de confinamiento altas, se observó que la relación de vacíos crítica disminuía conforme aumentaba la presión de confinamiento. Por lo tanto una muestra de arena saturada, con cualquier densidad, se consideraba menos estable para presiones de confinamiento altas, debido al comportamiento contractivo, y más estable para presiones de confinamiento bajas, tendiendo al comportamiento dilatante.

Posteriormente cuando se observaron discrepancias entre las pruebas dinámicas realizadas en el laboratorio con respecto a las hipótesis apoyadas en la relación de vacíos crítica, Casagrande desarrolló el concepto de estructura de flujo. El concepto supone que durante una falla por licuación la estructura del suelo saturado cambia de manera abrupta hacia una estructura de resistencia mínima o estructura de flujo, la cual difiere de la estructura normal de una arena sometida a una prueba de compresión con drenaje. En 1969, Gonzalo Castro [2], alumno de Casagrande, realizó pruebas triaxiales estáticas y cíclicas en tres tipos de muestras de arena, suelta, densa y medianamente densa, buscando confirmar las hipótesis que Casagrande había extendido a partir de pruebas no drenadas. Basándose en las pruebas Castro afirmó que el término licuación no podía utilizarse para todos los fenómenos observados¹ surgiendo así el término movilidad cíclica. En 1966, H. Bolton Seed [12] y K. Lee, ya habían establecido que los conceptos de Casagrande no podían extenderse para el estudio de pruebas cíclicas, dado que tras haber realizado pruebas cíclicas en dos muestras consideradas sueltas y densas respectivamente, observaron que el comportamiento era totalmente opuesto al que habría sido previsto utilizando la relación de vacíos crítica, incluso se concluyó que la presión de confinamiento mayor no aumentaba la susceptibilidad de la muestra sino todo lo contrario, registrándose valores de presión de poro mayores para la muestra sujeta a la menor presión de confinamiento.

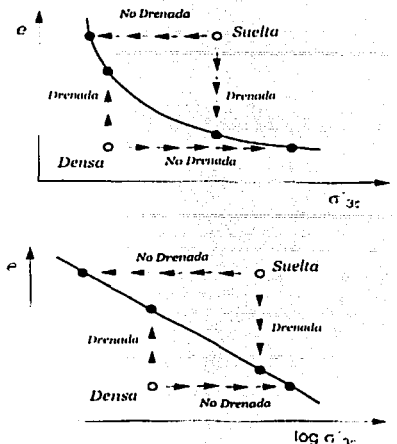


FIGURA 1.8. Comportamiento de muestras de arena suelta y densa para pruebas drenadas y no drenadas [9]

Con base en los resultados obtenidos en las pruebas realizadas en 1966 H.B. Seed, determinó que el potencial de licuación era función de cuatro factores:

1. La relación de vacíos. A mayor relación de vacíos es más fácil que se presente licuación.
2. La presión de confinamiento. Entre menor sea la presión de confinamiento, mayor es la probabilidad de que ocurra licuación.
3. La magnitud del esfuerzo cíclico o de la deformación cíclica. Conforme aumenta el esfuerzo o la deformación, disminuye el número de ciclos necesarios para desarrollar licuación.
4. El número de ciclos a que se somete la muestra de suelo.

A partir de estos primeros factores observados en 1966, podía afirmarse que para el caso de una estratigrafía con *densidad constante*, la licuación se presentaría primero en aquellos estratos con menor presión de confinamiento. El fenómeno se desarrollaría primero en el estrato más superficial, y dicho estrato tras haber perdido su capacidad de carga provocaría la disminución de la presión de confinamiento en el estrato siguiente, disminuyendo el número de ciclos necesarios para desarrollar licuación, dicha disminución podría conducir a desarrollar licuación en el segundo estrato y disminuir por lo tanto el número de ciclos para el siguiente estrato y así sucesivamente. Este proceso puede presentarse incluso en los casos en los cuales la densidad aumenta con la profundidad, aunque la velocidad y la profundidad hasta la cual se desarrollaría el fenómeno serían mucho menores que en el otro escenario. La combinación de los factores mencionados permite que incluso para casos en los cuales la densidad disminuye con la profundidad, sea posible observar el fenómeno en estratos profundos, a pesar de estar sometidos a una mayor presión de confinamiento. Tras desarrollarse el fenómeno en un estrato profundo éste continuará propagándose hacia los estratos inferiores, sin embargo, el estrato en el cual se presentó licuación

¹ "Una muestra de arena saturada puede desarrollar dos fenómenos, licuación y movilidad cíclica, los cuales sólo tienen en común la generación de grandes valores de presión de poro a volumen constante. La licuación consiste en la pérdida de la resistencia al corte y sólo puede ocurrir en arenas localizadas por encima de la relación de vacíos crítica. La movilidad cíclica consiste en el incremento gradual de la deformación y puede ocurrir tanto en arenas sueltas como densas; sin embargo, no conlleva la pérdida de la resistencia al corte." [3]

inicialmente puede evitar que las ondas de corte se propaguen hacia los estratos superiores y disminuirá la probabilidad de observar el fenómeno en estos.

La disipación de las presiones de poro generadas en los estratos profundos podrá inducir licuación en los estratos superiores, empero, la deformación o el esfuerzo inducido por el fenómeno dinámico no será la causa inicial de dicho comportamiento. La propagación del fenómeno de licuación con la profundidad puede tener serios efectos en cimentaciones superficiales y profundas. Dicha pérdida de capacidad de carga provocará, que en el caso de cimentaciones piloteadas, los pilotes trabajen sin soporte lateral pudiendo conducir a flexiones importantes o problemas de pandeo.

A pesar de las discrepancias entre los términos utilizados por H.B Seed y G. Castro, las conclusiones son prácticamente las mismas, sin embargo, existen algunas precisiones interesantes. Castro observó que para una prueba cíclica se podían observar dos tipos principales de comportamiento, licuación y movilidad cíclica. En el caso del primer tipo comportamiento definido por G. Castro como licuación, también denominado licuación de flujo, el suelo alcanza el estado estable de deformación¹. En el segundo tipo de comportamiento, conocido como movilidad cíclica, no existe una pérdida total de resistencia ni un flujo de la masa de suelo, a pesar de que sí se registran un aumento importante en la presión de poro, lo cual puede conducir a que el esfuerzo efectivo sea nulo por algunos instantes. La característica principal de este comportamiento es la recuperación observada en el suelo, la cual evita la pérdida total de la resistencia.

La movilidad cíclica también fue observado por Seed [13] cuya terminología es ligeramente distinta con respecto a los mismos fenómenos observados por Castro. Seed comenzó por definir como *licuación inicial* al instante en el cual el esfuerzo efectivo era nulo, es decir, cuando la presión de poro era igual a la presión de confinamiento, el estado de licuación inicial no tiene por lo tanto implicación alguna con las posibles deformaciones observadas posteriormente, es simplemente una referencia. La segunda definición importante atribuida a Seed fue el término *licuación inicial con potencial limitado de deformación*, en esta condición la muestra de suelo alcanza el estado de licuación inicial pero no pierde su resistencia ya sea por una resistencia remanente del suelo o porque el nivel de presión de poro disminuye debido a una tendencia a la dilatación que conduce a la estabilización de la muestra, este caso es lo que Castro definió como movilidad cíclica.

Seed [13], afirmó que la utilización del término movilidad cíclica no indicaba de forma explícita la generación de presión de poro presente en la muestra de suelo, lo cual era evidente con el término licuación inicial, por otro lado, el término movilidad cíclica abarcaba una gran cantidad de comportamientos tanto para deformaciones prácticamente nulas como para valores elevados imposibilitando predecir si el comportamiento pudiera ser considerado aceptable. El tercer caso considerado por Seed fue llamado *licuación* que es la condición en la cual un suelo sufrirá deformación continua para un esfuerzo residual constante o sin resistencia residual, debido al incremento de la presión de poro generado bajo condiciones estáticas o dinámicas [FIGURA 1.9].

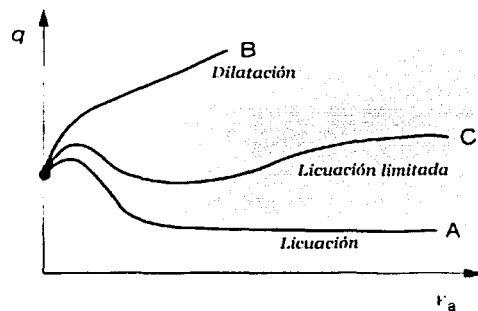


FIGURA 1.9. Licuación, licuación limitada y comportamiento dilatante [9]

Estudios posteriores [11] han optado por la sencillez, utilizando el término *licuación* para describir todos aquellos fenómenos asociados con deformaciones o desplazamientos excesivos resultado de perturbaciones transitorias o repetidas en suelos no cohesivos saturados. Consecuentemente, tanto las fallas de flujo, como las fallas por deformación se consideran debidas a licuación. Las fallas de flujo conducen a inestabilidad de taludes o fallas por capacidad de carga. El equilibrio en este tipo de fallas, sólo

¹ La línea de estado estable representa la combinación de estados en los cuales el suelo puede fluir para una relación de vacíos, esfuerzo efectivo menor y esfuerzo cortante constantes. La relación de vacíos correspondiente a este estado es la misma que la definida como relación de vacíos crítica por A. Casagrande. [4]. [9]

se alcanza después de grandes desplazamientos o asentamientos. De acuerdo con H.B. Seed, fue precisamente en 1920 tras haberse observado una falla de este tipo que se utilizó por primera vez el término licuación, lo cual se atribuye a A. Hazen [6].

Existen diversos fenómenos asociados con la licuación, a continuación se exponen algunos de los más relevantes: *Volcanes de arena*. A pesar de que este fenómeno no conlleva una falla del terreno, es importante mencionarlo dado que es una evidencia típica de que se presentó licuación. Durante un sismo los volcanes de arena se forman por el flujo ascendente del agua en los estratos superficiales, en los cuales la presión de poro es muy alta como resultado de la perturbación dinámica. Cuando el estrato superficial, es no cohesivo con un alta permeabilidad, se formarán cavidades, mientras que para el caso de estratos superficiales cohesivos se formarán los volcanes de arena. En el caso en el que el flujo vertical se vea interrumpido por una cimentación o por una carretera, la expulsión de agua aparecerá alrededor de la orilla de la estructura. *Fallas de flujo*. Es el tipo de falla más catastrófico asociado a licuación. Este tipo de fenómeno puede desplazar grandes masas de suelo a lo largo de grandes distancias e incluso a gran velocidad. Las fallas de flujo se registran generalmente en arenas sueltas saturadas con pendientes mayores a tres grados. *Desplazamientos laterales*. Los desplazamientos laterales se refieren a movimiento laterales de bloques de suelo, como resultado de licuación en un estrato inferior a la superficie. Los desplazamientos laterales se desarrollan en pendientes muy suaves las cuales se mueven hacia una parte libre como por ejemplo el cauce de un río. Los desplazamientos laterales pueden abarcar varios metros aunque puede darse el caso de que debido a pendientes favorables y a excitaciones de mayor duración éstos aumenten considerablemente. Los desplazamientos laterales puede dañar estructuras colocadas a lo largo o de forma perpendicular a la falla, provocar la ruptura de tuberías y otras instalaciones colocadas en la masa de suelo. En total, los daños asociados con los desplazamientos laterales son mucho mayores que los asociados a cualquier otro tipo de fenómeno asociado a licuación. *Oscilación del terreno*. El mecanismo es el siguiente: un estrato, por debajo de la capa superficial, sufre licuación provocando que el estrato superficial se encuentre desacoplado con respecto a la capa dura. El estrato superficial oscilará, por lo tanto, de manera distinta de como lo hará el terreno firme produciéndose fisuras e impactos entre el bloque superficial y el suelo que lo rodea. Las fisuras en el terreno resultan en asentamientos que pueden dañar seriamente a las estructuras existentes así como a instalaciones subterráneas. *Pérdida de capacidad de carga*. Cuando el suelo sobre el cual se apoya una estructura, sufre licuación y por lo tanto pierde resistencia, pueden presentarse grandes deformaciones que conduzcan a que la estructura se hunda o bien se incline. Durante el sismo de Niigata, Japón fue posible presenciar evidencias espectaculares de este tipo de falla. *Emergencia de estructuras enterradas*. Tanques, tuberías, pilotes de madera y otras estructuras enterradas que son más ligeras que el suelo que las rodea emergen como resultado de la licuación de algún estrato. *Asentamientos*. Ejemplos de asentamientos debidos a licuación fueron observados en Alaska en 1964. Los asentamientos se asocian con la densificación que sufre el suelo después de ocurrida la licuación, provocando frecuentemente inundaciones. *Falla de muros de retención*. Es común utilizar arena para soportar muros de retención. Esto es común en instalaciones portuarias. La licuación del relleno de arena aumenta los esfuerzos laterales en el muro, cuando lo anterior se combina con una baja en la marea debida a un *tsunami* es común observar la falla de muros de retención.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS EXISTENTES

1.2.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO

Para los análisis de respuesta sísmica, se busca que los modelos utilizados para representar al suelo reproduzcan, de la forma más cercana posible, la relación existente entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones angulares [18]. Los modelos desarrollados deberán ser capaces de reproducir el comportamiento para el intervalo de deformaciones considerado. Cuando se espera que una muestra de suelo sufra deformaciones pequeñas, la utilización de un modelo elástico es justificada, tomando una gran importancia la determinación del valor del módulo de cortante. Cuando un problema se asocia con un intervalo de deformación no mayor a 10^{-3} , considerado un intervalo medio, el comportamiento del suelo es elastoplástico y el módulo de cortante tiende a disminuir conforme aumenta la deformación. Al mismo tiempo, durante cada uno de los ciclos de carga se presenta una disipación de energía. La disipación de energía se considera fundamentalmente de tipo histerética e independiente de la velocidad de deformación. Dado que para los niveles de deformación considerados se supone que no existen variaciones progresivas de las propiedades del suelo, los valores del módulo de cortante y del amortiguamiento no

cambian durante la aplicación de la carga. Este comportamiento se denomina de tipo *histerético no degradado*. Los parámetros más importantes para este tipo intervalo de deformación son: el módulo de cortante y la tasa de amortiguamiento. El *modelo lineal equivalente* es por mucho el modelo más utilizado construido sobre la base del comportamiento viscoelástico; en el cual las propiedades del suelo dependen del nivel de deformación pero no del número de ciclos. Generalmente, el análisis lineal se realiza paso a paso, modificando los parámetros del suelo hasta que se encuentre una solución compatible para el valor de deformación. Un ejemplo típico para el caso de análisis de respuesta para estratigrafías horizontales, con el método lineal equivalente es el programa SHAKE [19]. Para niveles de deformación mayores a 10^{-2} , las propiedades del suelo tienden a cambiar de manera apreciable no solamente para el nivel de deformación sino además para el número de ciclos de carga. Este comportamiento se denomina de tipo *histerético degradado*. La forma en la cual cambian el módulo de cortante y el amortiguamiento depende a su vez de la forma en que se modifica el esfuerzo de confinamiento efectivo durante historias de esfuerzo cortante irregulares. Una vez que se establece cómo cambia el esfuerzo efectivo, es necesario definir un modelo constitutivo del comportamiento en el cual se defina la relación esfuerzo-deformación para cada instante tanto para carga como para descarga. Uno de los conceptos más utilizados para construir modelos para este caso, se conoce como ley de Masing.

Cuando se somete a una muestra de suelo a una deformación de pequeña amplitud, la respuesta del mismo no cambia en función de la progresión de ciclos y por lo tanto los valores del módulo de cortante y el amortiguamiento no se modifican. Sin embargo, se considera que la amplitud de deformación es lo suficientemente grande como para producir ciclos de histéresis no lineales, para las relaciones esfuerzo-deformación. Este tipo de comportamiento se presenta cuando se tienen valores de deformación entre 10^{-5} y 10^{-3} .

Cuando se aplican deformaciones lo suficientemente grandes, es posible observar ciclos de histéresis cerrados como se observa [FIGURA I.10]. Suponiendo que la carga se incrementa hasta el punto *a* y posteriormente se descarga y carga nuevamente pasando por los puntos *bcdefa*, y considerando que la aplicación de la carga se realiza en el punto *d*, el cual es la imagen del punto *a* con respecto al origen. Puede observarse que la curva esfuerzo-deformación se compone de dos curvas: una de ellas reproduce el comportamiento para carga monótonica mientras que la otra constituye el ciclo *acdef*. La primera curva se denomina curva esqueleto y la segunda ciclo de histéresis. La curva esqueleto y el ciclo de histéresis representan las características no lineales de elasticidad y de disipación de energía respectivamente. Debido a la no linealidad puede observarse que la curva esqueleto no es una línea recta.

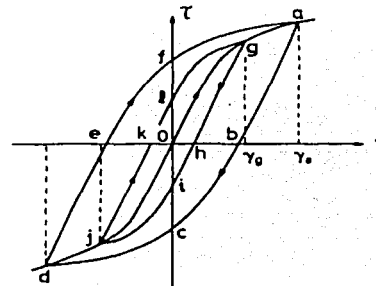


FIGURA I.10. Ciclos de histéresis [18]

En la construcción de una relación no lineal de la curva esfuerzo-deformación, existen generalmente dos funciones. Una que describe la curva esqueleto y otra que describe el ciclo de histéresis. Considerando que la curva esqueleto estuviera dada por:

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

como se muestra [FIGURA I.11]. Generalmente, dicha función se obtiene de pruebas de carga monótonicas. Suponiendo que la descarga inicia en el punto A donde $\gamma = \gamma_a$ y $\tau = \tau_a$, la ecuación correspondiente a la descarga estaría dada por:

$$\frac{1}{2} (\tau - \tau_a) = f\left(\frac{1}{2} (\gamma - \gamma_a)\right)$$

la definición de la función anterior implica que la primera mitad del ciclo de histéresis se obtiene de duplicar y trasladar la curva esqueleto al punto A en que se invierte la carga. Puede demostrarse que la curva pasa por el punto B colocado de manera simétrica con respecto al punto A. Si a partir del punto B se inicia la recarga de la muestra la curva estaría representada por la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{2} (\tau + \tau_a) = f\left(\frac{1}{2} (\gamma + \gamma_a)\right)$$

Al igual que en caso anterior puede apreciarse que la segunda mitad del ciclo de histéresis se obtiene de extender la curva esqueleto utilizando un factor de dos y trasladando el origen al punto B. Al igual que para el caso anterior puede demostrarse que la curva interseca a la curva esqueleto en el punto A, que es el punto de inicio del ciclo.

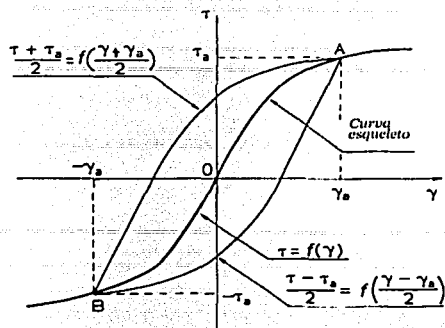


FIGURA I.11. Construcción de ciclos de histéresis [18]

El ciclo de histéresis se representa por dos curvas que representan el comportamiento no lineal del suelo. El modelo anterior satisface lo siguiente:

- En inicio del ciclo de carga, la curva esfuerzo-deformación se asemeja a la curva esqueleto.
- Si ocurre un cambio en el sentido de la carga para un punto (γ_a, τ_a) , la curva sigue la siguiente trayectoria:

$$\frac{1}{2} (\tau - \tau_a) = f\left(\frac{1}{2} (\gamma - \gamma_a)\right)$$

En otras palabras, la descarga y la recarga se representan por curvas que tienen la misma forma que la curva esqueleto (tomando como origen el punto del cambio de sentido de la carga) y multiplicada por un factor de 2. Estas dos reglas, las cuales describen el comportamiento tipo *Masing*, no son suficientes para describir la respuesta dinámica del suelo por lo que debe recurrirse a los dos puntos siguientes.

- Si la curva de carga o descarga excede el valor de deformación máximo e interseca a la curva esqueleto, seguirá entonces la trayectoria de la curva esqueleto hasta el siguiente cambio de sentido.
- Si la curva de carga o descarga cruza una curva de carga o descarga del ciclo anterior, la curva esfuerzo-deformación seguirá la trayectoria del ciclo anterior.

Una vez establecidas las bases del comportamiento para las relaciones no lineales para la curva esfuerzo-deformación es necesario calcular tanto el módulo de cortante G como la relación de amortiguamiento. De igual forma que para el caso viscoelástico, para modelar el comportamiento no lineal se utiliza el módulo secante de corte el cual es la pendiente de la línea que conecta el origen con la deformación correspondiente a la curva esqueleto como se puede observar en la figura [FIGURA I.1]. El módulo G secante se determina por medio de la siguiente expresión:

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a}$$

donde:

τ_a y γ_a indican la magnitud de el esfuerzo cortante y la deformación angular respectivamente.

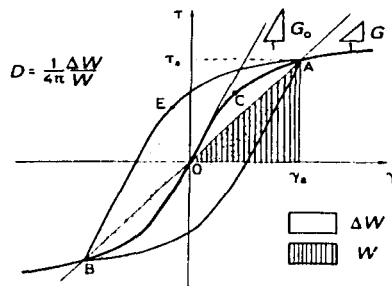


FIGURA I.12. Consideración del amortiguamiento [18]

Con el fin de cuantificar el amortiguamiento presente en un ciclo se acostumbra verificar la pérdida de energía que se pierde durante dicho ciclo. La energía perdida en un ciclo equivale al área que encierra el ciclo de histéresis ΔW [FIGURA I.12]. Posteriormente se considera la máxima que puede almacenar el sistema, la manera más lógica de definir la energía almacenada es calcular la energía acumulada por la componente τ_a . La pérdida de energía por sí misma no permite identificar la capacidad del material de disipar energía. Debido a esto se suele considerar la pérdida de energía máxima para el ciclo a la relación:

$$\eta = \frac{\Delta W}{W}$$

La relación de amortiguamiento se define como:

$$D = \frac{\eta}{2} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

El módulo de corte secante y la relación de amortiguamiento son los dos parámetros más importantes referentes al comportamiento no lineal del suelo. Ambos parámetros son función de γ_a debido a que se basan en la curva esqueleto. A continuación se describen algunos de los modelos utilizados para describir el comportamiento dinámico de la masa de suelo.

I.2.1.1 MODELO GENERALIZADO DE DAVIDENKOV

Las dos ecuaciones fundamentales dentro de este modelo, para carga y descarga son las siguientes:

Carga:

$$\uparrow \frac{d\tau}{d\gamma} = G_{m\acute{a}x} [1 - F(\gamma - \gamma_{min})] \quad [1]$$

Descarga:

$$\downarrow \frac{d\tau}{d\gamma} = G_{m\acute{a}x} [1 - F(\gamma_{m\acute{a}x} - \gamma)] \quad [2]$$

La función $F(\gamma)$ se define en el intervalo positivo incluyendo el cero. $G_{m\acute{a}x}$ corresponde al módulo de cortante para deformaciones bajas para cada cambio del sentido de la carga. Por otro lado, de acuerdo a las leyes de Masing, debe cumplirse que $\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_{min}$. Con el fin de obtener la expresión del módulo tangente en el instante en el que cambia el sentido de la carga, puede utilizarse cualquiera de las dos ecuaciones ya sea con $\gamma = \gamma_{m\acute{a}x}$ ó $\gamma = \gamma_{min}$ y utilizando $\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_{min}$

$$\updownarrow \frac{d\tau}{d\gamma} = G_{m\acute{a}x} [1 - F(2\gamma_{m\acute{a}x})] \quad [3]$$

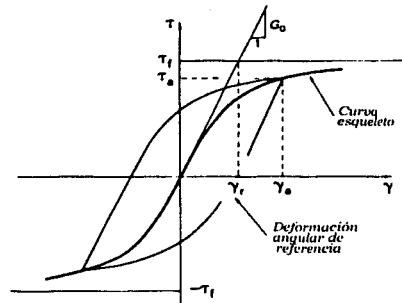


FIGURA I.13. Construcción de ciclos de histéresis [18]

Integrando la ecuación anterior se obtiene la ecuación de la curva esqueleto. La ecuación de la curva esqueleto está dada por

$$\uparrow \downarrow \tau = \int_0^{\gamma} G_{m\acute{a}x} [1 - F(2\eta)] d\eta = G_{m\acute{a}x} \gamma \left[1 - \frac{1}{\gamma} \int_0^{\gamma} F(2\eta) d\eta \right] \quad [4]$$

la cual puede ser reescrita como sigue:

$$\uparrow \downarrow \tau = G\gamma \quad [5]$$

en la cual:

$$G = G_{m\acute{a}x} \left[1 - \frac{1}{\gamma} \int_0^{\gamma} F(2\eta) d\eta \right] \quad [6]$$

por definición, G es el módulo secante correspondiente a la deformación γ . En adelante, conviene definir la función $H(\gamma)$:

$$H(\gamma) = \frac{1}{\gamma} \int_0^{\gamma} F(2\eta) d\eta \quad [7]$$

y por lo tanto:

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad [8]$$

El módulo $G_{m\acute{a}x}$ puede determinarse directamente a partir de pruebas de laboratorio, por lo que debe centrarse la atención en la determinación de la función $H(\gamma)$, la cual puede obtenerse efectuando una serie de pruebas cíclicas para diferentes amplitudes. Una vez que se conoce la función $H(\gamma)$, la función F puede obtenerse derivando [ecuación 7]

$$F(2\gamma) = H(\gamma) + \gamma \frac{dH(\gamma)}{d\gamma} \quad [9]$$

Con el fin de obtener las expresiones para carga y descarga es necesario integrar [ecuaciones 1 y 2]
Carga:

$$\uparrow \frac{d\tau}{d\gamma} = G_{m\acute{a}x} [1 - F(\gamma - \gamma_{m\acute{i}n})]$$

Integrando se tiene:

$$\uparrow \tau - \tau_{m\acute{i}n} = \int_{\gamma_{m\acute{i}n}}^{\gamma} G_{m\acute{a}x} [1 - F(\xi - \gamma_{m\acute{i}n})] d\xi \quad [10]$$

$$\uparrow \tau - \tau_{m\acute{i}n} = G_{m\acute{a}x} [\gamma - \gamma_{m\acute{i}n}] - G \int_{\gamma_{m\acute{i}n}}^{\gamma} F(\xi - \gamma_{m\acute{i}n}) d\xi \quad [11]$$

$$2\eta = \xi - \gamma_{m\acute{i}n}$$

$$2d\eta = d\xi$$

$$\eta \in \left[0, \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_{m\acute{i}n}) \right]$$

$$\uparrow \tau - \tau_{mín} = G_{máx} [\gamma - \gamma_{mín}] \left[1 - \frac{2}{\gamma - \gamma_{mín}} \int_0^{\frac{\gamma - \gamma_{mín}}{2}} F(2\eta) d\eta \right] \quad [12]$$

Carga: $\uparrow \tau - \tau_{mín} = G_{máx} [\gamma - \gamma_{mín}] \left[1 - H\left(\frac{\gamma - \gamma_{mín}}{2}\right) \right]$ [13]

De igual forma para el caso de descarga se tiene:

Descarga: $\downarrow \tau - \tau_{máx} = -G_{máx} [\gamma_{máx} - \gamma] \left[1 - H\left(\frac{\gamma_{máx} - \gamma}{2}\right) \right]$ [14]

I.2.1.2 MODELO GENERALIZADO DE RAMBERG-OSGOOD

Las ecuaciones fundamentales del modelo de Ramberg-Osgood son las siguientes:

Carga:

$$\uparrow \frac{d\gamma}{d\tau} = \frac{1}{G_{máx}} [1 + F(\tau - \tau_{mín})] \quad [15]$$

Descarga:

$$\downarrow \frac{d\gamma}{d\tau} = \frac{1}{G_{máx}} [1 + F(\tau_{máx} - \tau)] \quad [16]$$

La función $F(\gamma)$ se define en el intervalo positivo incluyendo el cero. $G_{máx}$ corresponde al módulo de cortante para deformaciones bajas para cada cambio en el sentido de la carga. La respuesta del suelo para una carga armónica se considera simétrica por lo que $\tau_{mín} = -\tau_{máx}$. Sustituyendo $\tau = \tau_{máx}$ [ecuación 1] ó $\tau = \tau_{mín}$ [ecuación 2] y considerando la igualdad anterior $\tau_{mín} = -\tau_{máx}$.

$$\uparrow \downarrow \frac{d\gamma}{d\tau} = \frac{1}{G_{máx}} [1 + F(2\tau_{máx})] \quad [17]$$

Al integrar la ecuación anterior se obtiene la curva esqueleto:

$$\uparrow \downarrow \gamma = \frac{1}{G} \tau \quad [18]$$

Se define $H(\gamma)$ como sigue:

$$H(\gamma) = \frac{1}{\tau} \int_0^{\tau} F(2\eta) d\eta \quad [19]$$

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{G_{máx}} [1 + H(\gamma)] \quad [20]$$

Carga: $\uparrow \gamma - \gamma_{mín} = \frac{1}{G_{máx}} [\tau - \tau_{mín}] \left[1 + H\left(\frac{\tau - \tau_{mín}}{2}\right) \right]$ [21]

Descarga: $\downarrow \gamma - \gamma_{máx} = -\frac{1}{G_{máx}} [\tau - \tau_{máx}] \left[1 + H\left(\frac{\tau_{máx} - \tau}{2}\right) \right]$ [22]

I.2.1.3 MODELO DE MARTIN-DAVIDENKOV

A diferencia del modelo de Ramberg-Osgood, el modelo de Davidenkov puede aplicarse de manera directa en la obtención de valores de esfuerzo a partir de deformaciones registradas. Existe además la necesidad de considerar la degradación de la rigidez, para el caso del módulo de cortante G , en función del nivel de deformación. Sobre la base de las dos observaciones anteriores surge el modelo de Martin-Davidenkov [21]

Este modelo parte de definir la función F , la cual depende de la deformación [ecuaciones 1 y 2]. Posteriormente de acuerdo a la ecuación del módulo secante

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad [8]$$

La figura muestra la variación del módulo G con respecto a la deformación. Dicha degradación del módulo G puede modelarse por medio de la función $H(\gamma)$.

$$H(\gamma) = \left[\frac{1 + \tanh\left(\lambda \log_{10} \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)}{2} \right]^A$$

donde γ_r es la deformación angular de referencia, λ es un parámetro positivo y A es un valor que ajusta la asimetría de la curva. Considerando la definición de $\tanh x$ puede escribirse:

$$\tanh x = \frac{e^{2x} - 1}{e^{2x} + 1} = \frac{e^{\lambda \log_{10} \frac{\gamma}{\gamma_r}} - 1}{e^{\lambda \log_{10} \frac{\gamma}{\gamma_r}} + 1}$$

$$e^{2\lambda \log_{10} \frac{\gamma}{\gamma_r}} = \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2\lambda \log_{10} e}$$

definiendo el parámetro B como:

$$B = 2\lambda \log_{10} e$$

la función $H(\gamma)$ puede entonces escribirse:

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A$$

Existe una propuesta para el caso de las arcillas del Valle de México [22] cuya la función $H(\gamma)$ es la siguiente:

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^{A'}$$

A' y B son parámetros que dependen principalmente del índice de plasticidad del suelo y $A' = A + I_r$.

$$H\left(\frac{\gamma - \gamma_{mín.}}{2}\right) = \left[\frac{\left(\frac{\left(\frac{\gamma - \gamma_{mín.}}{2} \right)}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\left(\frac{\gamma - \gamma_{mín.}}{2} \right)}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^{A'}$$

$$H\left(\frac{\gamma_{máx.} - \gamma}{2}\right) = \left[\frac{\left(\frac{\left(\frac{\gamma_{máx.} - \gamma}{2} \right)}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\left(\frac{\gamma_{máx.} - \gamma}{2} \right)}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^{A'}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I.2.2 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA-PILOTE

Para cada uno de los pasos de la descomposición presentada en el apartado referente a interacción dinámica suelo-pilote-estructura, se han desarrollado una gran cantidad de métodos los cuales se resumen a continuación:

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE CAMPO LIBRE:

- Teorías de propagación elástica e inelástica de ondas en una dirección,
- Teorías de propagación elástica en dos o más direcciones,
- Conocimiento empírico.

ANÁLISIS DINÁMICO DE LA RESPUESTA CINEMÁTICA PARA UN PILOTE AISLADO

- Modelo de Viga de Winkler (BDWF)¹,
- Método del Elemento Finito,
- Formulaciones semi-analíticas y fronteras elementales.

¹ BDWF *Beam-on-Dynamic Winkler-Foundation model*

ANÁLISIS DE LAS IMPEDANCIAS DINÁMICAS PARA LA CABEZA DEL PILOTE PARA UN PILOTE AISLADO

- Modelos empíricos no lineales (curvas p-y y t-z),
- Modelo BDWF,
- Método del Elemento Finito,
- Formulaciones semi-analíticas y fronteras elementales.

I.2.2.1 IMPEDANCIAS DINÁMICAS

Las funciones de impedancia han sido ampliamente aplicadas en los análisis de interacción suelo-estructura, a pesar de que originalmente se pensaba utilizarlas exclusivamente para los análisis de vibración de maquinaria. Para este último caso, la maquinaria es el origen principal de las vibraciones, para el caso de interacción suelo-estructura, la fuente principal de las cargas es el suelo. En ambos análisis los objetivos son los mismos; evaluar los movimientos de la cimentación sujeta a ciertas cargas externas y en consecuencia, pronosticar los desplazamientos que de la maquinaria o de la estructura, sin perder de vista las características tanto de la cimentación como del suelo.

La definición general de las funciones de impedancia surge de considerar un sistema sujeta a una fuerza (o a un momento) de tipo armónico $P(t)$, para el cual se registra un desplazamiento (o rotación) $u(t)$. Por definición, la impedancia del sistema es el cociente de la carga $P(t)$ y la respuesta $u(t)$. Generalmente la carga y la respuesta con está en fase; esta impedancia es por lo tanto un expresión compleja:

$$K = \frac{P(t)}{u(t)}$$

Esta expresión puede ilustrarse por medio de la figura [FIGURA I.14]. Un sistema con un solo grado de libertad se compone de una masa m , un resorte k , y un amortiguador c . Con el fin de aplicar la definición general de la función de impedancia es necesario hacer algunas consideraciones.

Suponga que la respuesta puede representarse como sigue $u(t) = U_0 e^{i\omega t}$ y que la carga $P(t) = P_0 e^{i\omega t}$. La solución de la ecuación de movimiento sería:

$$m \frac{d^2 u}{dt^2} + c \frac{du}{dt} + k u = P_0 e^{i\omega t}$$

$$u(t) = U_0 e^{i\omega t}$$

$$\frac{du}{dt} = i\omega U_0 e^{i\omega t}$$

$$\frac{d^2 u}{dt^2} = -\omega^2 U_0 e^{i\omega t}$$

sustituyendo en la ecuación de movimiento:

$$m [-\omega^2 U_0 e^{i\omega t}] + c [i\omega U_0 e^{i\omega t}] + k [U_0 e^{i\omega t}] = P_0 e^{i\omega t}$$

$$m [-\omega^2 u(t)] + c [i\omega u(t)] + k [u(t)] = P_0 e^{i\omega t}$$

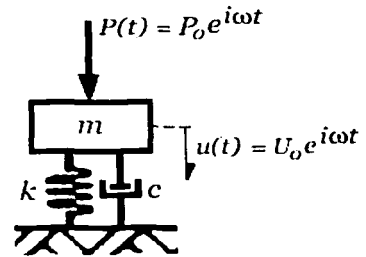


FIGURA I.14. Oscilador simple

$$u(t) [-m\omega^2 + ic\omega + k] = P_0 e^{i\omega t}$$

aplicando la definición:

$$K(\omega) = \frac{P(t)}{u(t)} = [k - m\omega^2 + ic\omega]$$

la impedancia anterior puede también escribirse como sigue:

$$K(\omega) = k_1(\omega) + i k_2(\omega)$$

en donde:

$$k_1(\omega) = k - m\omega^2$$

$$k_2(\omega) = c\omega$$

las ecuaciones anteriores pueden reescribirse de la siguiente forma:

$$k_1(\omega) = k \left[1 - \frac{m}{k} \omega^2 \right]$$

sin embargo, $\omega_0^2 = \frac{k}{m}$ por lo tanto:

$$k_1(\omega) = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right]$$

tomando en cuenta que:

$$\xi = \frac{c\omega_0}{2k}$$

$$c = \frac{2k}{\omega_0} \xi$$

$$k_2(\omega) = c\omega = \omega \frac{2k}{\omega_0} \xi$$

$$k_2(\omega) = k \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right) \right]$$

finalmente:

$$K(\omega) = k_1(\omega) + i k_2(\omega)$$

$$K(\omega) = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 + i 2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right) \right]$$

A partir de la ecuación anterior puede apreciarse que k corresponde a la rigidez estática del sistema con un solo grado de libertad. La ecuación anterior puede reescribirse como:

$$K(\omega) = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 + i 2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right) \right]$$

$$K(\omega) = k [k^*(1)(\omega) + i k^*(2)(\omega)]$$

donde:

$$k^*_1 = 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2$$

$$k^*_2 = 2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)$$

En la FIGURA 1.15 y la FIGURA 1.16 se muestra la variación de los términos, real e imaginario, para la función de impedancia.

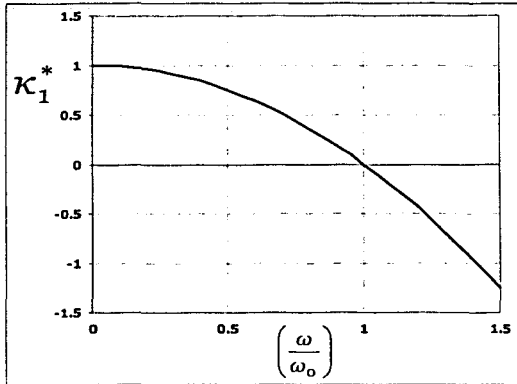


FIGURA 1.15. Variación de k^*_1 con la frecuencia.

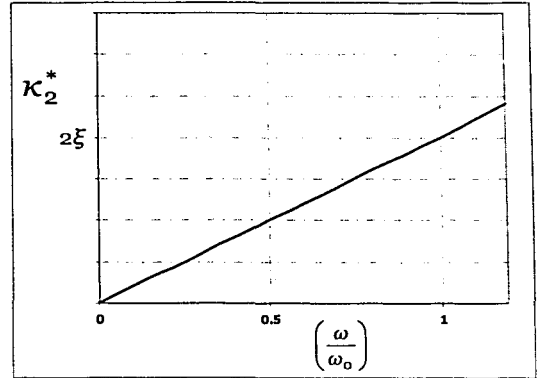


FIGURA 1.16. Variación de k^*_2 con la frecuencia.

El modelo matemático fundamental utilizado en la formulación anterior para predecir la respuesta dinámica de la estructura se compone de una masa concentrada con un resorte y un amortiguador [FIGURA 1.14]. Si la masa m puede moverse en una sola dirección, por ejemplo verticalmente, se tiene entonces un sistema con un solo grado de libertad (en la realidad la cimentación tiene seis grados de libertad, tres asociados con desplazamiento y tres con rotación). La respuesta de la masa depende de la naturaleza de la reacción del suelo, modelado en este caso por un resorte y un amortiguador. El resorte representa las características elásticas del suelo, cuyo parámetro principal es la constante del resorte k la cual se define como la fuerza necesaria para producir una unidad de desplazamiento (compresión o extensión) u en el sentido positivo del desplazamiento de la masa. El amortiguador representa el amortiguamiento que resulta por la disipación de energía. El amortiguamiento se origina desde dos fuentes principales: la primera es la energía disipada a través de ondas que se alejan de la cimentación (*amortiguamiento por radiación*), la segunda es la energía disipada debido al comportamiento inelástico del suelo (*amortiguamiento histerético*). La característica principal del amortiguamiento es que retrasa el desplazamiento y está por lo tanto desfasado con respecto a la excitación de entrada.

El comportamiento dinámico de pilotes depende de la frecuencia y de las propiedades del pilote y del suelo. El pilote se describe a partir de su longitud, rigidez a compresión y flexión, sus condiciones de apoyo y masa. El comportamiento del suelo depende de las propiedades dinámicas así como de la variación de éstas con la profundidad. La rigidez dinámica correspondiente se obtiene calculando las fuerzas necesarias para producir vibración en la cabeza del pilote en la dirección establecida. Las funciones de impedancia, para el caso de pilotes, dependen de los siguientes parámetros: la rigidez relativa entre el suelo y el pilote, la frecuencia, la relación de esbeltez, el amortiguamiento tanto del pilote como del suelo, la variación de las propiedades del suelo con la profundidad y las condiciones en que se encuentren trabajando la punta y la cabeza del pilote.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I.2.2.2 MODELOS DE WINKLER

Los modelos de Winkler consideran al pilote como una viga o una columna soportada sobre una cimentación de tipo Winkler la cual se compone de una serie de resortes independientes (laterales o verticales) distribuidos a lo largo del pilote. Este modelo ha sido utilizado principalmente para calcular las deflexiones en la cabeza del pilote así como asentamiento ante carga estática. Una adaptación importante de este modelo es la consideración de no linealidad en los resortes lo cual ha permitido su aplicación en problemas de tipo dinámico.

Existen una gran cantidad de métodos propuestos para considerar la no linealidad de los resortes, sin embargo, el método empírico propuesto por Matlock y Reese es el más aplicado en la actualidad. Basándose en observaciones de campo, el método empírico modela la respuesta del suelo para una profundidad en particular en términos de una curva de tipo $p-y$ para el caso de carga lateral o por medio de una curva $t-z$ para carga axial; p y y representan la resultante de fuerzas laterales del suelo por unidad de longitud así como su correspondiente deflexión a una cierta profundidad, t y z representan la reacción axial por unidad de longitud y el desplazamiento vertical del pilote.

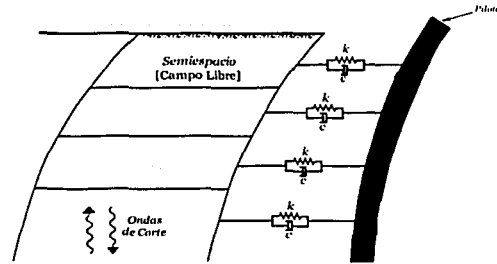


FIGURA I.17. Modelo de Winkler

La interacción del pilote y el suelo se modela a través de una serie de resortes y amortiguadores distribuidos a lo largo de la longitud del pilote, los parámetros fundamentales de dichos resortes y amortiguadores son función de la frecuencia. El modelo de Winkler ha sido aplicado no sólo en la obtención de la respuesta inercial sino también en la respuesta cinemática de la cimentación. El modelo BDWF (*Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation*) utiliza una distribución uniforme de resortes y amortiguadores; la respuesta de campo libre se aplica como excitación de entrada al sistema y se calcula la respuesta. El modelo se muestra a continuación.

I.2.3 CURVAS $p-y$

El análisis con curvas $p-y$ [23] permite considerar el comportamiento no lineal entre la resistencia al desplazamiento lateral y la deformación. El método se basa en el trabajo de McClelland y Focht de 1958. De manera que es posible modelar la resistencia del suelo utilizando una serie de resortes no lineales, como los que se muestran [FIGURA I.18]. La mayor parte de las investigaciones se ha realizado en la Universidad de Austin, Texas por Reese y sus colaboradores.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El método de las curvas $p-y$ permite considerar lo siguientes aspectos del comportamiento:

- cualquier tipo de curva carga-desplazamiento no lineal,
- variaciones de la curva de carga-desplazamiento con la profundidad,
- variaciones de la rigidez de la cimentación con respecto a la profundidad,
- rigideces no lineales para la cimentación,
- cualquier tipo de restricción para la cimentación.

Cuando la carga lateral aplicada se aproxima a la capacidad última, las curvas $p-y$ generan grandes deflexiones y por lo tanto el desplazamiento registrado en la cimentación también aumenta. Lo anterior, muestra como las curvas $p-y$ incluyen de forma implícita la capacidad lateral última.

El aspecto fundamental que sustenta el análisis con curvas $p-y$ es la definición de las relaciones fuerza-deflexión lateral entre el suelo y la cimentación. Estas relaciones se expresan por medio de curvas donde p es la resistencia lateral por unidad de longitud de la cimentación (expresada en unidades de fuerza por longitud) y y es la deflexión lateral.

Los componentes de la reacción que determinan las curvas pueden apreciarse en la FIGURA 1.19 en la cual se muestra que la reacción es el resultado de la fuerza de compresión del suelo, fuerzas de fricción en ambos lados así como una posible compresión en la cara opuesta del pilote. Cabe mencionar que las curvas $p-y$ no son sólo el resultado de un fenómeno de compresión sino de una combinación de las fuerzas citadas.

El valor de las curvas $p-y$ en un punto dado depende de varios factores, entre ellos:

- el tipo de suelo,
- el tipo de carga (estática de corta duración, estática sostenida, repetida o dinámica),
- el área transversal del pilote ,
- el método de construcción,
- los efectos de interacción

La influencia de cada uno de los factores anteriores no ha sido determinado totalmente, por lo que ha sido necesario desarrollar curvas empíricas construidas a partir de pruebas de carga. La mayoría de los datos se obtuvieron de pruebas realizadas en pilotes de acero con diámetros de entre 250 y 600 mm. Reese resumió gran parte de estas pruebas proporcionando curvas $p-y$ para diseño y análisis.

Algunas curvas son de tipo *dúctil* como la curva A que se muestra [FIGURA 1.18]. Estas curvas alcanzan una resistencia máxima, p_{max} , para una cierta deflexión y posteriormente proporcionan el mismo valor de resistencia para deflexiones mayores. Otras curvas son de tipo *frágil* como la curva B las cuales presentan una disminución de la resistencia p conforme aumenta la deflexión y . Las curvas de tipo frágil puede presentarse para el caso de arcillas principalmente para arcillas rígidas o para condiciones de carga repetida o dinámica. Pueden observarse curvas dúctiles para arcillas suaves en condiciones de carga estática y para algunas arenas.

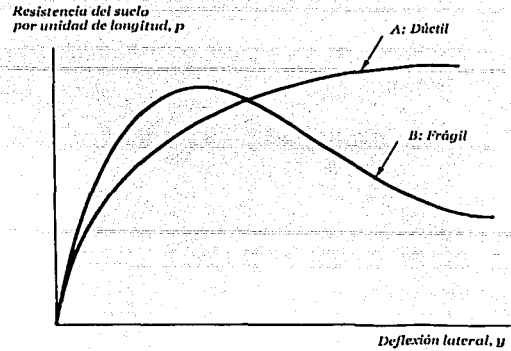


FIGURA 1.18. Curvas $p-y$ para distintos comportamientos [23]

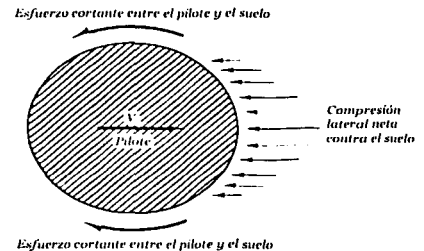


FIGURA 1.19. Componentes de la reacción considerados en las curvas $p-y$ [23]

El comportamiento frágil puede conducir a mayores problemas en el comportamiento de la cimentación debido a los grandes movimientos que podrían presentarse en la cimentación.

Los análisis realizados, utilizando las curvas $p-y$, requieren considerar los cambios en las curvas con respecto a la profundidad [FIGURA 1.20]. Con el fin de conseguirlo, se requiere dividir la longitud del pilote en n segmentos. Se asigna, entonces, una curva $p-y$ así como una rigidez EI para cada segmento con el fin de construir un modelo matemático.

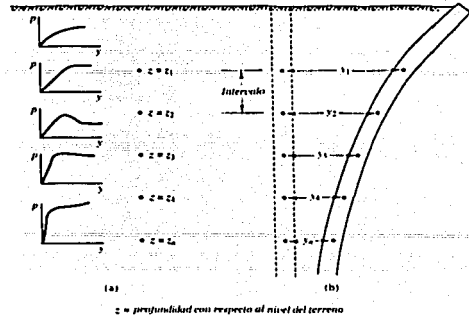


FIGURA 1.20. Curvas $p-y$ para distintas profundidades [23]

I.2.3.1 CURVAS $p-y$ DINÁMICAS

La utilización de las curvas $p-y$ para el caso dinámico requiere de la consideración de parámetros no considerados en el caso estático. En el caso dinámico el efecto inercial tiene un mayor peso que en el caso estático. Es necesario considerar, por lo tanto, la velocidad de la aplicación de la carga a la vez que la fatiga del material. La velocidad de la aplicación de la carga tiende a incrementar la rigidez mientras que la fatiga la disminuye. Las deformaciones dinámicas inducidas en el campo libre como resultado de la propagación vertical de las ondas de corte es otro factor no considerado en los análisis estáticos.

En la práctica, las curvas $p-y$ dinámicas se definen para el caso estático y posteriormente se evalúan factores que consideren los efectos potenciales de velocidad de aplicación de la carga y de fatiga del material. Estos factores se utilizan para modificar la curva esqueleto definida con el criterio para carga estática. El procedimiento anterior se sustenta en la representatividad de la curva esqueleto modificada por dichos factores de comportamiento dinámico del sistema suelo-pilote.

A continuación se presenta la propuesta de construcción de las curvas planteada por Romo y Ovando [25].

Inicialmente se define al suelo por un elemento mecánico tipo Voigt como el que se muestra en la FIGURA 1.21. La reacción del pilote por unidad de longitud es la suma de p_1 , componente elástico (resorte) y p_2 , componente viscoso (amortiguador).

$$P = p_1 + p_2$$

El componente elástico, la cual proporciona de rigidez al modelo, se calcula con la siguiente expresión:

$$p_1 = E_s S Y$$

donde:

E_s : es el módulo de Young
 S : es parámetro adimensional
 Y : es el desplazamiento del pilote.

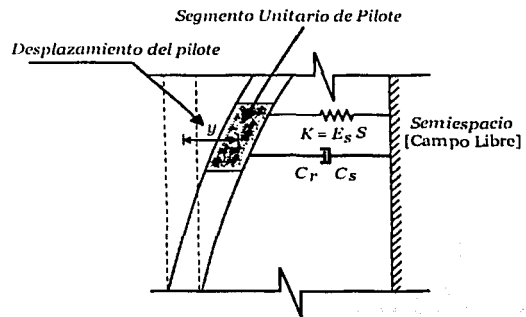


FIGURA 1.21. Modelo viscoelástico para curvas $p-y$

Estudios experimentales han propuesto la siguiente expresión para el parámetro S .

$$S = \frac{1.3}{(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{\frac{1}{12}}$$

donde:

ν_s : es la relación de Poisson del suelo,

B : es el diámetro del pilote (o su ancho en la dirección del movimiento)

EI : es la rigidez del pilote.

El componente viscoso, el cual proporciona el amortiguamiento del sistema, se puede calcular como:

$$p_a = i(C_r + C_s) \omega Y$$

donde:

$$i = \sqrt{-1}$$

C_r : es el coeficiente del amortiguador que toma en cuenta la disipación de energía por radiación de las ondas sísmicas

C_s : es el coeficiente que toma en cuenta el amortiguamiento hysterético del suelo,

ω : es la frecuencia de la excitación [rad/s],

De acuerdo con los resultados de estudios teóricos, Gazetas y Dobry [46] proponen la siguiente expresión:

$$C_r = 2B\rho_s V_s \left\{ 1 + \left[\frac{3.4}{\pi(1 - \nu_s)} \right]^{\frac{5}{4}} \left\{ \frac{4}{\pi} \right\}^{\frac{3}{4}} \left\{ \frac{V_s}{\pi f B} \right\}^{\frac{1}{4}} \right.$$

donde:

ρ_s : es la densidad de masa del suelo,

V_s : es la velocidad de onda de corte,

f : es la frecuencia de la excitación [ciclos/s]

El coeficiente del amortiguador para considerar el efecto hysterético se calcula con la siguiente expresión:

$$C_s = 2 \delta E_s \frac{\lambda_s}{\omega}$$

donde:

δ : es un coeficiente independiente de la profundidad,

λ_s : es el amortiguamiento hysterético del suelo a la profundidad deseada.

Para pilotes largos y flexibles, δ , es función de las características estratigráficas del depósito de suelo, de las condiciones de fijación de la cabeza del pilote y de la rigidez relativa con respecto al suelo.

Con el fin de poder introducir el comportamiento del suelo en la relación carga-desplazamiento es preciso establecer una correlación entre la deformación que experimentan las probetas de suelo cuando se les somete a carga dinámica en el laboratorio y el desplazamiento que sufre cuando se le aplica carga lateral dinámica. Matlock y Reese [47] propusieron una relación de este tipo para el caso de carga lateral y cíclica:

$$\epsilon = \frac{Y}{2.5B}$$

la relación anterior establece que la deformación axial, ϵ , de una probeta de suelo en ensaye triaxial, es proporcional al desplazamiento horizontal, Y , del pilote de diámetro (ancho) B .

Componente Elástico

Observando nuevamente el componente elástico, p , del modelo puede apreciarse que la rigidez del elemento mecánico depende de módulo dinámico del suelo, de la magnitud de la deformación inducida y de las características del pilote. De acuerdo ha resultados de estudios anteriores el módulo de cortante dinámico puede expresarse como:

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)]$$

donde:

$H(\gamma)$ es la función de atenuación la cual se determina por medio de la siguiente expresión:

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A$$

donde:

A , B y γ_r son parámetros que se determinan experimentalmente con ensayos dinámicos. A partir de la construcción de curvas de atenuación del módulo de cortante G pudo determinarse que γ_r , deformación angular de referencia, varía con la rigidez I_r .

I_r , se calcula por medio de la siguiente relación:

$$I_r = \frac{w_L - w_n}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w_n}{I_p}$$

donde:

I_p : es el índice de plasticidad

w_n : es la humedad natural,

w_L : es el límite líquido,

w_p : es el límite plástico.

Sustituyendo las expresiones anteriores y considerando que:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ de donde: } E = 2(1+\nu)G$$

la componente elástica puede entonces obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$p_t = E_s S Y$$

$$p_t = 2(1+\nu)G \frac{1.3}{(1-\nu_s^2)} \left[\frac{2(1+\nu)G B^4}{EI} \right]^{\frac{1}{12}} Y$$

considerando que $G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)]$ se tiene:

$$p_t = 2(1 + \nu_s) G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \frac{1.3}{(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{2(1 + \nu) G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{\frac{1}{12}} Y$$

reagrupando términos

$$p_t = (1 + \nu_s) G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \frac{2.6}{(1 - \nu_s)(1 + \nu_s)} \left[\frac{2(1 + \nu) G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{\frac{1}{12}} Y$$

$$p_t = \left\{ \frac{2.6}{(1 - \nu_s)} \right\} G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \left[\frac{2(1 + \nu) G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{\frac{1}{12}} Y$$

$$Y = 2.5 B \epsilon = 2.5 B \frac{Y}{1 + \nu_s}$$

La relación anterior es no lineal y permite incluir los efectos más importantes del comportamiento dinámico, como el efecto del envejecimiento, la degradación por fatiga, el estado de esfuerzos en la masa del suelo y las características del material. Los parámetros incluidos en la función $H(\gamma)$ dependen de las características y tipo del material.

El envejecimiento de los suelos produce, entre otros efectos, incrementos en la rigidez aproximadamente proporcionales al logaritmo del tiempo transcurrido después de la consolidación primaria. La tasa de rigidización es función de I_p y para el caso de las arcillas está dada por:

$$\frac{\Delta G}{G_{1000}} = 0.027 I_p^{0.5}$$

donde:

G_{1000} : es el valor medido a los 1000 minutos.

La degradación por fatiga depende del número de ciclos de carga y del nivel de deformación alcanzado, sin ser función de la amplitud del esfuerzo cíclico. la reducción de G con el número de ciclos está dada por:

$$\frac{G_N}{G_5} = N^{-t}$$

donde:

G_N : es el valor del módulo en el ciclo N

G_5 : es el valor del módulo en el ciclo 5

t : es el parámetro de degradación.

El valor de $G_{m\acute{a}x}$ depende de la historia de esfuerzos principalmente en materiales en los cuales se registran valores altos de I_r para el caso de los resultados de las pruebas efectuadas por Romo y Ovando [48] en la sonda de Campeche, el valor de $G_{m\acute{a}x}$ puede determinarse como sigue:

$$G_{m\acute{a}x} = G_0 + \frac{95(I_r - 0.23)}{1 - (I_r - 0.23)} \sigma'_c$$

donde.:

σ'_c : es el esfuerzo efectivo de consolidación.

Componente Viscoso

Retomando la expresión para calcular el componente viscoso,

$$p_2 = i(C_r + C_s) \omega Y$$

se observa que para los casos en que se emplee un análisis paso a paso en el dominio del tiempo y considerando que la excitación fuera de tipo armónica al igual que la respuesta se tendría:

$$Y = Y_0 e^{i\omega t}$$

$$\frac{dY}{dt} = i\omega Y_0 e^{i\omega t}$$

$$\frac{dY}{dt} = i\omega Y$$

$$p_2 = (C_r + C_s) \frac{dY}{dt}$$

sustituyendo las expresiones para $C_r + C_s$

$$p_2 = 2B\rho_S V_S \left\{ 1 + \left[\frac{3.4}{\pi(1-\nu_S)} \right]^{\frac{5}{4}} \right\} \left\{ \frac{4}{\pi} \right\}^{\frac{3}{4}} \left\{ \frac{V_S}{\pi f B} \right\}^{\frac{1}{4}} \frac{dY}{dt} + 2 \delta E_s \frac{\lambda_S}{\omega} \frac{dY}{dt}$$

$$\frac{1}{\omega} \frac{dY}{dt} = iY \approx Y$$

$$p_2 = 2B\rho_S V_S \left\{ 1 + \left[\frac{3.4}{\pi(1-\nu_S)} \right]^{\frac{5}{4}} \right\} \left\{ \frac{4}{\pi} \right\}^{\frac{3}{4}} \left\{ \frac{V_S}{\pi f B} \right\}^{\frac{1}{4}} \frac{dY}{dt} + 2 \delta E_s \lambda_S Y$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para aplicar las curvas $p-y$ dinámicas en un análisis de interacción dinámica suelo-pilote es necesario conocer los desplazamientos relativos entre el sistema suelo-pilote y el campo libre, los cuales definen el valor de Y para el pilote. Es por ello que el análisis se divide en dos etapas, la primera de las cuales consiste en calcular la respuesta de campo libre la cual deberá considerar el comportamiento no lineal del suelo permitiendo obtener las historias de velocidad y desplazamiento. La segunda etapa se refiere al análisis paso a paso en el dominio del tiempo. Para cada incremento de tiempo se calcula el desplazamiento relativo Y el cual es la diferencia entre el desplazamiento calculado para el sistema y el desplazamiento calculado para campo libre.

1.2.4 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

El proceso de evaluación del potencial de licuación de un depósito consiste principalmente de dos partes [11]:

- Determinar el potencial de licuación o susceptibilidad del depósito de desarrollar el fenómeno. En esta etapa se evalúa la posibilidad de que se presente el fenómeno de licuación para un sismo dado considerando distintas intensidades.

- Análisis del riesgo de que se presente un evento sísmico. En esta parte del análisis se consideran las distintas intensidades de los eventos sísmicos que pudieran presentarse o bien, se asigna una intensidad específica requerida para el análisis.

Existen principalmente dos métodos utilizados para evaluar el potencial de licuación de un depósito de arena saturada sujeto a una acción sísmica [13]. El primero de dichos métodos se basa en los comportamientos observados para distintos depósitos y sismos mientras que el segundo se basa en la evaluación de las condiciones de esfuerzo del sitio a la vez que el cálculo de las condiciones de esfuerzo cíclico que inducen licuación en laboratorio.

I.2.4.1 MÉTODO BASADO EN LA OBSERVACIÓN DE COMPORTAMIENTO

Después del sismo de Nijgata en 1964 ingenieros japoneses estudiaron las zonas en las cuales se había presentado licuación además de las zonas en las cuales no se había registrado el fenómeno. A partir de dichas observaciones desarrollaron un criterio basándose en los valores de la Prueba de Penetración Estándar (SPT *Standard Penetration Test*) para dichos depósitos de arena. Se determinó que el asentamiento de las edificaciones resultado de la licuación inducida por sismo, era considerablemente menor cuando los valores de N de la SPT en la base de la cimentación excedían de 20 golpes por pie.

En 1971, Seed y Peacock a partir de los datos recabados para distintos sitios en los cuales se había presentado o no licuación, determinaron la relación entre los valores de τ_h/σ'_o y la densidad relativa determinada a partir de SPT, en donde: τ_h : es el esfuerzo cortante horizontal promedio inducido por sismo y σ'_o es el esfuerzo efectivo para el estrato considerado. Los valores de la relación de esfuerzo se grafican contra la resistencia a la penetración corregida N_1 , del estrato correspondiente [FIGURA I.23]. Dicha resistencia corregida no es sino la resistencia original ajustada para una presión efectiva igual a 1[t/pie²] Utilizando la expresión propuesta por Gibbs y Holtz se tendría:

$$N_1 = C_N N$$

donde:

$$C_N = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma'_o}{\sigma'_1}$$

σ'_o : presión efectiva en [t/pie²] para la cual la resistencia es igual a N.

σ'_1 : presión efectiva igual a 1[t/pie²]

La relación de esfuerzo para la cual se presentaría el fenómeno puede determinarse por medio de la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_{promedio}}{\sigma'_o} \approx 0.65 \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d$$

donde:

$\alpha_{m\acute{a}x}$: es la aceleración máxima en la superficie,

σ_o : presión efectiva para el estrato en estudio,

r_d : factor de reducción de esfuerzo el cual varía de 1 en la superficie del terreno a un valor de 0.9 para una profundidad de 30 pies.

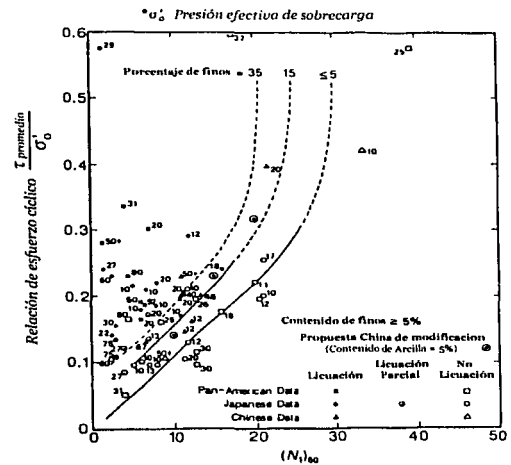


FIGURA I.23. Relación entre SPT y τ_h/σ'_o [18]

Por lo tanto para cualquier valor de $a_{m\acute{a}x}$ es posible determinar el potencial de licuación leyendo los valores directamente de la figura. En esta figura el valor Debido a que los métodos empíricos no consideran efectos como el de la duración del evento sísmico o la posibilidad de drenaje además de que dependen en gran medida de la confiabilidad de las mediciones realizadas con la prueba de penetración estándar, se sugiere utilizarlos en una etapa preliminar del análisis auxiliándose posteriormente de estudios más detallados basados en análisis de respuesta del sitio y en pruebas más precisas que permitan evaluar el potencial de licuación de manera más confiable.

I.2.4.2 MÉTODO BASADO EN LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS

Este método incluye dos determinaciones independientes:

1. Evaluación de los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo para distintas profundidades.
2. Determinar, por medio de pruebas de laboratorio, los esfuerzos cíclicos que para las presiones de confinamiento representativas de las distintas profundidades producirán que el suelo sufra licuación o se deforme de forma importante.

La evaluación del potencial de licuación se basa en la comparación de los esfuerzos generados por el sismo contra los esfuerzos requeridos para desarrollar licuación o una deformación cíclica importante en la muestra [FIGURA I.24].

Los esfuerzos cíclicos inducidos por sismo pueden ser calculados por medio de: análisis de respuesta del sitio, procedimientos simplificados basados en la máxima aceleración inducida o por modelos de deconvolución de una excitación en la superficie. La historia irregular de esfuerzos para cada una de las profundidades se ajusta a un esfuerzo cíclico uniforme equivalente por medio de un procedimiento de ponderación.

Se han utilizado diversos tipos de pruebas para determinar los esfuerzos necesarios para generar licuación en una muestra de suelo. Debido a que las pruebas buscan reproducir de la forma más fiel posible las condiciones observadas en campo, puede considerarse que, en general, las pruebas de corte simple son las que proporcionan la mejor representación de las condiciones reales. Debe recordarse que en todos estos análisis se considera que las deformaciones inducidas son resultado fundamentalmente de la propagación vertical de ondas de corte.

Los resultados de las pruebas pueden expresarse directamente como la relación entre la razón de esfuerzos τ_h/σ'_o y el número de ciclos requerido para registrar licuación inicial.

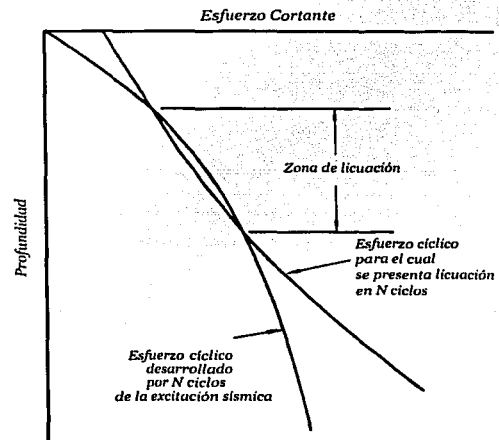


FIGURA I.24. Definición de la zona potencialmente licuable [35]

Las pruebas triaxiales cíclicas han sido utilizadas con los mismos fines ya mencionados, a pesar de no reproducir íntegramente las condiciones iniciales de la muestra *in situ*, con el fin de que reproduzca las condiciones en campo la prueba triaxial cíclica se realiza con una presión inicial y la relación utilizada para representar los resultados ($\sigma_{dc}/2\sigma_j$) es la relación entre el máximo esfuerzo cortante con respecto a la

¹ σ_{dc} es el esfuerzo desviador cíclico con amplitud constante

presión inicial, en lugar de representar el esfuerzo cortante en el plano horizontal con respecto al esfuerzo efectivo (τ/σ'_o) el cual si se obtiene de las pruebas cíclicas. Por esta razón, las relaciones que inducen licuación para ambos tipos de pruebas serán diferentes y se requerirá relacionarlas por medio de alguna expresión como la propuesta por Seed y Peacock en 1971:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_o}\right)_{in\ situ} = \alpha \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3}\right)_{triaxial}$$

Diversos investigadores han propuesto valores para el parámetro α los cuales se resumen a continuación:

Peacock y Seed [1968]	$\alpha \approx 0.55$ para $k_o \approx 0.4$
Finn, Bransby y Pickering [1970]	$\alpha = \frac{1-2k_o}{3} \approx 0.60$ para $k_o = 0.4$
Seed y Peacock [1971]	$\alpha =$ varía desde 0.55 hasta 0.72 dependiendo de la densidad relativa para $k_o = 0.4$
Castro [1975]	$\alpha = \frac{2(1+2k_o)}{3\sqrt{3}} = 0.7$ para $k_o = 0.4$
Seed e Idriss [1982]	$\alpha = 0.57, k_o = 0.4$ $\alpha = 0.90, k_o = 1$

A pesar de los ajustes propuestos existen factores que deberán ser tomados en cuenta en los resultados obtenidos a través de las pruebas anteriores. Entre ellos están: las concentraciones de esfuerzo que pueden presentarse en pruebas de corte simple lo cual conducirá a resultados imprecisos, la limitante que tienen tanto las pruebas de corte simple como las de torsión en considerar deformaciones en más de una dirección, las fronteras en las pruebas con mesa vibradora las cuales restringen los movimientos de las muestra y dificultan la reproducción de las condiciones *in situ*, la no uniformidad de las deformaciones registradas en las pruebas triaxiales cíclicas debido a concentraciones de esfuerzo en la parte inferior y superior de la muestra además de una redistribución del agua contenida en la muestra provocando una subestimación de la resistencia de arenas medianamente densas.

Lo arriba expuesto supone que la estratigrafía es totalmente horizontal y que por lo tanto no se presentan esfuerzos de corte en el plano horizontal para las condiciones iniciales. Si esta hipótesis no se cumple, se tendrán esfuerzos de corte actuando en el plano horizontal cuyo efecto más importante será aumentar la susceptibilidad de la muestra de suelo a desarrollar el fenómeno de licuación o presiones de poro en exceso [50]. Con el fin de evaluar el efecto de tener un esfuerzo cortante inicial distinto de cero se requiere calcular la relación entre dicho esfuerzo y el valor del esfuerzo vertical efectivo como sigue:

$$\alpha = \frac{\tau_h}{\sigma'_o}$$

donde:

τ_h es el esfuerzo de corte para la condición inicial y σ'_o es el esfuerzo efectivo.

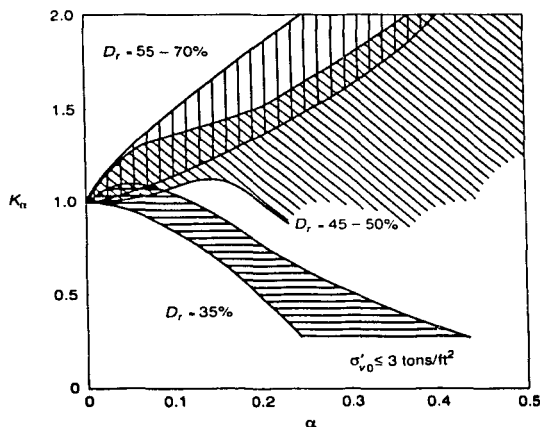


FIGURA 1.25. Ajuste para estratigrafías con $\alpha > 0$ [9]

Se ha observado que para arenas muy sueltas el valor de $\alpha > 0$ incrementa considerablemente la susceptibilidad de la muestra a sufrir licuación. Para el caso de arenas densas se presenta el efecto opuesto; es decir, al aumentar α disminuye la velocidad con que se generan presiones de poro en la muestra.

Conocido el valor de α se requiere determinar un factor de reducción que modifique la relación obtenida originalmente τ_h/σ'_o para el caso en que $\alpha = 0$. Dicho valor se conoce como K_α y modifica la relación de esfuerzos como sigue:

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_o}\right)_{\alpha > 0} = \frac{\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_o}\right)_{\alpha = 0}}{K_\alpha}$$

El valor de K_α puede obtenerse de ajustes experimentales [FIGURA I.25].

Capítulo II

DESARROLLO DEL MODELO ANALÍTICO

II.1 PLANTEAMIENTO

Como ya se comentó en el CAPÍTULO I, el modelo utilizado para analizar la interacción dinámica suelo-estructura-pilote suele descomponerse en tres subsistemas principales:

- Análisis de la respuesta del suelo de campo libre,
- Análisis de la interacción cinemática y
- Análisis de la interacción inercial.

El análisis de la respuesta inercial no será cubierto en este trabajo de investigación dado que rebasa los alcances del mismo. A continuación se describe el método utilizado para obtener la respuesta del suelo de campo libre.

II.1.1 RESPUESTA DEL SUELO DE CAMPO LIBRE

El método más ampliamente utilizado en el análisis de la respuesta dinámica de un sitio es el lineal equivalente. Debido a la no linealidad del suelo, se requiere modificar el modelo lineal con el fin de que se puedan obtener valores más cercanos al comportamiento real de la masa de suelo. Como se describió en el CAPÍTULO anterior los ciclos de histéresis observados bajo carga cíclica pueden aproximarse a partir de parámetros lineales del suelo. El módulo de cortante lineal equivalente G se estima por medio del módulo secante mientras que la relación de amortiguamiento lineal equivalente D se considera igual a la relación de amortiguamiento que produce la misma pérdida de energía en un ciclo de carga que el ciclo de histéresis registrado.

Debido a que el modelo lineal supone que G y D son constantes para cada estrato de suelo, el problema consiste en determinar los valores que son consistentes con el nivel de deformación inducido en cada uno de los estratos. Con el fin de resolver dicho problema, se requiere definir un nivel de deformación. Los ensayos de laboratorio con los cuales se han determinado las curvas de degradación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento han sido desarrolladas utilizando cargas armónicas simples las cuales son referidas por el nivel de deformación y por la amplitud pico de la deformación angular. Sin embargo, la historia de deformaciones angulares registrada en un sismo es completamente irregular con una amplitud pico que puede tan solo ser aproximada por unas cuantas crestas en el registro. Como es de suponerse la excitación armónica impone condiciones mucho más severas que la condición sísmica debido a que la amplitud máxima se registra durante toda la prueba y no durante todo el evento sísmico, el nivel de deformación del registro sísmico suele describirse por un nivel de deformación angular efectivo el cual se ha determinado, de forma empírica, varía entre 50 y 70% del nivel máximo de deformación. El porcentaje normalmente utilizado es del 65%.

Dado que el nivel de deformación depende de las propiedades lineales equivalentes, se requiere un proceso iterativo con el fin de garantizar que los valores utilizados en el análisis sean compatibles con el nivel de deformación calculado en todos los estratos. El método lineal equivalente para respuesta unidimensional del suelo considerando distintos estratos ha sido codificado en el programa SHAKE [19] el cual es uno de los programas más utilizados para calcular la respuesta de campo libre.

SHAKE

A continuación se resumen las principales suposiciones utilizadas en este programa:

1. La estratigrafía se extiende de forma infinita en la dirección horizontal.

2. Cada estrato del sistema puede ser definido totalmente por medio de su espesor h , su masa m , su densidad ρ , su módulo de cortante G y su relación de amortiguamiento β .
3. La respuesta del sistema es resultado de la propagación vertical de ondas de corte desde el estrato de roca.
4. Las ondas de corte se representan a partir de valores de aceleración igualmente espaciados en el tiempo.
5. Con el fin de considerar la dependencia que existe entre la deformación y el módulo G y el amortiguamiento se utiliza el modelo lineal equivalente.

II.1.2 MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-PILOTE

En la FIGURA II.1 se muestra el modelo utilizado para analizar la interacción dinámica suelo-pilote. Por cuestiones de simplificación en la programación por computadora se considera un pilote empotrado en la punta. La excitación de entrada se calcula para el campo libre por medio del programa SHAKE, cuya premisa más importante es considerar sólo la propagación vertical de ondas de corte. De igual forma se realizan diversas simplificaciones para los demás elementos que constituyen el modelo, las cuales se expondrán en los siguientes apartados.

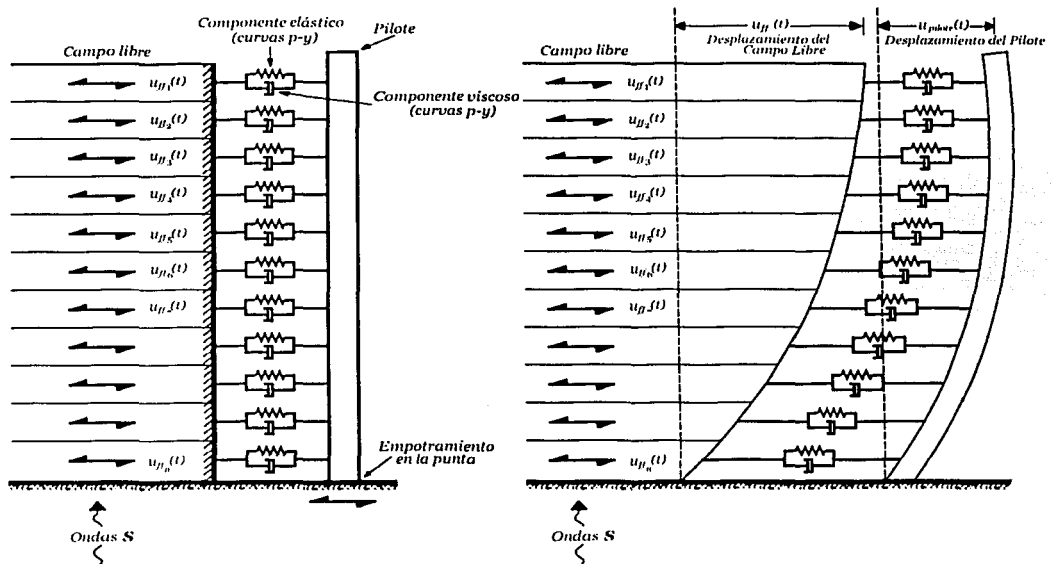


FIGURA II.1. Modelado del comportamiento del pilote

II.1.2.1 MODELADO DEL PILOTE AISLADO

Al realizarse el análisis del pilote aislado se requiere considerar las condiciones de trabajo a que está sometido. Debido a que las cargas principales que deberá soportar en un evento sísmico son de tipo transversal puede suponerse que trabaja como una viga apoyada sobre un grupo de resortes y amortiguadores los cuales constituyen el campo cercano.

II.1.2.2 MATRIZ DE RIGIDECES DEL SISTEMA

Si se analiza únicamente el primer segmento de pilote correspondiente a los dos primeros nodos se tendría [FIGURA II.2]:

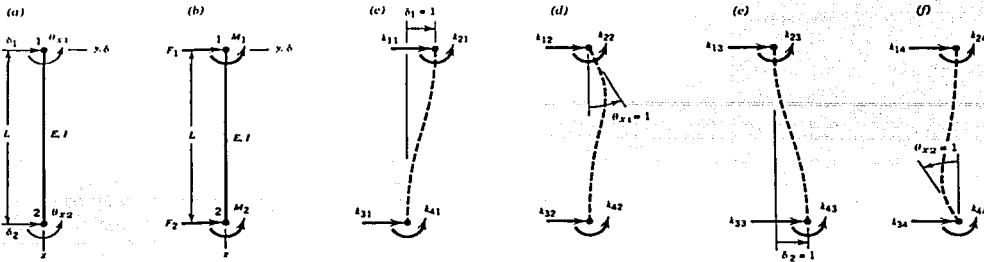


FIGURA II.2. Segmento del pilote (Elemento Viga). (a) Grados de libertad del elemento, (b) Fuerzas asociadas con dichos grados de libertad, (c-f) configuraciones deformadas necesarias para construir la matriz de rigideces

El modelo considera 2 grados de libertad en cada nodo lo que daría origen a una matriz de rigideces 4 x 4 para el primer segmento como sigue:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

$$[P] = [K] [\delta] = \begin{Bmatrix} F_1 \\ M_1 \\ F_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \theta_{x1} \\ \delta_2 \\ \theta_{x2} \end{Bmatrix}$$

Extendiendo el análisis para los tres primeros nodos se tendría lo siguiente [FIGURA II.3]:

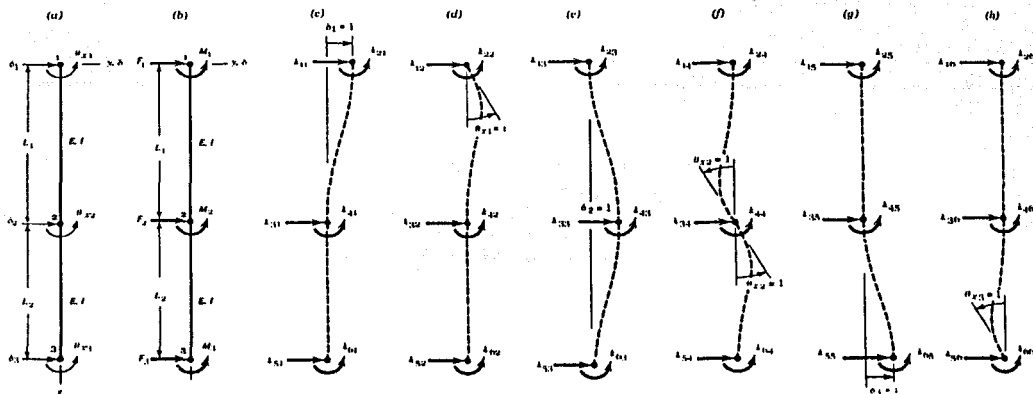


FIGURA II.3. Primeros dos segmentos (a) Grados de libertad del elemento, (b) Fuerzas asociadas con dichos grados de libertad, (c-h) configuraciones deformadas necesarias para construir la matriz de rigideces

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Al igual que para el caso del primer segmento, para este caso se tendría una matriz de 6 x 6 como la siguiente:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} = EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & -\frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & 0 & 0 \\ \frac{6}{L_1^2} & \frac{4}{L_1} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_1} & 0 & 0 \\ -\frac{12}{L_1^3} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{12}{L_1^3} + \frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & -\frac{12}{L_1^2} & \frac{6}{L_2^2} \\ \frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_1} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_1} + \frac{4}{L_2} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_2^2} \\ \frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_1} + \frac{4}{L_2} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_2^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_2^2} & \frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_2^2} \\ 0 & 0 & \frac{6}{L_2^2} & \frac{2}{L_2} & -\frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_2} \end{bmatrix}$$

Se observa que la matriz [K] podría escribirse también como:

$$[K] = \frac{EI}{L_1^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L_1 & -12 & 6L_1 & 0 & 0 \\ 6L_1 & 4L_1^2 & -6L_1 & 2L_1^2 & 0 & 0 \\ -12 & -6L_1 & 12 & -6L_1 & 0 & 0 \\ 6L_1 & 2L_1^2 & -6L_1 & 4L_1^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \frac{EI}{L_2^3} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 12 & 6L_2 & -12 & 6L_2 \\ 0 & 0 & 6L_2 & 4L_2^2 & -6L_2 & 2L_2^2 \\ 0 & 0 & -12 & -6L_2 & 12 & -6L_2 \\ 0 & 0 & 6L_2 & 2L_2^2 & -6L_2 & 4L_2^2 \end{bmatrix}$$

lo cual equivale a calcular la matriz de rigideces para cada uno de los segmentos y posteriormente acoplarlas; esto es, una suma ordenada de las rigideces de los nodos conectados entre los segmentos. Cada una de las matrices anteriores es en realidad de 4 x 4, al añadirse los renglones y columnas con ceros se puede apreciar que ambas coinciden en el nodo 2 que es la unión de ambos segmentos. El vector de cargas correspondientes quedaría:

$$[P] = [K] [\delta] = EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & -\frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & 0 & 0 \\ \frac{6}{L_1^2} & \frac{4}{L_1} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_1} & 0 & 0 \\ -\frac{12}{L_1^3} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{12}{L_1^3} + \frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & -\frac{12}{L_1^2} & \frac{6}{L_2^2} \\ \frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_1} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_1} + \frac{4}{L_2} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_2^2} \\ \frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_1} + \frac{4}{L_2} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_2^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_2^2} & \frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_2^2} \\ 0 & 0 & \frac{6}{L_2^2} & \frac{2}{L_2} & -\frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \theta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_3 \end{Bmatrix}$$

Si se consideran ahora 3 segmentos, se tendrían 4 nodos y por lo tanto 8 grados de libertad. La matriz de rigideces correspondiente podría descomponerse como se muestra a continuación:

$$EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L_1^3} + k_p - y & \frac{6}{L_1^2} & -\frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{6}{L_1^2} & \frac{4}{L_1} & -\frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{12}{L_1^3} & \frac{6}{L_1^2} & \frac{12}{L_1^3} + \frac{12}{L_2^3} + k_p - y & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & -\frac{12}{L_1^3} & -\frac{12}{L_2^3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{6}{L_1^2} & \frac{2}{L_1} & -\frac{6}{L_1^2} + \frac{6}{L_2^2} & \frac{4}{L_1} + \frac{4}{L_2} & -\frac{6}{L_1^2} & -\frac{6}{L_2^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{12}{L_2^3} & -\frac{6}{L_2^2} & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \frac{6}{L_2^2} & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \frac{12}{L_{n-2}^3} + \frac{12}{L_{n-1}^3} + k_p - y & -\frac{6}{L_{n-2}^2} + \frac{6}{L_{n-1}^2} & -\frac{12}{L_{n-1}^3} & \frac{6}{L_{n-1}^2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & -\frac{6}{L_{n-2}^2} + \frac{6}{L_{n-1}^2} & \frac{4}{L_{n-2}} + \frac{4}{L_{n-1}} & -\frac{6}{L_{n-1}^2} & \frac{2}{L_{n-1}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & -\frac{12}{L_{n-1}^3} & -\frac{6}{L_{n-1}^2} & \frac{12}{L_{n-1}^3} + k_p - y & -\frac{6}{L_{n-1}^2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \frac{6}{L_{n-1}^2} & \frac{2}{L_{n-1}} & -\frac{6}{L_{n-1}^2} & \frac{4}{L_{n-1}} \end{bmatrix}$$

Continuando con la construcción del modelo deben considerarse los efectos de inercia correspondientes a la masa del pilote. Existen dos opciones para modelar la masa del pilote.

II.1.2.3 MATRIZ DE MASAS CONCENTRADAS

El significado físico de la matriz de masas es similar al de la matriz de rigideces. Para el caso de la matriz de rigideces, la columna *i*-ésima es el vector de fuerzas necesario para obtener el desplazamiento unitario en el grado de libertad *i*. Para el caso de la matriz de masas la columna *i*-ésima es el vector de cargas nodales que tienen que ser aplicadas con el fin de mantener el campo de aceleración generado por un valor unitario de la segunda derivada del grado de libertad *i*.

La forma más simple y antigua utilizada para la representación de la masa de un sistema es por medio de partículas de masa. El proceso se conoce como discretización de masas y el resultado es una matriz diagonal.

Si se considera nuevamente el primer segmento del pilote se tendría lo siguiente. Los datos utilizados son: el área transversal *A*, la longitud *L*, y la densidad de masa ρ . La masa de este primer segmento de pilote es igual a: ρAL . La consideración de masas concentradas implica que el segmento se desplaza como lo muestra la figura, es decir, en forma separada. Las aceleraciones respectivas a cada una de las mitades, se asocian con las fuerzas *F*₁ y *F*₂. La matriz de masas sería la siguiente:

$$[M] = \begin{bmatrix} \rho AL & 0 \\ 2 & \rho AL \\ 0 & 2 \end{bmatrix} \text{ por lo que } [M] \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix}$$

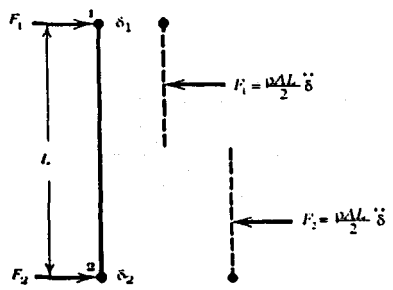


FIGURA II.5. Modelado con masas concentradas

Si se consideran los grados de libertad asociados con la rotación, la matriz anterior también puede escribirse como:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$[M] = \begin{bmatrix} \frac{\rho AL}{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\rho AL}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Debido a que las partículas de masa no tienen inercia ante la rotación, los elementos m_{11} y m_{33} , serán los únicos distintos de cero en la matriz. Si se desea considerar el efecto de la inercia rotacional es necesario hacer uso de una matriz de masas consistentes.

La matriz de MASAS CONCENTRADAS para n nudos ($n-1$ segmentos) y $2n$ grados de libertad estaría dada por:

$$[M] = \begin{bmatrix} \frac{\rho AL_1}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\rho AL_1}{2} + \frac{\rho AL_2}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\rho AL_2}{2} + \frac{\rho AL_3}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\rho AL_{n-1}}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\rho AL_{n-1}}{2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Con el fin de considerar los efectos que tiene la masa de suelo que rodea al pilote, se ha propuesto [26] sustituir la masa concentrada del pilote por la masa concentrada resultante de un pilote cuya densidad fuera igual a la del estrato correspondiente a dicho segmento, pero con un área transversal igual al radio del pilote. El área transversal de pilote equivalente sería:

$$A_{\text{PILOTE EQUIVALENTE}} = \pi (2r_{\text{pilote}})^2$$

$$A_{\text{PILOTE EQUIVALENTE}} = 4\pi r_{\text{pilote}}^2$$

y la masa del segmento i sería igual a:

$$m_i = \rho AL_i = 4\pi \rho_i r_{\text{pilote}}^2 L_i$$

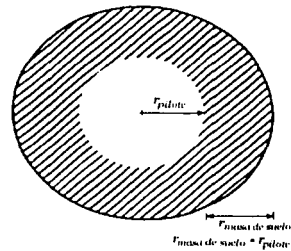


FIGURA II.6. Área transversal del pilote equivalente

II.1.2.4 MATRIZ DE MASAS CONSISTENTES

Para elementos estructurales en general el método de masas concentradas no correcto si se analiza con todo rigor. Si se utilizan fuerzas de inercia y el concepto de trabajo virtual, puede demostrarse que la fórmula general para calcular la masa de un elemento está dada por:

$$m = \int N^T N \rho dV$$

donde:

- ρ : es la densidad del material,
- N : es la función de forma del elemento,
- v : es el volumen del elemento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Es posible calcular los coeficientes de masa correspondientes a las coordenadas nodales de un elemento viga siguiendo un procedimiento similar al utilizado para calcular la matriz de rigidez. Se define al elemento m_{ij} como la coordenada nodal i ocasionada por una aceleración unitaria en la coordenada nodal j , mientras que todas las otras coordenadas se mantienen con aceleración cero. Para un segmento con dos nodos se tendría:

$$[M] = \frac{\rho A}{420} \begin{bmatrix} 156L & 22L^2 & 54L & -13L^2 \\ 22L^2 & 4L^3 & 13L^2 & -3L^3 \\ 54L & 13L^2 & 156L & -22L^2 \\ -13L^2 & -3L^3 & -22L^2 & 4L^3 \end{bmatrix}$$

Si se tuvieran n nodos ($n-1$ segmentos) la matriz de MASAS CONSISTENTES sería

$$[M] = \frac{\rho_p A_p}{420} \begin{bmatrix} 156L_1 & 22L_1^2 & 54L_1 & -13L_1^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 22L_1^2 & 4L_1^3 & 13L_1^2 & -3L_1^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 54L_1 & 13L_1^2 & 156L_1 + 156L_2 & -22L_1^2 + 22L_2^2 & 54L_2 & -13L_2^2 & 0 & 0 \\ -13L_1^2 & -3L_1^3 & -22L_1^2 + 22L_2^2 & 4L_1^3 + 4L_2^3 & 13L_2^2 & -3L_2^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 54L_2 & 13L_2^2 & 156L_2 + 156L_3 & \dots & & \\ 0 & 0 & -13L_2^2 & -3L_2^3 & -22L_2^2 + 22L_3^2 & \ddots & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & 156L_{n-1} & -22L_{n-1}^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & -22L_{n-1}^2 & 4L_{n-1}^3 \end{bmatrix}$$

El análisis dinámico cuando se utiliza la matriz de masa concentrada requiere un esfuerzo de cálculo mucho menor que si se usa el método de masa consistente. La matriz de masa concentrada del sistema resulta ser una matriz diagonal, mientras que la matriz de masa consistente contiene coeficientes fuera de la diagonal principal distintos de cero, los cuales se denominan coeficientes de *acoplamiento* [33].

Como se ha expuesto el modelado de un segmento de pilote, para el caso de la matriz de masas, puede realizarse ya sea por el método de masas consistentes o de masas concentradas. Sin embargo, se ha observado [29] que en ocasiones los modelos que consideran tan solo masas concentradas resultan en frecuencias naturales más bajas de lo normal. Esta observación sugiere que la precisión del modelo puede mejorarse combinando ambas matrices de masas lo cual resultaría en la siguiente matriz:

$$[M_{\text{SISTEMA}}] = \alpha [M_{\text{CONSISTENTE}}] + (1 - \alpha)[M_{\text{CONCENTRADA}}]$$

donde:

$$0 < \alpha < 1$$

Para el modelo propuesto en esta tesis se utilizará la combinación anterior.

II.1.2.5 MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA

Con el fin de construir la matriz del sistema suponga que los tres primeros segmentos se sujetan a las siguientes fuerzas, de igual forma considerando que las fuerzas se concentran en los nudos y que se tiene una masa concentrada en cada nudo, se tendría:

$$F_1 = m_1 \ddot{\delta}_1 + c_1(\dot{\delta}_1 - \dot{\delta}_2) + k_1(\delta_1 - \delta_2)$$

$$F_2 = m_2 \ddot{\delta}_2 + c_2(\dot{\delta}_2 - \dot{\delta}_3) + k_2(\delta_2 - \delta_3) - c_1(\dot{\delta}_1 - \dot{\delta}_2) - k_1(\delta_1 - \delta_2)$$

$$F_3 = m_3 \ddot{\delta}_3 + c_3\dot{\delta}_3 + k_3\delta_3 - c_2(\dot{\delta}_2 - \dot{\delta}_3) - k_2(\delta_2 - \delta_3)$$

Reagrupando términos se tiene:

$$\{F\} = [M] \{\ddot{\delta}\} + [C] \{\dot{\delta}\} + [K] \{\delta\}$$

Desarrollando [C] para las tres ecuaciones anteriores se tendría:

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2 + c_3 \end{bmatrix}$$

donde:

c_i corresponde al amortiguamiento del material del pilote.

Al igual que se consideró en el caso de la matriz de rigideces del pilote, para el caso del amortiguamiento se incluye la componente viscosa de las curvas $p-y$ con lo que la matriz de amortiguamiento queda como sigue:

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + p_2 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 + p_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2 + c_3 + p_2 \end{bmatrix} \text{ donde: } p_2 = (C_r + C_d) \frac{dY}{dt}$$

Con el fin de incluir los grados de libertad asociados con los giros de la estructura la matriz sería:

$$[C_{\text{SISTEMA}}] = \begin{bmatrix} c_1 + p_2 & 0 & -c_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c_1 & 0 & c_1 + c_2 + p_2 & 0 & -c_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -c_2 & 0 & & & -c_{n-2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & & & 0 & 0 \\ & & & & -c_{n-2} & 0 & c_{n-2} + c_{n-1} + p_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

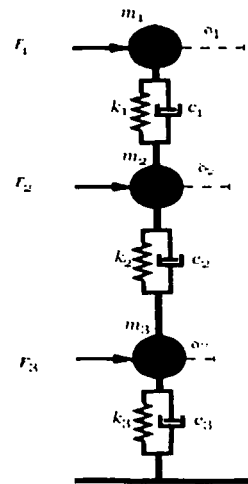


FIGURA II.7. Construcción de la matriz C

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

11.2 ANÁLISIS TEÓRICO

Una vez que se conocen las matrices de rigideces, masas y amortiguamiento del sistema, se procederá a describir la secuencia del análisis de la respuesta dinámica.

La ecuación de equilibrio inicial es la siguiente:

$$[\mathbf{M}] \{\ddot{\delta}\} + [\mathbf{C}] \{\dot{\delta}\} + [\mathbf{K}] \{\delta\} = \{\mathbf{F}\} \quad [1]$$

donde:

$[\mathbf{M}]$: es la matriz de masas del sistema,

$[\mathbf{C}]$: es la matriz de amortiguamiento del sistema,

$[\mathbf{K}]$: es la matriz de rigideces del sistema,

$\{\ddot{\delta}\} \{\dot{\delta}\} \{\delta\}$: son los vectores aceleración, velocidad y desplazamiento del pilote respectivamente,

$\{\mathbf{F}\}$: es el vector de cargas externas.

Con el fin de resolver la ecuación [1] se utilizará el método de integración directa de Newmark [30,31]. En los métodos de integración directa, se busca integrar la ecuación [1] por medio de un procedimiento paso-a-paso, el término *directa* se refiere a que antes de la integración numérica no se realiza ninguna transformación a las diferentes formas de las ecuaciones.

El método se basa en dos premisas:

1. En lugar de buscar satisfacer la ecuación [1] en cualquier instante t , se busca hacerlo sólo en intervalos discretos independientes Δt .
2. Se supone una cierta variación de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones dentro de cada uno de los intervalos Δt .

Si se conocen las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el tiempo inicial 0, $\{\ddot{\delta}_0\} \{\dot{\delta}_0\} \{\delta_0\}$ y si se deseara conocer la solución de la ecuación [1] en el tiempo T . Se inicia dividiendo el intervalo total T , en n intervalos con la misma dimensión $\Delta t = T/n$ posteriormente con las fórmulas correspondientes se conocería una aproximación a las soluciones en los instantes 0, Δt , $2\Delta t$, ... Dado que el algoritmo supone que se conocen las condiciones iniciales se aproximará la solución para $t + \Delta t$.

Para el caso del método de Newmark se tiene:

$$\dot{\delta}_{t+\Delta t} = \dot{\delta}_t + [(1 - \alpha) \ddot{\delta}_t + \alpha \ddot{\delta}_{t+\Delta t}] \Delta t \quad [2]$$

$$\delta_{t+\Delta t} = \delta_t + \dot{\delta}_t \Delta t + [(\frac{1}{2} - \beta) \ddot{\delta}_t + \beta \ddot{\delta}_{t+\Delta t}] \Delta t^2 \quad [3]$$

donde: α y β son parámetros que controlan la estabilidad y exactitud del modelo.

En el modelo original, Newmark propuso:

$$\alpha = \frac{1}{2} \text{ y } \beta = \frac{1}{4}$$

con el fin de que el modelo sea incondicionalmente estable, debido a lo anterior se utilizarán dichos valores en el modelo propuesto.

Reescribiendo la ecuación [1] considerando los intervalos ya mencionados se tiene:

$$[\mathbf{M}] \{\ddot{\delta}_{t+\Delta t}\} + [\mathbf{C}] \{\dot{\delta}_{t+\Delta t}\} + [\mathbf{K}] \{\delta_{t+\Delta t}\} = \{\mathbf{F}_{t+\Delta t}\} \quad [1A]$$

Expresando la ecuación [3] $\ddot{\delta}_{t+\Delta t}$ en términos de $\delta_{t+\Delta t}$ se tiene:

$$\ddot{\delta}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\delta_{t+\Delta t} - \delta_t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\delta}_t + (1 - \frac{1}{2\beta}) \ddot{\delta}_t \quad [3A]$$

Sustituyendo en [3A] en [2]:

$$\dot{\delta}_{t+\Delta t} = \frac{\alpha}{\beta \Delta t} (\delta_{t+\Delta t} - \delta_t) + (1 - \frac{\alpha}{\beta}) \dot{\delta}_t + \Delta t (1 - \frac{\alpha}{2\beta}) \ddot{\delta}_t \quad [2A]$$

Sustituyendo [3A] y [2A] en [1A]:

$$[\mathbf{M}] \{ \ddot{\delta}_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{C}] \{ \dot{\delta}_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{K}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} \quad [1A]$$

$$[\mathbf{M}] \{ \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\delta_{t+\Delta t} - \delta_t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\delta}_t + (1 - \frac{1}{2\beta}) \ddot{\delta}_t \} +$$

$$[\mathbf{C}] \{ \frac{\alpha}{\beta \Delta t} (\delta_{t+\Delta t} - \delta_t) + (1 - \frac{\alpha}{\beta}) \dot{\delta}_t + \Delta t (1 - \frac{\alpha}{2\beta}) \ddot{\delta}_t \} + [\mathbf{K}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} \quad [1B]$$

Reagrupando:

$$\frac{1}{\beta \Delta t^2} [\mathbf{M}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} + \frac{\alpha}{\beta \Delta t} [\mathbf{C}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{K}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} - [\mathbf{M}] \{ -\frac{1}{\beta \Delta t^2} \delta_t +$$

$$- \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\delta}_t + (1 - \frac{1}{2\beta}) \ddot{\delta}_t \} - [\mathbf{C}] \{ -\frac{\alpha}{\beta \Delta t} \delta_t + (1 - \frac{\alpha}{\beta}) \dot{\delta}_t + \Delta t (1 - \frac{\alpha}{2\beta}) \ddot{\delta}_t \}$$

Introduciendo las constantes a_i se tiene:

$$a_0 [\mathbf{M}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} + a_1 [\mathbf{C}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{K}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{M}] \{ a_0 \delta_t + a_2 \dot{\delta}_t + a_3 \ddot{\delta}_t \} +$$

$$+ [\mathbf{C}] \{ a_1 \delta_t + a_4 \dot{\delta}_t + a_5 \ddot{\delta}_t \}$$

Si $[\mathbf{K}]$ y $\{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \}$ se definen como sigue, la ecuación resultante sería:

$$[\mathbf{K}] = [\mathbf{K}] + a_0 [\mathbf{M}] + a_1 [\mathbf{C}]$$

$$\{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} = \{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{M}] \{ a_0 \delta_t + a_2 \dot{\delta}_t + a_3 \ddot{\delta}_t \} + [\mathbf{C}] \{ a_1 \delta_t + a_4 \dot{\delta}_t + a_5 \ddot{\delta}_t \}$$

$$[\mathbf{K}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ \mathbf{F}_{t+\Delta t} \} \quad [1C]$$

A continuación se describe el procedimiento completo [30]:

1. CÁLCULOS INICIALES.

1. Se calcula la matriz de rigideces $[\mathbf{K}]$, la matriz de masas $[\mathbf{M}]$ y la matriz de amortiguamiento $[\mathbf{C}]$
2. Se definen los valores iniciales para los vectores: $\{ \ddot{\delta}_0 \}$ $\{ \dot{\delta}_0 \}$ $\{ \delta_0 \}$ que corresponden a los desplazamientos iniciales del pilote.
3. Se define el intervalo Δt además de los parámetros α y β a partir de los cuales se calculan las siguientes constantes:

$$\alpha \geq 0.50$$

$$\beta \geq 0.25(0.5 + \alpha)^2$$

$$a_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad a_1 = \frac{\alpha}{\beta \Delta t} \quad a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \quad a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1$$

$$a_4 = \frac{\alpha}{\beta} - 1 \quad a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\alpha}{\beta} - 2 \right) \quad a_6 = \Delta t (1 - \alpha) \quad a_7 = \alpha \Delta t$$

Si se seleccionan: $\alpha = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{4}$

$$a_0 = \frac{4}{\Delta t^2} \quad a_1 = \frac{2}{\Delta t} \quad a_2 = \frac{4}{\Delta t} \quad a_3 = 1 \quad a_4 = 1 \quad a_5 = 0 \quad a_6 = \frac{1}{2} \Delta t \quad a_7 = \frac{1}{2} \Delta t$$

4. Se calcula la matriz de rigideces efectiva como sigue:

$$[\mathbf{K}] = [\mathbf{K}] + a_0 [\mathbf{M}] + a_1 [\mathbf{C}]$$

5. Se obtiene la descomposición de la matriz de rigideces:

$$[\mathbf{K}] = [\mathbf{L}] [\mathbf{U}]$$

2. PARA CADA INTERVALO.

1. Se calculan las cargas efectivas para el instante $t + \Delta t$:

$$\{ F_{t+\Delta t}^* \} = \{ F_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{M}] \{ a_0 \delta_t + a_2 \dot{\delta}_t + a_3 \ddot{\delta}_t \} + [\mathbf{C}] \{ a_1 \delta_t + a_4 \dot{\delta}_t + a_5 \ddot{\delta}_t \}$$

si se considera $\alpha = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{4}$

$$\{ F_{t+\Delta t}^* \} = \{ F_{t+\Delta t} \} + [\mathbf{M}] \left\{ \frac{4}{\Delta t^2} \delta_t + \frac{4}{\Delta t} \dot{\delta}_t + \ddot{\delta}_t \right\} + [\mathbf{C}] \left\{ \frac{2}{\Delta t} \delta_t + \dot{\delta}_t \right\}$$

$$a_0 = \frac{4}{\Delta t^2} \quad a_1 = \frac{2}{\Delta t} \quad a_2 = \frac{4}{\Delta t} \quad a_3 = 1 \quad a_4 = 1 \quad a_5 = 0 \quad a_6 = \frac{1}{2} \Delta t \quad a_7 = \frac{1}{2} \Delta t$$

2. Se resuelve el sistema para el instante $t + \Delta t$:

$$[\mathbf{K}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ F_{t+\Delta t}^* \}$$

$$[\mathbf{L}] [\mathbf{U}] \{ \delta_{t+\Delta t} \} = \{ F_{t+\Delta t}^* \}$$

3. Se calculan las aceleraciones y velocidades para el mismo instante $t + \Delta t$:

$$\ddot{\delta}_{t+\Delta t} = a_0 (\delta_{t+\Delta t} - \delta_t) - a_2 \dot{\delta}_t - a_3 \ddot{\delta}_t$$

$$\dot{\delta}_{t+\Delta t} = \dot{\delta}_t + a_6 \ddot{\delta}_t + a_7 \ddot{\delta}_{t+\Delta t}$$

si se considera $\alpha = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{4}$

$$\ddot{\delta}_{t+\Delta t} = \frac{4}{\Delta t^2} (\delta_{t+\Delta t} - \delta_t) - \frac{4}{\Delta t} \dot{\delta}_t - \ddot{\delta}_t$$

$$\dot{\delta}_{t+\Delta t} = \dot{\delta}_t + \frac{1}{2} \Delta t \ddot{\delta}_t + \frac{1}{2} \Delta t \ddot{\delta}_{t+\Delta t}$$

Es importante definir que el vector de cargas $\{F_t + \Delta t\}$ representa los efectos que resultan de la aplicar en la punta del pilote la aceleración correspondiente al depósito para cada pulso. Debido a que no se trata de una fuerza externa el vector de cargas $\{F_t + \Delta t\}$ equivale a la aplicación, sobre todas las masas concentradas, de la aceleración en la base del depósito en el instante t

$$- [M] \{ \ddot{u}_{base\ del\ depósito} \}$$

Sin embargo debido a que no es ésta la única fuerza que deberá soportar el pilote deberá añadirse al vector de cargas el efecto que tiene la aplicación de los desplazamientos y velocidades del campo libre sobre el componente elástico y viscoso de las curvas p - y [FIGURA II.8].

El vector de cargas queda como sigue:

$$\{F_t + \Delta t\} = - [M] \{ \ddot{u}_{base\ del\ depósito} \} + \{p_2\ curvas\ p-y\} \{ \dot{u} \} + \{p_1\ curvas\ p-y\} \{ u \}$$

Reescribiendo la ecuación [1] se tiene:

$$[M] \{ \ddot{y}_t \} + [C] \{ \dot{y}_t \} + [K] \{ y_t \} = - [M] \{ \ddot{u}_{base\ del\ depósito} \} + \{p_2\ curvas\ p-y\} \{ \dot{u} \} + \{p_1\ curvas\ p-y\} \{ u \} \quad [1A]$$

donde:

$\{ \ddot{y} \}$, $\{ \dot{y} \}$, $\{ y \}$: son los vectores aceleración, velocidad y desplazamiento registrados en el pilote. los demás términos corresponden a las ecuaciones ya expuestas.

II.3 CURVAS p - y PARA ESTRATOS POTENCIALMENTE LICUABLES

En el CAPÍTULO anterior se mostraron las expresiones correspondientes a las curvas p - y dinámicas las cuales fueron obtenidas para el caso de suelos arcillosos [25]. Dichas ecuaciones son:

$$P = p_1 + p_2$$

la reacción total está dada por la suma de un componente elástico (resorte) y uno viscoso (amortiguador).

Componente Elástico

$$p_1 = E_s S Y$$

$$p_2 = \left\{ \frac{2.6}{(1 - \nu_s)} \right\} G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \left[\frac{2(1 + \nu) G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] B^4}{EI} \right]^{\frac{1}{12}} Y$$

$$Y = 2.5B\epsilon = 2.5B \frac{Y}{1 + \nu_s};$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Componente Viscoso

$$p_2 = i(C_r + C_v) \omega Y$$

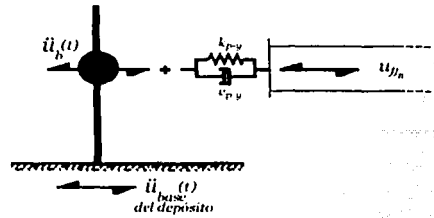


FIGURA II.8. Transmisión de los efectos a través de la punta del pilote

Componente Viscoso

$$p_2 = i(C_r + C_s) \omega Y$$

$$p_2 = 2B\rho_S V_S \left\{ 1 + \left[\frac{3.4}{\pi(1 - v_S)} \right]^{\frac{5}{4}} \left\{ \frac{4}{\pi} \right\}^{\frac{3}{4}} \left\{ \frac{V_S}{\pi f B} \right\}^{\frac{1}{4}} \frac{dY}{dt} + 2 \delta E_s \lambda_S Y \right.$$

Existe una propuesta de ajuste para el caso de arcillas. Dicho ajuste se aplica a la función de atenuación $H(\gamma)$ [22] la cual se expresa como:

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^{A'}$$

donde:

$$A' = A + I_r$$

$$I_r = \frac{w_L - w_n}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w_n}{I_p}$$

- I_p : es el índice de plasticidad
- w_n : es la humedad natural o el contenido de agua,
- w_L : es el límite líquido,
- w_p : es el límite plástico.

La variación de los parámetros A , B y γ_r se muestra a continuación [FIGURA II.9]

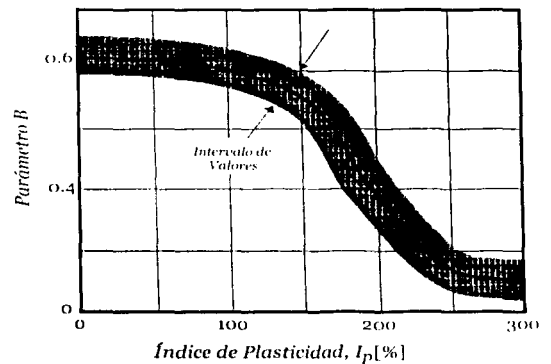
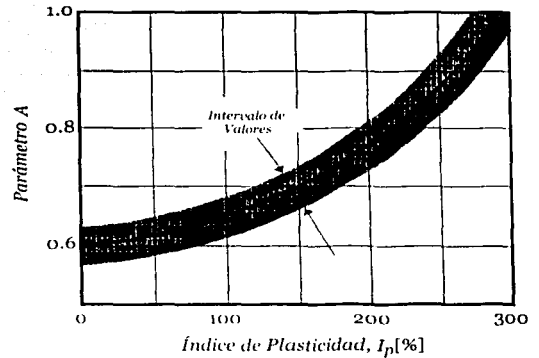
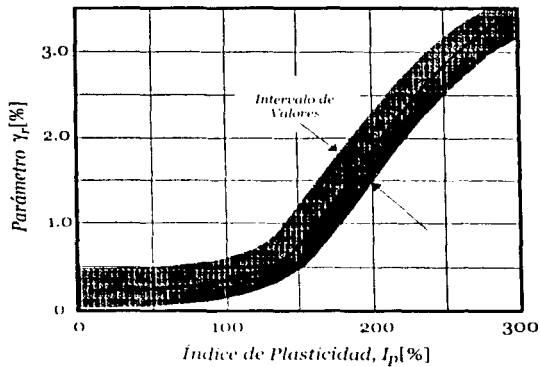


FIGURA II.9. Variación de los parámetros A , B y γ_r con respecto al índice de plasticidad [22]

Como se observa en las gráficas anteriores, para el caso de arcillas la variación de los parámetros A , B y γ_r depende fundamentalmente del valor del índice de plasticidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para el caso de las arenas se sabe que los parámetros A , B y γ_r dependen esencialmente del valor de la compacidad o densidad relativa la cual se determina a partir de la siguiente expresión:

$$C_r [\%] = D_r [\%] = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_o}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} (100 \%)$$

donde:

- $e_{m\acute{a}x}$: es la relación de vacíos máxima correspondiente al estado más suelo,
- $e_{m\acute{i}n}$: es la relación de vacíos mínima correspondiente al estado más compacto,
- e_o : es la relación de vacíos para el caso estudiado.

La FIGURA II.10 muestra la variación de los valores de A , B y γ_r con respecto a C_r .

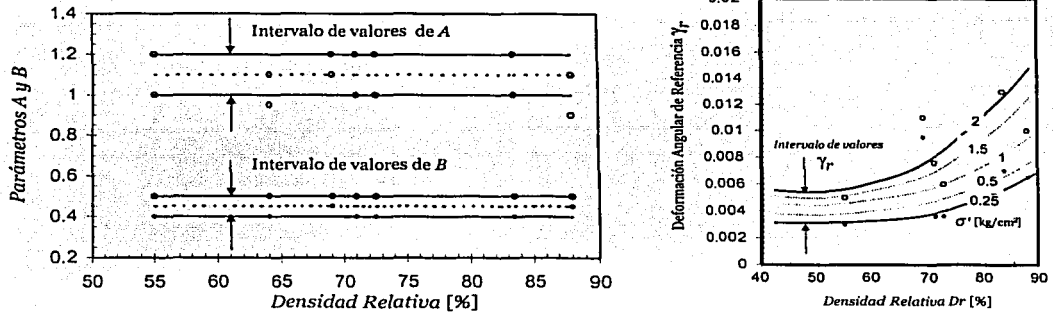


FIGURA II.10. Variación de los parámetros A , B y γ_r con respecto a la densidad o compacidad relativa [39]

II.4 MODELO DEL ESTRATO POTENCIALMENTE LICUABLE

Suponiendo que el suelo localizado por encima de una cierta profundidad se comportara como un cuerpo rígido, como se muestra [FIGURA II.11], el esfuerzo cortante máximo correspondiente a dicha profundidad puede aproximarse por medio de la siguiente expresión:

$$(\tau_{m\acute{a}x})_r = \gamma h \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{g}$$

debido a que en realidad la columna de suelo sí se deforma, el esfuerzo cortante real $(\tau_{m\acute{a}x})_d$ será menor que $(\tau_{m\acute{a}x})_r$.

La relación entre ambos esfuerzos puede expresarse como:

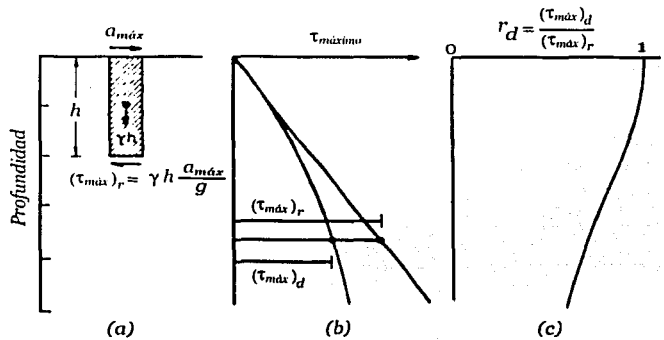


FIGURA II.11. Procedimiento para determinar los esfuerzos cortantes máximos [35]

$$(\tau_{m\acute{a}x})_d = r_d (\tau_{m\acute{a}x})_r$$

donde:

r_d : es un coeficiente de reducci3n cuyo valor es 1 en la superficie y que disminuye con la profundidad. r_d puede aproximarse por medio de la siguiente ecuaci3n [18]:

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

donde: z es la profundidad medida en metros.

Puede entonces aproximarse el esfuerzo cortante m\acute{a}ximo desarrollado a una cierta profundidad por medio de la expresi3n:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \gamma h \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{g} r_d$$

Debido a la irregularidad que en la mayor\fa de los casos tienen las historias de esfuerzo cortante registradas durante un evento s\smico, se ha considerado razonable [35] aproximar el efecto de la aplicaci3n de la historia de esfuerzo irregular por la aplicaci3n de una historia de esfuerzo uniforme el cual se estima por medio de la siguiente expresi3n:

$$\tau_{promedio} \approx 0.65 \gamma h \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{g} r_d$$

$$\tau_{promedio} \approx 0.65 \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{g} r_d \sigma_v$$

Con el fin de sustituir la historia irregular de esfuerzos cortantes se requiere aplicar el $\tau_{promedio}$ durante un determinado n\umero de ciclos. El n\umero de ciclos equivalente depender\fa de la magnitud del sismo. Los valores propuestos se muestran en la siguiente tabla [35].

MAGNITUD DEL SISMO	N\UMERO DE CICLOS DE ESFUERZO EQUIVALENTE,
	N_{eq}
5.25	2-3
6	5
6.75	10
7.5	15
8.5	26

Se requiere comparar el valor de N_{eq} con el n\umero de ciclos necesario N_l para que se presente la condici3n de licuaci3n inicial, es decir, el instante en el cual la presi3n de poro alcanza el valor de la presi3n de confinamiento.

Dicho valor puede obtenerse de pruebas din\amicas o bien, aproximarse por medio de la FIGURA II.12.

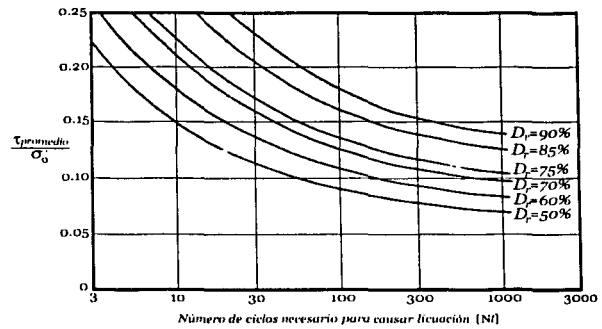


FIGURA II.12. Variaci3n de la raz3n de esfuerzos τ_r/σ'_o con respecto al n\umero de ciclos N_l para desarrollar licuaci3n [36]

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las aproximaciones anteriores son válidas para apreciar, desde un punto de vista conservador, los efectos que se resultarían si se desarrollara el fenómeno de licuación. Si se desea realizar un análisis mucho más riguroso se debería:

- Obtener la historia de esfuerzos cortantes desarrolladas durante el evento sísmico a las distintas profundidades de interés,
- Aproximar el valor del esfuerzo cortante promedio ponderando los distintos valores obtenidos,
- A partir del esfuerzo cortante promedio determinar el número de ciclos equivalente,
- Por medio de pruebas dinámicas de laboratorio determinar la variación de $\tau_{promedio}/\sigma'_o$ contra el número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación inicial (N_i).
- Utilizando los datos anteriores se puede graficar la variación de los esfuerzos cíclicos necesarios para desarrollar licuación con respecto a la profundidad. Dichos esfuerzos cíclicos necesarios se comparan con los registrados en la respuesta y se define entonces la zona potencialmente licuable.

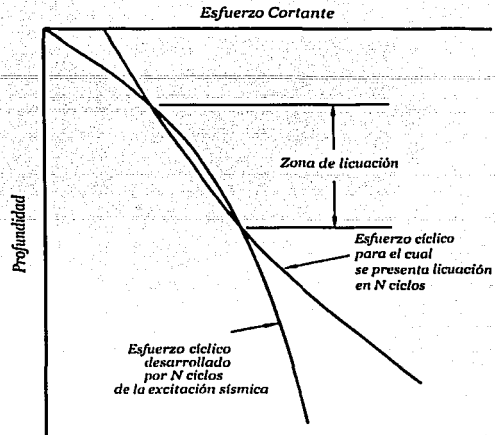


FIGURA II.13. Determinación de la zona potencialmente licuable [35]

Una vez conocidos los valores de N_i y N_{eq} se tendría uno de los siguientes casos:

- Si $N_i < N_{eq}$ el estrato analizado desarrollará licuación antes de que termine la excitación
- Si $N_i > N_{eq}$ la presión de poro generada considerando fronteras impermeables puede aproximarse por medio de la siguiente expresión [36,37]:

$$\frac{u_g}{\sigma'_o} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsen \left[2 \left(\frac{N}{N_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right]$$

donde:

- u_g : es la presión de poro generada por la excitación dinámica,
- σ'_o : es el esfuerzo efectivo correspondiente al estrato analizado,
- N : es el número de ciclos aplicado.

El modelo que se ha descrito para modelar el fenómeno de interacción dinámica suelo-pilote supone que pueden superponerse los efectos de tal manera que se calcula la respuesta de campo libre para toda la excitación y después dicha excitación constituye el valor de entrada en el análisis de interacción. Si se deseara considerar el fenómeno de generación de presión de poro para los casos en que no se alcanza la licuación inicial debería modificarse la metodología propuesta con el fin de que no se calcule toda la respuesta de campo libre sino que se calcule paso a paso integrando a dicha respuesta el efecto que resulta de la presencia del pilote.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II.5 VERIFICACIÓN

• VERIFICACIÓN DEL PROGRAMA

Tomando como base los datos proporcionados por Juan M. Mayoral Villa [32] se procederá a verificar el programa para distintas condiciones.

1. Suponiendo que se define una estratigrafía y un pilote con base en los siguientes datos :

PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE [m/s]	Peso volumétrico [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON
0.00 - 2.00	90	1.2	0.35
2.00 - 4.00	90	1.2	0.35
4.00 - 6.00	90	1.2	0.35
6.00 - 8.00	69	1.12	0.4
8.00 - 10.00	69	1.12	0.4
10.00 - 12.00	69	1.12	0.4
12.00 - 14.00	69	1.12	0.4
14.00 - 16.00	69	1.12	0.4
16.00 - 18.00	69	1.12	0.4
18.00 - 20.00	69	1.12	0.4
20.00 - 22.00	80	1.17	0.35
22.00 - 24.00	80	1.17	0.35
24.00 - 25.00	80	1.17	0.35
SEMIESPACIO	800	2.0	
RADIO DEL PILOTE [m]			0.2
DENSIDAD DEL PILOTE [t s ² /m ²]			0.24465
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]			1.585x10 ⁶
AMORTIGUAMIENTO [%]			3.00

2. Considerando además que se aplica la siguiente combinación de cargas en la cabeza:

$$\begin{aligned}
 F_x &= -30 \text{ [t]} & M_x &= 35 \text{ [t}\cdot\text{m]} \\
 F_y &= 30 \text{ [t]} & M_y &= 35 \text{ [t}\cdot\text{m]} \\
 F_z &= 40 \text{ [t]} & M_z &= 0 \text{ [t}\cdot\text{m]}
 \end{aligned}$$

3. Suponga solamente estratos de arcilla con comportamiento lineal.

4. La señal que se aplica en la base del depósito es la siguiente:

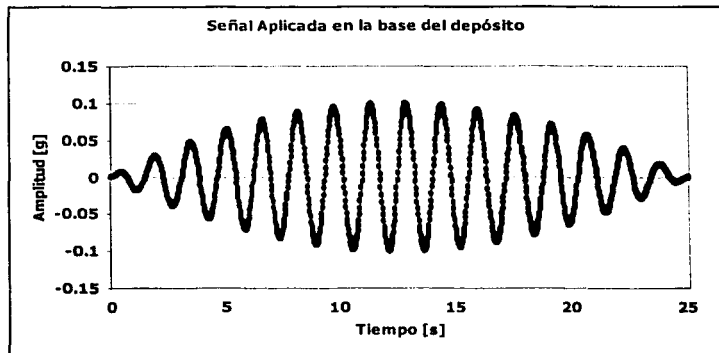


FIGURA II.14. Señal aplicada en la base del depósito.

• Los resultados obtenidos después de aplicarse el modelo son los siguientes:

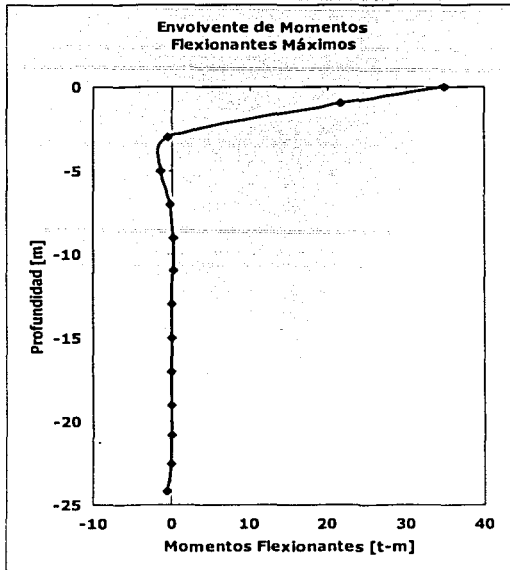


FIGURA II.15. Configuración instantánea de momentos para el momento máximo en la superficie.

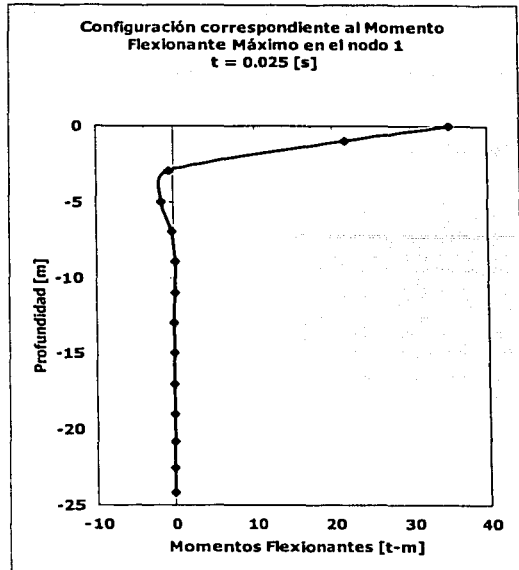


FIGURA II.16. Envoltura de momentos máximos

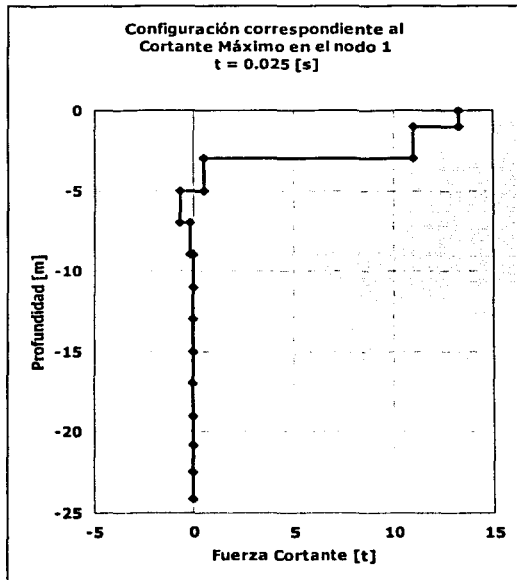


FIGURA II.17. Configuración instantánea de cortantes para el cortante máximo en el nodo 1

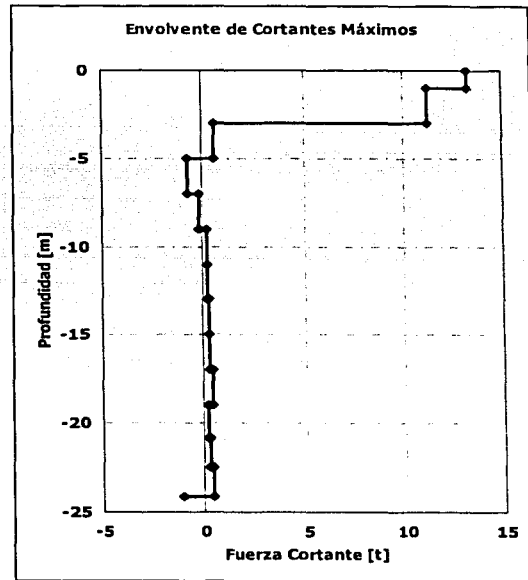


FIGURA II.18. Envoltura de cortantes máximos

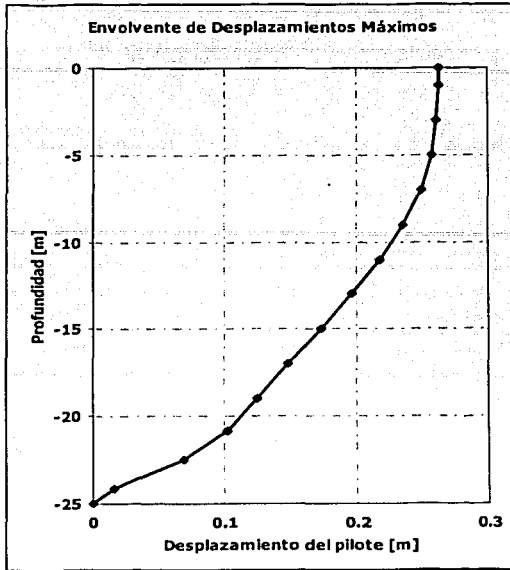


FIGURA II.19. Configuración instantánea para el desplazamiento máximo en el nodo 1

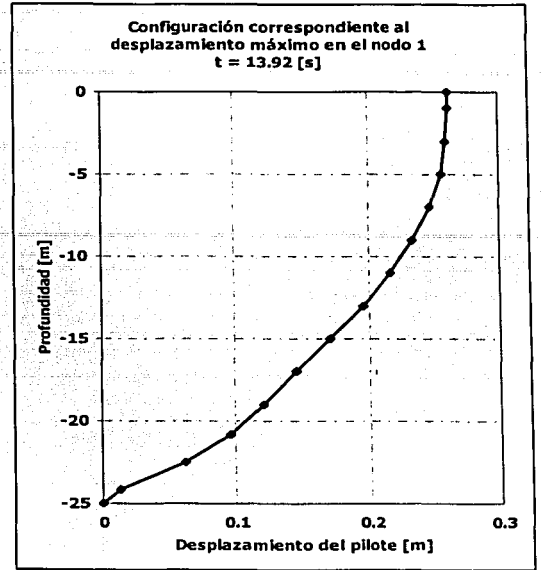


FIGURA II.20. Envolvente de desplazamientos máximos

El cálculo de los momentos flexionantes así como de las fuerzas horizontales correspondientes a cada uno de los nodos se realiza por medio del programa SSTIN-1DFE [38] el cual calcula las fuerzas y momentos correspondientes al nudo inicial de cada uno de los elementos, considerando como el nodo # 1 el nivel del terreno.

La FIGURA II.16 muestra la envolvente de momentos para todos los nodos; como es de esperarse los momentos máximos para cada uno de los nodos no se presentan en el mismo instante, sin embargo la envolvente permite utilizar valores sean conservadores para diseño.

La FIGURA II.15 muestra una configuración instantánea la cual para el nodo 1 corresponde al primer pulso ($t = 0.025$ s). Al igual que en el caso anterior, aunque los diagramas son muy parecidos, no todos los momentos en los demás nodos corresponden a la envolvente de momentos máximos.

La FIGURA II.18 muestra la envolvente máxima de fuerza cortante mientras que la FIGURA II.17 muestra la configuración instantánea para el nodo 1 cuando se registra la fuerza cortante máxima en la superficie. Es interesante observar que a pesar de que se aplica una fuerza concentrada de 30 [t] la fuerza cortante en la superficie no es igual a dicho valor. Más adelante se demostrará por qué se presenta dicho efecto.

La FIGURA II.19 y la FIGURA II.20 muestran los diagramas correspondientes a la envolvente de desplazamientos máximos y a la configuración instantánea en el primer nodo. Como podría esperarse, debido tanto a la amplificación de la respuesta de campo libre como a la concentración de fuerzas en la cabeza del pilote, los desplazamientos máximos se registran en la superficie.

Continuando con la verificación de los resultados proporcionados con el programa. Se supondrá que los componentes de las curvas $p-y$ son nulos y que por lo tanto el pilote, en lugar de trabajar como una viga sobre soportes elásticos como en el caso anterior, trabajara de forma similar a una viga en voladizo.

Utilizando los mismos datos de entrada se tendrían los siguientes resultados.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

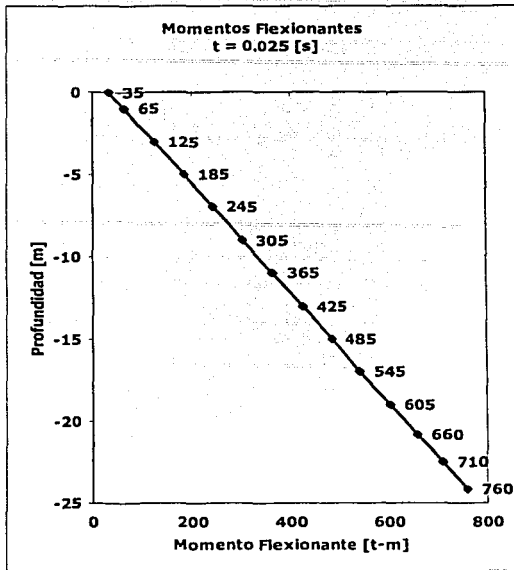


FIGURA II.21. Configuración instantánea de momentos despreciando los componentes de las curvas p-y

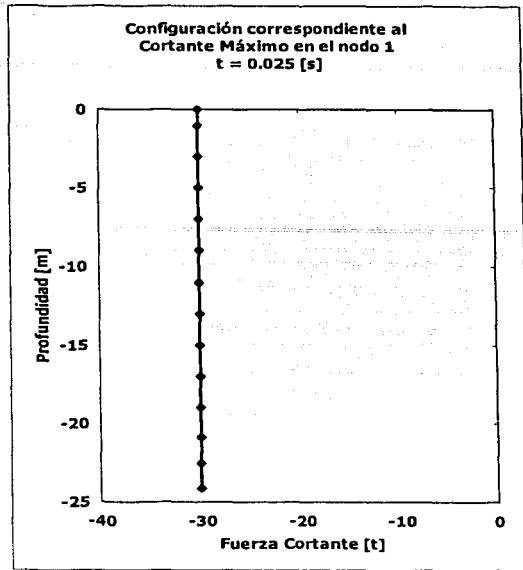


FIGURA II.22. Configuración instantánea de cortantes despreciando los componentes de las curvas p-y

Como se observa de la FIGURA II.21 el diagrama de momentos flexionantes es una línea al igual que lo es para una viga en voladizo con una carga aplicada en el extremo, en este caso a pesar de la similitud con la viga debe recordarse que no se consideran los efectos asociados al peso propio debido a la orientación vertical del pilote para el cual el peso constituye una carga axial. El momento máximo correspondiente al nudo 14 ($z = 24.167 \text{ m}$) puede calcularse como:

$$M_{14} = (30)(24.167) + 35 \text{ [t} \cdot \text{m]} = 760 \text{ [t} \cdot \text{m]}$$

De igual forma la fuerza cortante [FIGURA II.22] debe ser constante e igual a la carga concentrada en la cabeza. Una forma adicional de revisar estos resultados es recordando que la fuerza cortante es la primera derivada del Momento con respecto a la longitud.

$$V_i = \frac{760 - 35}{24.167} = 30 \text{ [t]}$$

Las características del pilote hasta ahora utilizadas son las siguientes:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	1.585×10^6
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

Sobre la base del análisis propuesto, puede suponerse que deben aumentar los desplazamientos máximos al disminuir el módulo de elasticidad del pilote. Si se realiza un análisis para la misma estratigrafía, disminuyendo el dicho módulo se tendría:

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	0.317×10^6
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

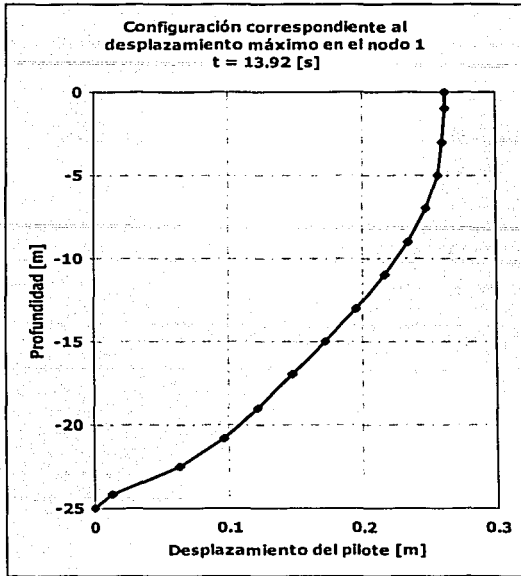


FIGURA II.23. Envolvente de desplazamientos máximos
 $E_{pilote} = 1,585,000 \text{ [t/m}^2\text{]}$

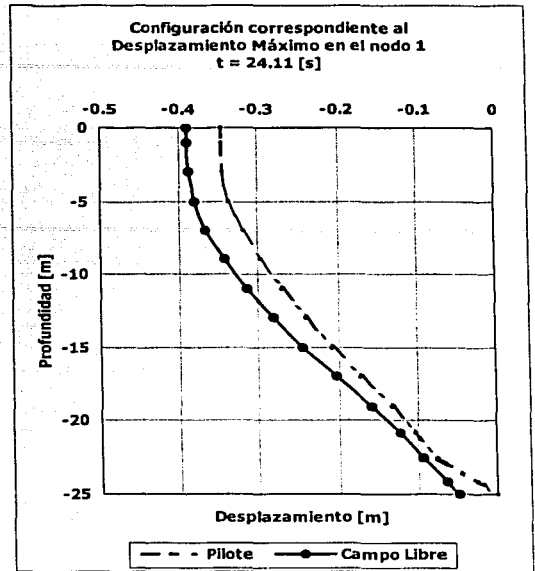


FIGURA II.24. Envolvente de desplazamientos máximos
 $E_{pilote} = 317,000 \text{ [t/m}^2\text{]}$

En las FIGURAS II.23 y II.24 se comparan los desplazamientos máximos instantáneos considerando la misma excitación de entrada pero modificando el valor del módulo de elasticidad del pilote. Como era de esperarse el desplazamiento máximo registrado en la superficie aumentó al disminuir el módulo de elasticidad.

Lo anterior corresponde a la verificación cualitativa de los resultados obtenidos con el programa AIDSPSPL (ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-PILOTE EN SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES). La verificación cuantitativa se realizó desde FORTRAN 90 ejecutando el programa *paso a paso* con la función *Step Into* la cual permite verificar la asignación de resultados en tiempo real corriendo el código línea por línea. Dicha ejecución permitió verificar las distintas relaciones establecidas entre las subrutinas así como depurar los errores de programación. De igual forma parte de la verificación se refirió a la parte elaborada desde VISUAL BASIC 6.0, la cual se realizó utilizando la misma función *Step Into* desde la cual pudieron corregirse errores de captura en los datos del programa con el fin de que el análisis realizado en FORTRAN pudiera ejecutarse sin abandonar la plataforma de VISUAL BASIC.

Capítulo III

ESTUDIO PARAMÉTRICO

III.1 METODOLOGÍA

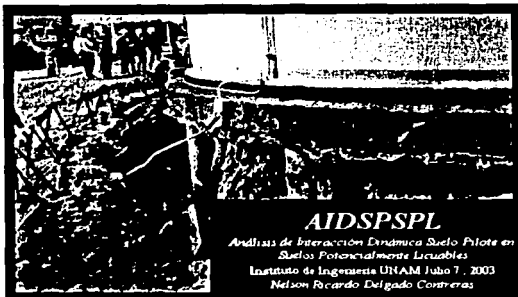


FIGURA III.1. Presentación del programa

4. Datos de la Señal

Tipo de función	Seno	Periodo [s]	1.570
Frecuencia [Hz]	0.637	Duración Total [s]	25.120
Amplitud máxima [g]	0.1	Intervalo [s]	0.025
Número de ciclos	16.0	ω [rad/s]	4.002
Envolvente	Parábola		
Número de puntos	1024		

Ayuda | Siguiente >

FIGURA III.2. Ventana de Datos de la Señal

AIDSPSPL Datos Generales del Piloto y el Suelo

Longitud del pilote [m]	25	Coefficiente Delta	1.25
Número de estratos	3	Nodos con restricción	1
Número de nodos	15	Cargas concentradas	1
Sección transversal	Circular	Primer estrato sumergido	1
Radio del pilote [m]	0.2	Número de puntos	1
Peso Volumétrico del Piloto [t/m ³]	2.40	Intervalo [s]	
Módulo de Elasticidad [t/m ²]	1.5866	Comportamiento No lineal	
Coefficiente de contribución	0.5	Incluir peso propio	
Amortiguamiento pilote [t/s/m]	3		

Ayuda | Siguiente >

FIGURA III.3. Ventana de Datos Generales

5. Datos del Estrato 1 de 3

TIPO DE SUELO	ARCILLA	NO LINEALIDAD	
Profundidad inicial [m]	0	Valor de α	0.8 w_p [93]
Profundidad final [m]	6.00	Valor de β	0.3 w_p [73]
Peso Volumétrico del estrato [t/m ³]	1.20	γ_{ref}	0.02 w_p [266]
Relación de Poisson	0.35		
Vel. Onda de Corte [m/s]	80		
Nº nodos	4		

Ayuda | Siguiente >

FIGURA III.4A. Ventana de Datos de Estratos de Arcilla

El modelo expuesto en el CAPÍTULO II fue integrado en el programa de computadora AIDSPSPL (Análisis de Interacción Dinámica Suelo-Pilote en Suelos Potencialmente Licuables) el cual consiste de una serie de programas escritos en FORTRAN90 y en VISUAL BASIC 6.0. La intención de escribir desde dos plataformas distintas fue aumentar la eficiencia en la aplicación del modelo, disminuyendo los errores potenciales y facilitando la aplicación para los usuarios.

La FIGURA III.1 muestra la presentación del programa descrito. La imagen utilizada muestra los efectos del fenómeno de licuación debajo de un tanque soportado por pilotes. La imagen corresponde al sismo registrado el 17 de enero de 1995 en Kobe, Japón el cual tuvo una magnitud de 6.69 grados en la escala Richter. Con el fin de obtener la respuesta del suelo de campo libre es necesario definir la señal de entrada que será aplicada en la base del depósito.

La FIGURA III.2 muestra la ventana desde la cual se capturan los datos más importantes para realizar lo anterior. El periodo, la duración total, el intervalo entre los pulsos así como la frecuencia en rad/s aparecen dentro de un recuadro dado que se modifican al tiempo en que se definen los datos que aparecen fuera del mismo.

Una vez definida la señal de entrada en la base del depósito es necesario conocer las características del pilote y de la estratigrafía, como lo muestra la FIGURA III.3. Si el usuario desconociera el significado de alguno de los valores requeridos puede acceder a la venta de AYUDA pulsando el botón correspondiente. Es importante aclarar que el coeficiente de contribución corresponde al valor de α de la combinación de las matrices de masa consistente y concentrada. El coeficiente delta varía entre 1.00 y 1.75 para condiciones de empotramiento en la punta.

La FIGURA III.4A corresponde a los datos del 1 de los 3 estratos que habrán de definirse. Se muestran las opciones para el caso de arcilla con comportamiento no-lineal. En donde deben definirse los valores de los parámetros A , B y γ_r así como w_b , w_p y w_n .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4. Datos del Estrato 2 de 3

TIPO DE SUELO: Arena	NO-LINEALIDAD
Profundidad Inicial [m]: 120.0	Valor de Δ : 0.800 ω [Pg]
Profundidad Final [m]: 1.200	Valor de β : 0.300 ω [Pg]
Peso Volumétrico del estrato [t/m ³]: 1.200	γ_{rel} : 0.020 ω [Pg]
Relación de Poisson: 0.350	LIQUACIÓN
Vel. Onda de Corte [m/s]: 80.000	Se presenta LIQUACIÓN
Nº nodos: 7	

Apuda | Siguiente >

FIGURA III.4B. Ventana de Datos de Estratos de Arena

5. Restricción 1 de 1

Nodo restringido: 15

Desplazamiento	Rotación
Restringido	Restringida

Finalizar

FIGURA III.5. Ventana de Definición de Restricciones

Análisis de Licuación de Arena

Esfuerzo Vertical Total Medio	16.50	$\frac{\tau_{p,perm}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{d_{max}}{g} r_{ff} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$
Esfuerzo Vertical Efectivo Medio	19.80	
Factor de Reducción	0.753	$\frac{\tau_{p,perm}}{\sigma'_v} = 0.853$
Factor A	0.2908	
Magnitud del Sismo	5.25	
Número equivalente de Ciclos	3	

Diagrama

FIGURA III.7. Verificación del potencial de licuación

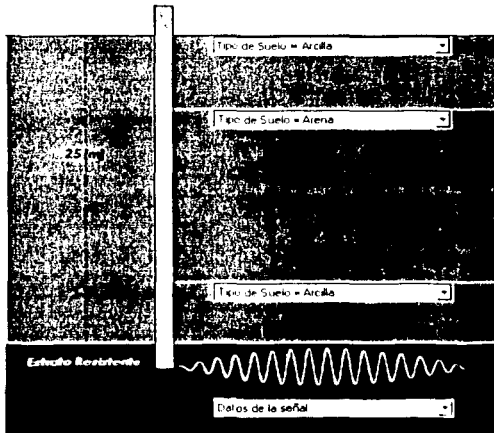


FIGURA III.8. Diagrama del perfil estratigráfico y el pilote

La FIGURA III.4B corresponde a los datos del 2 de los 3 estratos que habrán de definirse. Se muestran las opciones para el caso de arena con comportamiento no-lineal. En donde deben definirse sólo los valores de los parámetros A , B y γ_r . Si de acuerdo al análisis correspondiente se considera que puede generarse licuación inicial en este estrato debe elegirse dicha opción en esta venta.

6. Cargas concentradas 1 de 1

NUDO: 1

Fuerzas concentradas	Momentos concentrados
Dirección X [t]	Paralelo a X [t·m]
Dirección Y [t]	Paralelo a Y [t·m]
Dirección Z [t]	Paralelo a Z [t·m]

Finalizar

FIGURA III.6. Ventana de Definición de Cargas Concentradas

La FIGURA III.5 corresponde a la única condición de restricción supuesta para este caso, cuando se tiene una sola restricción ésta se define automáticamente en la punta, la cual se considera restringida tanto al desplazamiento como el giro. La FIGURA III.6 corresponde a la única condición de carga concentrada la cual se supuso aplicada en la superficie.

Quando se analizan estratos de arena es posible verificar el potencial de licuación con base en el método propuesto en el CAPÍTULO II. La FIGURA III.7 muestra una ventana desde donde se verifica la relación entre el esfuerzo cortante promedio y el esfuerzo efectivo. Cuando el valor de dicha relación se indica en color rojo, es necesario verificar el valor del número de ciclos (N) cuya gráfica se despliega al pulsar el botón diagrama. Si el valor de N_{eq} es mayor que N_f puede modelarse que se desarrolla el fenómeno de licuación.

La FIGURA III.8 y la FIGURA III.9 constituyen los diagramas correspondientes a los datos del problema.



FIGURA III.9. Características de la sección transversal

Una vez que se han introducido todos los datos anteriores, puede ejecutarse el programa con el fin de conocer el comportamiento dinámico del pilote.

El programa permite acceder a los resultados más relevantes de manera directa. Los archivos de fuerza cortante, momento flexionante, desplazamiento, velocidad y aceleración correspondientes al pilote se componen de n columnas, las cuales corresponden a los nodos y por m renglones que corresponden al número de puntos de la señal. Debido a que podría resultar poco práctico revisar m configuraciones instantáneas, se programó una subrutina que permite almacenar las configuraciones correspondientes al instante en que se registran los elementos mecánicos máximos en cada nodo así como el instante en el cual se presenta dicha configuración.

III.2 APLICACIÓN DEL MODELO

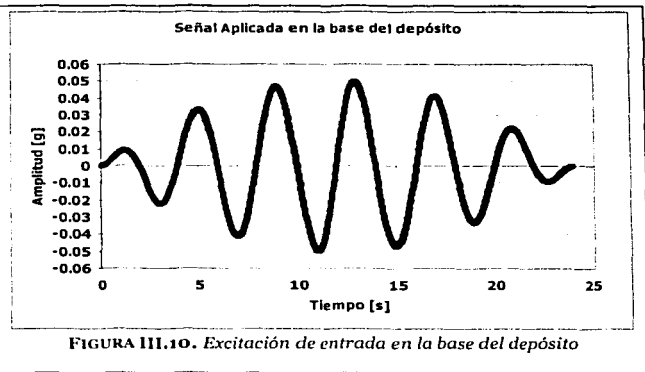
A continuación se describen los casos en los cuales se aplicó el modelo y con los cuales se busca comprender la naturaleza de la respuesta dinámica del sistema suelo-pilote.

El primer grupo de casos (CASOS 1 a 4) consiste en el análisis de la respuesta dinámica de un estrato de ARCILLA variando la FRECUENCIA de la señal de entrada en la base del depósito y suponiendo un comportamiento NO LINEAL. Se utilizaron valores de 0.25, 0.50, 0.75 y 1.0 [hz]

Los datos se muestra a continuación:

CASO #1

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [hz]	0.25
FRECUENCIA [rad/s]	1.57
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	24
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	4.0
$f_c = 300$ [kg/cm ²]	
$E_{pilote} = 140,000 \cdot f_c$ [t/m ²]	
$E_{pilote} = 2'424,871.13$ [t/m ²]	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00



PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACION DE POISSON	PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL							
				A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.0 - 25.0	80	1.6	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 25.00	ARCILLA	-									

CONDICIÓN DE CARGA	F_x [t]	F_y [t]	F_z [t]	M_x [t·m]	M_y [t·m]	M_z [t·m]
NODO 1	-30	30	40	35	35	0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #2

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [Hz]	0.5
FRECUENCIA [rad/s]	3.142
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	25.00
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	2
$f_c = 300 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	
$E_{pilote} = 140,000 \cdot f_c \text{ [t/m}^2\text{]}$	
$E_{pilote} = 2'424,871.13 \text{ [t/m}^2\text{]}$	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

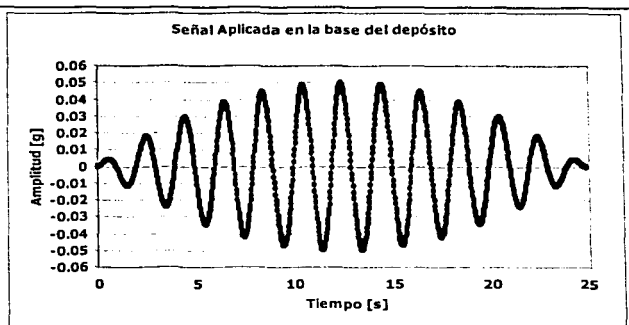


FIGURA III.11. Excitación de entrada en la base del depósito

PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL											
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.0 - 25.0	80	1.6	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 25.00	ARCILLA	-									
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t · m]	M_Y [t · m]	M_Z [t · m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

CASO #3

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [Hz]	0.75
FRECUENCIA [rad/s]	4.712
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	25.33
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	1.3333
$f_c = 300 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	
$E_{pilote} = 140,000 \cdot f_c \text{ [t/m}^2\text{]}$	
$E_{pilote} = 2'424,871.13 \text{ [t/m}^2\text{]}$	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

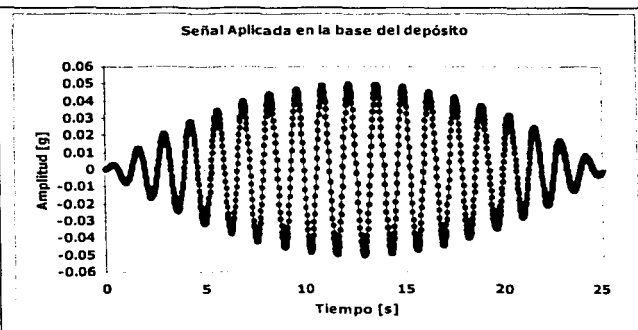


FIGURA III.12. Excitación de entrada en la base del depósito

PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL											
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.0 - 25.0	80	1.6	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									

PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES					
0.00 - 25.00	ARCILLA	-					
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t·m]	M_Y [t·m]	M_Z [t·m]	
NODO 1	-30	30	40	35	35	0	

CASO #4

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [hz]	1.0
FRECUENCIA [rad/s]	6.28
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	25.0
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERÍODO [s]	1.0
$f_c = 300$ [kg/cm ²]	
$E_{pilote} = 140,000 \cdot f_c$ [t/m ²]	
$E_{pilote} = 2'424,871.13$ [t/m ²]	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

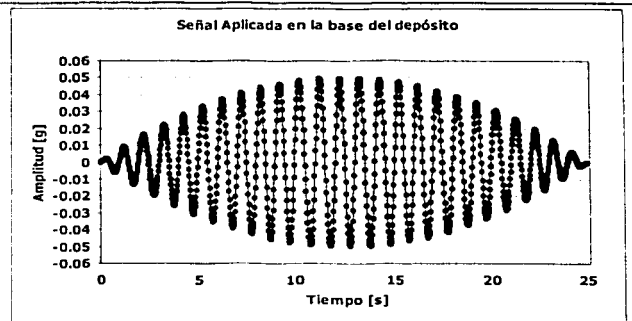


FIGURA III.13. Excitación de entrada en la base del depósito

		PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL									
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_p [%]
0.0 - 25.0	80	1.6	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 25.00	ARCILLA	-									
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t·m]	M_Y [t·m]	M_Z [t·m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El segundo grupo de casos (CASOS 5 a 9) consiste en el análisis de la respuesta dinámica del sistema suelo-pilote cuando se tiene un estrato de ARENA localizado a la mitad de la profundidad.

Para este grupo de casos se consideraron distintos espesores del estrato licuable desde 1 hasta 9 [m]; además de considerarse que por encima y por debajo de dicho estrato se localizaba estratos de arcilla con las mismas propiedades.

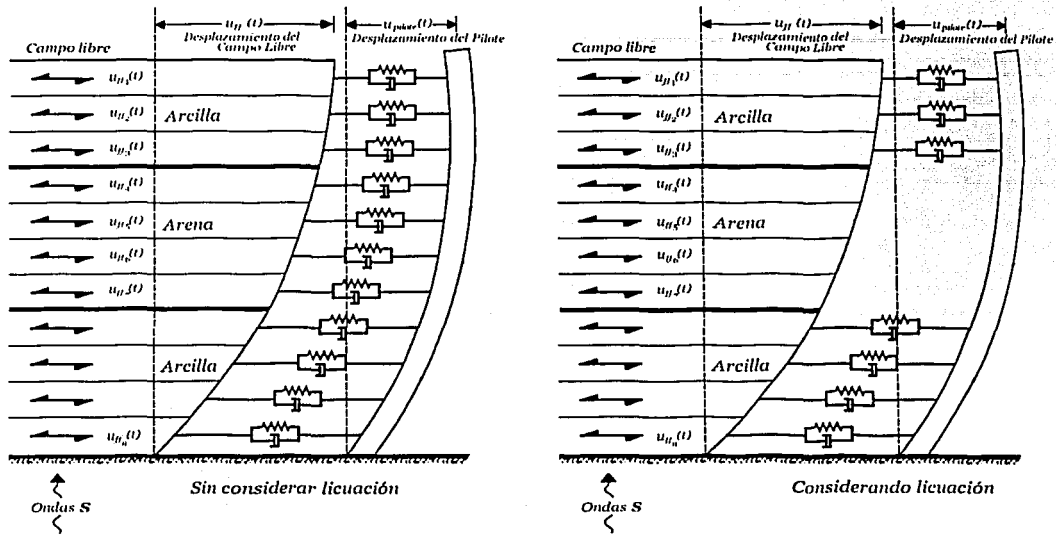


FIGURA III.14. Consideración del estrato licuable

Para cada uno de los casos se obtuvieron dos respuestas: una considerando y otra sin considerar licuación. Para los casos en que se supone licuación el programa remueve automáticamente los efectos del campo cercano asociados a las curvas p - y [FIGURA III.14], de manera que los efectos del campo cercano sólo se transmiten en los extremos del estrato licuable despreciando la presión de contacto que podría desarrollar el estrato de arena sobre el pilote.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #5

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [hz]	0.75
FRECUENCIA [rad/s]	4.712
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.08
DURACIÓN TOTAL [s]	25.33
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	1.33
$f'_c = 300 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 140,000 \sqrt{f'_c} \text{ [t/m}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 2'424,871.13 \text{ [t/m}^2\text{]}$	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

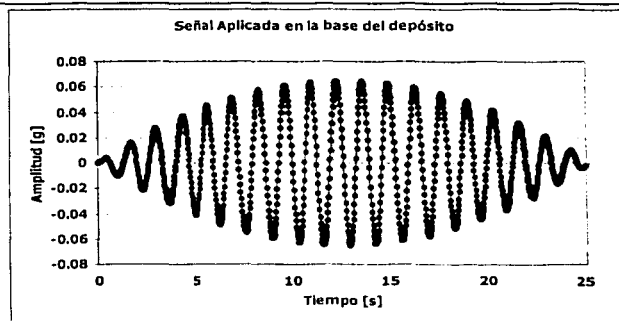


FIGURA III.15. Excitación de entrada en la base del depósito

PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL											
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.00 - 12.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
12.00 - 13.00	60	1.5	0.35	1.1	0.45	0.005	60	-	-	-	-
13.00 - 25.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 12.00	ÁRCILLA	-									
12.00 - 13.00	ARENA	SE CONSIDERA QUE ESTE ESTRATO SUFRE LICUACIÓN BAJO UN SISMO DE MAGNITUD 8.5 Y QUE PARA MAGNITUDES POR DEBAJO DE 8.5 NO SE PRESENTA EL FENÓMENO. EL NIVEL FREÁTICO SE LOCALIZA EN LA SUPERFICIE DE ESTE ESTRATO									
13.00 - 25.00	ÁRCILLA	-									
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t · m]	M_Y [t · m]	M_Z [t · m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN:

$$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

z [m]	σ_v [t/m ²]	σ'_v [t/m ²]	$\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$	r_d	$\frac{\alpha_{\text{máx}}}{g}$	$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$
12.5	18.75	18.25	1.03	0.8125	0.296	0.161

De la FIGURA II.12 se obtiene que: $N_l \approx 20$ ciclos

Si se tuviera un sismo con magnitud $M = 8.5$ entonces:

$N_{\text{equivalente}} \approx 26$ ciclos

$N_{\text{equivalente}} > N_l$ por lo que podría suponerse que se alcanza la licuación inicial en dicho estrato antes de que termine la excitación.

CASO #6

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [hz]	0.75
FRECUENCIA [rad/s]	4.712
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.065
DURACIÓN TOTAL [s]	25.33
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	1.33
$f_c = 300 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 140,000 \sqrt{f_c} \text{ [t/m}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 2'424,871.13 \text{ [t/m}^2\text{]}$	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

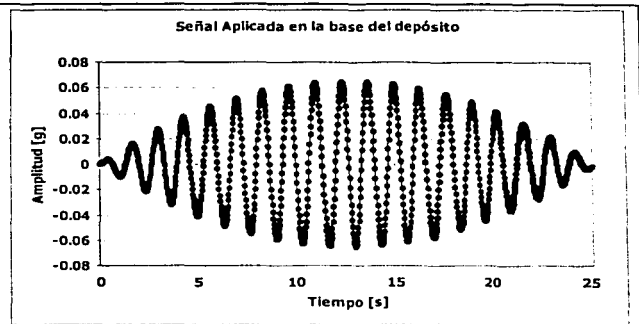


FIGURA III.16. Excitación de entrada en la base del depósito

					PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL						
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.00 - 11.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
11.00 - 14.00	60	1.5	0.35	1.1	0.45	0.005	60	-	-	-	-
14.00 - 25.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 12.00	ARCILLA	-									
12.00 - 13.00	ARENA	SE CONSIDERA QUE ESTE ESTRATO SUPRE LICUACIÓN BAJO UN SISMO DE MAGNITUD 8.5 Y QUE PARA MAGNITUDES POR DEBAJO DE 8.5 NO SE PRESENTA EL FENÓMENO.									
13.00 - 25.00	ARCILLA	EL NIVEL FREÁTICO SE LOCALIZA EN LA SUPERFICIE DE ESTE ESTRATO									
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t • m]	M_Y [t • m]	M_Z [t • m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN:

$$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

z [m]	σ_v [t/m ²]	σ'_v [t/m ²]	$\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$	r_d	$\frac{\alpha_{\text{máx}}}{g}$	$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$
12.5	18.75	17.25	1.09	0.8125	0.292	0.167

De la FIGURA II.12 se obtiene que: $N_l \approx 20$ ciclos

Si se tuviera un sismo con magnitud $M = 8.5$ entonces:

$N_{\text{equivalente}} \approx 26$ ciclos

$N_{\text{equivalente}} > N_l$ por lo que podría suponerse que se alcanza la licuación inicial en dicho estrato antes de que termine la excitación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #7

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [Hz]	0.75
FRECUENCIA [rad/s]	4.712
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	25.33
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	1.33
$f_c' = 300 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 140,000 \sqrt{f_c'} \text{ [t/m}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 2'424,871.13 \text{ [t/m}^2\text{]}$	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424.871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

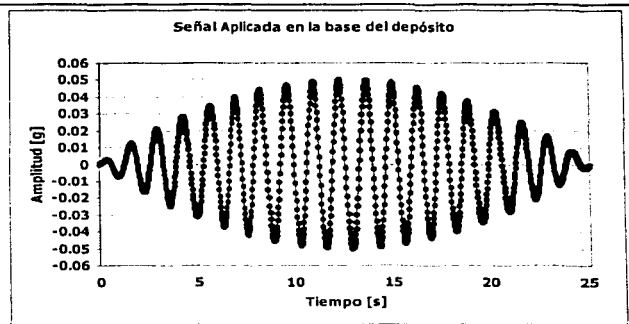


FIGURA III.17. Excitación de entrada en la base del depósito

				PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL							
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.00 - 10.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
10.00 - 15.00	60	1.5	0.35	1.1	0.45	0.005	60	-	-	-	-
15.00 - 25.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 10.00	ARCILLA	-									
10.00 - 15.00	ARENA	SE CONSIDERA QUE ESTE ESTRATO SUFRE LICUACIÓN BAJO UN SISMO DE MAGNITUD 8.5 Y QUE PARA MAGNITUDES POR DEBAJO DE 8.5 NO SE PRESENTA EL FENÓMENO. EL NIVEL FREÁTICO SE LOCALIZA EN LA SUPERFICIE DE ESTE ESTRATO									
15.00 - 25.00	ARCILLA	-									
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t·m]	M_Y [t·m]	M_Z [t·m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN:

$$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma_v'} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

z [m]	σ_v [t/m ²]	σ_v' [t/m ²]	$\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$	r_d	$\frac{\alpha_{\text{máx}}}{g}$	$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma_v'} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d$
12.5	18.75	16.25	1.15	0.8125	0.268	0.163

De la FIGURA II.12 se obtiene que: $N_l \approx 20$ ciclos
Si se tuviera un sismo con magnitud $M = 8.5$ entonces:

$N_{\text{equivalente}} \approx 26$ ciclos

$N_{\text{equivalente}} > N_l$ por lo que podría suponerse que se alcanza la licuación inicial en dicho estrato antes de que termine la excitación.

CASO # 8

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [Hz]	0.75
FRECUENCIA [rad/s]	4.712
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	25.33
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERÍODO [s]	1.33
$f'_c = 300 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 140,000 \sqrt{f'_c} \text{ [t/m}^2\text{]}$	
$E_{\text{pilote}} = 2'424,871.13 \text{ [t/m}^2\text{]}$	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

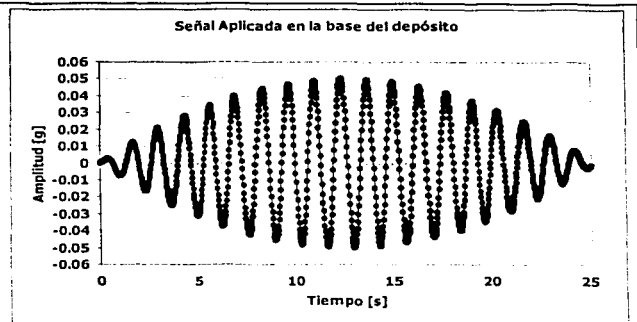


FIGURA III.18. Excitación de entrada en la base del depósito

				PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL							
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACIÓN DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.00 - 9.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
9.00 - 16.00	60	1.5	0.35	1.1	0.45	0.005	60	-	-	-	-
16.00 - 25.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 9.00	ÁRCILLA	-									
9.00 - 16.00	ARENA	SE CONSIDERA QUE ESTE ESTRATO SUFRE LICUACIÓN BAJO UN SISMO DE MAGNITUD 6.75 Y QUE PARA MAGNITUDES POR DEBAJO DE 6.75 NO SE PRESENTA EL FENÓMENO. EL NIVEL FREÁTICO SE LOCALIZA EN LA SUPERFICIE DE ESTE ESTRATO									
16.00 - 25.00	ÁRCILLA	-									
CONDICIÓN DE CARGA	F_x [t]	F_y [t]	F_z [t]	M_x [t · m]	M_y [t · m]	M_z [t · m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN:

$$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

z [m]	σ_v [t/m ²]	σ'_v [t/m ²]	$\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$	r_d	$\frac{\alpha_{\text{máx}}}{g}$	$\frac{\tau_{\text{promedio}}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$
12.5	18.75	15.25	1.23	0.8125	0.298	0.194

De la FIGURA II.12 se obtiene que: $N_l \approx 8$ ciclos
Si se tuviera un sismo con magnitud $M = 6.75$ entonces:

Nequivalente ≈ 10 ciclos

Nequivalente $> N_l$ por lo que podría suponerse que se alcanza la licuación inicial en dicho estrato antes de que termine la excitación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #9

CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL	
TIPO DE SEÑAL	SENO
FRECUENCIA [hz]	0.75
FRECUENCIA [rad/s]	4.712
AMPLITUD MÁXIMA [g]	0.05
DURACIÓN TOTAL [s]	25.33
NÚMERO DE PUNTOS	1024
PERIODO [s]	1.33
$f_c = 300$ [kg/cm ²]	
$E_{pilote} = 140,000 \cdot f_c$ [t/m ²]	
$E_{pilote} = 2'424,871.13$ [t/m ²]	
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
RADIO DEL PILOTE [m]	0.2
PESO VOLUMÉTRICO [t/m ³]	2.4
MÓDULO DE ELASTICIDAD [t/m ²]	2'424,871.13
AMORTIGUAMIENTO [%]	3.00

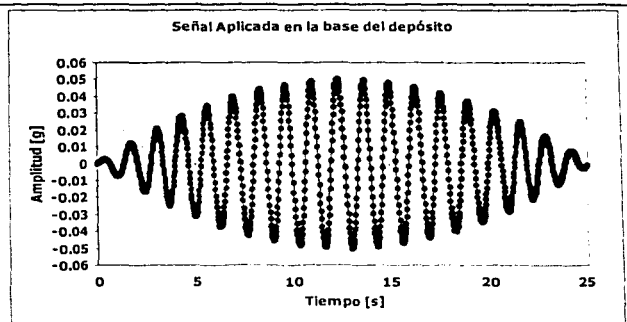


FIGURA III.19. Excitación de entrada en la base del depósito

				PARÁMETROS PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL							
PROFUNDIDAD [m]	VELOCIDAD ONDA DE CORTE [m/s]	γ [t/m ³]	RELACION DE POISSON	A	B	γ_r	D_r [%]	w_L [%]	w_P [%]	w_n [%]	I_P [%]
0.00 - 8.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
8.00 - 17.00	60	1.5	0.35	1.1	0.45	0.005	60	-	-	-	-
17.00 - 25.00	90	1.5	0.35	0.8	0.3	0.02	-	293	73	266	220
SEMIESPACIO	800	2.0									
PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELO	OBSERVACIONES									
0.00 - 8.00	ARCILLA	-									
8.00 - 17.00	ARENA	SE CONSIDERA QUE ESTE ESTRATO SUFRE LICUACIÓN BAJO UN SISMO DE MAGNITUD 6.75 Y QUE PARA MAGNITUDES POR DEBAJO DE 6.75 NO SE PRESENTA EL FENÓMENO.									
17.00 - 25.00	ARCILLA	EL NIVEL FREÁTICO SE LOCALIZA EN LA SUPERFICIE DE ESTE ESTRATO									
CONDICIÓN DE CARGA	F_X [t]	F_Y [t]	F_Z [t]	M_X [t·m]	M_Y [t·m]	M_Z [t·m]					
NODO 1	-30	30	40	35	35	0					

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN:

$$\frac{\tau_{promedio}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

z [m]	σ_v [t/m ²]	σ'_v [t/m ²]	$\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$	r_d	$\frac{\alpha_{max}}{g}$	$\frac{\tau_{promedio}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$
12.5	18.75	14.25	1.32	0.8125	0.302	0.21

De la FIGURA II.12 se obtiene que: $N_l \approx 7$ ciclos

Si se tuviera un sismo con magnitud $M = 6.75$ entonces:

Nequivalente ≈ 10 ciclos

Nequivalente $> N_l$ por lo que podría suponerse que se alcanza la licuación inicial en dicho estrato antes de que termine la excitación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.3 RESULTADOS

CASO # 1

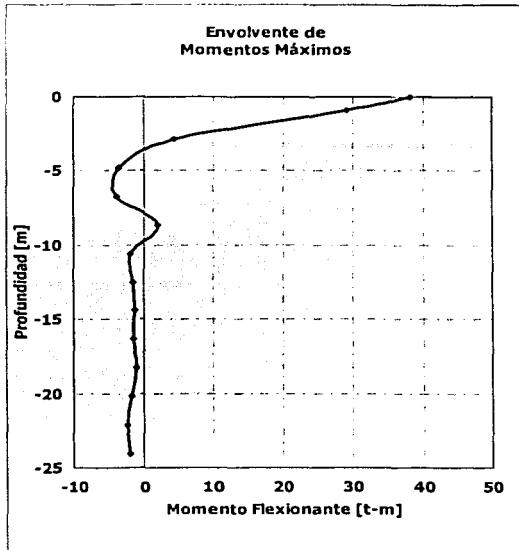


FIGURA III.20. Envlovente de momentos máximos CASO # 1

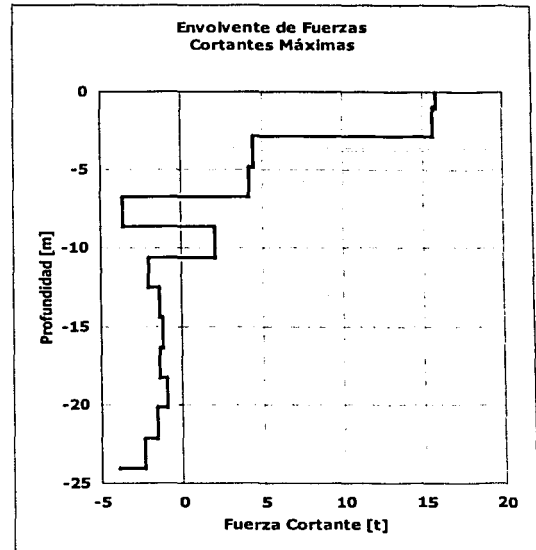


FIGURA III.21. Envlovente de cortantes máximos CASO # 1

CASO # 2

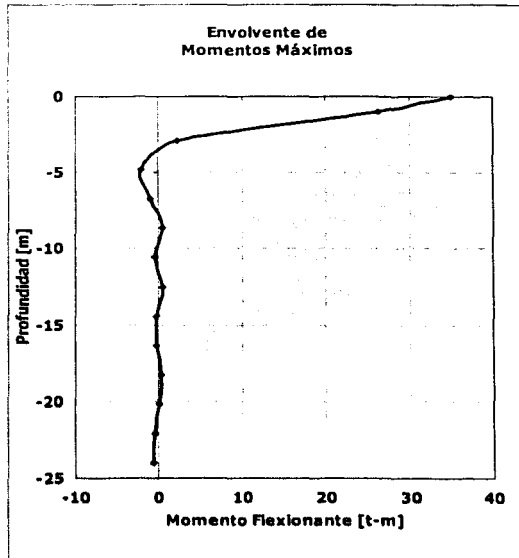


FIGURA III.22. Envlovente de momentos máximos CASO # 2

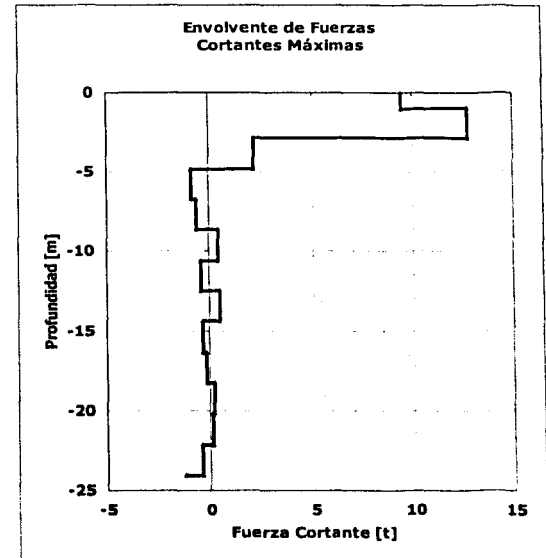


FIGURA III.23. Envlovente de cortantes máximos CASO # 2

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #3

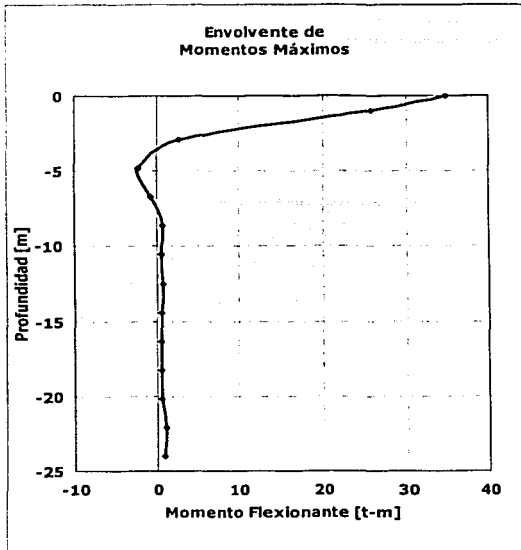


FIGURA III.24. Envolvente de momentos máximos CASO # 3

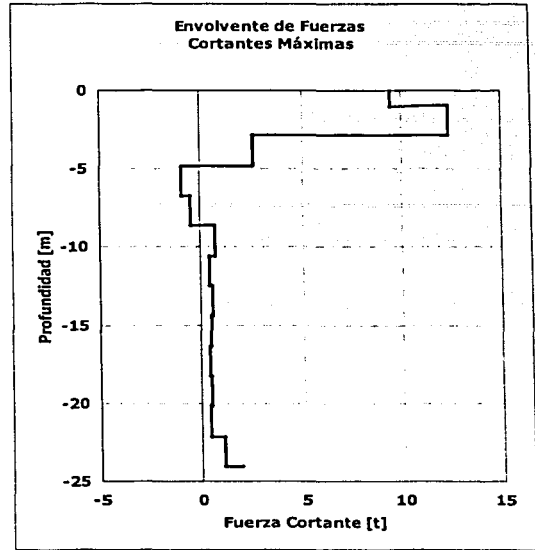


FIGURA III.25. Envolvente de cortantes máximos CASO # 3

CASO #4

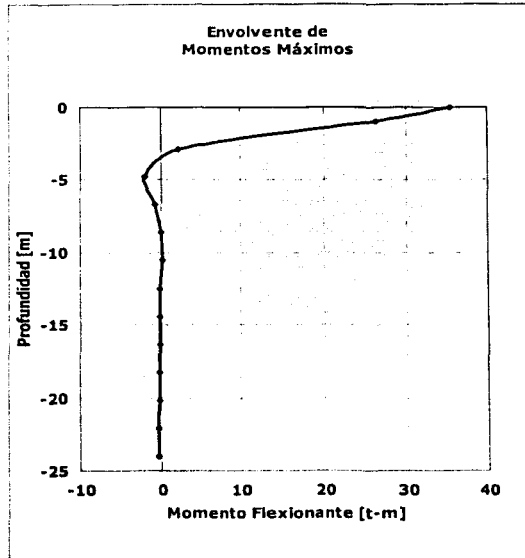


FIGURA III.26. Envolvente de momentos máximos CASO # 4

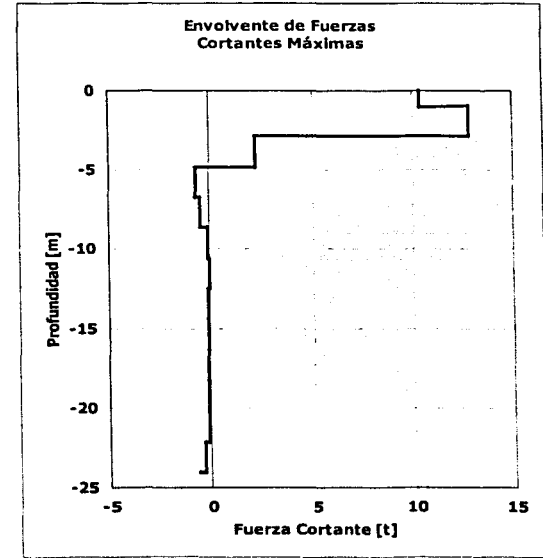


FIGURA III.27. Envolvente de cortantes máximos CASO # 4

CASO #5

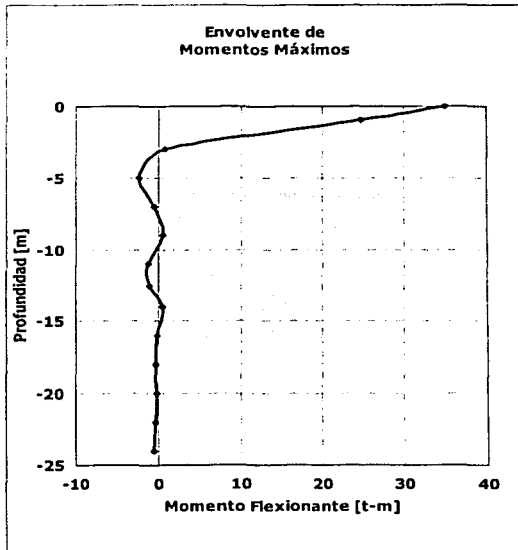


FIGURA III.28. Envlovente de momentos máximos suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 1 [m] de espesor

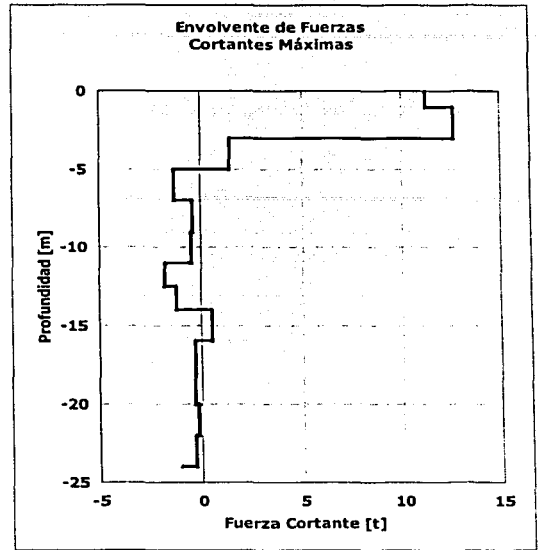


FIGURA III.29. Envlovente de fuerzas cortantes máximas suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 1 [m] de espesor

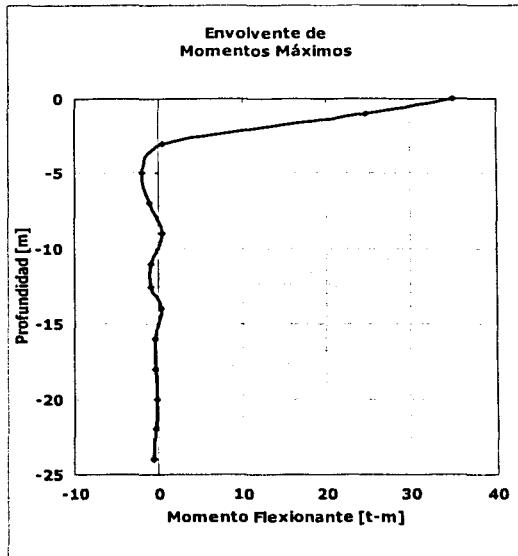


FIGURA III.30. Envlovente de momentos máximos sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 1 [m] de espesor

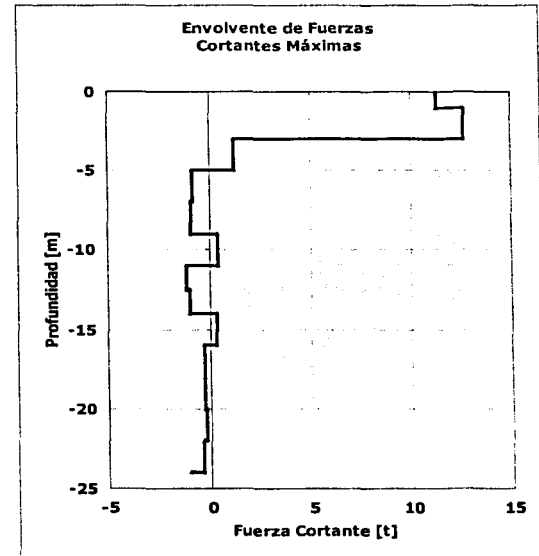


FIGURA III.31. Envlovente de fuerzas cortantes máximas sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 1 [m] de espesor

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #6

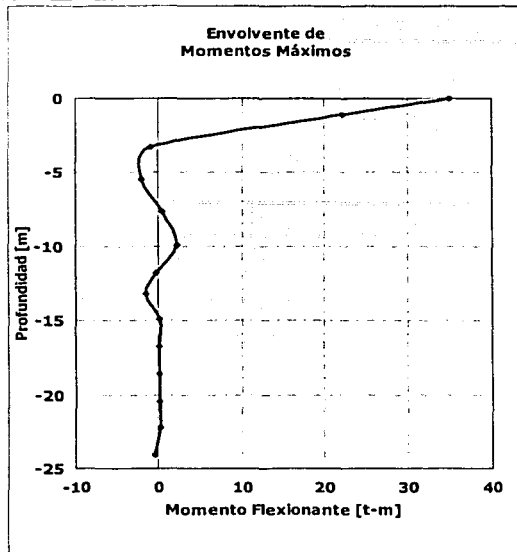


FIGURA III.32. Envlovente de momentos máximos suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 3 [m] de espesor

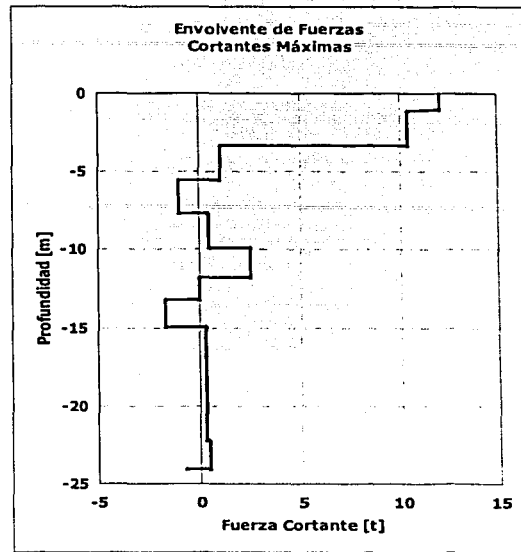


FIGURA III.33. Envlovente de fuerzas cortantes máximas suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 3 [m] de espesor

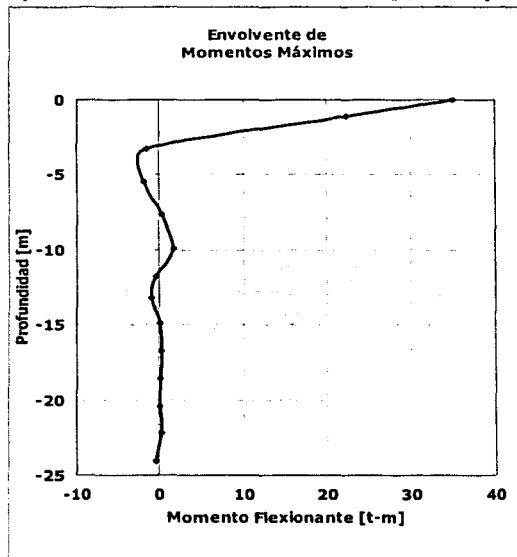


FIGURA III.34. Envlovente de momentos máximos sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 3 [m] de espesor

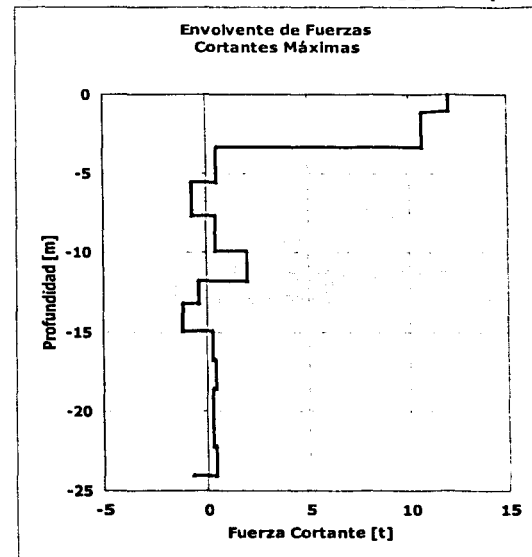


FIGURA III.35. Envlovente de fuerzas cortantes máximas sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 3 [m] de espesor

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #7

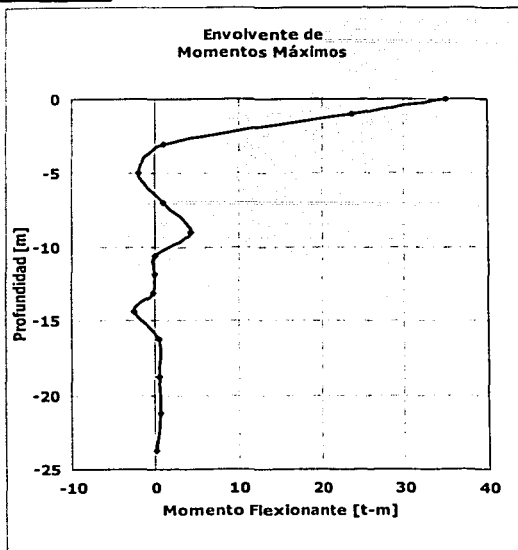


FIGURA III.36. Envolvente de momentos máximos suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 5 [m] de espesor

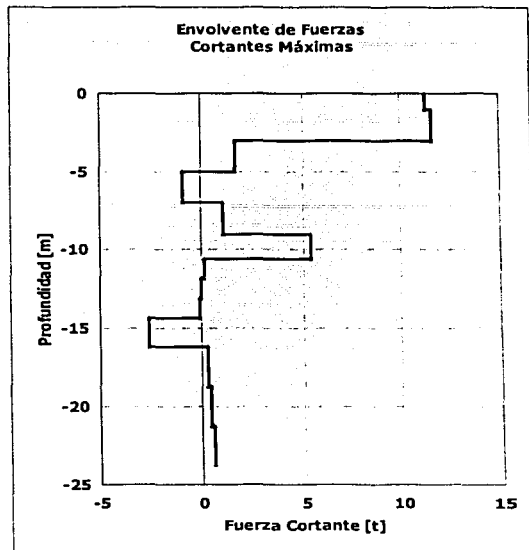


FIGURA III.37. Envolvente de fuerzas cortantes máximas suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 5 [m] de espesor

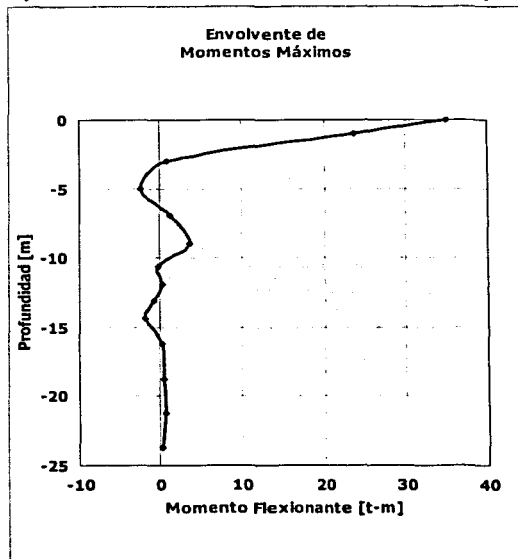


FIGURA III.38. Envolvente de momentos máximos sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 5 [m] de espesor

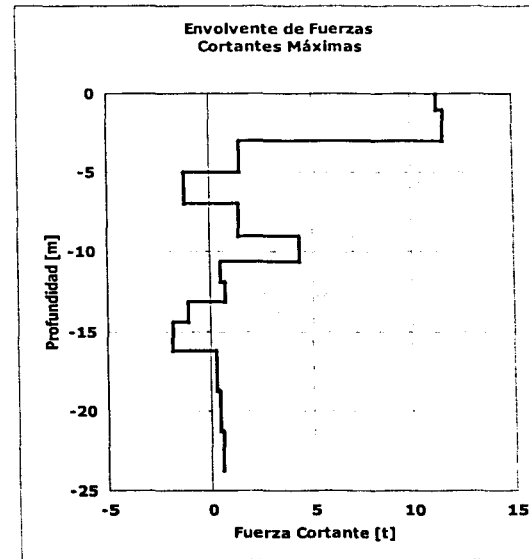


FIGURA III.39. Envolvente de fuerzas cortantes máximas sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 5 [m] de espesor

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CASO #8

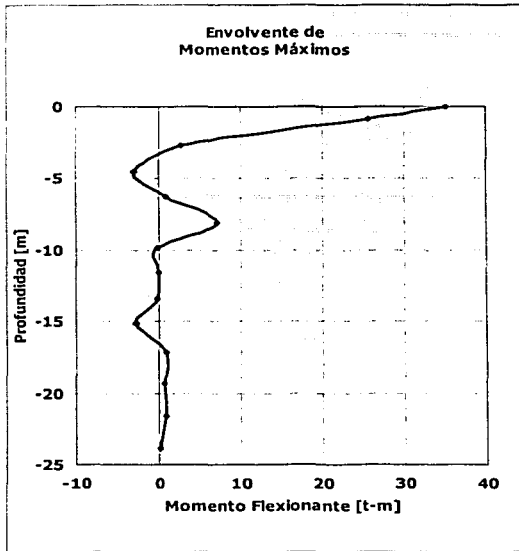


FIGURA III.40. Envolvente de momentos máximos suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 7 [m] de espesor

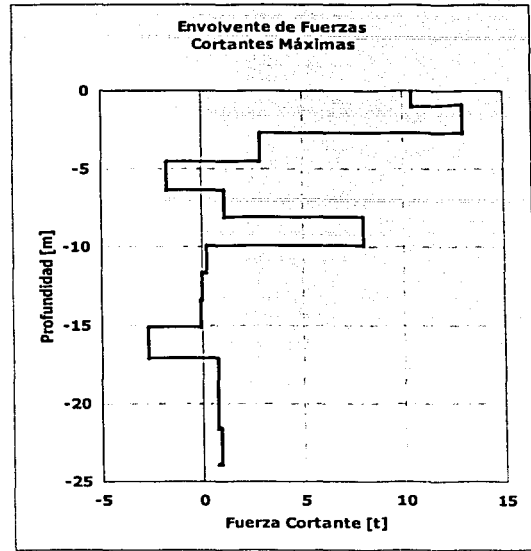


FIGURA III.41. Envolvente de fuerzas cortantes máximas suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 7 [m] de espesor

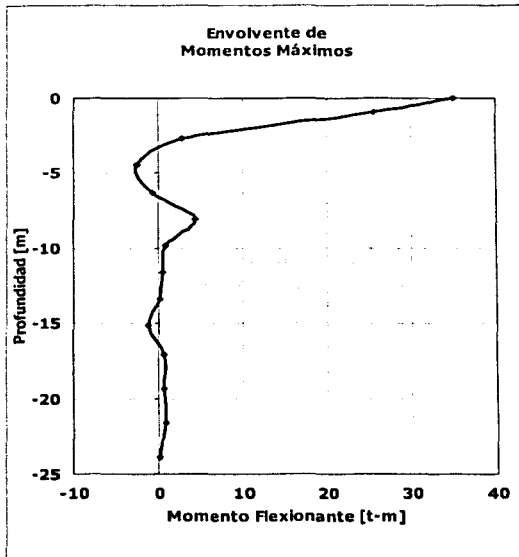


FIGURA III.42. Envolvente de momentos máximos sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 7 [m] de espesor

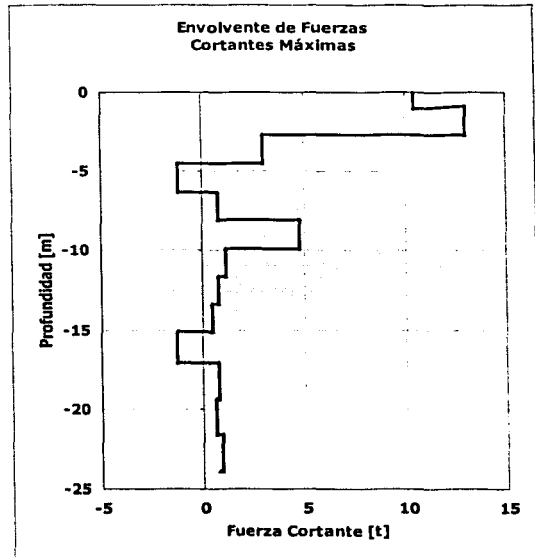


FIGURA III.43. Envolvente de fuerzas cortantes máximas sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 7 [m] de espesor

CASO #9

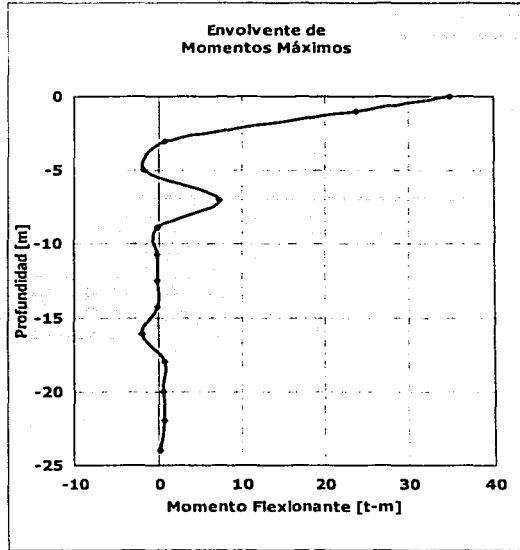


FIGURA III.44. Envlovente de momentos máximos suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 9 [m] de espesor

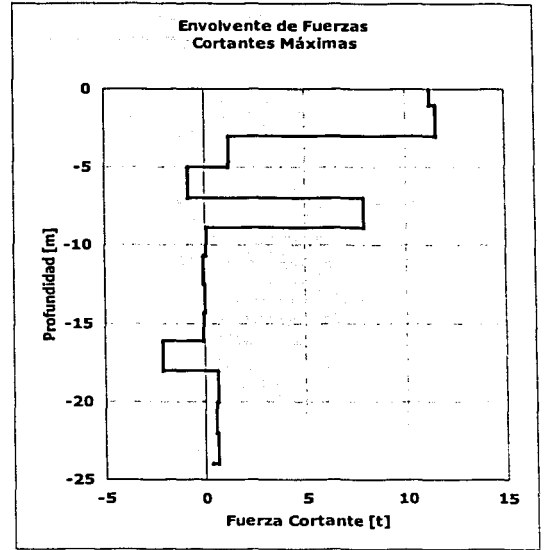


FIGURA III.45. Envlovente de fuerzas cortantes máximas suponiendo LICUACIÓN en el estrato de ARENA 9 [m] de espesor

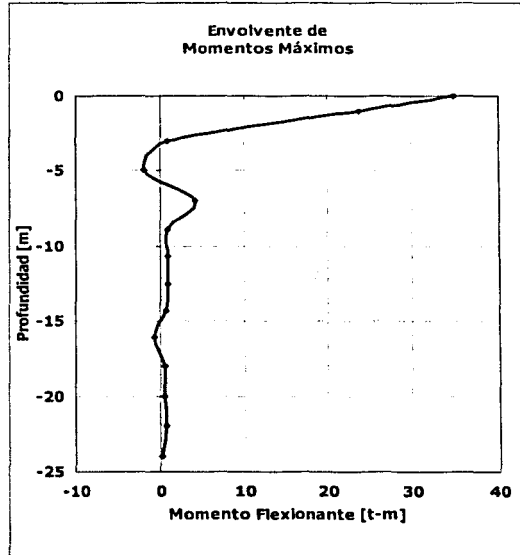


FIGURA III.46. . Envlovente de momentos máximos sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 9 [m] de espesor

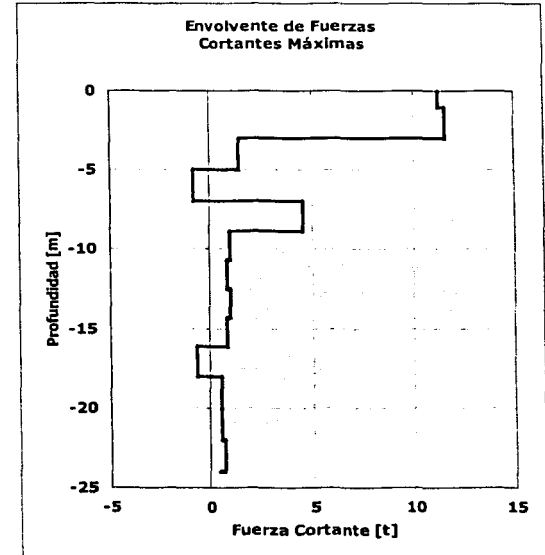


FIGURA III.47. Envlovente de fuerzas cortantes máximas sin LICUACIÓN en el estrato de ARENA 9 [m] de espesor

III.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se muestran los diagramas correspondientes a la comparación de los resultados obtenidos para cada uno de los distintos casos.

La FIGURA III.48 muestra las distintas envolventes de momento flexionante correspondientes a cada uno de los casos analizados para el estrato de ARCHILA de 25 [m] de espesor.

Los momentos flexionantes máximos para cada uno de los casos se registraron siempre en la cabeza del pilote que es donde se colocaron las cargas y los momentos flexionantes concentrados los cuales intentan simular las cargas que transmite la superestructura a la cabeza del pilote.

Los momentos máximos se presentan para el primer caso, para el cual también se presentan los valores máximos de fuerza cortante, como lo muestra la FIGURA III.50. Lo anterior coincide con lo que se observa en la FIGURA III.50 en la cual se aprecian las máximas deformaciones angulares para el mismo caso ya mencionado.

Puede observarse además de la FIGURA III.50 que la forma del diagrama de fuerza cortante es distinta tan solo para el primer caso lo cual indica una mayor pérdida de rigidez para el primer nodo.

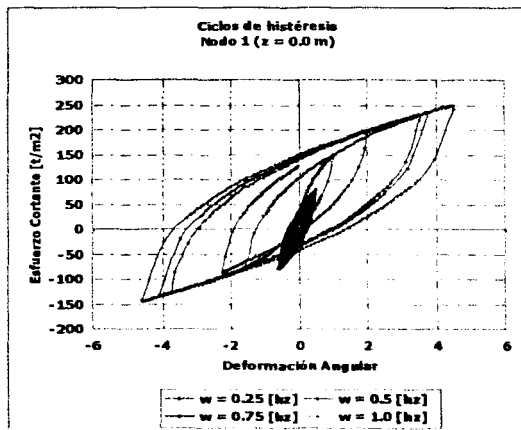


FIGURA III.49. Comparación de los ciclos de histéresis

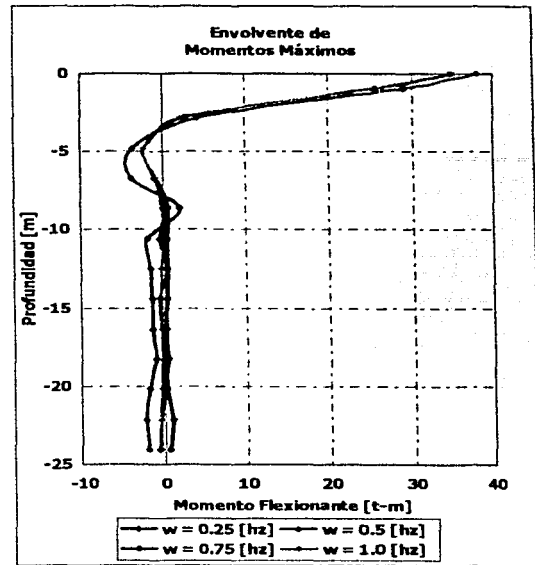


FIGURA III.48. Comparación de las envolventes de Momento Flexionante

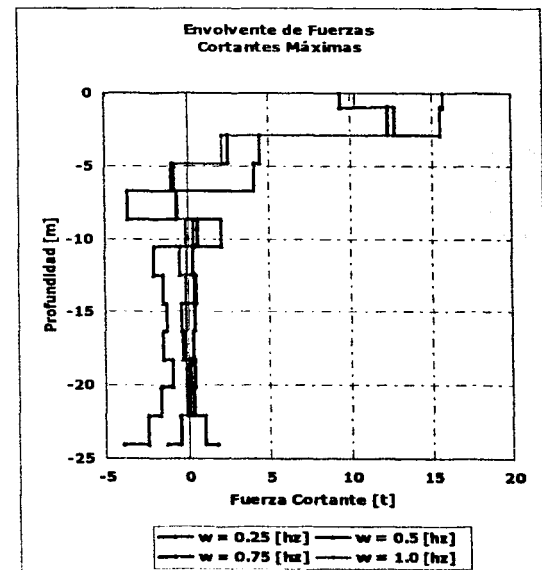


FIGURA III.50. Comparación de las envolventes de Fuerza Cortante

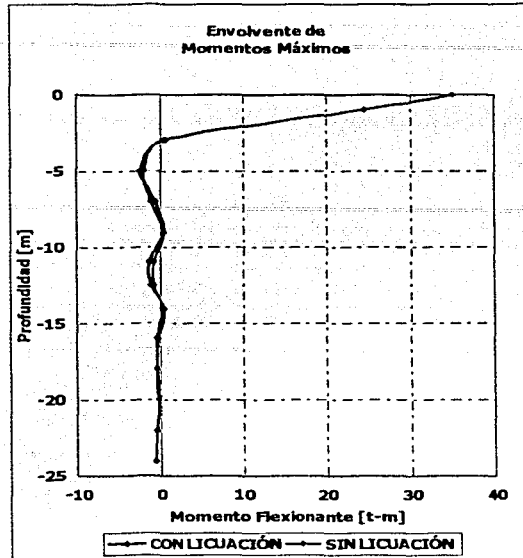


FIGURA III.51. Comparación de las envolventes de Momentos Flexionantes. CASO #5 Estrato de ARENA 1 [m] de espesor

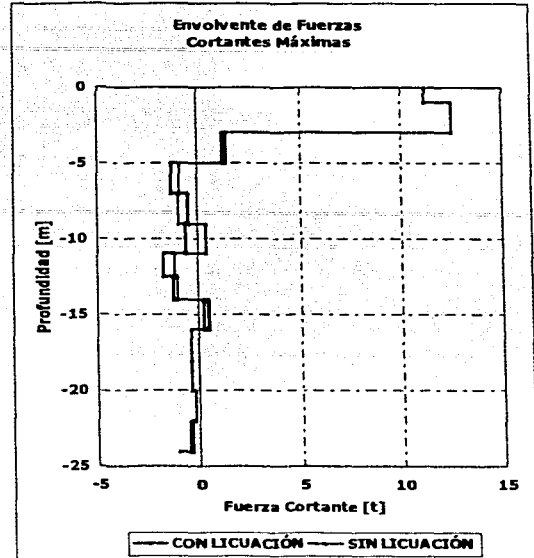


FIGURA III.52. Comparación de las envolventes de Fuerzas Cortantes. CASO #5 Estrato de ARENA 1 [m] de espesor

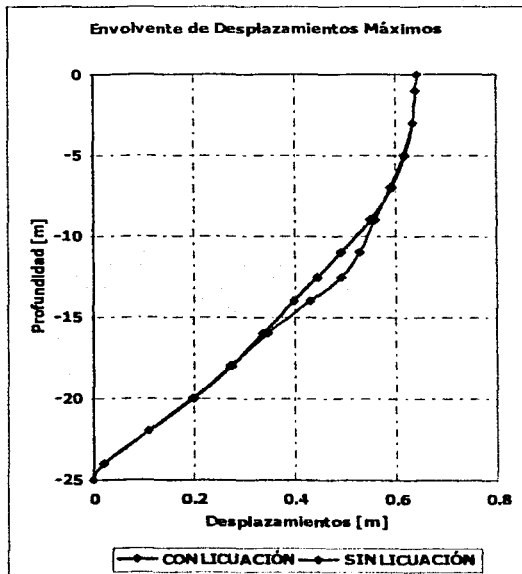


FIGURA III.53. Comparación de las envolventes de Desplazamientos. CASO #5 Estrato de ARENA 1 [m] de espesor

La FIGURA III.51. permite apreciar el efecto principal de la resultado del desarrollo del fenómeno de licuación. Es importante recordar que el modelo elimina los componentes de las curvas $p-y$ correspondientes al estrato que se suponga licuable por lo que es de esperar que se observe una concentración de momento flexionantes en los extremos del estrato licuable.

Debido al espesor tan pequeño del estrato de arena, los efectos que pudieran esperarse en el diagrama de fuerza cortante no son tan claros como si lo son en los diagramas mostrados para los siguientes casos.

Las envolventes de desplazamientos máximos del pilote difieren precisamente en la parte media de la profundidad. Esto se debe a que al no existir el efecto de campo cercano (*curvas $p-y$*) la presión de contacto entre el pilote y el suelo desaparece disminuyendo los desplazamientos en dicho segmento y obligando al pilote a seguir el desplazamiento de los extremos (FIGURA III.53 CON LICUACIÓN). Lo contrario sucede al sí existir dicha presión de contacto (FIGURA III.53 SIN LICUACIÓN) lo cual incrementa los desplazamientos en la profundidad correspondiente al estrato de arena. Este comportamiento se repite para los siguientes casos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

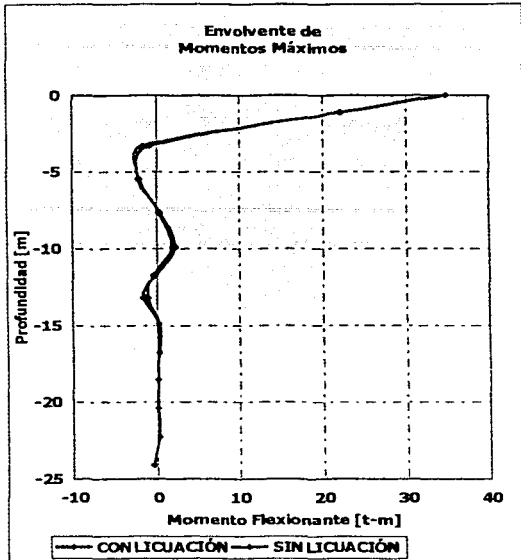


FIGURA III.54. Comparación de las envolventes de Momentos Flexionantes. CASO #6 Estrato de ARENA 3 [m] de espesor

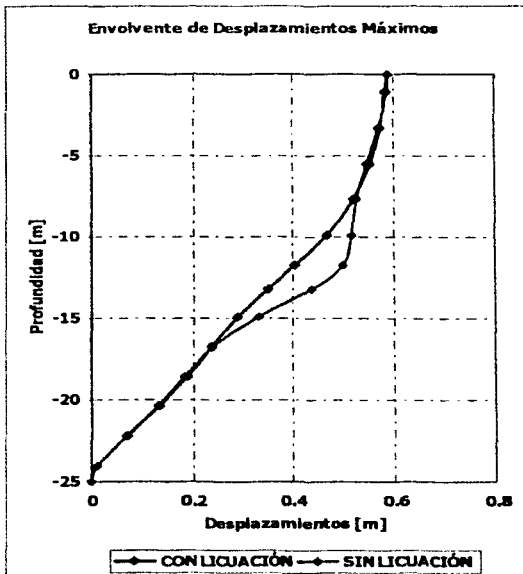


FIGURA III.55. Comparación de las envolventes de Desplazamientos. CASO #6 Estrato de ARENA 3 [m] de espesor

Nuevamente pueden apreciarse los efectos de retirar los componentes de la respuesta del campo cercano para el estrato de Arena de 3 [m] de espesor, localizado entre 11 y 14 [m] de profundidad.

Los diagramas de momentos flexionantes con y sin considerar licuación muestran prácticamente la misma forma para ambos casos existiendo mínimas diferencias. Dichas ligeras diferencias sí pueden apreciarse en las envolventes de fuerzas cortantes (FIGURA III.56) en la que la concentración de fuerzas cortantes se presenta precisamente en los límites del estrato licuable (11 y 14 [m]).

La FIGURA III.55 permite confirmar el mismo comportamiento ya apreciado en la FIGURA III.53 en las cuales el desplazamiento del pilote aumenta al colocar los componentes de campo cercano aumentando, consecuentemente, la presión del contacto suelo-pilote.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

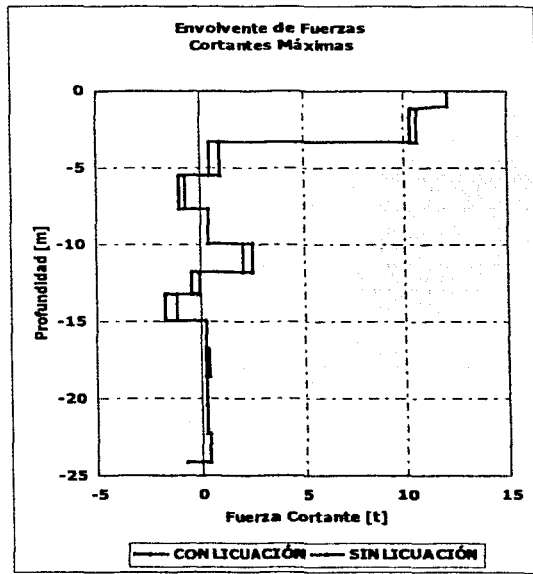


FIGURA III.56. Comparación de las envolventes de Fuerzas Cortantes. CASO #6 Estrato de ARENA 3 [m] de espesor

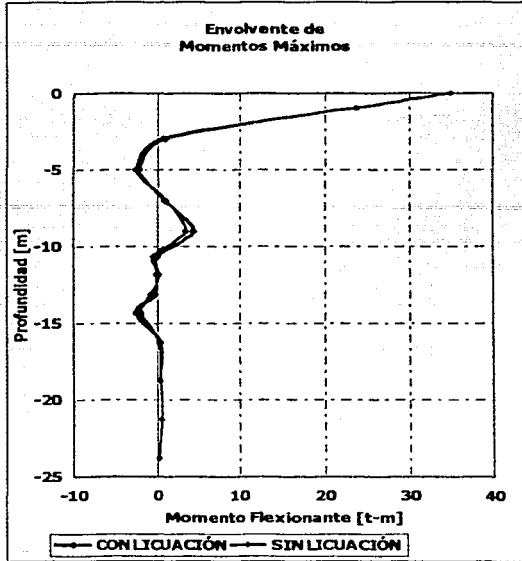


FIGURA III.57. Comparación de las envolventes de Momentos Flexionantes. CASO #7 Estrato de ARENA 5 [m] de espesor

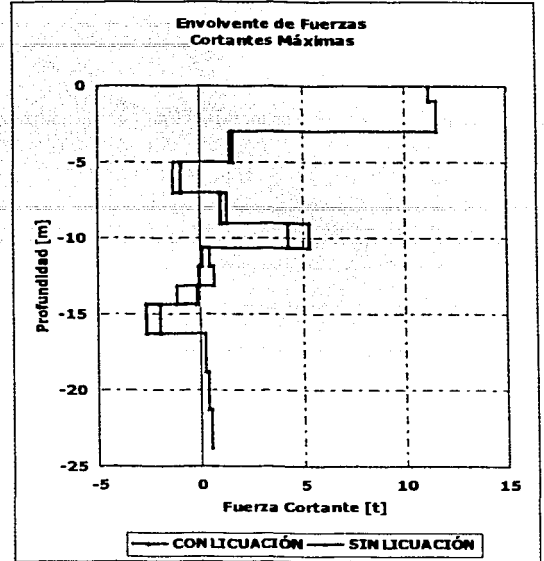


FIGURA III.58. Comparación de las envolventes de Fuerzas Cortantes. CASO #7 Estrato de ARENA 5 [m] de espesor

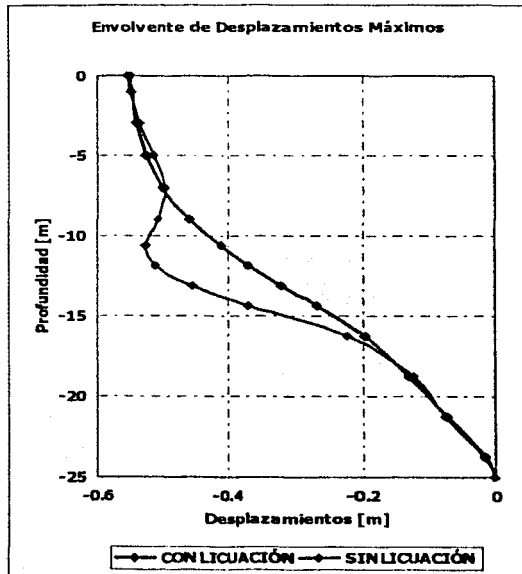


FIGURA III.59. Comparación de las envolventes de Desplazamientos. CASO #7 Estrato de ARENA 5 [m] de espesor

La FIGURA III.57 y la FIGURA III.58 indican la misma concentración de momento flexionante y fuerza cortante en los extremos del estrato licuable, el cual se localiza para este caso entre 10 y 15 [m] de profundidad.

La FIGURA III.59 muestra un aumento importante del desplazamiento del pilote en la profundidad correspondiente al estrato licuable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

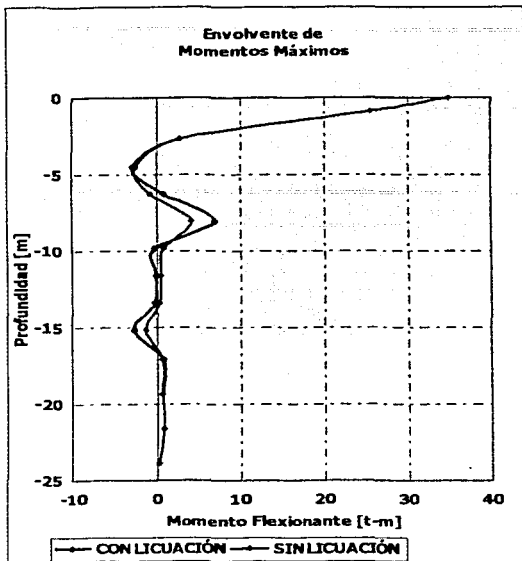


FIGURA III.60. Comparación de las envolventes de Momentos Flexionantes. CASO #8 Estrato de ARENA 7 [m] de espesor

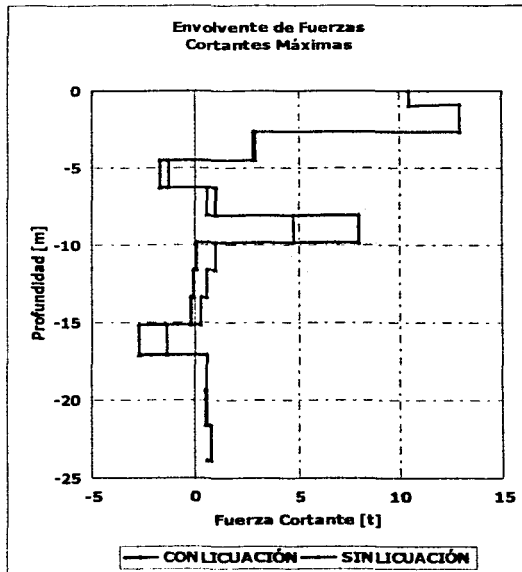


FIGURA III.61. Comparación de las envolventes de Fuerzas Cortantes. CASO #8 Estrato de ARENA 7 [m] de espesor

La FIGURA III.61 muestra un aumento significativo en la concentración de la fuerza cortante para el límite del estrato de ARENA localizado entre 9 y 16 [m] de profundidad. Asimismo la FIGURA III.60 indica una concentración de momentos flexionantes en las profundidades límite del estrato licuable.

Para el caso del desplazamiento del pilote (FIGURA III.62) debido a la rigidez tan baja que presenta el estrato los desplazamientos máximos para el caso en que no se supone licuación se presentan precisamente a los 10 [m] siendo éste el primer caso en que los desplazamientos en el estrato licuable superan los registrados en la superficie.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

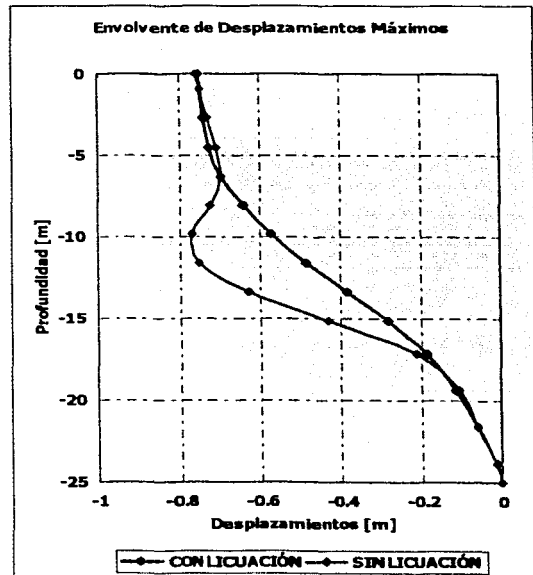


FIGURA III.62. Comparación de las envolventes de Desplazamientos. CASO #8 Estrato de ARENA 7 [m] de espesor

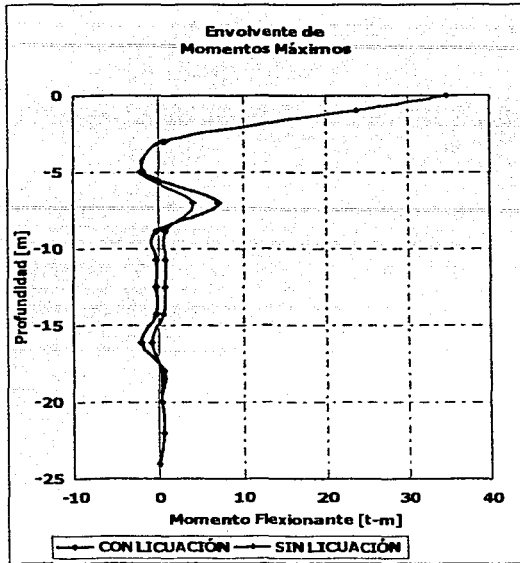


FIGURA III.63. Comparación de las envolventes de Momentos Flexionantes. CASO #9 Estrato de ARENA 9 [m] de espesor

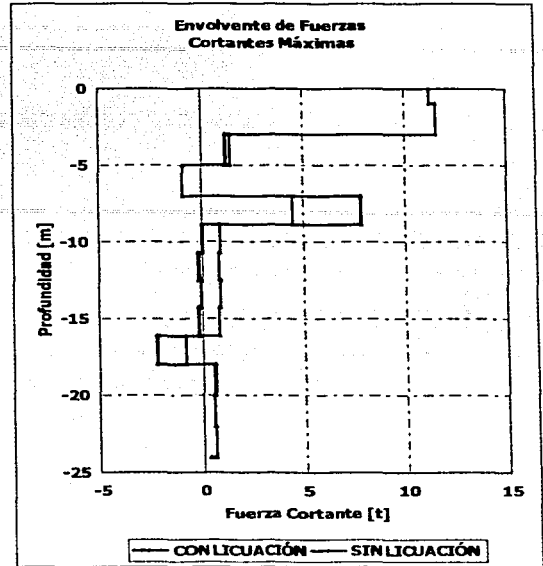


FIGURA III.64. Comparación de las envolventes de Fuerzas Cortantes. CASO #9 Estrato de ARENA 9 [m] de espesor

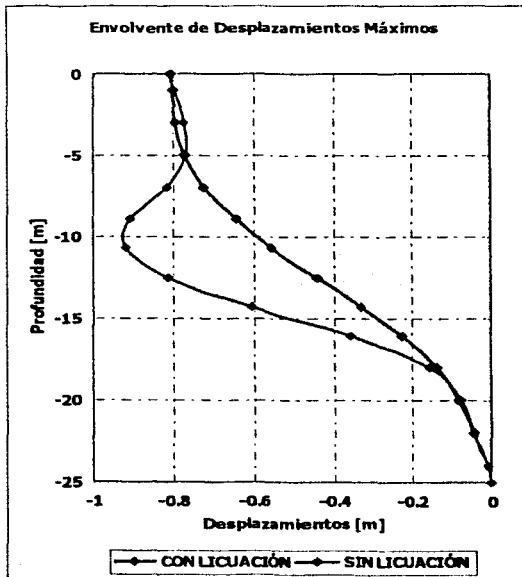


FIGURA III.65. Comparación de las envolventes de Desplazamientos. CASO #9 Estrato de ARENA 9 [m] de espesor

Al extender el espesor del estrato licuable la concentración de fuerza cortante y momento flexionante aumenta nuevamente en los extremos del mismo que para este caso son 8 y 17 [m] de profundidad (FIGURA III.63 y FIGURA III.64).

De igual forma el desplazamiento del pilote (FIGURA III.65) correspondiente a los 10 [m] de profundidad supera nuevamente al desplazamiento en la superficie y al igual que en el caso anterior se localiza en el estrato licuable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

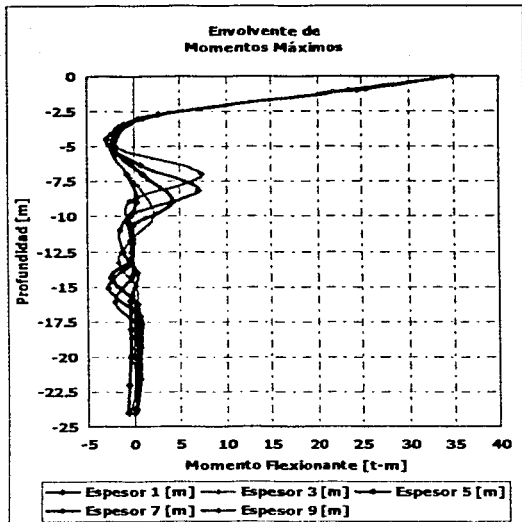


FIGURA III.66. Comparación de las envolventes de Momento Flexionante para los CASOS #5 a #9 considerando LICUACIÓN

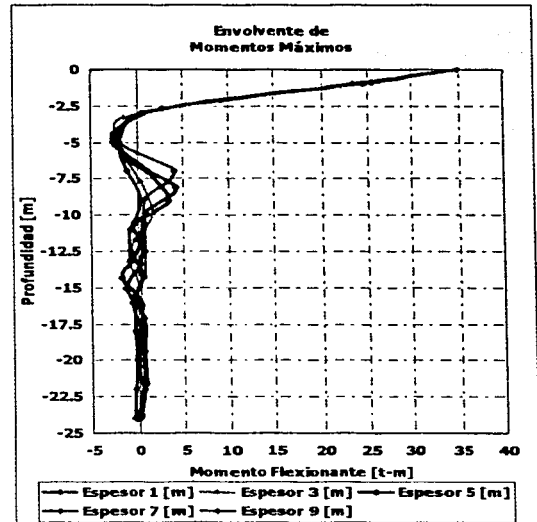


FIGURA III.67. Comparación de las envolventes de Momento Flexionante para los CASOS #5 a #9 SIN considerar LICUACIÓN

La FIGURA III.66 y FIGURA III.67 permiten comparar los valores obtenidos al realizar el análisis suponiendo que el estrato de Arena sufre licuación (FIGURA III.66) y la consideración de que no se presenta el fenómeno (FIGURA III.67).

Al analizar la FIGURA III.67 puede observarse una concentración del momento flexionante registrado en los extremos del estrato de Arena para cada uno de los distintos espesores. La diferencia entre las rigideces del estrato de Arena y los estratos de Arcilla genera concentraciones del momento flexionante en los extremos de dicho segmento.

El efecto anterior se incrementa cuando el estrato de Arena se supone licuable dado que la diferencia entre las rigideces también se incrementa. Al suponer que se presenta licuación en el estrato de Arena los componentes de la respuesta del campo cercano se retiran, eliminándose así los resortes y amortiguadores correspondientes a los nodos distribuidos a lo largo de la profundidad del estrato licuable, dicho estrato por lo tanto no transmite efectos de campo cercano al pilote obligando al segmento correspondiente localizado entre ambos extremos a trabajar como una viga soportada en los extremos aumentando por lo tanto los elementos mecánicos en dichos apoyos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

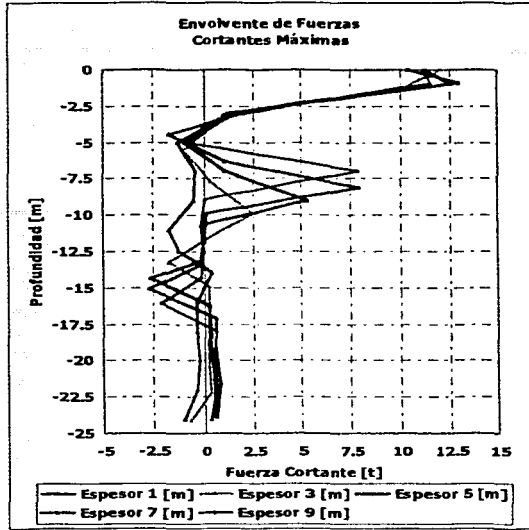


FIGURA III.68. Comparación de las envolventes de Fuerza Cortante para los CASOS #5 a #9 considerando LICUACIÓN

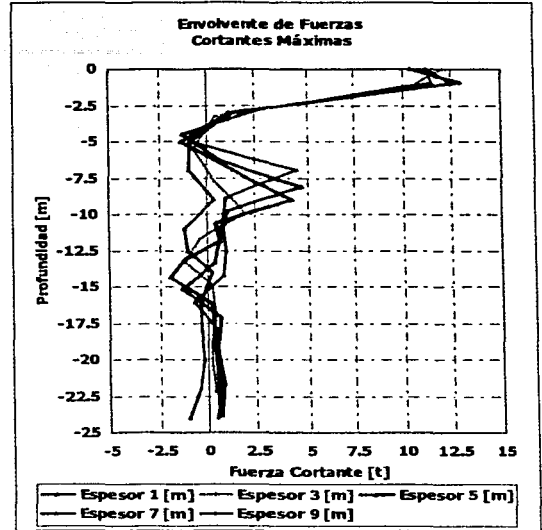


FIGURA III.69. Comparación de las envolventes de Fuerza Cortante para los CASOS #5 a #9 SIN considerar LICUACIÓN

Las FIGURAS III.68 y III.69 muestran las envolventes de fuerza cortante para los casos con licuación (FIGURA III.68) y sin licuación (FIGURA III.69) del estrato de arena para los distintos espesores indicados.

Se observa nuevamente una concentración de fuerzas cortantes (FIGURA III.69) para los extremos correspondientes a los distintos espesores del estrato de Arena aumentando dicha concentración al considerar que se presenta licuación en dicho estrato incrementando la diferencia entre las rigideces de los estratos.

El estrato de Arena se localiza a la mitad de la profundidad en todos los casos. Sabiendo que la fuerza cortante máxima se localiza cerca de la superficie, la fuerza cortante registrada en el extremo superior del estrato licuable debe ser mayor que la registrada en el límite inferior. De igual forma dicha fuerza cortante en el extremo superior del estrato debe ser máxima para el caso en que la profundidad inicial del estrato esté a la mínima distancia de la superficie lo cual se cumple para el Caso #9 en el cual la profundidad inicial es de 8 [m].

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

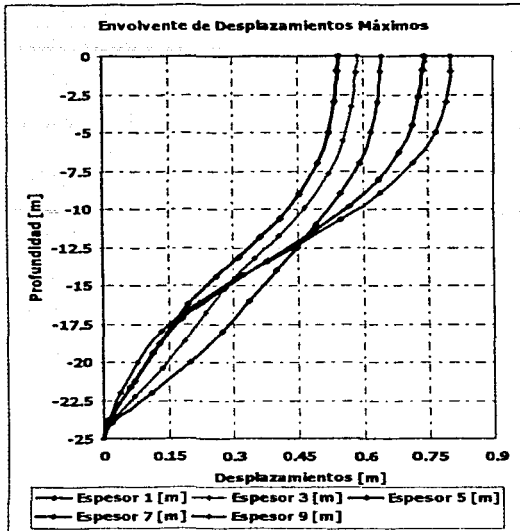


FIGURA III.70. Comparación de las envolventes de Desplazamiento para los CASOS #5 a #9 considerando LICUACIÓN

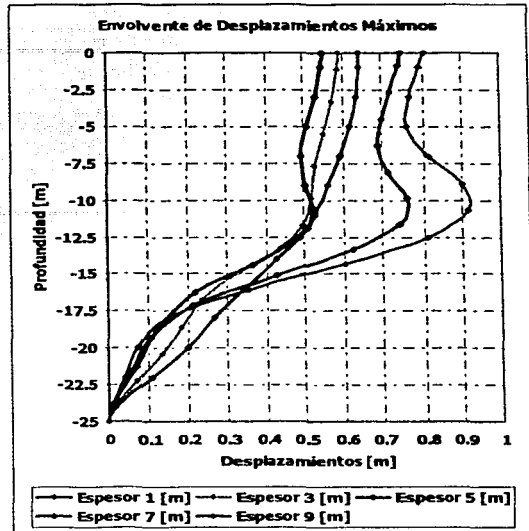


FIGURA III.71. Comparación de las envolventes de Desplazamiento para los CASOS #5 a #9 SIN considerar LICUACIÓN

Como ya se comentó en párrafos anteriores la consideración de los efectos del fenómeno de licuación consiste en remover los componentes de las curvas $p-y$ con el fin de suponer que el pilote trabaja como una viga ya no apoyada sobre resortes y amortiguadores sino tan solo apoyada en los extremos.

Los componentes de las curvas permiten simular la presión de contacto que ejerce el suelo que rodea al pilote si dichos componentes se remueven del modelo dicha presión de contacto, para los nodos localizados en la profundidad correspondiente al estrato licuable, desaparece obligando al tramo del pilote a dar continuidad a los desplazamientos registrados en los límites superior e inferior del estrato licuable (FIGURA III.70).

Cuando se revisa la respuesta dinámica suponiendo que no se alcanza el estado de licuación inicial, los componentes permiten considerar nuevamente la presión de contacto entre el estrato de arena y el pilote aumentando en consecuencia los desplazamientos para dicha profundidad. Entre mayor sea el espesor del estrato mayor será el efecto que tendrá la presión de contacto como lo muestra la FIGURA III.71.

Asimismo el desplazamiento máximo registrado en la superficie para cada uno de los casos (FIGURA III.70 y FIGURA III.71) aumenta al incrementar el espesor del estrato de Arena incrementando por lo tanto los elementos mecánicos respectivos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se decidió escoger dos grupos de casos el primero grupo correspondiente a un estrato uniforme de ARCILLA el cual se sujeta a distintas excitaciones de entrada en la base del depósito y el segundo grupo en el cual para una misma señal de entrada se analizan los efectos de tener un estrato de ARENA de espesor variable.

Para el primer grupo de casos es importante recordar que tan solo se modificó uno de los parámetros necesarios para definir la señal, la frecuencia de la excitación, la cual varió de 0.25 [hz] a 1.0 [hz]. Los elementos mecánicos máximos se registraron para la frecuencia de 0.25 [hz] que es la frecuencia para la cual se registraron también las deformaciones angulares máximas existiendo ciclos de histéresis que indican una mayor disipación de energía que para los demás casos. Para todos los casos, los momentos flexionantes máximos se registraron en el primer nodo colocado en la superficie debido a la combinación de cargas y momentos flexionantes concentrados aplicados precisamente en dicho nodo. Como ya se ha mencionado, la combinación de cargas se coloca en la cabeza con el fin de aproximar las cargas que transmite la superestructura al pilote. Dicha combinación de cargas permanece constante durante toda la excitación debido a que el modelo de comportamiento no considera la interacción inercial resultado de la modificación de la respuesta de la superestructura producida por los desplazamientos registrados en el pilote los cuales difieren de los de campo libre.

La respuesta de *campo libre*, la cual constituye la señal de entrada para la solución del sistema suelo-pilote, no sólo es función de la frecuencia de la señal de entrada en la base del depósito sino que depende, entre otros muchos factores, de las características mecánicas, del espesor del estrato, de la relación de Poisson, del peso volumétrico y de una gran cantidad de factores los cuales son interdependientes. La respuesta del sistema *suelo-pilote*, a su vez, varía si se modifican las características del pilote además del caso en que varía la respuesta de *campo libre*. Lo anterior impide realizar un estudio que pueda considerarse realmente paramétrico debido a que al añadir la no-linealidad del sistema la complejidad del mismo aumenta a la vez que impide la generalización de los resultados debido a que la aplicación de los mismos tendría que restringirse por una gran cantidad de condiciones las cuales tendrían que cumplirse absolutamente con el fin de que se reprodujeran los resultados del modelado. Debido a lo anterior se decidió evaluar la variación que tendrían los elementos mecánicos registrados en el pilote al variar la respuesta de *campo libre* sin realizar un análisis exhaustivo de los factores que modifican dicha respuesta.

Con el fin de apreciar los efectos que el fenómeno de licuación podría producir en los elementos mecánicos registrados en el pilote, se decidió suponer un estrato de ARENA colocado a la mitad de la estratigrafía el cual podría o no sufrir licuación. De igual forma se decidió variar el espesor del estrato licuable de manera que la respuesta de campo libre también variara y en consecuencia pudiera apreciarse el efecto en los elementos mecánicos para cada caso. El modelado del estrato potencialmente licuable se realizó suponiendo que durante toda la excitación dicho estrato no transmitía presión de contacto alguna, lo cual se consiguió removiendo los componentes de la respuesta de campo cercano (curvas $p-y$). Dicha suposición simplifica los cálculos y permite la obtención de resultados de tipo conservador al suponer efectos mayores de los que probablemente se registrarían en la realidad. La utilización de las envolventes de momentos flexionantes máximos y fuerzas cortantes máximas es de igual forma conservadora dado que dichos valores se registran para distintos instantes de la señal por lo que no constituyen configuraciones instantáneas que efectivamente se registren durante la excitación. Para todos los casos analizados suponiendo licuación se encontraron concentraciones mayores de elementos mecánicos en los extremos del estrato licuable que para la suposición de que no se presentaba licuación. Como ya se mencionó, dicha concentración de elementos mecánicos se debe al cambio drástico en la rigidez del suelo, dado que para el caso con licuación el campo cercano no opone resistencia. Debido a la consideración de que no existen presiones de contacto en el estrato que sufre licuación, la envolvente de desplazamientos máximos en el pilote es menor para el caso sin licuación.

Como ya se ha mencionado, los desplazamientos del pilote obtenidos para los casos en los cuales se supone licuación se realizan utilizando el mecanismo mostrado en la FIGURA III.14.

Utilizando dicha consideración, el segmento del pilote localizado en el estrato de arena soporta presiones de contacto mayores al no presentarse licuación que las que se presentan al sí desarrollarse el fenómeno. Lo anterior puede conducir a interpretaciones erróneas que resulten en suponer la generación del fenómeno de licuación como un efecto favorable para el comportamiento del pilote.

Con el fin de mostrar el efecto que se tendría en los desplazamientos al realizar una variante al análisis propuesto se analiza el CASO #9 de nueva cuenta ahora suponiendo que las ondas de corte sólo se transmiten hasta el límite inferior al estrato de Arena el cual se asume ha sufrido licuación y por lo tanto no permite que la señal se transmita hacia los estratos superiores [FIGURA III.72].

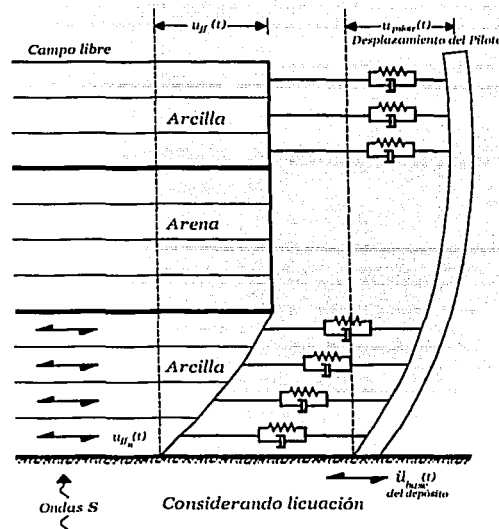


FIGURA III.72. Modificación de la consideración de los efectos del estrato licuable

CASO #9

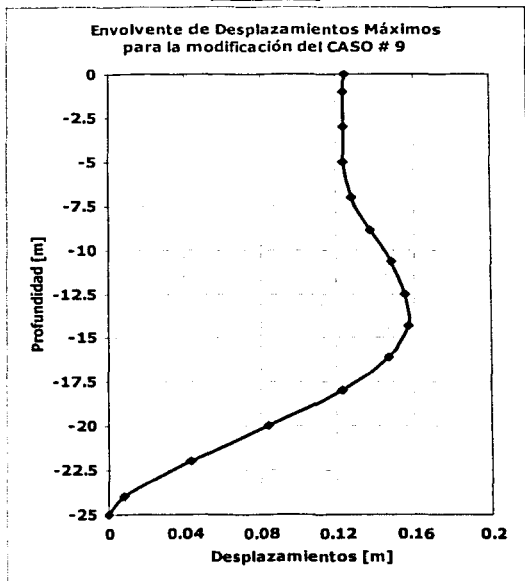


FIGURA III.73. Envoltura de Desplazamientos en el pilote al variarse la transmisión vertical de las ondas de corte

Los resultados obtenidos a partir de variar las condiciones del análisis muestran una configuración que registra los desplazamientos máximos aproximadamente en la mitad de la longitud total del pilote, la cual corresponde a la parte central del estrato licuable.

A pesar de que las configuraciones de desplazamiento pudieran considerarse erróneas al no reproducir fielmente esta variación en la envoltura de desplazamientos, se decidió modelar el fenómeno con el primer criterio dado que al transmitir la señal original a todas las profundidades las cargas a que está sometido el pilote son mayores y por lo tanto el efecto en los elementos mecánicos es aun más notorio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo IV

CONCLUSIONES

Retomando los objetivos planteados en la INTRODUCCIÓN de este trabajo, se elaboró un programa de computadora cuyos resultados ya fueron expuestos en el CAPÍTULO III y a partir de los cuales pueden soportarse las siguientes conclusiones:

- La respuesta de *campo libre*, la cual es función de una gran cantidad de factores, constituye la variable de entrada que en mayor medida modifica la respuesta del sistema *suelo-pilote* en su conjunto. Lo anterior conduce a suponer que la variación de las características del pilote no tiene un impacto tan determinante en la respuesta como sí lo tiene la variación de la respuesta. La importancia que, en consecuencia, debe darse a la determinación de la respuesta de campo libre permitirá pronosticar adecuadamente los efectos máximos a que podrá estar sometida la cimentación en condiciones dinámicas.
- Los distintos casos analizados a partir de los cuales se elaboraron las envolventes de los elementos mecánicos correspondientes, suponen que las cargas transmitidas por la superestructura son constantes a lo largo del evento sísmico; por lo que los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximas coinciden en todos los casos independientemente de los desplazamientos calculados en la cabeza del pilote. Esto no se cumple en la realidad y constituye una limitante del modelado ya que no se incluyeron los efectos de la interacción inercial los cuales resultarían en una variación en las condiciones de carga impuestas en la cabeza del pilote.
- La consideración del comportamiento no-lineal de la respuesta de campo cercano (*curvas p-y*) se aprecia de forma clara en la FIGURA III.49 en donde los ciclos de histéresis que muestran una mayor disipación de energía ($\omega = 0.25$ [hz]) corresponden a los elementos mecánicos máximos en el pilote (FIGURA III.48 y FIGURA III.50).
- Al igual que como se ha observado en los estudios de fallas registradas en pilotes, la concentración máxima de momentos flexionantes y fuerzas cortantes se observa en la superficie que es donde se realiza la conexión entre el pilote y la losa de cimentación. Dicha sección del pilote, de acuerdo a estos resultados así como a las observaciones de campo [53] debe revisarse cuidadosamente con el fin de que el diseño considere dichos efectos e intente prevenir que se presenten rupturas.
- El comportamiento observado para los estratos de arena reproduce las concentraciones de elementos mecánicos observadas en campo [51], las cuales corresponden a la interfaz entre el estrato de arena y los estratos de arcilla. Las concentraciones de elementos mecánicos son el resultado de las nuevas condiciones de trabajo para las cuales se modela el pilote, en el instante en que se supone licuación. Al remover el efecto de campo cercano (*curvas p-y*), el segmento del pilote correspondiente al estrato de arena trabaja como una viga empotrada, sujeta a cargas concentradas en los extremos. Dicha concentración de cargas se refleja en los diagramas de la FIGURA III.66 y la FIGURA III.68 correspondientes a las envolventes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes respectivamente.
- Las envolventes de desplazamiento presentan deformaciones mayores para el caso en se supone no se presenta licuación, este comportamiento difiere de lo observado con la utilización de otros modelos [15]. Esta discrepancia surge de la consideración utilizada al transmitir la misma respuesta de campo libre para ambos casos. Si se modifica dicha consideración y se modifica la respuesta de los estratos colocados por encima del estrato inferior de arcilla con el fin de verificar el efecto de la no propagación vertical de ondas de corte, se observan configuraciones como la mostrada en la FIGURA III.73.
- A pesar de que los resultados reportados coinciden con las principales observaciones de campo referentes a las fallas de estructuras piloteadas, existen consideraciones del modelo que de forma conservadora suponen efectos mayores de los esperados en el comportamiento real. Una de las primeras limitantes es el realizar el análisis de la respuesta de campo libre para toda la excitación y posteriormente aplicar dicha excitación al pilote utilizando los componentes de las curvas *p-y*

asumiendo que la generación de presión de poro o la pérdida de rigidez del estrato de arena no modifica la señal de entrada. En estudios posteriores deberá corregirse esta consideración con el fin de que en el análisis paso a paso se obtenga el ajuste de la respuesta de campo libre cuando se considera que pueden generarse presiones de poro excesivas. Otra consideración importante es suponer que el estrato potencialmente licuable no transmite ninguna presión de contacto lo que incrementa la concentración de los elementos mecánicos en los extremos. Ajustando la respuesta de campo libre podría ajustarse también la presión de contacto que debería transmitir dicho estrato. Finalmente, se considera que cuando el número de ciclos equivalente, el cual es función de la magnitud del sismo, rebasa el valor del número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación inicial se presenta una pérdida total de la resistencia, lo cual puede no satisfacerse para el caso de arenas [2] densas en las cuales puede alcanzarse el estado de licuación inicial sin incurrir en deformaciones excesivas observándose incluso un comportamiento dilatante.

- La decisión de escoger el segundo grupo de casos analizado en el **CAPÍTULO III** donde un estrato de arena se localiza entre dos estratos de arcilla, y en donde se observan las ya mencionadas concentraciones de esfuerzo en la interfaz entre los tres estratos y consecuentemente el incremento en los elementos mecánicos respectivos. Tuvo como propósito el permitir suponer fronteras impermeables para el estrato de arena lo cual evitaría la disipación de las presiones de poro generadas en él y garantizaría que se desarrolle el fenómeno de licuación. Asimismo, la elección de dicha estratigrafía simplifica la transmisión de efectos para el caso en que se suponga una disipación de la presión de poro que resulte en la licuación de otros estratos cuando se coloquen estratos de arena en lugar de estratos de arcilla.
- Existe una gran cantidad de consideraciones, las cuales se pueden ajustar con el fin de que los análisis de interacción dinámica suelo-pilote reproduzcan las observaciones de campo aunque éstas sean pocas en comparación con el número de casos. A este trabajo pueden añadirse los efectos de la superestructura así como la consideración de los efectos posteriores a que se presente el fenómeno de licuación. Pueden de igual forma trabajarse en la integración de la respuesta de campo libre con el fin de integrarla en la solución paso a paso del sistema suelo-pilote.
- En términos generales, este análisis de interacción dinámica suelo-pilote permite aproximar las secciones del pilote que pueden sufrir los daños más severos, como resultado de la presencia del fenómeno de licuación de arenas.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARENAS, A., [1980] *Licueación de arenas en Chiapa de Corzo, Chiapas*, X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Michoacán. México, pp. 170-172.
2. CASTRO, G. [1969] *Liquefaction of sands*, Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, pp. 1-39.
3. CASTRO, G. [1975] *Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, N° GT6 Junio, pp. 566-567.
4. CASTRO, G., POULOS, S. J., [1977] *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N° GT6, Junio 1977, pp. 502-503.
5. FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK, [1991] Capítulo 13. Fellenius, Bengt H., *Pile Foundations*, Editado por Hsai-Yang Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 511-536.
6. HAZEN, A., [1920] *Hydraulic Fill Dams*, Transactions, ASCE, Vol. 83, pp. 1713-1745.
Citado por:
SEED, H.B., [1984] *The role of case studies in the evaluation of soil liquefaction potential*, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Mayo 6-11, 1984, Vol. IV. University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri. Editor. Shamsher Prakash, pp.1681-1691.
7. JAIME, A., [1980] *Comportamiento dinámico de suelos*, X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Michoacán. México, pp. 92-94.
8. JAIME, A., [1980] *Comportamiento del suelo y estructuras térreas del Valle de Mexicali*, X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Michoacán. México, pp.147-169.
9. KRAMER, STEVEN L., [1996] *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, pp. 348-360.
10. MARSAL, R.J., [1961] *Behavior of a sandy uniform soil during the Jaltipan Earthquake, Mexico*. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Francia. 17 al 22 Julio 1961, pp. 229-233.
11. NATIONAL RESEARCH COUNCIL, [1985] *Liquefaction of soils during earthquakes*, National Academy Press, Washington, D.C., pp.1-26.
12. SEED, H.B., LEE, K., [1966] *Liquefaction of saturated sands during cyclic loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, N° SM6, Noviembre 1966, pp. 105-134.
13. SEED, H.B., ARANGO, I., CHAN, C. K., [1975] *Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes*, Reporte EERC-75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, pp. 1-9
14. SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, [1989] *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*, México, pp. 1-9.
15. WANG, S., REESE, L., [1998] *Design of pile foundations in liquefied soils*, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication N° 75, Proceedings of a Specialty Conference. ASCE, Seattle, Washington, pp. 1331-1335.
16. GAZETAS, G., MYLONAKIS, G., [1998] *Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues*, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication N° 75, Proceedings of a Specialty Conference. ASCE, Seattle, Washington, pp. 1119-1174.
17. CLOUGH, R.W., PENZIEN, J., [1993] *Dynamics of structures*, McGraw-Hill, New York, 2ª Edición, pp. 555-573.
18. ISHIIHARA, K., [1996] *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Clarendon Press – Oxford, pp. 16-39.
19. SCHNABEL, P.B., LYSMER, J., SEED, H.B., [1972] *SHAKE A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*, Reporte EERC-72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Diciembre.

20. KAGAWA, T., KRAFT, L.M., [1981] *Lateral pile response during earthquakes*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N° GT12, Diciembre 1981.
21. MARTIN, P.P., [1975] *Non-Linear Methods fo Dynamics Analysis of Ground Response*, Dissertation, Doctor of Philosophy. University of California, Berkeley. June 1975, pp. 31-55.
22. ROMO, M.P., [1995] *Clay Behavior, Ground response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City*, Proceedings, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. April 2-7, 1995, Volume II, St. Louis, Missouri. pp. 1039-1051.
23. CODUTO, D. P., [1994] *Foundation Design, principles and practices*, Prentice Hall,
24. CHANDRUPATLA, T. R., BELEGUNDU, A. D. [1999], *Introducción al estudio del emento finito en ingeniería*, Prentice Hall, México.
25. ROMO O. M., OVANDO S., E., [1995] *Curvas P-Y dinámicas para el análisis de interacción sísmica pilote-suelo*, Instituto de Ingeniería, México.
26. O'NEILL, M., DOBRY, R., [1980] *Dynamic Response of Pile Foundations: analytical aspects*, Proceedings Geotechnical Engineering Division ASCE.
27. SIEFFERT, J., CEVAER F., [1992] *Manuel des fonctions d'impédance: fondations superficielles*, Ouest Éditions, Francia.
28. PRAKASH, S., [1992] *Piles under dynamic loads*, Proceedings Geotechnical Engineering Division ASCE, 1992.
29. COOK, ROBERT, [1995] *Finite Element Modeling for stress analysis*, John Wiley & Sons, Inc. EUA, 1995. pp. 247-248.
30. BATHE, KLAUS-J., [1982] *Finite element procedures in Engineering Analysis*, Prentice Hall, EUA, pp. 511-512.
31. HUEBNER, KENNETH, DEWHIRST, D., SMITH, D., BYROM, T., [2001] *The finite element method for engineers*, John Wiley & Sons, Inc. 4ª Edición, EUA, pp. 276-278.
32. MAYORAL VILLA, JUAN M., [1996] *Respuesta sísmica de sistemas suelo-pilote. Un nuevo método de análisis*, TESIS DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL. FI, UNAM. México.
33. PAZ, MARIO, [1992] *Dinámica estructural*, Reverté, 3ª Edición, España, 1992, pp.351-353.
34. DESAI, CHANDRAKANT S., [1972] *Introduction to the finite element method*, Van Nostrand Reinhold, EUA.
35. SEED, H. BOLTON, IDRIS, I.M., [1982] *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*, EERI Earthquake Engineering Research Institute, EUA, pp. 70-85.
36. SEED, H.B., MARTIN, P.P., LYSMER, J., [1975] *The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction*, Reporte EERC-75-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, pp. 4-10
37. CHANG, C.S., KUO, C.L., SELIG E. [1983] *Pore pressure development during cyclic loading*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 109. N°1, Enero, pp. 103-107.
38. DESAI, C.S., KUPPUSAMY, T., *A computer code for axially and laterally loaded piles and retaining walls SSTIN-1DFE*, Virginia Polytechnic Institute and State University.
39. FLORES, OSVALDO, ROMO, M.P., [1999] *Comportamiento Dinámico de residuos mineros*, Ingeniería Civil CICM, Diciembre, México, pp.32-40.
40. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS [1993] *Design of pile foundations -- Technical engineering and design guides as adapted from the US Army Corps of engineers, N° 1*, ASCE, EUA.
41. MIZUNO, HATSUKAZI, [1980] *Pile damage during earthquake in Japan (1923-1983)*, DYNAMIC RESPONSE OF PILE FOUNDATIONS: ANALYTICAL ASPECTS, Proceedings Geotechnical Engineering Division ASCE. pp. 53-78

42. ISHIHARA, K., CUBRINOVSKI, M., [1998] *Problems associated with liquefaction and lateral spreading during earthquakes*, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication N° 75, Proceedings of a Specialty Conference. ASCE, Seattle, Washington, pp. 301-312.
43. ROMO, MIGUEL P., [1992] *Interacción dinámica suelo-estructura en suelos blandos*, Reunión Conjunta SMMS, SMIS, SMIE, Memorias del Simposio Realizado el 18 de Septiembre de 1991, México, pp. 129-144
44. LAZCANO DÍAZ DEL CASTILLO, SERGIO, [1996] *Licucción de arenas en Jaluco, Jal., durante el sismo de octubre de 1995*, XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Michoacán, pp. 89-92.
45. www.nisee.org THE NATIONAL INFORMATION SERVICE FOR EARTHQUAKE ENGINEERING (NISEE).
nisee.berkeley.edu/eqiis.html UNIVERSITY OF CALIFORNIA BERKELEY
 EARTHQUAKE IMAGE INFORMATION SYSTEM (EQIIS)
46. GAZETAS, G., DOBRY, R., [1984] *Horizontal response of piles in layered soils*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, N° 1, pp. 20-41.
47. REESE, L.C., WELCH, R., [1975] *Lateral loading of deep foundations in stiff clay*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, GT7, pp. 633-649.
48. ROMO, MIGUEL P., OVANDO S., EFRAÍN [1995] *Comportamiento dinámico de las arcillas de la sonda de Campeche*, Series del Instituto de Ingeniería, Enero, p. 42.
49. ROWE, K., [2001] *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*, Kluwer Academic Publishers, EUA.
50. SEED, R. B., CETIN, MOSS, KAMMERER, [2003] *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, California, April 30. pp. 38-39.
51. TOKIMATSU, K., OH-OKA, H., [1998] *Effects of lateral ground movements on failure patterns of piles in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake*, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication N° 75, Proceedings of a Specialty Conference. ASCE, Seattle, Washington, pp. 1175-1186.
52. FUJII, S., CUBRINOVSKI, M., [1998] *Analyses of damaged and undamaged pile foundations in liquefied soils during the 9915 KOBE earthquake*, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication N° 75, Proceedings of a Specialty Conference. ASCE, Seattle, Washington, pp. 1187-1198.
53. MIZUNO, H., [1987] *Pile damage during earthquake in Japan (1923-1983)*, Dynamic Response of Pile Foundations Proceedings Geotechnical Engineering Division, ASCE, Geotechnical Special Publication N° 11. pp. 53-78.