

01/63  
3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

---

**“EMPLEO DE LA CENTRIFUGA COMO HERRAMIENTA EN EL  
ESTUDIO DE PROBLEMAS GEOSÍSMICOS.”**

**GABRIEL MARTÍNEZ RAMÍREZ**

**TESIS**

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la  
Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma  
de México, como requisito para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(MECÁNICA DE SUELOS)**

DIRECTOR DE TESIS: Dr. Víctor M. Taboada Urtuzuástegui

MÉXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DEL 2004

507-52



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.

# INDICE

<b>Resumen.</b>	<b>6</b>
<b>Objetivos.</b>	<b>8</b>
<b>CAPITULO I.- Introducción.</b>	<b>9</b>
<b>CAPITULO II.- Antecedentes de la centrífuga.</b>	<b>11</b>
2.1 Breve reseña histórica.	11
2.2 Por qué una centrífuga?	12
2.3 Tipos de centrífuga del mundo.	14
2.3.1 Centrífuga de tambor.	14
2.3.2 Centrífuga de brazo balanceado.	15
2.3.3 Características principales de una centrífuga de brazo balanceado.	17
2.3.4 Capacidad de una centrífuga.	18
2.3.5 Ubicación de las centrífugas en el mundo.	19
2.4 Ventajas y limitaciones de la centrífuga.	23
2.4.1 Ventajas.	23
2.4.2 Limitaciones.	24
<b>CAPITULO III.- Principios del modelado en la centrífuga.</b>	<b>25</b>
3.1 Estudio de procesos físicos.	25
3.1.1 Razones del uso del modelado.	25
3.1.2 Modelado y escalado	26
3.2 Relaciones de escala.	28
3.3 Efecto del tamaño de las partículas.	29
3.4 Campo de aceleración rotacional.	30
3.5 Utilización de un fluido viscoso para saturación del modelo.	31
3.5.1 Cualidades de un sustituto ideal del fluido de poro.	32

<b>CAPITULO IV.- Descripción de algunos problemas Geotécnicos modelados en Centrifuga.</b>	<b>36</b>
4.1 Desplazamientos laterales en arenas limpias.	36
4.1.1 Resultados en centrífuga.	36
4.1.2 Comparación con pruebas de mesa vibradora.	50
4.1.3 Consideraciones generales para la evaluación de desplazamientos laterales en arenas limpias.	55
4.2 Depósitos estratificados y lentes de agua entre estratos.	59
4.3 Respuesta de cimentaciones superficiales.	65
4.3.1 Cimentación sobre una arena limpia.	66
4.3.2 Efecto de densificación de la arena bajo la cimentación.	72
4.3.3 Cimentación sobre un depósito estratificado.	75
4.4 Respuesta de cimentaciones con pilotes.	79
4.4.1 Modelo básico.	79
4.4.2 Preparación del modelo y procedimiento de prueba.	81
4.4.3 Programa de prueba.	82
4.4.4 Resultado de las pruebas e interpretación preliminar.	83
<b>CAPITULO V.- Ensayes realizados por el autor en la centrifuga del Instituto Politécnico de Rensselaer (RPI).</b>	<b>88</b>
5.1 Introducción.	88
5.2 Caso estudiado.	89
5.3 Características de la centrifuga utilizada.	91
5.4 Características del simulador de sismos de RPI.	92
5.5 Programa de pruebas.	95
5.6 Descripción de los modelos y su instrumentación.	96
5.7 Procedimiento para la preparación y saturación del modelo.	97
5.8 Ensaye del modelo y adquisición de datos.	100
5.9 Modelo N <sub>o</sub> 1 ensayado a 60 g y 60 □.	101
5.9.1 Descripción general del modelo.	101
5.9.2 Localización de los instrumentos.	102

5.9.3	Excitación registrada en el modelo.	104
5.9.4	Aceleraciones registradas.	104
5.9.4.1	Aceleraciones registradas en el talud.	104
5.9.4.2	Aceleraciones registradas en campo libre.	105
5.9.5	Registro de presiones de poro.	106
5.9.5.1	Excesos de presiones de poro registradas en el talud.	106
5.9.5.2	Excesos de presiones de poro registradas en campo libre.	107
5.9.5.3	Isócronas en campo libre.	108
5.9.6	Asentamientos registrados.	109
5.9.7	Desplazamientos laterales permanentes registrados.	110
5.10	Modelo N <sub>o</sub> 2 ensayado a 120 g y 120 □.	112
5.10.1	Descripción general del modelo.	112
5.10.2	Localización de los instrumentos.	113
5.10.3	Excitación registrada en el modelo.	114
5.10.4	Aceleraciones registradas.	114
5.10.4.1	Aceleraciones registradas en el talud.	114
5.10.4.2	Aceleraciones registradas en campo libre.	115
5.10.5	Registro de presiones de poro.	116
5.10.5.1	Excesos de presiones de poro registradas en el talud.	116
5.10.5.2	Excesos de presiones de poro registradas en campo libre.	117
5.10.5.3	Isócronas en campo libre.	117
5.10.6	Asentamientos registrados.	119
5.10.7	Desplazamientos laterales permanentes registrados.	119
5.11	Modelado de modelos.	121
5.11.1	Comparación entre modelos 1 y 2.	121
5.11.2	Excitación en la base.	121
5.11.3	Aceleraciones en el talud.	122
5.11.4	Aceleraciones en campo libre.	123

5.11.5 Registro de excesos de presión de poro en el talud.	124
5.11.6 Registro de excesos de presión de poro en campo libre	126
5.11.7 Isócronas de presión de poro en campo libre.	126
5.11.8 Asentamientos registrados.	128
5.11.9 Desplazamientos laterales.	129
<b>CAPITULO VI.- Conclusiones.</b>	<b>130</b>
<b>Bibliografía.</b>	<b>133</b>

## AGRADECIMIENTOS.

A Gisela, por su paciencia y apoyo incondicional.

A mi familia, que siempre me han brindado todo su apoyo y cariño para lograr todos mis objetivos.

Al Doctor Victor Taboada, por su amistad y todo el apoyo brindado durante estos últimos años, los cuales han sido pieza clave en mi formación.

Al Doctor Raúl Flores, por su amistad, su dirección durante la maestría y en especial por el tiempo dedicado a la elaboración de este trabajo.

Al Doctor Ricardo Dobry, por su amistad y tiempo dedicado a mi formación y a la realización de este trabajo.

Al Doctor Miguel Romo, por su amistad, el tiempo dedicado a mi persona y a la revisión de este trabajo.

Al Doctor Francisco Sanchez Sesma, por su valiosa participación en la revisión de este trabajo.

Al Doctor X. Li Liu, por su apoyo y dedicación hacia mi persona y la revisión de esta tesis.

Al Ing. Ubaldo Lozano, por su apoyo incondicional.

Al Ing. Enrique Padilla por su amistad y orientación para la realización de este posgrado.

A todos mis amigos de la maestría, Instituto de Ingeniería, Politécnico de Rensselaer y los que no tienen que ver con la geotécnica; por su apoyo en todo momento.

A todos los que de alguna manera colaboraron en éste trabajo.

## RESUMEN

En el campo de la ingeniería geotécnica de nuestro país, no se cuenta con la información suficiente acerca de la utilidad de la centrífuga y sus distintas aplicaciones en el campo de la Geosísmica, por lo cual se observa la necesidad de ampliar el conocimiento acerca de este tema con la finalidad de que en un futuro se pueda contar con esta herramienta, lo cual sería de gran utilidad tanto para la investigación como la ingeniería práctica en México.

En este trabajo se pretende presentar de una manera sencilla y comprensible los principios físicos en los cuales se encuentra basada la modelación en la centrífuga geotécnica. Estos principios consisten en mantener el mismo estado de esfuerzos en el modelo y en el prototipo, para que se tenga la mayor representatividad posible; para ello es necesario cuidar los detalles en lo que se refiere a tipo de suelo, condiciones en las que se encuentran en el campo o prototipo y reproducirlas con el mayor cuidado para lograr la similitud requerida. Después se procede a cumplir con las relaciones de escala las cuales son indispensables para que el modelo se asemeje a la realidad, esto consiste en someter a una aceleración en la centrífuga denominada  $Ng$ , en donde  $N$  representa el factor de escala seleccionado para el modelo y  $g$  la aceleración de la gravedad en el mismo. Esto significa que el peso unitario del suelo en la centrífuga es  $N$  veces el peso unitario en condiciones reales o de prototipo ( $1g$ ). Es decir que para que se reproduzcan las condiciones reales considerando un mismo tipo de suelo, es necesario que si el modelo se ha reducido  $N$  veces, la gravedad se incremente  $N$  veces, para mantener el mismo estado de esfuerzos. Se presenta también una revisión de ensayos elaborados en el Instituto Politécnico de Rensselaer (RPI) estudiando el fenómeno de licuación inducido por sismos y sus efectos en depósitos de arena saturados, esto con ayuda del modelado en la centrífuga. Asimismo, el análisis de los desplazamientos laterales en depósitos inclinados, formación de una capa de agua en un depósito formado por dos estratos, respuesta de cimentaciones superficiales en depósitos homogéneos y con dos estratos, efecto de la densificación de arena bajo la

cimentación y respuesta de una cimentación con pilotes. Los parámetros medidos incluyen la presión de poro en exceso, aceleraciones y desplazamientos en el suelo y en la cimentación y en algunos casos comparados con experiencias de campo y ensayos hechos con mesa vibradora, los cuales tuvieron una muy buena aproximación entre ellos. Todo lo anterior pretende dar al lector una panorámica de los alcances de la centrifuga y su potencial para modelar eventos sísmicos y sus efectos en suelos granulares.

Para finalizar se presentan los ensayos de licuación y desplazamientos laterales realizados por el autor en la centrifuga de (RPI) del caso historia del sismo de Niigata en 1964, sus comparaciones con las mediciones de campo y las conclusiones al respecto.

## OBJETIVOS

- El objetivo principal de este trabajo es el presentar algunos problemas geosísmicos en los cuales se utilizó la centrífuga del Instituto Politécnico de Rensselaer (RPI) como herramienta para identificar los mecanismos de deformación y falla, tales como desplazamientos laterales inducidos por licuación, cuantificación de los factores más importantes del problema y para la evaluación de técnicas de mejoramiento.
- Se darán a conocer los principios del modelado, los cuales juegan un papel fundamental en la confiabilidad de estas pruebas.
- Se presentarán ensayos de licuación realizados con esta herramienta y su comparación con las mediciones reales de campo , con la finalidad de ver la aproximación de estos ensayos con la realidad, cuando se ha modelado correctamente el fenómeno.
- Es necesario mencionar que este trabajo persigue también el objetivo de ser accesible y de gran interés, aún para las personas que no se encuentran muy familiarizados con el uso de la centrífuga, dado que en nuestro país es un tema relativamente nuevo y no se cuenta con un conocimiento muy amplio al respecto.

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

La modelación física del comportamiento del suelo siempre ha jugado un papel muy importante, ayudando a que el diseñador adquiera un mejor entendimiento del comportamiento del objeto en estudio bajo condiciones de esfuerzo similares a los de campo. A este respecto, pruebas de laboratorio como triaxiales, consolidación y corte simple, se siguen utilizando mucho y proveen datos muy confiables para el estudio en esta disciplina. Las pruebas de centrifuga en suelos, constituye otro desarrollo reciente en el campo del modelado físico, el cual ha ido avanzando de manera muy considerable; cada vez más laboratorios de investigación están siendo equipados con centrífuga y los resultados obtenidos de la investigación en este campo están cada vez mas disponibles para poder realizar estudios comparativos; este tipo de modelado se puede considerar como líder en lo que a este campo se refiere.

Como en el caso de las pruebas triaxiales, actualmente, un ensaye de centrifuga es trabajado en una muestra pequeña de suelo, el cual se le conoce como modelo, en el cual las condiciones de esfuerzo corresponden a un evento en particular (como puede ser por ejemplo una pila sujeta a carga lateral), o un proceso en particular (como puede ser el caso de la ejecución de una excavación, o la construcción de un terraplén) el cual es reproducido con un campo de aceleración inercial. Bajo condiciones de carga, el comportamiento del modelo es muy similar al comportamiento del suelo en el prototipo, dado que se tiene un estado de esfuerzos muy similar en ambos casos.

No obstante, la complejidad en la preparación e instrumentación, el modelado en la centrífuga es apreciado como una herramienta muy importante en el entendimiento del comportamiento físico de los suelos bajo campos complejos de esfuerzos, ya sean estáticos o dinámicos.

Los problemas geotécnicos que se pueden estudiar con esta herramienta son muy variados, los cuales van desde problemas clásicos como son la

estabilidad de taludes, estructuras de retención, cortinas de presas, cimentaciones y túneles. También se pueden simular problemas no tan comunes como flujo de agua, sismos, transporte de contaminantes, congelamiento de suelos, difusión, etc.

De lo anterior se puede concluir que la centrifuga es una herramienta muy útil para la simulación de una gran variedad de fenómenos, los cuales si se quisieran estudiar en prototipo a escala real el costo sería muy elevado y probablemente el financiamiento sería un gran problema, por lo cual representa una muy buena opción a un costo razonable.

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES DE LA CENTRIFUGA

#### 2.1. Breve reseña Histórica

En 1869 Edouard Phillips presentó una publicación intitulada "*De l'équilibre des solides élastiques semblables*" en la cual él reconocía las limitaciones de la teoría elástica contemporánea para el análisis de estructuras complejas. Partiendo de las ecuaciones diferenciales de equilibrio de los sólidos elásticos estableció las relaciones de similitud que deberían ser satisfechas para que tanto el modelo a escala reducida, como el prototipo presentaran el mismo comportamiento. Phillips sugirió utilizar la fuerza centrífuga para obtener la similitud entre un modelo y un prototipo para el caso de problemas en los cuales se implicara la fuerza de gravedad como un factor esencial. Dió someramente algunos principios generales para la concepción de una centrífuga y propuso aplicarlos para estudiar la viabilidad de construir puentes de grandes dimensiones, como lo era la idea de un puente para librar el canal de la Mancha, entre Francia e Inglaterra.

En 1930 Philip Bucki de la Universidad de Columbia, Estados Unidos, realizó un experimento en el cual sometió las estructuras de un modelo del techo de una mina de roca a un incremento de aceleraciones hasta lograr su ruptura. Esta actividad tuvo un impacto limitado y no fue seguido por un verdadero desarrollo de nuevos métodos experimentales.

En la misma época (1932), comenzaron a llevarse a cabo experimentos en Moscú por Pokrovski, en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de hidrogeología y de hidráulica, de la antigua república soviética. Pokrovski se dedicó en primer lugar al estudio de la estabilidad de estructuras de tierra, los resultados que obtuvo con sus modelos reducidos se aplicaron en proyectos de cortinas, diques y terraplenes. Davidenkov y Pokrovski hicieron propuestas para el modelado geotécnico en una centrífuga, con lo cual publicaron un artículo en la primera conferencia internacional sobre mecánica de suelos, en 1936. Entre los años 1940 y 1950, la investigación con la centrífuga continuó posiblemente con fines militares en la antigua unión soviética.

Entre 1930 y 1960 se comenzaron a instalar, una veintena de centrífugas especializadas para estudios principalmente geotécnicos, en diferentes centros de investigación en el mundo. Japón y diversas naciones de Europa del Este se sumaron al interés sobre las pruebas en centrífuga. Se llegó a tener una comunidad mundial de investigadores y múltiples facilidades en todo el mundo, así como un rápido crecimiento del estado del arte en este campo. El final de los años 60 puede ser considerado como un periodo muy importante para el modelado en centrífuga, y para los años 70's, comienza la manufactura de centrífugas de mayor tamaño y capacidad, así como de la realización de cada vez mejores aplicaciones.

Diferentes aspectos caracterizaron los años 80's y marcaron una nueva etapa en el desarrollo de estudios en centrífugas. Gracias a la existencia de medios más avanzados se construyeron equipos con una mayor tecnología y con mayor capacidad, beneficiados por los avances en electrónica e informática. Se comenzaron a instalar equipos de este tipo a escala global con fines comerciales e industriales, y no sólo en centros de investigación y universidades. En los años ochenta hubo un desarrollo importante en los equipos que simulaban sismos. Se crearon organismos y comités con el fin de darle una mayor difusión a la centrífuga y todas las aplicaciones que en ella se realizan en nuestros días.

Actualmente se cuenta con un centenar de equipos instalados en todo el mundo, siendo Japón el país con el mayor número y los Estados Unidos en segundo lugar; en América Latina, únicamente Brasil cuenta con una herramienta de este tipo. Debido al gran número de aportaciones y publicaciones que se hacen con esta herramienta, se realiza un congreso sobre la Centrífuga cada determinado número de años, los últimos y más importantes congresos referentes al modelado en centrífuga han tenido lugar en Francia (1988), Singapur (1994) y Japón (1998), y el próximo congreso tendrá lugar en Canadá, en el año 2002.

## **2.2. ¿ Por qué una centrífuga?**

En situaciones en las que los efectos de la gravedad son importantes, un modelo a escala no representará correctamente el comportamiento del prototipo a

escala real, por lo que llevar el modelo a un incremento en el campo de fuerza hará que se presente en este un nivel de esfuerzo similar al existente en la realidad. En los diferentes campos, como el caso de la Ingeniería Geotécnica, los efectos de la gravedad son significativos en un suelo esto debido al esfuerzo causado por el peso propio de los materiales presentes, los cuales son la carga dominante que genera las fuerzas confinantes, gobernantes en el comportamiento del suelo.

Los principios básicos detrás del trabajo con una centrífuga son los de crear un campo de esfuerzos en el modelo, que simula las condiciones del prototipo, esto con el fin de permitir hacer observaciones difícilmente realizables en el prototipo.

Los investigadores han seguido diversas filosofías respecto a la forma de trabajar con una centrífuga. El estado del arte actual en este ramo indica que la centrífuga se ha establecido firmemente como una forma viable de llevar a cabo modelado a escala de diversos tipos de eventos y estructuras. De igual manera, se han desarrollado métodos de trabajo y de investigación muy precisos sobre el trabajo con eventos estáticos, para el caso de situaciones de tipo dinámico se han dado múltiples avances en este campo siendo uno de los principales aspectos que se desarrollan en nuestros días, como los son los equipos capaces de simular sismos.

La centrífuga es una herramienta que permite de manera conveniente proporcionar un campo de aceleración alto, el cual permitirá satisfacer la condición de igualdad en su estado de esfuerzos en el modelo y prototipo en puntos homólogos.

El brazo de una centrífuga gira sobre un eje, en el cual están contenidos el motor o mecanismos que permiten la rotación, el brazo gira a muy alta velocidad y con ello ejerce una fuerza de inercia llamada fuerza centrífuga, la cual produce una aceleración que depende tanto del radio del brazo de la centrífuga respecto al eje, como de la velocidad angular.

La aceleración centrífuga está representada por:

$$a = r \omega^2 = ng \quad (2.1)$$

donde:

$r$ , radio del brazo de la centrífuga

$\omega$ , velocidad angular de la centrífuga

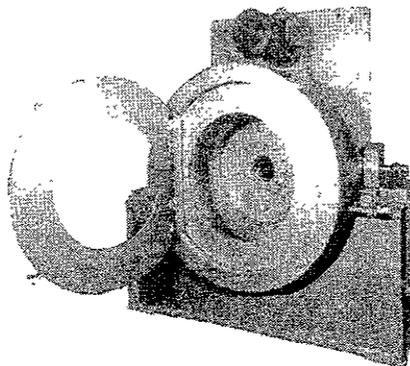
$n$ , relación de escala entre modelo y prototipo.

### 2.3 Tipos de centrífuga.

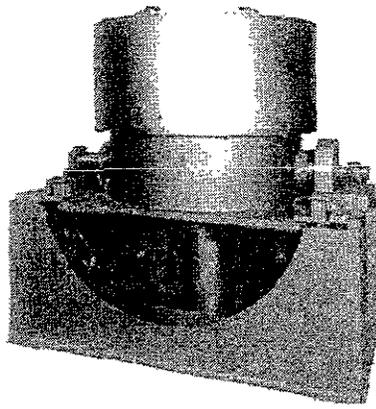
Existen principalmente dos tipos de centrífugas empleadas en el campo de la investigación en Ingeniería Civil:

#### 2.3.1 Centrífuga de Tambor

La primera de ellas es conocida como la centrífuga de tambor, la cual está compuesta básicamente por un tambor rotatorio que opera similarmente a una secadora de ropa, sólo que a mucho mayor velocidad angular y niveles de fuerzas (Fig.2.1a). Este tipo de centrífuga no ofrece muchas ventajas para el uso de modelos muy complejos debido a las dimensiones de la misma, ya que no es de gran tamaño y se dificulta la introducción de modelos. En la figura 2.1b se muestra este tipo de centrífuga en funcionamiento.



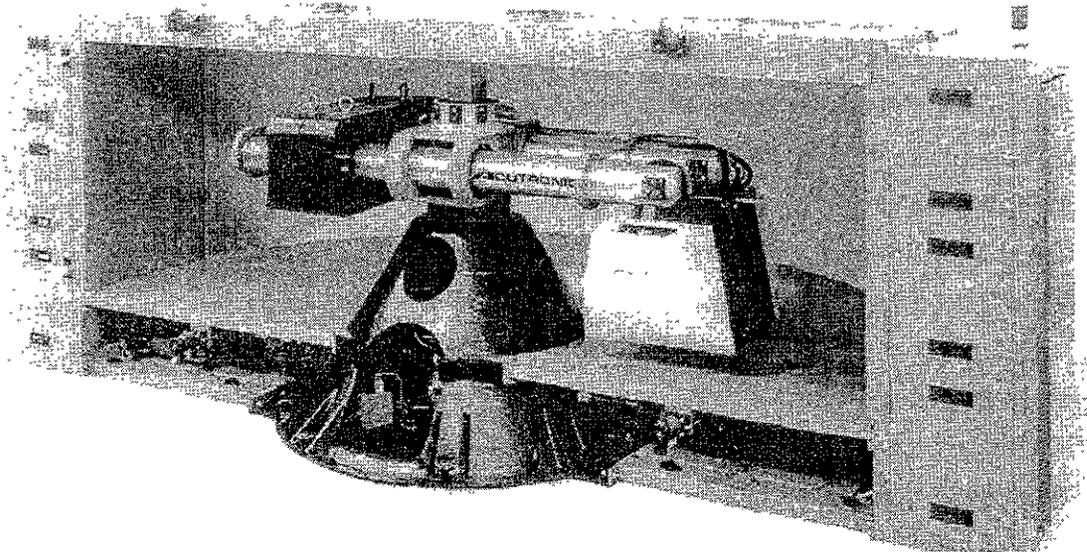
**Fig. 2.1a Centrífuga de tambor**



**Figura 2.1b - Centrífuga de Tambor en Funcionamiento**

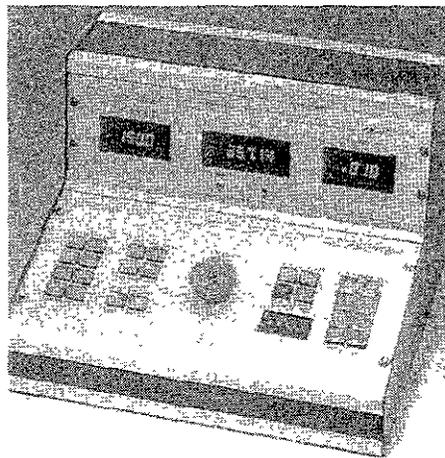
### 2.3.2 Centrífuga de brazo balanceado

La centrífuga de brazo balanceado o simplemente centrífuga de brazo, es la más empleada, ya que es flexible en cuanto a su operación, es decir, permite un mayor número de aplicaciones de diferentes tipos siendo altamente conveniente de utilizar para experimentos largos y complejos (Ver fig. 2.2a).



**Fig. 2.2a Centrífuga de brazo dentro de un cuarto aerodinámico**

Los elementos básicos de una centrífuga son los siguientes: un brazo que gira alrededor de un eje vertical, una plataforma o "canasta" en un extremo del brazo en la cual se coloca el modelo, un contrapeso en el otro extremo, para equilibrar el peso de la plataforma y el modelo, conexiones para diversos fluidos y para diferentes tipos de señales eléctricas a través de juntas rotatorias para el paso de ellas, del eje de rotación al extremo donde se encuentra el modelo. Cuenta también con un panel de control, para poner en funcionamiento la centrífuga, ajustar la velocidad angular requerida y detenerla (Ver fig. 2.2b).



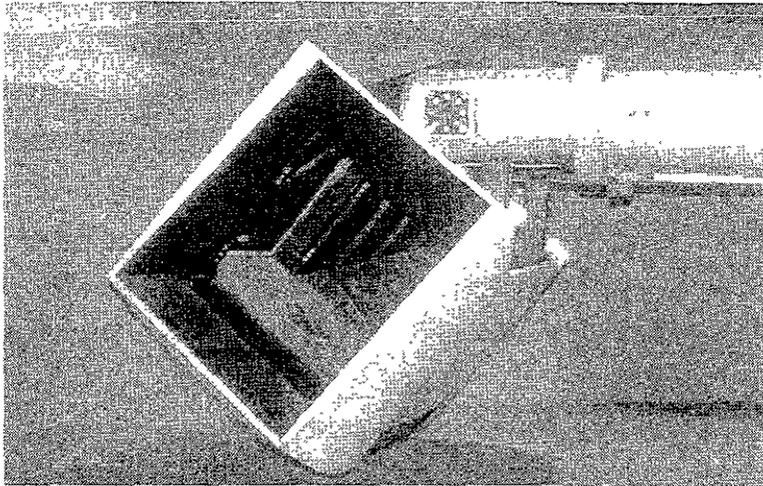
**Figura 2.2b Panel de control de una centrífuga**

La figura 2.2c muestra la plataforma de la centrífuga durante el inicio de la prueba, al irse incrementando la aceleración angular, la posición de la plataforma va desplazándose de la horizontal a casi  $90^{\circ}$  (Perpendicular al eje de rotación).

La "canasta" o plataforma de la centrífuga, guarda durante la prueba una posición aproximadamente vertical y perpendicularmente al brazo, es decir tiene dos posiciones, la de descanso a  $0^{\circ}$  y la de vuelo a aproximadamente  $90^{\circ}$  (ver fig 2.3).

La mayoría de estas herramientas están equipadas para poder monitorear remotamente un ensaye durante toda la prueba en la centrífuga, cuentan con sensores y cámaras de alta resolución instaladas dentro y fuera del modelo. La mayoría de los modelos son construidos fuera de la plataforma de la centrífuga

con el fin de poder realizar experimentos de distintas índoles simultáneamente, con distintos modelos, de tamaños y características variadas.



**Fig. 2.2c Plataforma de la centrífuga durante el inicio de la prueba.**

En la plataforma se pueden tener movimientos laterales (paralelos al eje de rotación), esto es posible gracias a un “simulador de sismos” sobre el cual se coloca el modelo, que es un simulador electro-hidráulico de sismos que permite generar un evento de tipo dinámico durante el vuelo de la centrífuga.

### 2.3.3 Características principales de una centrífuga de brazo balanceado.

Las centrífugas de brazo están generalmente formadas por los siguientes elementos: (Ver fig. 2.3) a) una plataforma; b) un motor o varios motores para hacer girar el brazo; c) un contrapeso, con el fin de nivelar el brazo, esto se hace automáticamente; d) juntas hidráulicas para el suministro de líquidos necesarios durante la prueba e) anillos deslizantes eléctricos los cuales son para: señales analógicas, energía eléctrica y señales de video.

El radio de la centrífuga corresponde a la distancia entre la base de la plataforma conteniendo el modelo y el eje de la centrífuga.

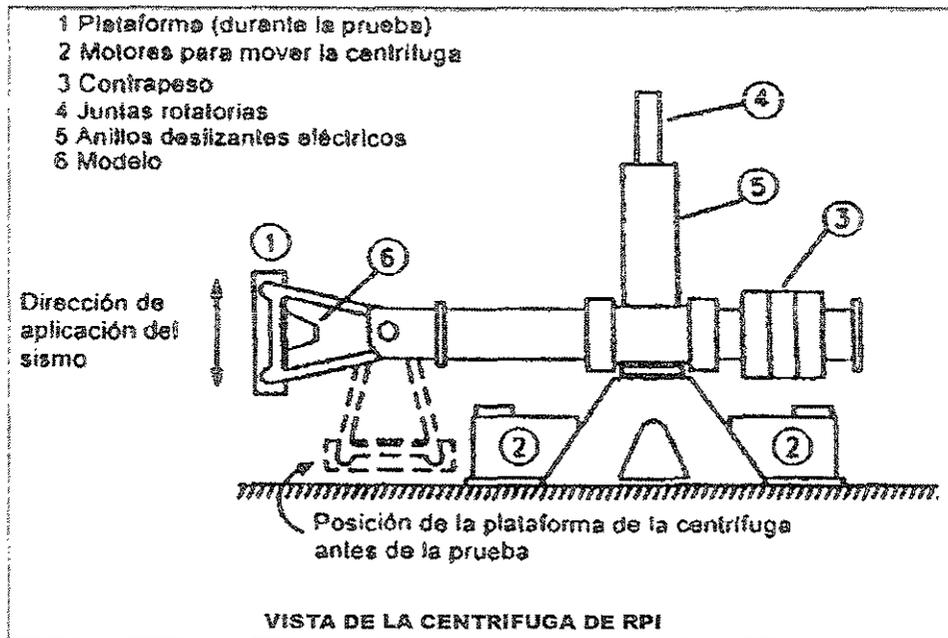


Fig. 2.3 Componentes de una centrífuga de brazo.

#### 2.3.4 Capacidad de una centrífuga.

La capacidad de una centrífuga se expresa en g-ton, que es el producto de la carga en la plataforma, en toneladas, multiplicada por el número de fuerzas  $g$ , en la centrífuga. La capacidad está limitada por la carga máxima que soporta la centrífuga y por el número máximo de fuerzas  $g$  que permite obtener la centrífuga.

Ejemplo:

Se tiene una centrífuga con capacidad máxima de 100g-ton, las limitaciones de operación son las siguientes: una tonelada de carga máxima y permite un nivel máximo de 200  $g$ .

Teniendo un modelo cuya carga es de 1 tonelada:

La máxima aceleración estaría limitada a 100g, ya que se tendría: 1 ton x 100g = 100g-ton, que es la capacidad máxima.

En el caso de trabajar con una aceleración de 200g, se deberá tomar una carga máxima de 0.5 ton ya que  $0.5 \text{ ton} \times 200g = 100g\text{-ton}$ .

Generalmente los experimentos se conducen por debajo de los límites de las capacidades máximas de operación de la centrífuga.

Existen diferentes tipos de centrífuga repartidas en todo el mundo, con capacidades bajas, hasta capacidades de más de 1000g-ton.

### 2.3.5 Ubicación de las centrífugas en el mundo.

Existen actualmente en todo el mundo, más de un centenar de estos equipos. Las centrífugas están principalmente instaladas en los países desarrollados, los cuales cuentan con los mejores equipos de este tipo, en cuanto a número de equipos, capacidad, tamaño y tecnología de los mismos.

Japón es el país que cuenta con el mayor número de centrífugas en todo el mundo, dichos equipos se emplean tanto en investigación como en aplicaciones directas en la práctica profesional. Estados Unidos se posiciona en segundo lugar en cuanto a equipos de este tipo, pero posee los equipos de mayor capacidad, con equipos que superan las 1000g-ton. En América Latina el único país el cual cuenta con una centrífuga, es Brasil.

**Tabla 2.1 Centrífugas instaladas en el mundo (Septiembre de 1998), compilado por la Sociedad Geotécnica Japonesa.**

No.	País	Ubicación	Tipo	Radio Nominal (m)	Aceleración Máxima. (g)	Carga Máxima (Kg)	Año de puesta en operación	Capacidad (g-ton)
1	Australia	Univ. of Western Australia	Brazo	1.8	200	200	1989	40
2	Brasil	COPPE, Federal Univ.	Brazo	0.5	450	200	1997	90
3	Canadá	C'Core	Brazo	5	200	2200	1993	220
4	Canadá	Queen's Univ.	Brazo	2.25	120	280	1997	33.3
5	Canadá	Queen's Univ.	Brazo	0.9	60	30	1994	1
6	Canadá	Univ. of New Brunswick	Brazo	1.6	200	110	1993	22
7	Dinamarca	Danish Eng. of Tech.	Brazo	2.3	80	1200	-	96
8	Francia	CESTA	Brazo	10	100	1000	1956	100
9	Francia	L.C.P.C.	Brazo	5.5	200	2000	1985	200

10	Alemania	Ruhr Univ., Bochum	Brazo	4.125	250	2000	1987	500
11	Alemania	Ruhr Univ., Bochum	Brazo	1.8	200	400	-	40
12	India	India Institute of Tech.	Brazo	0.2	300	2.4	-	0.72
13	Israel	Israel defense Ministry	Brazo	4.25	-	-	-	-
14	Israel	Israel Institute of Tech.	Brazo	1.5	100	-	-	-
15	Italia	ISMES	Brazo	2	600	400	-	240
16	Japón	Aichi Institute of Tech.	Brazo	1.36	200	75	1993	16
17	Japón	Chuo Univ.	Brazo	3.05	150	660	1988	100
18	Japón	Fisheries Agency	Brazo	3	150	250	1994	37.5
19	Japón	Hiroshima Univ.	Tambor	0.4	447	60	1993	26.8
20	Japón	Hokkaido Development Agency	Brazo	2.5	200	300	1994	60
21	Japón	Japan Defense Agency	Brazo	2	100	150	-	15
22	Japón	Kajima Co.	Brazo	2.63	200	1000	1990	100
23	Japón	Kanazawa Univ.	Brazo	0.5	10000	-	1998	-
24	Japón	Kanto Gakuin Univ.	Brazo	0.4	500	-	-	-
25	Japón	Kiso-Jiban	Tambor	0.6	400	-	1997	-
26	Japón	Kochi Univ.	Brazo	-	-	-	-	-
27	Japón	Kumamoto Univ.	Brazo	1.25	250	40	1996	10
28	Japón	Kyoto Univ.	Brazo	2.5	200	120	1988	24
29	Japón	Kyushu Institute of Tech.	Brazo	1.27	150	180	1998	27
30	Japón	Kyushu Univ.	Brazo	0.75	200	5	1990	1
31	Japón	Ministry of Agriculture.	Brazo	1.3	200	70	-	14
32	Japón	Ministry of Construction	Brazo	2	200	250	1987	20
33	Japón	Ministry of Construction	Brazo	6.6	150	5000	1997	400
34	Japón	Ministry of Labor	Brazo	2.31	200	500	1988	100
35	Japón	Ministry of Transport	Brazo	3.8	113	2769	1980	312
36	Japón	Musashi Institute of Technology	Brazo	0.4	500	-	-	-
37	Japón	Nagasaki Univ.	Brazo	1.5	200	60	1997	12
38	Japón	Nippon Koei Co.	Brazo	2.6	250	1000	1996	100
39	Japón	Nishimatsu Co.	Brazo	3.8	150	1300	1998	200
40	Japón	NNGI	Brazo	2.7	200	1000	1992	100
41	Japón	Ohita Technical College	Brazo	0.8	200	40	1996	8
42	Japón	Osaka City Univ.	Brazo	2.56	200	120	1964	24
43	Japón	Saga Univ.	Brazo	0.75	200	-	-	-
44	Japón	Science University of Tokyo	Brazo	0.27	420	-	1992	-
45	Japón	Shimizu Co.	Brazo	3.35	100	750	1991	75
46	Japón	Taisei Co.	Brazo	2.65	200	400	1990	80
47	Japón	Takenaka Co.	Brazo	6.5	200	5000	-	500
48	Japón	Tokyo Institute of Tech.	Brazo	2.3	230	-	1995	50

49	Japón	Tokyo Institute of Tech.	Brazo	1.25	150	250	-	38
50	Japón	Tokyo Institute of Tech.	Tambor	0.8	447	-	1997	-
51	Japón	Toyo Co.	Brazo	2.2	250	300	1984	-
52	Japón	Toyo Co.	Tambor	-	-	-	1997	-
53	Japón	Utsunomiya Univ.	Brazo	1.18	120	150	-	-
54	Corea	D.I.C.T.	Brazo	2.7	200	1200	1997	120
55	Países Bajos	Delft Geotechnics	Brazo	6	400	5500	1989	-
56	Países Bajos	Delft Univ. of Tech.	Brazo	1.3	300	30	1989	10
58	China	Chengdu Science Technology Univ.	Brazo	1.5	250	100	1991	25
59	China	China Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research	Brazo	5.03	300	1500	1991	450
60	China	Hehai Univ.	Brazo	2	250	100	-	25
61	China	Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Research	Brazo	4.5	300	1500	-	450
62	China	Nanjing Hydraulic Research Institute	Brazo	5	200	2000	1992	400
63	China	Nanjing Hydraulic Research Institute	Brazo	2.2	250	200	-	50
64	China	Nanjing Hydraulic Research Institute	Brazo	1	500	10	-	5
65	China	Nanjing Research Institute	Brazo	2.1	250	200	1989	50
67	China	Shanghai Institute of Railway Technology	Brazo	1.55	200	100	-	20
68	China	Tsinghua Univ.	Brazo	2.2	250	200	1993	50
69	China	Yangtze River Scientific Research Institute	Brazo	3.5	300	-	-	180
70	Portugal	L.N.E.C	Brazo	1.8	200	400	-	40
71	Rusia	All-Union Research Institute(Moscow)	-	-	-	-	-	-
72	Rusia	Antiseismic Construction Eng. Institute CNIISK(Baku)	-	-	-	-	-	-
73	Rusia	Central Research Institute of Eng. Structure(Baku)	Brazo	4	-	-	-	-
74	Rusia	Hydroproject Institute(Moscow)	-	-	-	-	-	-
75	Rusia	Moscow Institute of Railway Eng.	Brazo	2.5	322	170	1960	-
76	Rusia	NIGRI(Krivoy Rog)	-	-	-	-	-	-
77	Rusia	Research Institute of Foundations and Underground	-	-	-	-	-	-

78	Rusia	Ukr- NIIProyekt(Kiev)	-	-	-	-	-	-
79	Rusia	Ukrainian Research Institute(Kiev)	-	-	-	-	-	-
80	Rusia	Uzbekistan SSR	-	-	-	-	-	-
81	Rusia	Vodgeo Institute	-	-	-	-	-	-
82	Rusia	Yuzhgirovodkhoz Institute(Rostovon- the-Don)	-	-	-	-	-	-
83	Singapur	National Univ. of Singapore	Brazo	1.87	200	400	1991	40
66	Taiwan	National Central Univ.	Brazo	3	200	1000	1995	100
84	Reino Unido	Cambridge Univ.	Brazo	4.125	150	1000	1973	150
85	Reino Unido	Cambridge Univ.	Brazo	1	-	-	-	-
86	Reino Unido	City Univ.	Brazo	1.6	200	200	1989	40
87	Reino Unido	Liverpool Univ.	Brazo	1.1	200	200	1978	13
88	Reino Unido	Manchester Univ.	Brazo	3.2	130	4500	1971	600
89	Reino Unido	UMIST	Brazo	1.5	150	750	-	100
90	E.U.A.	Air Force Eng. and Service Center	Brazo	1.83	100	225	-	13
91	E.U.A.	Bureau Mines at Maryland	Brazo	0.9	-	-	-	-
92	E.U.A.	Caltech	Brazo	1.3	175	35	-	7.5
93	E.U.A.	Case Western Research Univ.	Brazo	1.37	200	182	1997	20
94	E.U.A.	M.I.T.	Brazo	1.07	200	68.1	1985	13.6
95	E.U.A.	Missouri School of Mines at Rolla	Brazo	1.07	-	-	-	-
96	E.U.A.	New Mexico Eng. Research Institute	Brazo	1.8	100	227	-	25
97	E.U.A.	Princeton Univ.	Brazo	1.3	200	76	-	10
98	E.U.A.	Rensselaer Polytech. Institute	Brazo	3	200	1000	1989	100
99	E.U.A.	Sandia Univ.	Brazo	7.62	150	1814	-	300
100	E.U.A.	Sandia Univ.	Brazo	2.1	150	227	-	15
101	E.U.A.	Sandia Univ.	Brazo	7.62	240	7257	-	800
102	E.U.A.	Univ. of Califotnia, Davis	Brazo	1	175	90	1976	9
103	E.U.A.	Univ. of California, Davis	Brazo	9.14	300	3600	1988	1080
104	E.U.A.	Univ. of California, Davis	Brazo	1	100	27	1985	-
105	E.U.A.	Univ. of Colorado, Boulder	Brazo	1.5	220	-	1978	15
106	E.U.A.	Univ. of Colorado, Boulder	Brazo	6	200	2000	1988	400
107	E.U.A.	Univ. of Florida	Brazo	1	100	22.7	-	2.5

108	E.U.A.	Univ. of Florida	Brazo	2	160	83.9	-	-
109	E.U.A.	Univ. of Maryland	Brazo	1.5	200	70	1983	15
110	E.U.A.	US Army Corps of Eng. W.E.S.	Brazo	6.5	350	800	-	1144

## 2.4 Ventajas y limitaciones del uso de la centrífuga.

### 2.4.1 Ventajas.

1. Es una manera con la que se puede tener similitud de esfuerzos entre el modelo y prototipo al incrementar el campo gravitacional en la centrífuga y de esta manera obtener resultados de comportamiento esfuerzo-deformación iguales en el modelo y prototipo.
2. Muchos fenómenos dependientes de la gravedad tienen lugar a velocidades aumentadas dramáticamente y con la ayuda de la centrífuga se pueden observar fácilmente.
3. Posee una gran versatilidad para estudiar diferentes suelos y sistemas suelo-estructura.
4. La centrífuga permite la verificación de relaciones de escala entre el modelo y el prototipo, la manera de hacerlo es repitiendo la prueba a diferentes niveles de aceleración, una técnica conocida como el modelado de modelos.
5. Una misma configuración se puede emplear para evaluar diferentes casos de un prototipo con el sólo hecho de variar los niveles de aceleración.
6. Esta herramienta se puede utilizar para realizar análisis paramétricos de casos reales, con el objeto de observar cuáles son las variables más importantes en el proceso de diseño y construcción. Esto es mucho más económico que realizarlo a escala real.
7. Es la única manera realista de modelar fenómenos de gran escala, tales como efectos de una explosión nuclear e impactos planetarios.
8. Nos permite la identificación de mecanismos de falla.
9. Sirve para evaluar alternativas de diseño y técnicas de mejoramiento.
10. Sirve para calibrar y verificar modelos numéricos.

11. Se puede acelerar el proceso de consolidación y difusión, lo cual tiene una aplicación muy importante en el campo de migración de contaminantes a través de suelos.
12. Tiene aplicaciones a múltiples campos de investigación y para uso comercial.

#### **2.4.2 Limitaciones.**

1. Los niveles de aceleración varían con relación al radio de rotación o radio del brazo de la centrífuga, en contraste a la constante gravitacional esencial del campo de fuerza en la superficie terrestre, por lo que se debe de tomar en cuenta esto para modelos de considerables dimensiones.
2. El periodo de inicio, cuando empieza a girar el brazo de la centrífuga y se va aumentando la aceleración, es una parte de la modelación en la cual difiere del prototipo, dado que en la realidad esto no sucede.
3. La aceleración tangencial puede ser significativa si las velocidades son cambiadas muy drásticamente en la centrífuga.
4. La similitud en cuanto al tamaño del grano es difícil de cumplir en algunos casos, por lo cual se debe conocer bien este fenómeno.
5. Existe un riesgo de herir y/o dañar a personas u objetos, inmuebles, durante la operación de una centrífuga de grandes dimensiones, esto debido a las enormes aceleraciones que se desarrollan.
6. El costo de una centrífuga es elevado.

# CAPITULO III

## PRINCIPIOS DEL MODELADO EN LA CENTRÍFUGA.

### 3.1 Estudios de procesos físicos.

La centrífuga ha sido empleada por científicos e ingenieros por lo menos desde comienzos del siglo XX. Entre las aplicaciones más comunes de la centrífuga están la filtración y la separación de elementos, como lo pueden ser la separación de sólidos y líquidos en una mezcla.

El modelado en centrífuga al cual nos referiremos, es empleado para la modelación de eventos que se presentan en las diferentes ramas y campos de la Ingeniería Civil.

El desarrollo del modelado en la centrífuga en ingeniería ha tenido lugar y ha evolucionado a lo largo del siglo XX, contando con aplicaciones en un cada vez mayor número de actividades, mejorando las técnicas y los modelos, todo ello hasta lograr hacer del modelado un método confiable y viable para resolver problemas. El modelado en centrífuga ha tenido un desarrollo mayor en el área geotécnica, pero cada vez más se ha ido incorporando a nuevos campos como: la hidráulica, las estructuras, la ingeniería ambiental, entre otras más.

#### 3.1.1 Razones del uso del modelado.

Las dificultades matemáticas que se presentan en algunos fenómenos de la mecánica de suelos hacen que un problema no pueda ser formulado debido a su complejidad, por lo que el modelado físico debe ser considerado como una alternativa para obtener su solución. Un ejemplo podría ser el de un sistema tridimensional con materiales con comportamiento no lineal, con condiciones de frontera complejas de determinar, y que además el fenómeno fuera dependiente del tiempo.

El estado de esfuerzos en un modelo a pequeña escala, bajo cargas debidas a su peso propio, será muy diferente al existente en un prototipo a escala

completa. Si los materiales del modelo tienen un comportamiento dependiente de los esfuerzos y muestran respuesta al tiempo, la existencia de diferencias cualitativas y cuantitativas en el comportamiento se deben esperar entre un modelo y su correspondiente en la realidad. Por lo que de esta manera, se debe buscar la forma de tener una situación en la que las condiciones sean similares. Una manera de resolver esto es sometiendo el modelo a pequeña escala en un campo gravitatorio artificial, en el cual la aceleración fuese incrementada o llevada, hasta un punto en el cual los esfuerzos causados por el peso propio en el modelo fuesen los mismos al correspondiente nivel de esfuerzos existentes en el prototipo, y que el fenómeno de la dependencia al tiempo estuviese controlado. Con esto, muchos de los problemas y limitaciones asociadas con las pruebas en el modelo a pequeña escala serían eliminados, la similitud existiría entre el modelo y el prototipo en términos de la geometría, propiedades del material, esfuerzos aplicados y tiempo.

### 3.1.2 Modelado y escalado.

El principio básico de la modelación con la centrífuga consiste en que los correspondientes esfuerzos para el modelo respecto a los del prototipo sean iguales, esto se logra aumentando el peso propio de los materiales del modelo, gracias a un campo artificial de aceleración, es decir aumentando la aceleración gravitacional con el mismo coeficiente con el cual la escala del modelo es disminuida.

Cuando se está empleando un modelo a pequeña escala para estudiar algún comportamiento, la similitud de parámetros físicos importantes con los reales, debe ser mantenida, para establecer los factores correctos y leyes de escala.

En el diagrama (3.1) se muestran tres contenedores de suelo, en la figura de la parte superior se representa el prototipo a escala completa, que consiste en un depósito homogéneo horizontal y de altura  $H$  sobre una base rígida, en la parte central se tiene el modelo a  $1g$  y con una altura  $n$  veces menor. Si analizamos los

esfuerzos verticales en la base de este modelo, encontramos que son "n" veces menores que la realidad que se pretende estudiar. Por lo tanto, el material utilizado en el modelo es igual al del prototipo (figura superior), el comportamiento esfuerzo-deformación en el modelo no será representativo de la realidad que se quiere estudiar, debido a que no se tiene similitud de esfuerzos en puntos homólogos entre modelo y prototipo. Para evitar este problema en un modelo "n" veces menor, se debe aumentar "n" veces la aceleración gravitacional para que se cumpla la similitud de esfuerzos entre modelo y prototipo. En el modelo de la parte inferior, sí se cumple con las relaciones de escala, debido a que el campo gravitacional se aumentó "n" veces, por lo cual, se tiene similitud de esfuerzos entre modelo y prototipo. De lo anterior se deduce que si la relación de escala entre el modelo y prototipo es "n", el campo gravitacional en el modelo se debe de incrementar "n" para igualar el estado de esfuerzos entre modelo y prototipo. (Ver fig.3.1)

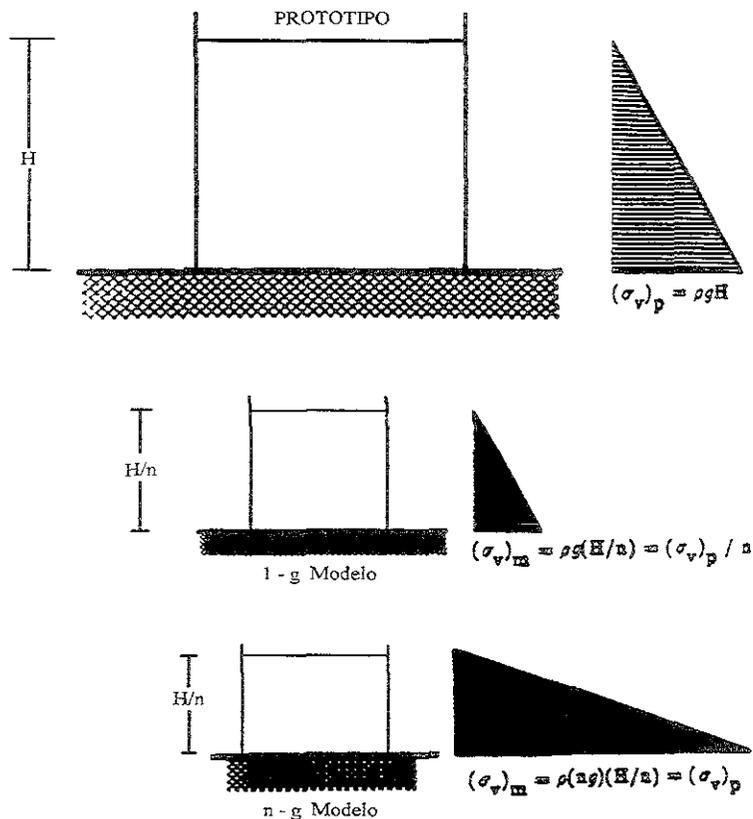


Fig. 3.1 Similitud de esfuerzos entre el modelo y el prototipo.

Para la verificación del correcto funcionamiento del modelado, se pueden utilizar diferentes modelos a diferentes escalas ensayados a las correspondientes aceleraciones, para simular un mismo evento en prototipo, luego se extrapolan los resultados a la escala del prototipo y se comparan. Si se obtiene la misma respuesta en unidades de prototipo para cada uno de los modelos usando sus respectivas relaciones de escalas, entonces el fenómeno físico fué modelado correctamente. A este procedimiento se le conoce como el **modelado de modelos**.

### 3.2 Relaciones de escala.

Cuando se tiene un modelo a escala reducida para estudiar el comportamiento de un prototipo, se debe mantener la similitud entre los parámetros físicos más importantes, por lo cual es necesario establecer los factores de escala correctos. La selección de los parámetros principales a considerar requiere de experiencia y de una comprensión correcta de los aspectos físicos del problema, una evidencia experimental debe ser establecida para verificar que todas las variables significativas han sido incluidas. Los factores de escala para condiciones estática y dinámica se presentan en las tablas 3.1 y 3.2.

**Tabla 3.1 Relaciones de escala entre modelo y prototipo en estado estático**

Parámetro	Modelo/ Prototipo
Longitud	$1/N$
Area	$1/N^2$
Volumen	$1/N^3$
Esfuerzo	1
Gravedad	N
Masa	$1/N^3$
Fuerza	$1/N^2$
Tiempo	$1/N^2$
Velocidad	N

**N es el factor de escala.**

**Tabla 3.2 Leyes de escala para modelos dinámicos**

Parámetro	Modelo/ Prototipo
Longitud	$1/N$
Area	$1/N^2$
Volumen	$1/N^3$
Esfuerzo	1
Gravedad	N
Masa	$1/N^3$
Fuerza	$1/N^2$
Tiempo	$1/N$
Velocidad	1
Aceleración	N
frecuencia	N

**N es el factor de escala.**

### **3.3 Efecto del tamaño de la partícula.**

Este es uno de los cuestionamientos más importantes que se debe hacer aquél que realice ensayos en centrífuga. Lo que la lógica sugiere es que si el modelo ha sido reducido “n” veces, el tamaño de las partículas debe ser reducido en la misma proporción.

Si utilizamos una arena fina en un modelo escalado 1:100, entonces se pensaría que se está modelando el comportamiento en prototipo de una grava. Siguiendo este razonamiento, si en el mismo modelo se utiliza una arcilla, se estaría representando el comportamiento de una arena fina, lo cual es completamente erróneo, debido a que el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena fina es totalmente diferente al de una arcilla.

Por otro lado, si se considera una grava en un campo de aceleración alto, en un modelo de tamaño muy reducido, el efecto del tamaño de las partículas es evidente, pues ya no se está representando un medio continuo como se supone existe en el prototipo, para aplicar teorías del medio contínuo.

En la práctica lo que comúnmente se hace es aplicar recomendaciones simples, sobre la relación crítica entre las dimensiones del modelo y el diámetro promedio de las partículas, para evitar el problema ya mencionado.

A este respecto, Ovesen (1979, 1985) investigó la relación crítica entre el tamaño de las partículas y el diámetro de una cimentación, realizando experimentos con modelos de arena y a distintas escalas y aceleraciones, las cuales representaban un mismo prototipo. Los resultados obtenidos fueron consistentes, validando la técnica de la centrífuga. Pero observó desviaciones con respecto a la respuesta, cuando la relación entre el diámetro de la cimentación y el diámetro medio del grano fue menor a 15.

Laue Renzi et al., (1994) reportaron después de muchos experimentos, que las partículas de suelo no afectan los resultados obtenidos en centrífuga siempre y cuando la relación  $d_c/D_{50}$  se encuentre en el rango de 50 a 90, donde  $d_c$  es el diámetro del cono utilizado para hacer la prueba de CPT y  $D_{50}$  el tamaño de partículas. Para concluir, lo importante es reconocer que en algunas circunstancias el efecto del tamaño de las partículas puede ser importante y se debe de realizar un estudio específico para cada caso modelado y evaluar su efecto.

### **3.4 Campo de aceleración rotacional.**

La centrífuga es un método muy conveniente para generar un campo de aceleración gravitacional artificial, pero se crea un problema debido a la rotación alrededor de un eje fijo. La longitud de arco entre dos planos radiales, se incrementa a medida que aumenta el radio. Esto provoca una expansión lateral en el modelo. Para cuidar ese detalle, se debe evaluar la influencia que tiene la aceleración lateral en cada modelo. Por ejemplo, para un modelo cuya mitad de su ancho total tiene 20 cm y el brazo de la centrífuga tiene un radio efectivo de 1.6 m, la aceleración lateral tiene un valor máximo de  $2/16$  o 0.125 veces la aceleración vertical, lo cual puede afectar considerablemente al modelo. Ahora, si consideramos la centrífuga de RPI la cual tiene un brazo cuyo radio es de 3.0 m, y la mitad del ancho en la mayoría de los modelos que se ensayan ahí es de 18.5 cm, la aceleración lateral tiene un valor de  $18.5/300=0.06$  veces la aceleración vertical, lo cual tiene un efecto despreciable para el tamaño de modelo que se está ensayando. Derivado de lo anterior se tiene, que a mayor radio en el brazo de la centrífuga, el efecto de la aceleración lateral va disminuyendo. Ahora, si el radio

de la centrífuga es relativamente pequeño, algunos trabajadores de la centrífuga tienen que adoptar la práctica de darle forma curva a los modelos para tomar en cuenta la naturaleza radial del campo gravitacional y así evitar los efectos de la aceleración lateral sobre el modelo.

### **3.5 Utilización de un fluido viscoso para saturación del modelo.**

En las pruebas en centrífuga, la relación de escala para el tiempo es dependiente del fenómeno. Para un comportamiento de difusión como la consolidación, la relación de escala para el tiempo es  $1/n^2$  entre modelo y prototipo, donde "n" es la relación de escala entre modelo y prototipo.

Para comportamientos de tipo inercial o dinámico, se tiene una relación  $1/n$ . Cuando se llevan a cabo experimentos sísmicos en una centrífuga en suelos saturados se genera un exceso de presión de poro. La disipación de este exceso en presión de poro es un fenómeno de difusión.

Durante el periodo corto de la simulación de un sismo, en los experimentos, los fenómenos dinámicos y de difusión ocurren simultáneamente. De esta manera, la interpretación de los resultados de las pruebas, tales como la extrapolación de los tiempos del modelo al prototipo es difícil, a menos que los conflictos con el escalado del tiempo sean primeramente resueltos. El conflicto se presenta para los casos en los cuales durante la aplicación de la excitación se desarrollen excesos de presión de poro y su disipación. El tiempo de incremento de presión de poro es "n" veces más rápido que en el prototipo y la disipación del mismo es " $n^2$ " veces más rápido, este es el conflicto en tiempo que se presenta entre modelo y prototipo. Por ello se debe de resolver el problema existente respecto a la difusión, ésto se puede llevar a cabo reduciendo la permeabilidad del suelo del modelo, ya sea disminuyendo el tamaño de la partícula de suelo, o manteniendo la misma estructura y empleando un fluido viscoso, el cual es "n" veces más viscoso que el agua ( fluido considerado en el prototipo).

Para lograr una similitud entre los tiempos de difusión en modelo y prototipo existen dos alternativas, la primera es la reducción en el tamaño de las

partículas, para logra un factor de reducción de "n" en la permeabilidad del suelo (la cual es proporcional a  $D_{10}^2$  acorde a la ecuación de Hazen), el  $D_{10}$  del suelo utilizado en el modelo debe ser  $\sqrt{N}$  veces más pequeño que el del suelo del prototipo. Por lo cual la reducción del tamaño de la partícula no es atractiva para la modelación, debido a que se altera el esqueleto del material y a su vez el comportamiento esfuerzo-deformación. La segunda alternativa es la más frecuentemente empleada por los investigadores, es la de utilizar un fluido viscoso en el suelo. Sin embargo, la presencia de un sustituto de fluido viscoso puede afectar el comportamiento constitutivo del suelo y, por consiguiente, sus efectos deben ser completamente evaluados.

Se debe recalcar que los conflictos en el escalado del tiempo no son un problema serio cuando los modelos de arcilla saturada o arena seca son sujetos a excitaciones sísmicas en una centrífuga, el problema se torna serio sólo en casos en los cuales una cantidad significativa de exceso de disipación de presión de poro ocurra durante el momento de la excitación, tal como en modelos de arena saturados con agua.

### **3.5.1 Cualidades de un sustituto ideal del fluido de poro.**

Un sustituto ideal del fluido de poro se espera satisfaga el criterio siguiente:

1. El comportamiento constitutivo global (tal como el comportamiento esfuerzo-deformación, la generación de presión de poro, y la resistencia al cortante en general) de suelos inalterados. La interacción del suelo-fluido debe ser de la misma manera preservado. Algunos de los requerimientos necesarios son los siguientes:
  - El sustituto del fluido viscoso debe de tener una densidad muy cercana a la del agua, la cual es normalmente el fluido viscoso del prototipo. Si este requerimiento es satisfecho, la presión de poro hidrostática en el prototipo y los esfuerzos efectivos serán reproducidos en el modelo. De igual manera, el escalado de la inercia y de las fuerzas de filtración serán correctos.

- Para modelar correctamente la capilaridad, el fluido sustituto debe tener la misma tensión superficial que el agua.
  - El fluido es, igual que el agua, un fluido Newtoniano. La viscosidad dinámica  $\eta$  de un fluido es la relación entre el esfuerzo cortante y la proporción de la deformación al cortante. Esta proporción es constante para el agua a todos los niveles de esfuerzo cortante. Debe ser constante en el caso del fluido de sustitución para que se lleve a cabo la interacción suelo-fluido de manera inalterada.
  - El fluido debe tener la misma compresibilidad que el agua para que la interacción del suelo y el esqueleto del fluido sea preservada durante la carga y la descarga.
  - El fluido debe de estar químicamente polarizado para permitir su uso no sólo con arenas sino que también con limos y arcillas.
2. La conductividad hidráulica o el coeficiente de Darcy de la permeabilidad ( $k$ ), puede ser expresado de la manera siguiente (formula 3.1) (los subíndices representan la dependencia de la cantidad,  $s$  representa al suelo y  $f$  representa al fluido).

$$k_{s,f} = \frac{\rho_f g k_s}{\eta_f} = \frac{g k_s}{\nu_f} \quad (3.1)$$

$k_{s,f}$  = Relación de permeabilidad entre suelo y fluido

$\rho_f$  = Densidad del fluido

$g$  = Aceleración gravitacional

$k_s$  = Permeabilidad intrínseca del fluido.

$\eta_f$  = Viscosidad dinámica del fluido.

$\nu_f = \frac{\eta_f}{\rho_f}$  = Viscosidad cinemática del fluido

Si el mismo suelo es empleado en el modelo y el prototipo,  $k_{s,f}$  es directamente proporcional al nivel de gravedad e inversamente proporcional a la viscosidad cinemática del fluido viscoso. Por consiguiente, si un sustituto del fluido con una viscosidad  $N$  veces mayor que el agua es empleado, entonces a  $1g$ , la permeabilidad con el sustituto deberá ser  $N$  veces más pequeña que con el agua. Pero si el nivel de aceleración  $g$  es aumentada de  $1g$  a  $Ng$ , la permeabilidad debe reducirse proporcionalmente con  $N$ . A  $Ng$ , la permeabilidad con el fluido sustituto deberá de ser la misma como la permeabilidad con agua  $1g$ .

3. La presencia de un fluido viscoso diferente no debe alterar las características de humedad del suelo.
4. Se debe de disponer del fluido viscoso en un gran rango de viscosidades. Típicamente, un rango de viscosidades entre 15 y 100 veces la del agua serían de gran utilidad en experimentos en centrifuga.
5. Si el proceso de saturación con el fluido sustituto, no es tan rápido como el del agua, por lo menos no debe de ser excesivo en cuanto a duración.
6. El fluido debe ser sencillo de obtener y fabricar y las características deben de ser consistentes y similares entre lotes.
7. Las propiedades del fluido viscoso sustituto no deben cambiar en él durante el tiempo de preparación del experimento, ni durante la realización de la prueba.
8. Idealmente, el fluido no debe de ser tóxico y debe de ser soluble al agua, para asegurar su manejo seguro, facilidad de limpieza y disposición segura.
9. El fluido debe ser inerte hacia el equipo y la instrumentación empleada en el experimento.

Entre los fluidos viscosos sustitutos se encuentra el aceite de silicón y mezclas de glicerina y agua, este tipo de sustitutos tiene la limitación de que sólo se puede alcanzar como máximo 60 veces la viscosidad del agua. Últimamente se utiliza un polvo llamado comercialmente "metolose", el cual se mezcla con agua a determinada temperatura y tiene la ventaja sobre los ya mencionados que puede llegarse hasta viscosidades mucho mayores que en los fluidos sustitutos

tradicionales (120 veces la viscosidad del agua). Además, es un producto que dura más tiempo sin que caduque, es completamente biodegradable y no es tóxico.

## CAPITULO IV

### DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS PROBLEMAS DE LICUACIÓN MODELADOS EN CENTRIFUGA.

En este capítulo se presentan algunas aplicaciones de la centrífuga, para poder entender y profundizar el conocimiento sobre el modelado y sus resultados en problemas de licuación. Estos experimentos fueron realizados en la centrífuga del Instituto Politecnico de Rensselaer (RPI).

#### 4.1 Desplazamientos laterales en arenas limpias

##### 4.1.1. Resultados en centrífuga

Un total de diez modelos en la centrífuga con aplicación de una excitación en la base durante el vuelo fueron probados en una caja laminar para simular los desplazamientos laterales de una pendiente infinita de arena limpia y suelta (Taboada, 1995; Taboada y Dobry, 1995). La fig. 4.1 presenta la ubicación de la instrumentación en uno de los modelos (modelo No 2); la historia de aceleraciones AH1 en la fig. 4.2 muestra la excitación aplicada en la base del modelo (en unidades del prototipo). Cada modelo consistió de una capa de 20 cm de altura formado por arena de Nevada No 120, colocada a una densidad relativa de 45% en la caja laminar.

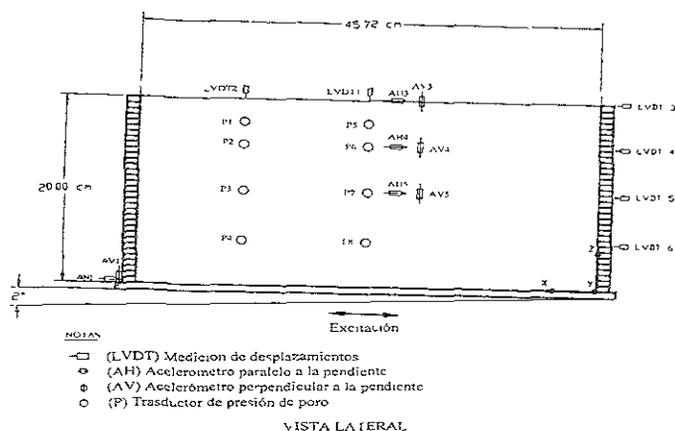


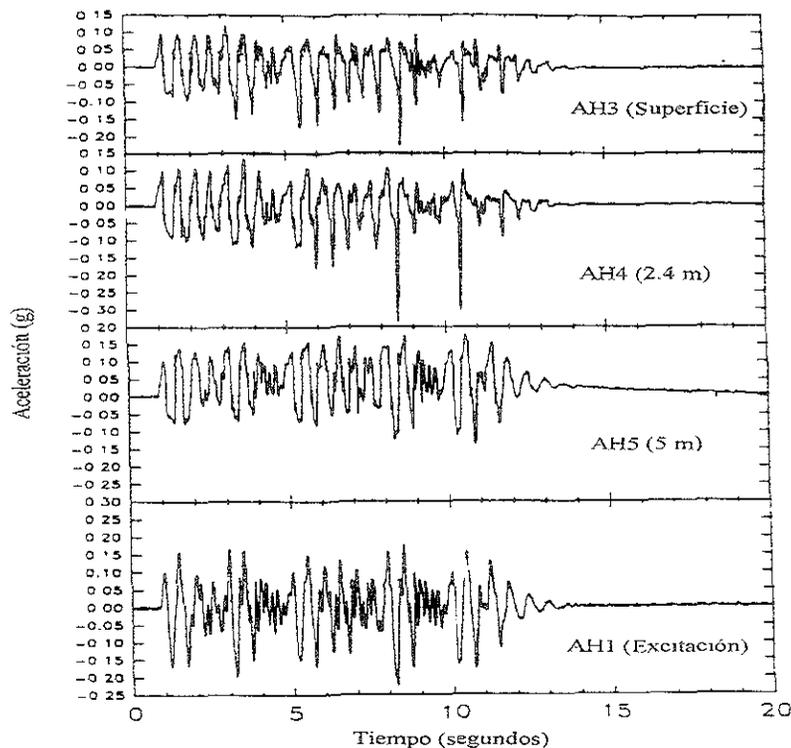
Fig. 4.1 Modelo en caja laminar mostrando la instrumentación utilizada.

El modelo se saturó con agua, inclinado un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal ( $\alpha = 2^\circ$  para el modelo No 2 en la fig. 4.1), llevado a una aceleración centrífuga de 50 g, y excitado lateralmente en la base con un acelerograma. Este acelerograma no es horizontal, también está inclinado un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal. Debido principalmente al efecto de la componente del peso de los anillos paralelo a la pendiente, y a la diferencia de presiones hidrostáticas en ambos lados de la caja causados por el nivel de agua (Towhata, 1993), el ángulo de la pendiente del prototipo simulado en el campo,  $\alpha_{\text{campo}}$ , es de dos a tres veces más grande que  $\alpha$  (Taboada, 1995). En las pruebas el valor de  $\alpha$  varió entre  $0^\circ$  y  $4^\circ$ , con el correspondiente  $\alpha_{\text{campo}}$  variando entre  $0^\circ$  y  $10^\circ$ . Por ejemplo, para el modelo No 2,  $\alpha = 2^\circ$  and  $\alpha_{\text{campo}} = 4.8^\circ$ . Esto es, el modelo No 2 de la fig. 4.1 simula una pendiente de  $4.8^\circ$  infinita sumergida en agua, que tiene las mismas propiedades de la arena de Nevada, pero que es 50 veces más permeable (esta es una arena gruesa), sujeta a una excitación AH1 paralela a la pendiente (fig. 4.2). Esta aceleración de entrada en la base de la caja laminar consiste de 20 ciclos de una onda senoidal con una frecuencia de 2 Hz, con amplitud variable, y una aceleración máxima en el prototipo variando entre 0.17g y 0.46g. Para el modelo No 2 en la fig. 4.1,  $a_{\text{máx}} \approx 0.2\text{g}$ . En una de las pruebas discutidas posteriormente, 20 ciclos de  $f = 1$  Hz en lugar de 2 Hz fué utilizada para estudiar el efecto de la frecuencia en los desplazamientos laterales.

Se instalaron instrumentos para medir el exceso de la presión de poro en el agua, aceleraciones normales y laterales y desplazamientos durante la aplicación de la excitación. La vista lateral de la caja laminar mostrada en la fig. 4.1 también incluye la distribución de los instrumentos. En el modelo No 2 se tuvieron cuatro acelerómetros laterales (AH1 a AH5) y cuatro acelerómetros normales (AV1 a AV5). Cuatro piezómetros fueron colocados a una cuarta parte de la longitud de la caja (P1 a P4) y cuatro al centro (P5 a P8). Dos instrumentos para medir asentamientos, uno colocado en la parte central (LVDT1) y otro a una cuarta parte de la longitud de la caja (LVDT2). Cuatro instrumentos colocados a diferentes elevaciones para medir desplazamientos laterales en los anillos y por ende del suelo (LVDT3 a LVDT6). Las presiones de poro medidas a una cuarta

parte y al centro de la caja sirven para verificar la suposición de comportamiento unidimensional durante y después de la excitación, mientras que los asentamientos normales medidos por LVDT1 y LVDT2 se utilizan para monitorear cualquier tendencia de la superficie inclinada a una posición horizontal después de la licuación, como lo predice Towhata (1993).

Las figs. 4.2 a 4.10 presentan resultados obtenidos en esta serie de experimentos de centrífuga para simular los desplazamientos laterales, y en especial aquellos medidos en el modelo No 2 presentado en la fig. 4.1, con  $\alpha = 2^\circ$ ,  $\alpha_{\text{campo}}=4.8^\circ$ ,  $a_{\text{máx}} \approx 0.2g$  y  $f = 2$  Hz. Dos experimentos idénticos fueron realizados en RPI con modelos nuevos (pruebas M2-1 y M2-2), y un tercer modelo igual al modelo No 2 en CalTech (Taboada y Dobry, 1993; Scott *et al.*, 1993; Dobry y Taboada, 1994; Taboada, 1995).



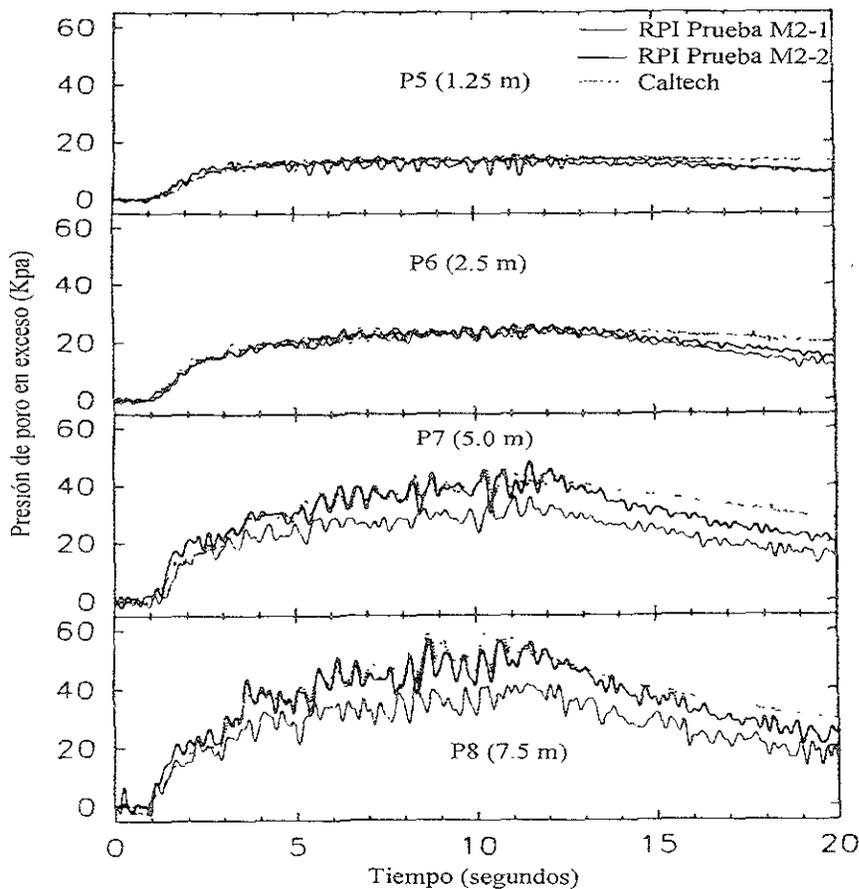
**Fig. 4.2 Historia de aceleraciones laterales registradas en RPI, para el Modelo No 2, prueba M2-2.**

Los resultados obtenidos en estas tres pruebas en las centrífugas de RPI y CalTech son muy consistentes, como lo muestran las comparaciones de los registros de presión de poro y desplazamientos laterales en las figs. 4.3 y 4.4. Las pruebas exhiben un patrón similar de incremento de presión de poro y disipación (fig. 4.3), y también muy buen acuerdo entre los desplazamientos laterales acumulados durante la excitación en la fig. 4.4. En todas las pruebas, los desplazamientos laterales se detuvieron tan pronto como la excitación finalizó (fig. 4.4). Esto ocurrió en las diez pruebas hechas en RPI, independientemente de los valores  $\alpha$ ,  $a_{\text{máx}}$  y  $f$ . La fig. 4.5 muestra la evolución del perfil de desplazamientos laterales con el tiempo durante la aplicación de la excitación para las tres pruebas. Al final de la excitación, el desplazamiento acumulado medido en la superficie (LVDT3) para las pruebas de RPI y CalTech se encuentra dentro de un rango bastante estrecho, comprendido entre 45 y 48 cm.

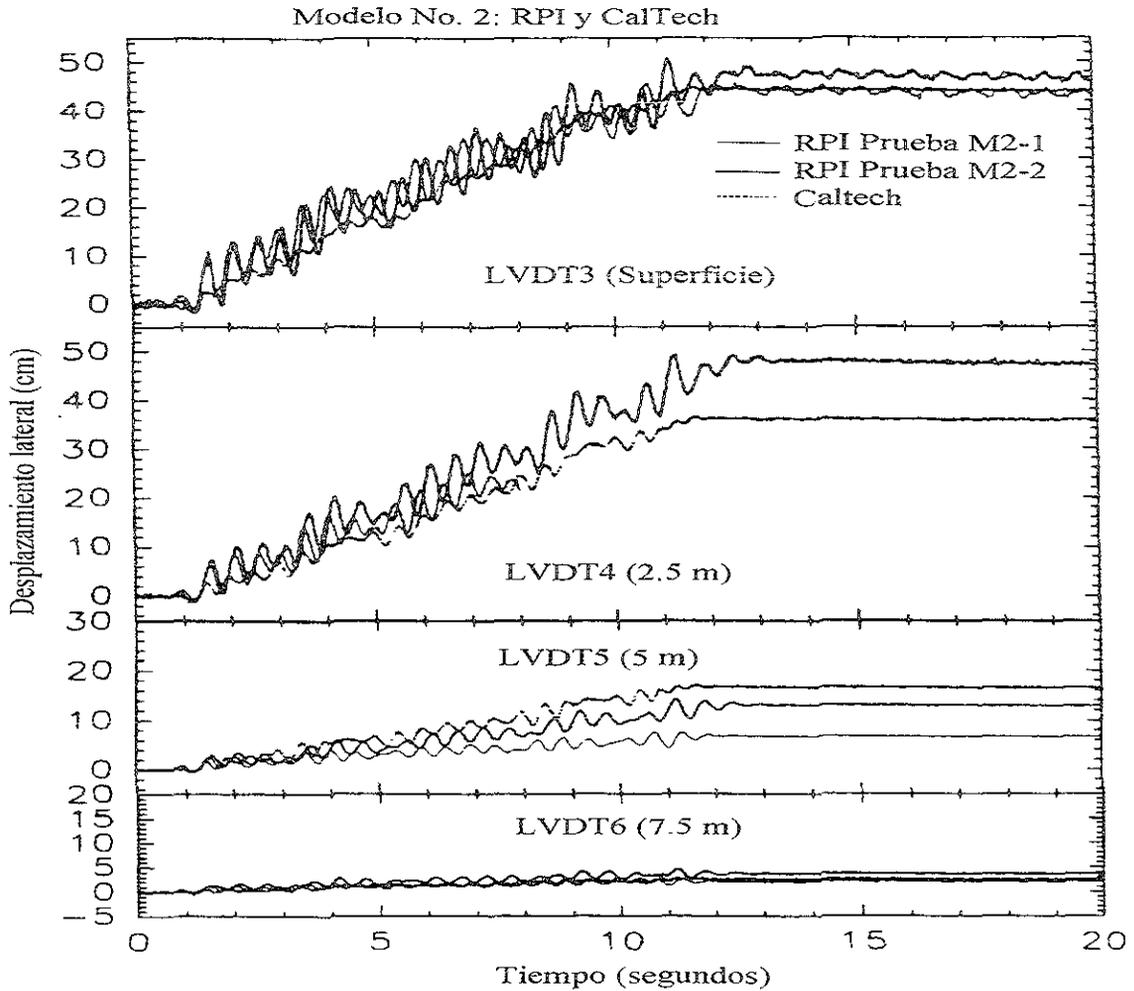
En la fig. 4.4, se observa que a cualquier elevación existe un desplazamiento neto acumulado por ciclo, el cual es más o menos constante durante la excitación; para el LVDT3 este desplazamiento neto acumulado (relativo a la base de la capa de suelo) es cercano a 2 cm/ciclo. Este desplazamiento neto es la diferencia entre el movimiento cíclico pendiente arriba y pendiente abajo; el valor de pendiente abajo es mayor.

Es útil el comparar los desplazamientos laterales medidos en las pruebas (fig. 4.4), con las correspondientes presiones de poro (fig. 4.3), y las aceleraciones en el suelo (fig. 4.2). Véase primero esta comparación con las presiones de poro. A un tiempo de 3 segundos la licuación ha progresado hasta una profundidad de 1.5 a 2.0 m, y en algún instante entre 3 y 6 segundos el suelo se ha licuado hasta 3.5 m. de profundidad, manteniéndose así hasta el final del experimento. Esta frontera aproximada, separando el suelo licuado del no licuado durante la excitación, se presenta como una línea horizontal discontinua en la fig 4.6. La acumulación de desplazamientos laterales (fig. 4.4) está generalmente correlacionada con la respuesta de la presión de poro. En algún instante entre 3 y 6 segundos se desarrollan grandes desplazamientos

relativos entre 2.5 m (LVDT4) y 5 m (LVDT5) de profundidad marcando la frontera entre el suelo licuado y el no licuado. Al terminar la excitación, el desplazamiento relativo entre estos dos puntos es de casi 30 cm (más de la mitad del desplazamiento total registrado en la superficie), lo cual sugiere la presencia de una gran concentración de deformaciones en o cerca de la frontera entre el suelo licuado y el no licuado. Aún más, los desplazamientos en la superficie (LVDT3) y a 2.5 m (LVDT4) de profundidad, localizados en el suelo licuado son casi iguales, indicando que el bloque de suelo licuado entre la superficie y 3.5 m de profundidad se estaba deslizando en primera aproximación como un cuerpo rígido relativo al suelo no licuado por debajo de 3.5 m.



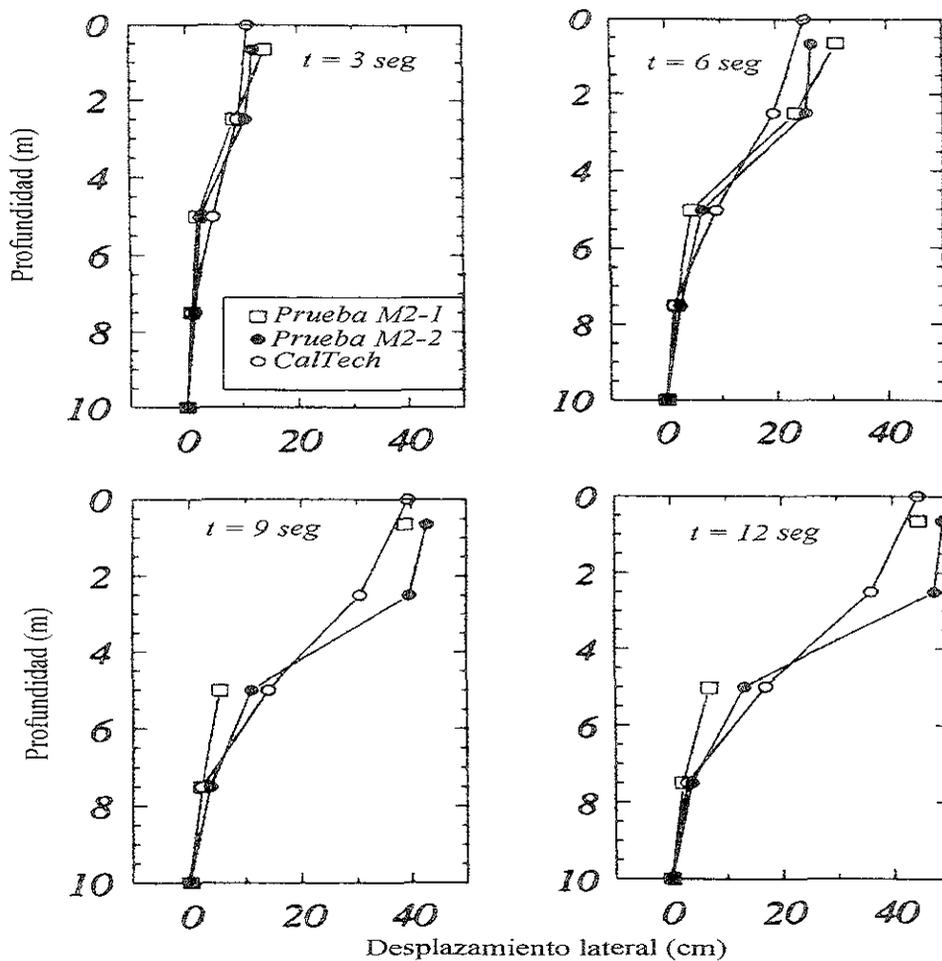
**Fig. 4.3 Comparación de las historias de presión de poro registradas en RPI (M2-1) y Caltech (M2-2) Modelo N.º 2.**



**Fig 4.4 Comparación de las historias de desplazamientos laterales registrados en Caltech y RPI (M2-1 y M2-2), Modelo No. 2.**

Este comportamiento de bloque rígido del suelo licuado fue más evidente en algunas pruebas que en otras, con experimentos tales como el de CalTech en la fig. 4.5, que muestra una variación más suave de los desplazamientos laterales con la profundidad. En todos los experimentos con modelos inclinados realizados en RPI mostraron una concentración de deformaciones cortantes permanentes al final del experimento entre la frontera de suelo licuado y no licuado. Sin embargo, en ninguna de las pruebas el desplazamiento lateral de la superficie no fue causado solo por esta concentración de deformaciones; en

todas las pruebas las deformaciones distribuidas en el suelo licuado y no licuado contribuyeron al desplazamiento (ver fig. 4.6, Taboada, 1995; Taboada y Dobry, 1995). Los asentamientos registrados en la prueba centrífuga de RPI confirma la predicción de Towhata (1993) que el suelo licuado tiende a la horizontal. Esto se ilustra en la fig. 4.7, que muestra que los asentamientos registrados en la parte superior de la caja (LVDT2), son mayores que los registrados al centro (LVDT1).



**Fig 4.5** Perfiles de desplazamientos laterales a varios tiempos durante la excitación en las pruebas de Caltech y RPI, Modelo N<sub>o</sub> 2.

Ahora compárense las aceleraciones registradas con los desplazamientos laterales. La fig. 4.2 presenta las aceleraciones laterales medidas en la prueba

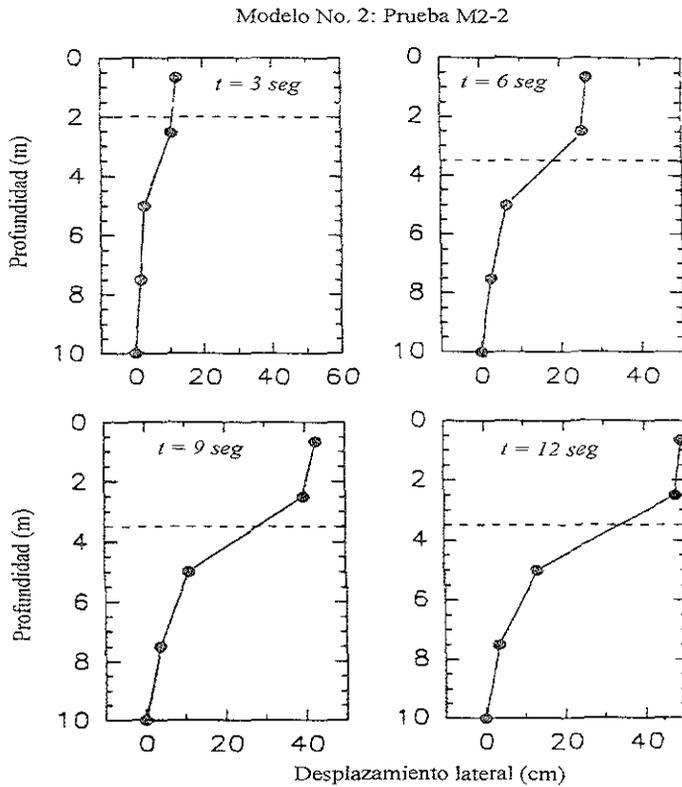
M2-2. El aspecto más importante es la fuerte asimetría de los registros AH3 y AH4. Esta asimetría está correlacionada con el carácter inclinado del modelo, ya que no se observó en las aceleraciones medidas en el modelo horizontal ( $\alpha=0^\circ$ ).

Esto se confirma por similares asimetrías encontradas en otros modelos inclinados, y aun más fuerte, como se observa en la fig. 4.8 para la prueba M2-4 en la cual la excitación en la base tiene una frecuencia  $f=1$  Hz. Las aceleraciones negativas (medidas en el sentido pendiente arriba) en las figs. 4.2 y 4.8, son mayores que las aceleraciones positivas (medidas en el sentido pendiente abajo). Lo anterior es debido total o parcialmente a la alta frecuencia presente en los picos de las aceleraciones negativas. Este comportamiento asimétrico está restringido a los acelerómetros localizados por encima de la frontera de licuación. La asimetría y los picos en la aceleración son máximos para el suelo licuado más cercano a la frontera de licuación (Taboada, 1995). Como se mostrará posteriormente, estos picos se explican como un incremento en la resistencia en la arena saturada debido a su respuesta dilatante en parte del ciclo. Esto también se confirma en la fig. 4.8 por la coincidencia entre los picos negativos en la aceleración con las depresiones o disminuciones en la presión de poro.

El análisis de identificación de sistemas originalmente desarrollado por Zeghal y Elgamal (1994) para obtener la respuesta promedio esfuerzo cortante-deformación de depósitos de suelo en el campo, fue aplicado sistemáticamente a los registros de aceleraciones y desplazamientos laterales obtenidos en los ensayos de centrífuga para estudiar el fenómeno de desplazamientos laterales (Elgamal *et al*, 1996; Taboada, 1995). Las figs. 4.9 y 4.10 incluyen algunos de los resultados para la prueba M2-4, correspondientes a la respuesta esfuerzo-deformación durante toda la excitación a una profundidad de 3.75 m, y a ciclos esfuerzo-deformación seleccionados a varias profundidades y tiempos, respectivamente.

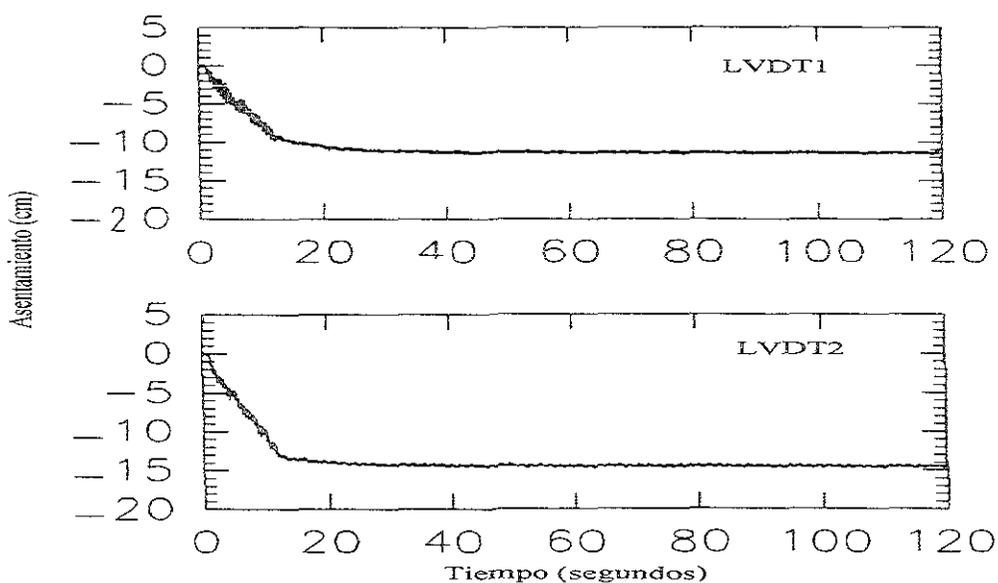
Debe notarse que la profundidad de licuación en este experimento (ensayo M2-4) fue de 5 m, por lo que la fig. 4.9 ilustra el comportamiento del suelo licuado.

La única diferencia entre la prueba M2-4 y M2-2, es que la frecuencia predominante de la excitación fue de 1 Hz en vez de 2 Hz, respectivamente.



**Fig. 4.6** Perfiles de desplazamientos laterales para varios tiempos durante la excitación (la línea horizontal discontinua muestra la frontera estimada entre suelo licuado/no licuado), en RPI, prueba M2-2.

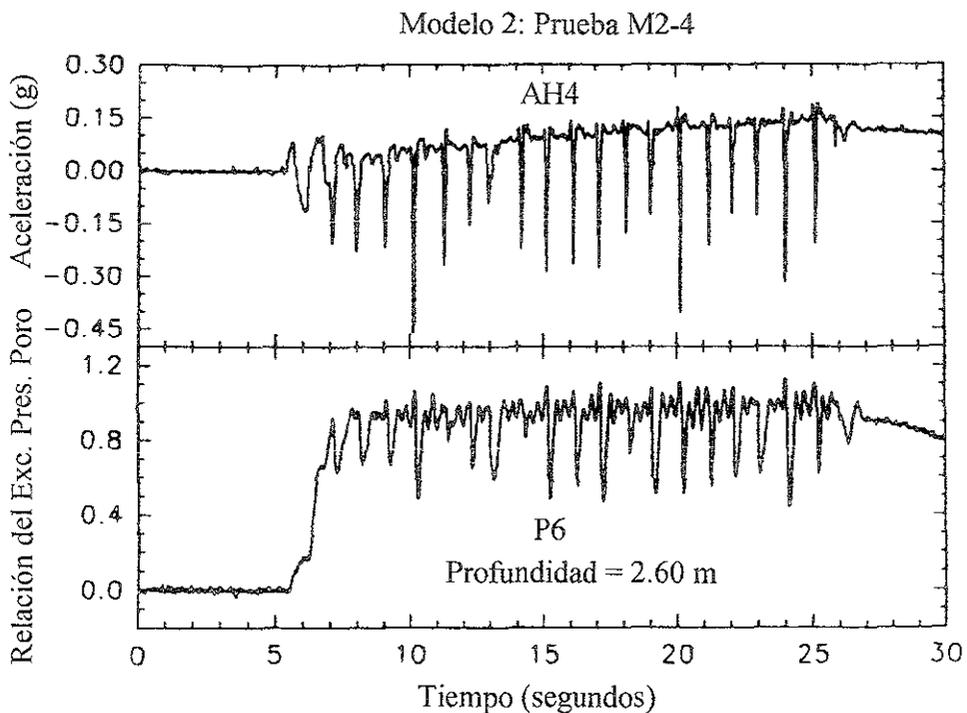
La prueba M2-4, desarrolló mayores deformaciones cíclicas que la M2-2 y fue la que mostró la respuesta dilatante más destacada de todas las pruebas en centrífuga reportadas por Taboada (1995). Esto es ilustrado por la coincidencia de los picos negativos de aceleración y depresiones en la presión de poro en la fig. 4.8, como se mencionó anteriormente. Tanto los resultados de las figs. 4.9 y 4.10, como de otros experimentos de centrífuga, indican que (Taboada, 1995): i) la respuesta cíclica dilatante generalmente ocurre cuando la deformación se está



**Fig. 4.7 Asentamientos a largo plazo de la superficie, Prueba realizada en RPI, M2-2.**

realizando en el sentido pendiente-abajo (esto explica además la asimetría en los picos de aceleración presentados en las figs. 4.2 y 4.8), con deformación contractiva en el sentido pendiente-arriba, e ii) tanto la respuesta dilatante como el correspondiente incremento en la resistencia ocurren a una deformación  $\gamma_{dil}$ , del orden de 1%, con un rango de 0.5% a 2%. Tal como se muestra en la fig. 4.9, en el ensayo M2-4 a 3.75 m de profundidad, donde prácticamente se alcanzó una respuesta dilatante en todos los ciclos, el valor de  $\gamma_{dil}=1\%$  representa la contribución de cada ciclo de aceleración a la deformación permanente en el sentido pendiente abajo, con una deformación total acumulada del orden de 7% alcanzada en los primeros seis ciclos. Una respuesta dilatante similar ha sido observada en arenas durante carga cíclica no drenada en pruebas con pequeñas muestras en el laboratorio, como se ilustra en las figs. 4.11 a 4.13. Por tanto, esta es la contraparte del comportamiento contractivo/dilatante durante carga monótonica en arenas, la cual ha servido recientemente como base para el concepto de estado cuasi-estable de

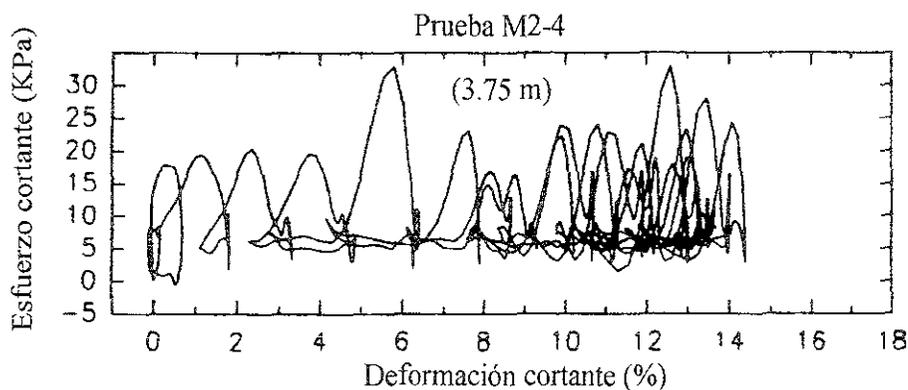
resistencia propuesto por el profesor Ishihara (1993). Las pruebas triaxiales cíclicas de las figs. 4.12 y 4.13 son especialmente relevantes para la interpretación de los modelos experimentales. En ellos se utilizó la misma arena de Nevada usada en los experimentos de centrifuga, colocada a una densidad relativa de ( $D_r \approx 40\%$ ), y en ambos experimentos triaxiales se impuso un esfuerzo desviador estático antes de la aplicación de la carga cíclica, permitiendo una acumulación de la deformación por medio de un mecanismo similar al discutido en la fig. 4.9 para la centrifuga.



**Fig 4.8 Registros de aceleraciones laterales y presiones de poro en el suelo a profundidades de 2.6 m, prueba M2-4.**

La comparación entre las características principales de las figs. 4.9, 4.12 y 4.13, muestra que el comportamiento esfuerzo-deformación medido en la centrifuga y el obtenido en las pruebas triaxiales con pequeñas muestras es muy similar, donde la dilatación juega un papel muy importante. Tanto en la

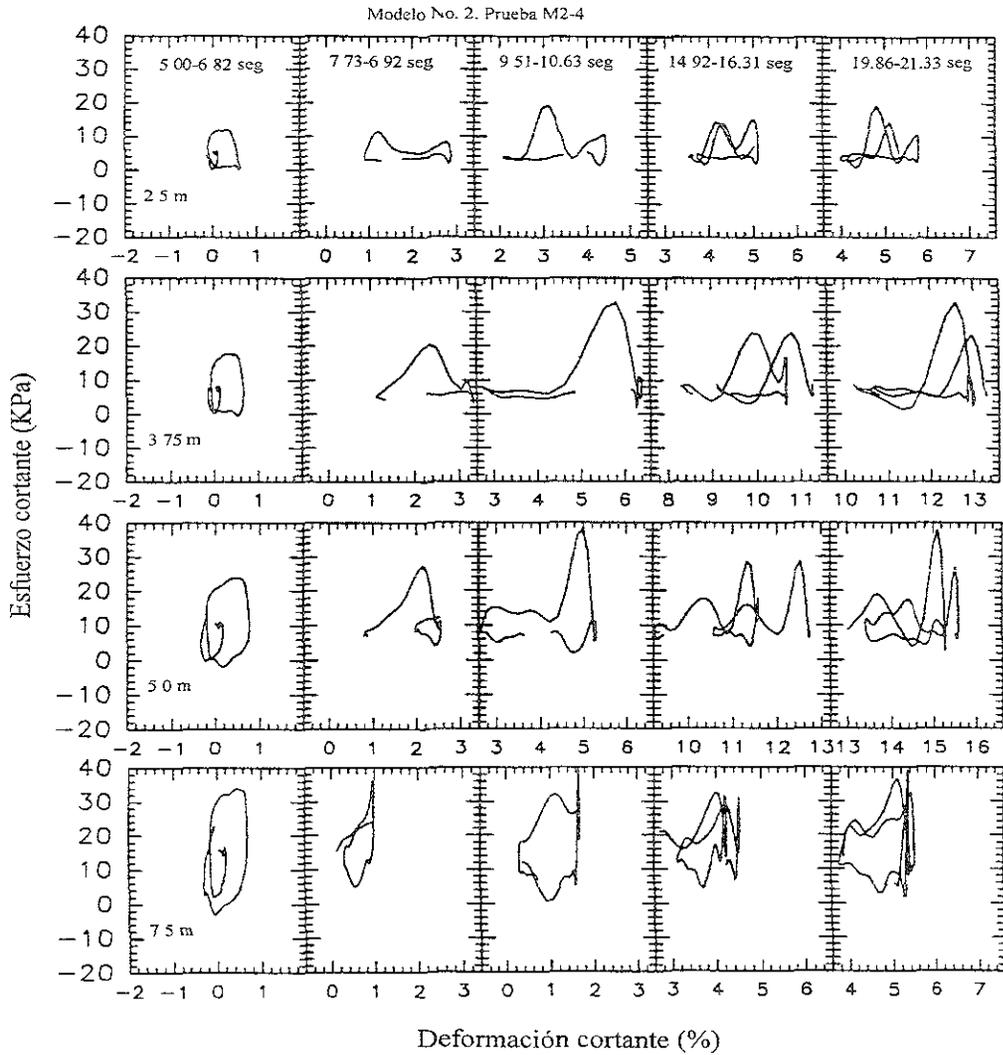
centrífuga como en las triaxiales la respuesta dilatante ocurre sólo en dirección pendiente abajo, especialmente después de que se ha acumulado la deformación en este sentido. Excepto por la parte dilatante misma, donde el suelo gana resistencia, los esfuerzos necesarios para deformar el suelo son muy pequeños, acorde con el comportamiento como un líquido para el suelo licuado como lo sugirió Towhata *et al.*, (1989). Finalmente, los resultados de centrífuga y triaxial cíclica de la fig. 4.12, sugieren que la respuesta dilatante y la contribución de cada ciclo a la acumulación de la deformación permanente está caracterizada por una deformación cortante del orden de  $\gamma_{dil} \approx 1\%$ . La prueba triaxial cíclica de la fig. 4.13 indica un valor mayor de  $\gamma_{dil}$ , del orden de 5% a 6%.



**Fig. 4.9 Historia de esfuerzo-deformación cortante en el suelo a una profundidad de 3.75 m, ensayo M2-4.**

Para los experimentos en centrífuga con modelos inclinados, como se ilustra en la fig. 4.8, el comportamiento dilatante se observa en los datos de aceleraciones como picos negativos de aceleración y caídas simultáneas en los registros de presión de poro. A medida que el suelo se mueve hacia arriba y hacia abajo, su desplazamiento hacia abajo es contrarrestado por la dilatación que causa una repentina caída en la presión de poro y desaceleraciones

temporales de la masa que descende. Esto pasa típicamente cuando la deformación cortante cíclica es igual a  $\gamma_{dil} \approx 1\%$ .



**Fig. 4.10** Historia de ciclos de esfuerzo cortante-deformación cortante en el suelo a profundidades de 2.5 m, 3.75 m, 5.0 m, y 7.5 m, para la prueba M2-4.

La fig. 4.14 resume los desplazamientos permanentes medidos en la superficie del suelo al final de la excitación,  $D_H$ , para los modelos inclinados realizados en RPI con  $\alpha_{campo} = 1.3^\circ$  y  $5^\circ$ , y para un rango de aceleración máxima de la excitación de,  $a_{m\acute{a}x} \approx 0.2$  a  $0.5g$ , y frecuencias de,  $f = 1$  y  $2$  Hz. La gráfica indica que para esta duración de la excitación ( $\approx 20$  ciclos),  $D_H$  es principalmente

una función del ángulo  $\alpha_{\text{campo}}$  y del espesor de la capa de suelo licuada,  $H_l$ . Como se mostró anteriormente,  $D_H$  se incrementa de manera aproximadamente lineal

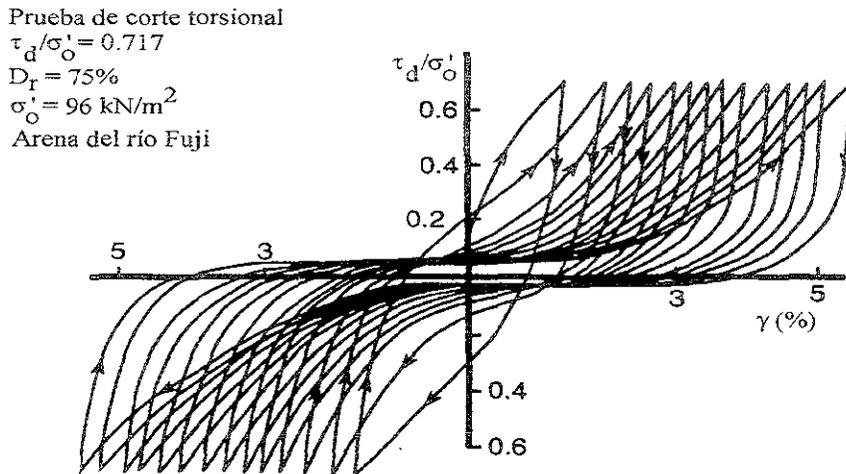


Fig. 4.11 Comportamiento dilatante de una arena saturada sujeta a carga cíclica no drenada (Ishihara, 1985).

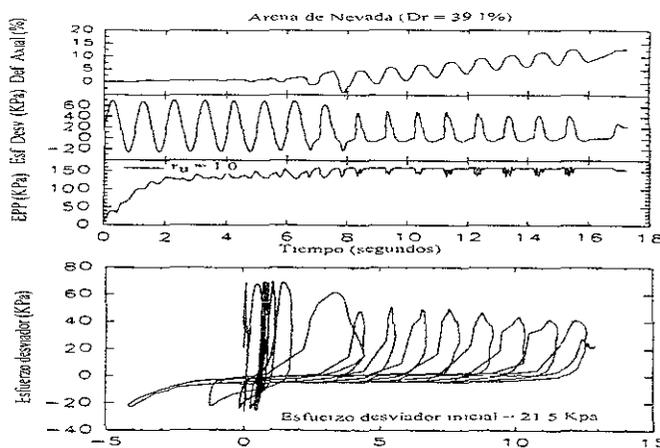
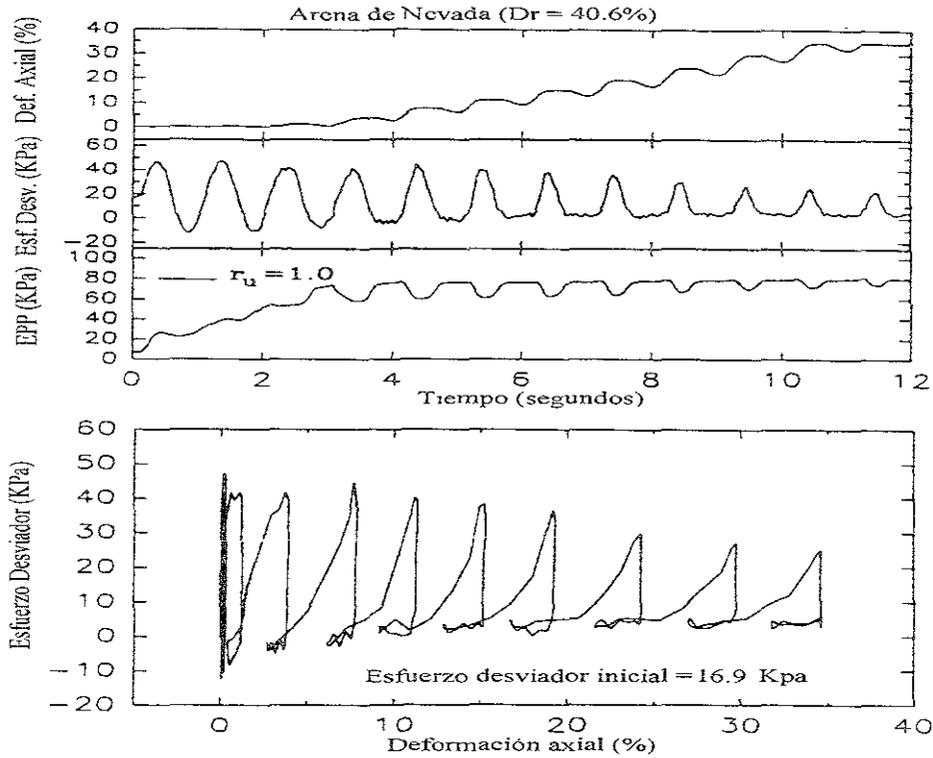


Fig. 4.12 Historias de esfuerzo, deformación y exceso de presión de poro durante una prueba triaxial cíclica no drenada en una probeta de arena saturada de Nevada ( $D_r = 39.1\%$ ), con un esfuerzo desviador estático inicial (Arulmoli et al., 1992).

durante la prueba con el tiempo y número de ciclos (ver fig. 4.4), una conclusión clara en esta investigación es que  $D_H$  fué principalmente una función de tres factores:  $\alpha_{campo}$ ,  $H_i$  y duración (número de ciclos).

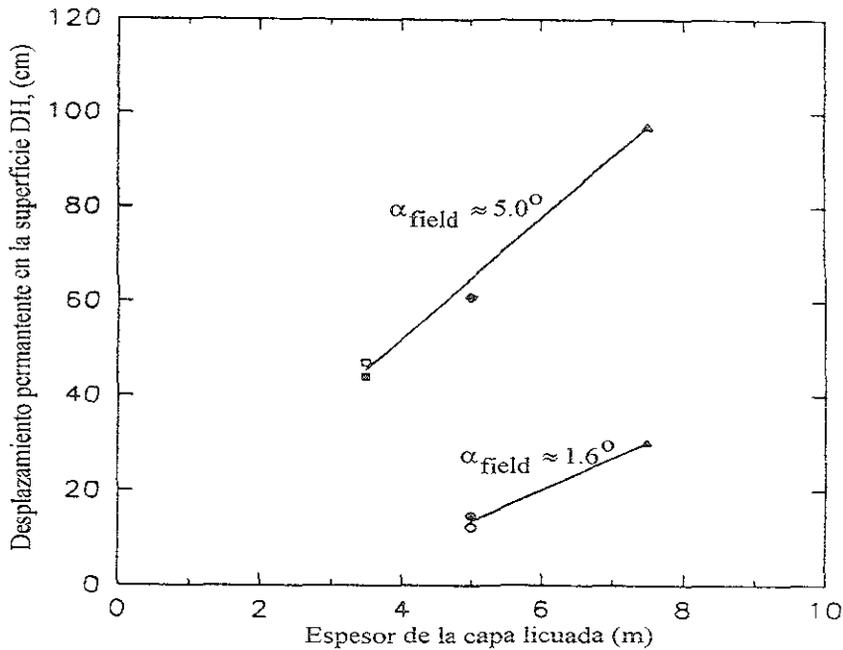


**Fig 4.13** Historias de esfuerzo, deformación y exceso de presión de poro durante una prueba triaxial cíclica no drenada en una probeta de arena saturada de Nevada ( $Dr = 39.1\%$ ), con un esfuerzo desviador estático inicial (Taboada y Dobry, 1992).

#### 4.1.2 Comparación con pruebas en mesa vibradora

Se han realizado en Japón un número importante de investigaciones con mesa vibradora, usando capas de arena limpia saturadas e inclinadas, donde se ha observado la acumulación de desplazamientos laterales (Towhata et al, 1988, 1989; Sasaki et al, 1991a,b, 1992; Yasuda et al., 1991). Es útil comparar los resultados de los modelos inclinados ensayados en la centrífuga descritos en las

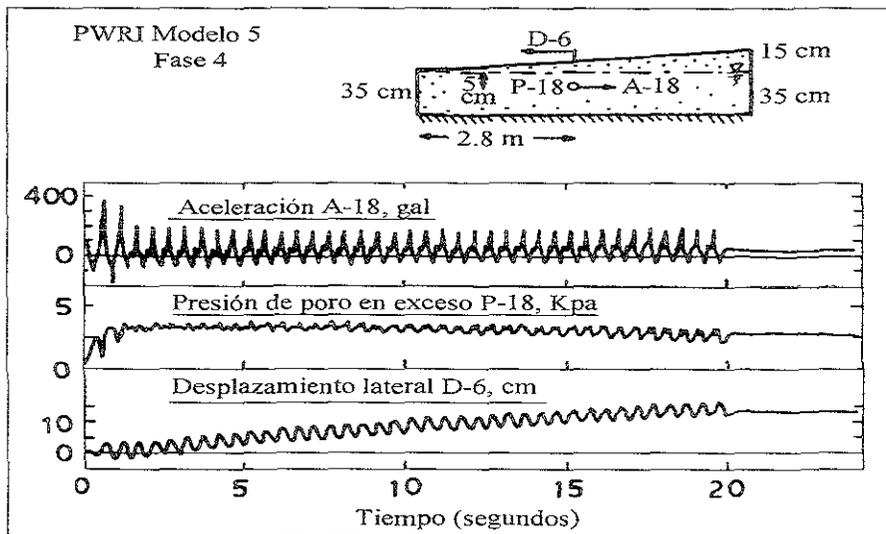
secciones previas con aquellos realizados en mesa vibradora, también como información relevante de observaciones en el campo (Hamada et al, 1986; Doi y Hamada, 1992). Esta comparación se resume en el resto de esta sección; detalles adicionales se pueden encontrar en Taboada y Dobry (1995) y Dobry et al., (1995).



**Fig. 4.14** Variación del desplazamiento permanente de la superficie del suelo  $D_H$  con el espesor de la capa licuada, para ángulos  $\alpha_{campo} \approx 1.6^\circ$  y  $\alpha_{campo} \approx 5^\circ$ .

Sasaki y sus colaboradores realizaron una serie de pruebas en mesa vibradora a gran escala en el Public Works Research Institute (PWRI); algunos de sus resultados se presentan en las figs. 4.15 a 4.17. Una de sus conclusiones principales fue que el desplazamiento permanente en la superficie de los modelos,  $D_H$ , depende principalmente de tres parámetros: el espesor del suelo licuado ( $H_l$ ), el ángulo de la pendiente en el modelo, y la duración de la excitación (Sasaki et al., 1991a).

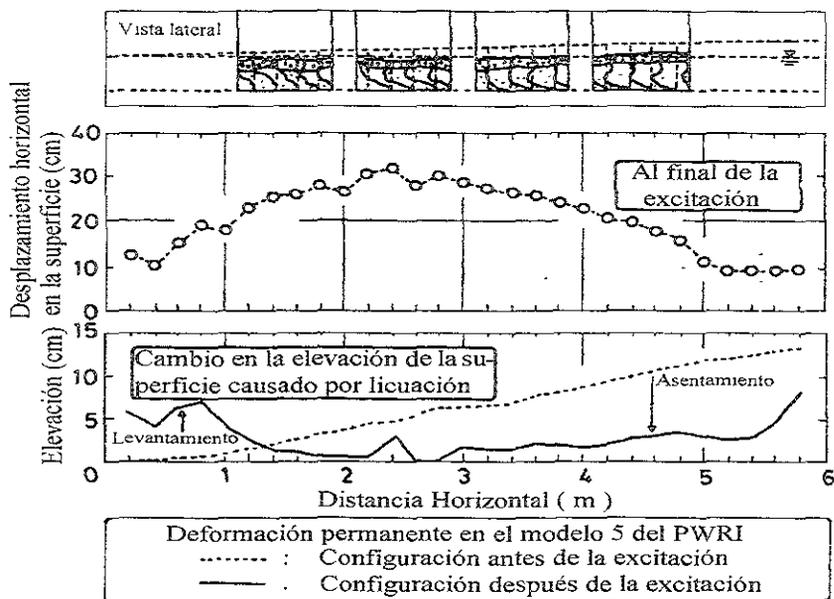
Esta conclusión es idéntica a la obtenida en la presente investigación en la centrífuga e ilustrada por la fig. 4.14. Se ha encontrado una relación muy estrecha entre  $D_H$  y  $H_l$  en observaciones de campo de desplazamientos laterales causados por varios sismos reportados por Hamada *et al.*, (1986) y Doi y Hamada (1992), quien también notó la influencia de la topografía del terreno. En los resultados de Sasaki y los resultados de centrífuga se encontró que bajo condiciones de excitación más o menos uniforme e intensa, el valor  $D_H$  se incrementa linealmente con el tiempo de excitación después de la licuación y se detiene cuando la excitación termina (figs. 4.4 y 4.15).



**Fig. 4.15** Historias de aceleración, presión de poro y desplazamientos laterales observados en el modelo 5, etapa 4, en la mesa vibradora del PWRI (Sasaki *et al.*, 1992).

Otra particularidad común entre los resultados de Sasaki y de centrífuga incluyen la asimetría en los registros de aceleraciones, con picos prominentes debido a la respuesta dilatante del suelo (compare las figs. 4.15 y 4.17 con las figs. 4.2, y 4.8 a 4.10), y una concentración de deformaciones cortantes permanentes cerca de la base del estrato licuado (parte superior de la fig. 4.16). Sin embargo, esta última conclusión es menos clara, ya que en la prueba centrífuga de CalTech (fig. 4.5), y el experimento en mesa vibradora reportado

por Sasaki y sus colaboradores, se observa un perfil de deformaciones cortantes más suave (parte superior de la fig. 4.16; fig 4.18; también en Yasuda *et al.*, 1991).



**Fig. 4.16 Desplazamientos permanentes registrados en el modelo 5 al final de la prueba en la mesa vibradora del PWRI (Sasaki et al., 1992).**

En pruebas de mesa vibradora y centrífuga reportadas por varios autores se ha observado que la dirección de los desplazamientos laterales en superficie está controlada por la topografía superficial, donde  $D_H$  se acumula en la dirección pendiente abajo. También, la superficie de suelo se asienta en la parte superior de la pendiente y se eleva en la parte inferior de esta (figs. 4.7, 4.16 y 4.18).

Por lo cual, se tiene un acuerdo cualitativo excelente entre los estudios sobre desplazamientos laterales debido a licuación inducida por sismos realizados en mesa vibradora y en centrífuga. Este acuerdo es especialmente significativo considerando que el nivel de esfuerzos estático y dinámico actuando en el suelo es mucho mayor en los experimentos de centrífuga que en los de

mesa vibradora; los experimentos en centrífuga simulan realísticamente los esfuerzos en el campo a profundidades de 5 a 10 m. Una posible crítica a los ensayos en centrífuga presentados anteriormente, en los cuales se usó agua para saturar la arena fina de Nevada, es que estos sólo simulan la respuesta de una arena gruesa en el campo que tiene 50 veces la permeabilidad de la arena de Nevada. Mientras que ésta discrepancia puede solucionarse en un futuro cercano cuando algunas de las pruebas centrífugas de RPI se repitan usando un fluido más viscoso, los resultados disponibles hasta ahora en mesa vibradora y en centrífuga sugieren que el comportamiento en el campo de una arena fina y limpia, no es muy diferente de aquella discutida anteriormente. En un número de experimentos en mesa vibradora y en centrífuga se ha observado que en cuanto la excitación se detiene, los desplazamientos  $D_H$  se dejan de acumular aunque el suelo se encuentre licuado un tiempo después del final de la excitación, indicando que sin la presencia de las fuerzas de inercia,  $D_H$  no continúa acumulándose. Esto parece ser el caso general para arenas limpias (pero no necesariamente para depósitos estratificados conteniendo capas de material fino sobre la arena).

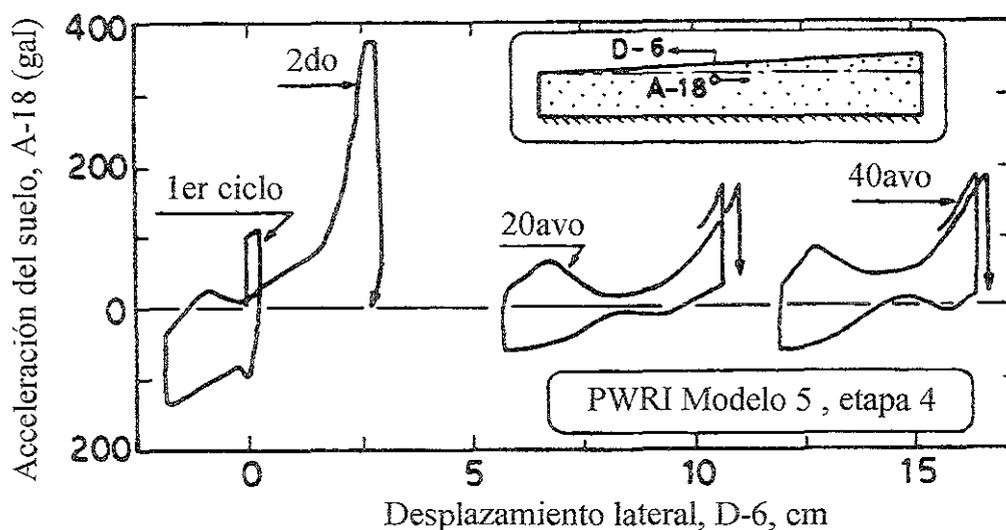


Fig. 4.17 Relación esfuerzo-deformación en la capa licuada (Modelo 5, etapa 4 en la mesa vibradora del PWRI) (Sasaki et al., 1992).

### 4.1.3 Consideraciones generales para la evaluación de desplazamientos laterales en arenas limpias

Este excelente acuerdo cualitativo en el modelado de desplazamientos laterales en arenas limpias en la centrífuga y en mesa vibradora, ayuda a validar la mayoría de las conclusiones a las que se han llegado con base en experimentos en mesa vibradora y observaciones en campo. Estas conclusiones principales han sido resumidas por Towhata *et al.*, (1991, 1992) y Sasaski *et al.*, (1992) con las siguientes observaciones:

1. Abertura de grietas de tensión en la superficie de la pendiente.
2. Los desplazamientos permanentes se desarrollan hacia abajo de la pendiente debido a la gravedad.
3. y 4. El desplazamiento es máximo en la parte superior de la pendiente, mientras que es casi despreciable al pie de la pendiente.
5. En la parte superior de la pendiente ocurren asentamientos, mientras que al pie de la pendiente ocurren elevaciones de la superficie de suelo. La magnitud de estos movimientos es mucho menor que los desplazamientos laterales.
6. La arena licuada se comporta muy similar a un líquido.
7. El desplazamiento lateral es mayor en la parte superior de la pendiente, y es despreciable en la base.
8. La capa superficial no saturada se mueve junto con la capa inferior licuada sin existir deslizamiento en la interfase entre ambas capas.
9. La aceleración sísmica no afecta directamente el desplazamiento permanente.
10. La topografía del terreno afecta significativamente el desplazamiento permanente. (Sasaki *et al.*, 1992).

Estas diez observaciones se aplican al desplazamiento máximo posible, por lo que la duración de la excitación no influye. De cualquier manera, las pruebas en centrífuga de RPI apoyan fuertemente las observaciones Nos. 2, 5, 7, y 10. Asimismo, la observación No 9 es muy interesante, esto es, una vez que el espesor de la capa licuada y la pendiente son consideradas,  $D_H$  no depende de la aceleración y frecuencia de la excitación. Mientras que las pruebas centrífugas presentadas anteriormente no proporcionan información relevante a

las observaciones Nos. 1 y 8, estas observaciones están apoyadas por evidencia clara en el campo y en pruebas en mesa vibradora, por tanto, los autores ya mencionados también están de acuerdo con ellas. La observación No. 6, será discutida posteriormente. Basado en las observaciones anteriores, Towhata ha desarrollado varios procedimientos analíticos ingenieriles para predecir los desplazamientos permanentes en la superficie del suelo; en dichos métodos se aplica el principio de la energía potencial mínima en el suelo licuado, el cual se supone se mueve como un líquido bajo la acción de las fuerzas gravitacionales; este procedimiento ignora el efecto de las fuerzas de inercia generadas por la excitación (Towhata *et al.*, 1989, 1991, 1992; Orense y Towhata, 1992). Towhata y Matsumoto (1992) han propuesto un modelo que considera la inercia y de esta forma la duración de la excitación, presentando la evidencia mostrada en la fig. 4.17, en la cual el suelo se comporta casi como un líquido y posteriormente, incrementa su rigidez debido a la dilatación.

Basados en los resultados de las pruebas en mesa vibradora y centrífuga presentadas anteriormente, Dobry *et al.*, (1995) modificaron el método de Towhata y Matsumoto y propusieron un método diferente para predecir la variación de  $D_H$  en el tiempo y en el espacio. Las suposiciones básicas del método son:

a) El suelo licuado desarrolla una deformación cortante cíclica máxima en la dirección de la acumulación de la deformación,  $\gamma_{dil}$ , del orden de 1 % o menos, en la cual el suelo se queda estático y no se deforma más.

b) La excitación es lo suficientemente intensa en términos de su aceleración y contenido de frecuencias, ya que  $\gamma_{dil}$  es alcanzada en al menos alguno de los elementos de suelo en todos o en la mayoría de los ciclos de carga (como por ejemplo, para la prueba y profundidad mostrada en la fig. 4.8). Por tanto, para esos elementos de suelo, la deformación total acumulada,  $\gamma = n \gamma_{dil}$ , donde  $n$  = número de ciclos de carga.

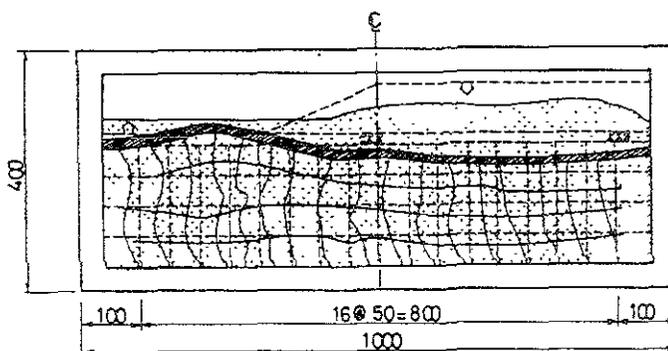
c) La dirección de la acumulación de la deformación se mantiene más o menos constante durante la excitación (o cambia lentamente a medida que la geometría del sistema cambia), y está controlada en primera aproximación solamente por

las fuerzas gravitacionales. Esto es consistente con los resultados de las pruebas en mesa vibradora realizadas por Sasaki *et al.*, (1991b) y con las observaciones de campo en la ciudad de Noshiro después del sismo de 1983 (Hamada *et al.*, 1986; Orense y Towhata, 1992). Esta conclusión es también consistente con las observaciones Nos. 2, 6 y 9, listadas anteriormente. La argumentación de esta suposición es similar a la presentada por Towhata y Matsumoto (1992), y está basada en la inspección de curvas de respuesta dilatante tales como las presentadas en las figs. 4.9 a 4.13 y 4.17: cuando un suelo se está acelerando en la dirección de pendiente arriba pero la deformación pendiente abajo aun no ha alcanzado  $\gamma_{dil}$ , la resistencia del suelo es muy baja, entonces él fluirá durante el ciclo en la dirección controlada por la gravedad hasta que la deformación cortante máxima alcance la cantidad  $\gamma_{dil}$ ; en este momento el flujo se detendrá hasta el siguiente ciclo de carga. Mientras que esto es posible modelarlo como un flujo de líquido incompresible, como lo hizo Towhata y colaboradores, Dobry *et al.*, (1995) lo han visualizado como un flujo plástico de un material puramente cohesivo e incompresible. Por supuesto que, cuando la cohesión se aproxima a cero, el flujo plástico se convierte en flujo líquido, y ambos modelos conceptuales coinciden. En algunos casos la suposición de flujo plástico hace más sencilla la obtención de  $\gamma_{dil}$  y la deformación acumulada descrita anteriormente de (a) a (c).

d) Como se supone que el proceso de acumulación de deformaciones durante la excitación ocurre a volumen constante, las deformaciones verticales calculadas de ésta manera, serán adicionadas a los asentamientos debido a consolidación posterior a la licuación.

Dichas suposiciones pueden ser incorporadas en un método ingenieril simplificado para determinar las deformaciones en la superficie del suelo debido a excitaciones intensas aplicadas a depósitos de arena limpia, para configuraciones donde: i) la superficie del suelo sigue las deformaciones del suelo licuado abajo de ella sin modificación (Observación 8 listada anteriormente), ii) la frontera del suelo licuado, la cual se deforma de esta manera, ciclo a ciclo, es conocida o se puede determinar de alguna manera, iii)

la parte de la masa de suelo que está desarrollando  $\gamma_{dil}$  ciclo a ciclo, es conocida o se puede determinar, y iv) la dirección de  $\gamma_{dil}$  en varios puntos dentro de la masa de suelo se puede obtener de alguna manera. Las condiciones ii) y iii) son necesarias para definir el dominio donde las deformaciones pueden ser integradas para obtener los desplazamientos, mientras que la condición iv) es necesaria para la integración misma. Mientras que en la mayoría de las pruebas en la centrífuga de RPI la masa completa del suelo licuado no experimentó  $\gamma_{dil}$  (p.e., la parte superficial del suelo en la fig. 4.6 que se movió como cuerpo rígido y no se deformó), un número de casos de interés satisfacen las condiciones anteriores i a iii. Esto parece ser cierto, por ejemplo, para los resultados de mesa vibradora en la fig. 4.18, donde las fronteras están bien definidas y todos los elementos de suelo licuados bajo el talud se deformaron plásticamente siguiendo tres patrones bien definidos: el suelo bajo el terraplén a la derecha del talud actúa como un bloque activo de material cohesivo incompresible con líneas deslizantes a  $45^\circ$ ; la mayor parte del suelo a la derecha actúa como un bloque pasivo incompresible con líneas de deslizamiento a  $45^\circ$ , y el suelo licuado bajo la pendiente moviéndose horizontalmente hacia la izquierda como un bloque rígido sin deformación (para una definición de las líneas de deslizamiento en materiales plásticos puramente cohesivos incompresibles sujetos a fuerzas de cuerpo debidas a peso propio, ver Sokolovski, 1965, y Scott, 1963).



**Fig. 4.18** Deformaciones permanentes del suelo en un terraplén seco, plasmados mediante el espagueti (Towhata et al., 1988).

## 4.2 DEPÓSITOS ESTRATIFICADOS Y LENTES DE AGUA ENTRE ESTRATOS

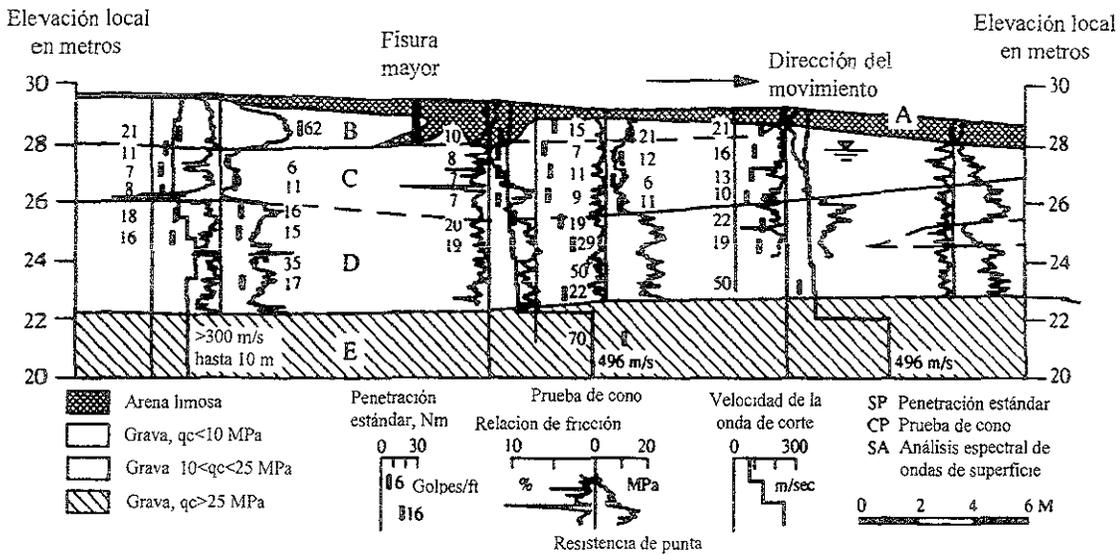
Muchos depósitos de arena susceptibles a licuación tienen algún grado de estratificación, y ésta tiene un profundo efecto en la respuesta, incluyendo los desplazamientos laterales. En esta sección se presenta el caso de una arena limpia o grava cubierta por un estrato más impermeable de limo o arcilla.

De 10 a 15 años atrás, diversos ingenieros geotecnistas pensaban que la licuación era sólo un problema que se presentaba en arenas saturadas y limos no plásticos, pero nunca en gravas limpias debido a su alta permeabilidad. Después de todo, drenes de grava son comúnmente colocados en depósitos de arena y presas de tierra como una manera de prevenir la licuación. Esta confianza fue quebrantada después de la ocurrencia de un sismo de magnitud 7.3 que sucedió en 1983 en el estado de Idaho en los Estados Unidos, el cual causó licuación y desplazamientos laterales de gravas, incluyendo la observación en superficie de volcanes de grava arenosa (Youd *et al.*, 1985). Por lo cual, necesitamos entender mejor las circunstancias y consecuencias de la licuación en gravas; la centrífuga es una de las herramientas que podemos utilizar con este fin (Dobry y Liu, 1992).

La fig. 4.19 muestra una sección transversal del sitio Rancho Pence, uno de los lugares en Idaho que se licuó en 1983 (Youd *et al.*, 1985; Andrus *et al.*, 1991). La superficie del suelo en esta sección presenta una pendiente del orden de 6%. La dirección de los movimientos laterales fue pendiente abajo, como es el caso usual en desplazamientos laterales, y volcanes de grava arenosa y grandes fisuras en la superficie fueron observadas como se indica en la figura 4.19. La mayoría de los suelos en este sitio son gravas arenosas limpias y arenas con grava con menos de un 5% de finos. La unidad C, es una grava arenosa suelta que se licuó, y está cubierta por una capa de arena limosa. La unidad A, tiene mucho menor permeabilidad. Obviamente, la presencia de esta capa con baja permeabilidad tuvo mucho que ver con la licuación observada en el sitio (Andrus *et al.*, 1991).

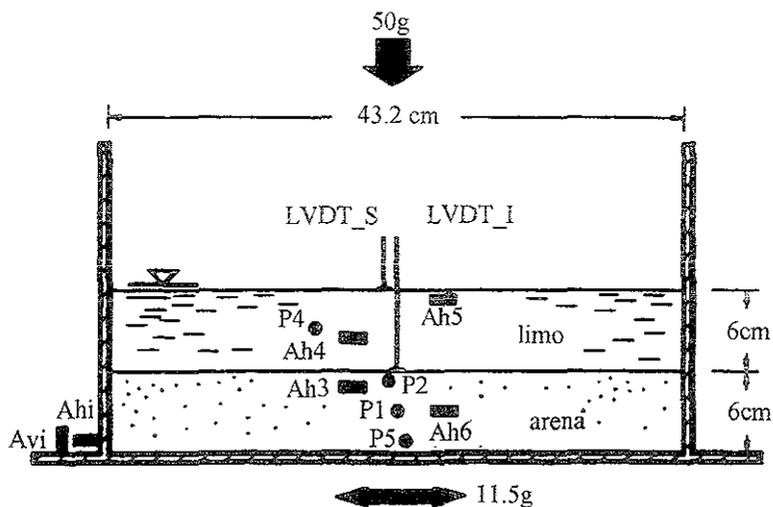
La fig. 4.20 muestra un modelo de centrífuga ensayado en RPI con objeto de entender mejor la licuación de este depósito de grava cubierto por una capa menos permeable (Dobry y Liu, 1992). El modelo consiste en una capa de arena de Nevada de 6 cm de espesor, colocada por pluviación en seco a una densidad relativa de 40% que cuando se le impone una aceleración centrífuga de  $n = 50$  g, corresponde a un estrato de 3 m de espesor en el campo. Como se explicó anteriormente, al usar agua como fluido para saturar el estrato de arena, el tiempo de consolidación en el campo corresponde a un suelo 50 veces más permeable, esto es una arena gruesa. Sobre esta arena gruesa se encuentra un estrato de limo saturado, con 3 m de espesor en el campo, el cual es menos permeable. Todo esto fué colocado dentro de una caja rígida, instrumentada con 6 acelerómetros, cuatro transductores de presión de poro, y dos LVDTs para medir los asentamientos en la superficie del estrato de arena y del estrato de limo. Después de la fabricación del modelo, éste fue trasladado a la plataforma de la centrífuga y sujeto a una aceleración de 50 g. Posteriormente, se le aplicó la historia de aceleraciones como se muestra en la fig. 4.21, la cual se presenta en unidades del prototipo, con una duración de 5 segundos y aceleración pico de 0.23 g ( $11.5/50 = 0.23$  g).

La fig. 4.22 muestra de manera esquemática las etapas del comportamiento inferido basado en las mediciones de presión de poro y aceleraciones en el suelo, durante y después de la aplicación de la excitación. La fig. 4.22a ilustra la primera etapa, correspondiente a los dos primeros segundos de la excitación. Las presiones de poro se están incrementando rápidamente en la arena y el limo debido a la excitación, pero sin alcanzar el valor de la licuación inicial, la cual está definida por la línea marcado con " $u/\sigma'_{vo} = 1$ ." Como resultado, la aceleración en la superficie del estrato de limo en la fig. 4.22a es similar a la excitación del orden de 0.2g en ambos. Sin embargo, el gradiente hidráulico hacia arriba en la arena, combinado con su alta permeabilidad a 50g está ya produciendo un flujo de agua hacia arriba, esquematizado en la figura, y el agua empieza a acumularse en la base de la capa de limo.



**Fig. 4.19 Sección transversal del sitio Rancho Pence, Idaho, EUA, en donde se registraron desplazamientos laterales inducidos por el sismo de Borah Peak en 1983 (Andrus et al., 1991).**

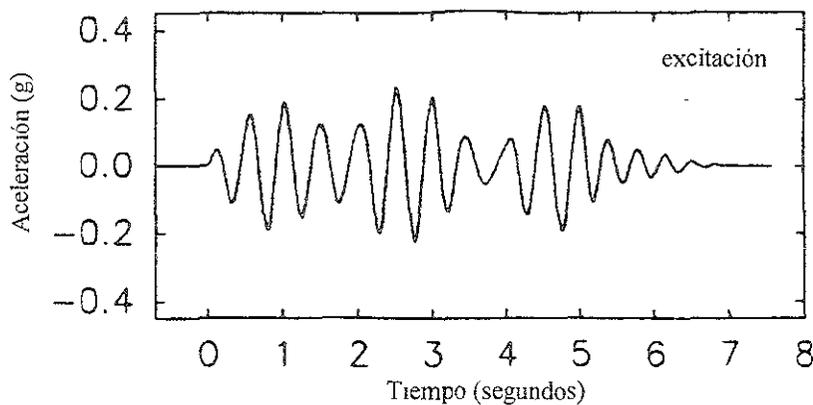
La fig. 4.22b presenta la segunda etapa observada, la cual se inicia a los dos segundos de aplicación de la excitación y termina al final de la excitación, a los 5 segundos, y se extiende un poco después del final de la excitación. En esta etapa, la condición de licuación inicial se ha alcanzado en la parte superior del estrato de arena, y un lente de agua se ha formado en la frontera entre el estrato de arena y limo. Como éste lente de agua no puede transmitir cortante, repentinamente los dos estratos se desacoplan a los dos segundos, y se observa una disminución muy importante en la aceleración medida en la superficie del estrato de limo. Mientras que la arena continúa sedimentándose y consolidándose en esta etapa a medida que la presión de poro inducida por la excitación, se disipa el flujo de agua hacia arriba continúa y el espesor del lente de agua en la interfase sigue creciendo hasta los 11 segundos, ésto es, cerca de 6 segundos después del término de la aplicación de la excitación.



**Fig. 4.20 Modelo de dos estratos de suelo usado en la centrífuga.**

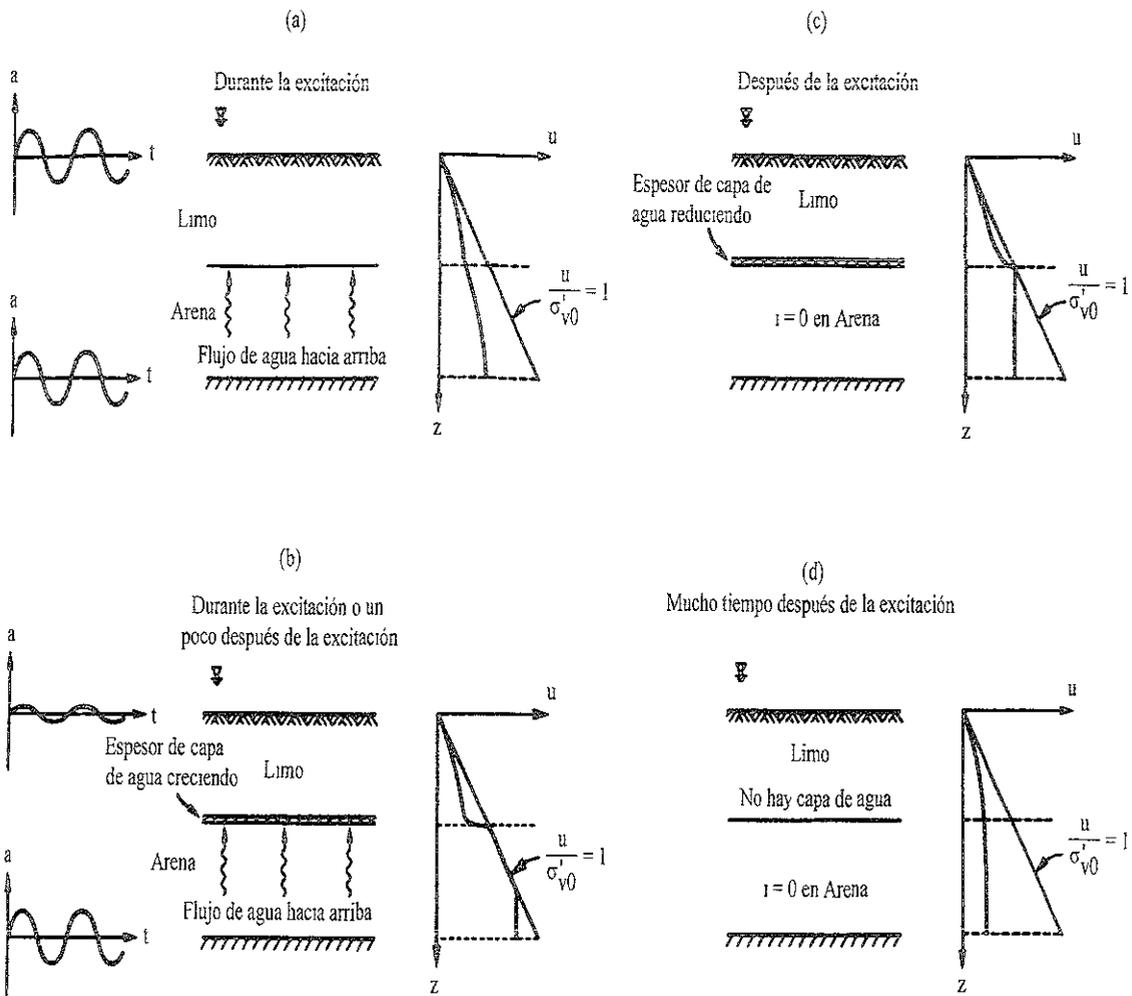
La tercera etapa se muestra en la fig. 4.22c y es bastante interesante. Ocurre después de la aplicación de la excitación y es muy larga, (cerca de 4 minutos en unidades del prototipo). Durante todo este tiempo, el único punto de todo el perfil que tiene una relación de presión de poro en exceso de 100% se encuentra en la frontera entre los dos estratos, indicando que el lente de agua está aún presente en estos 4 minutos, disminuyendo su espesor a medida que atraviesa el estrato de limo y llega a la superficie de éste. Sin embargo, durante estos cuatro minutos, el estrato de arena no está licuado, ya que se ha resedimentado y disipado la presión de poro generada durante la excitación. Es decir, el estrato de limo está flotando sobre este lente de agua por cerca de cuatro minutos, y el exceso de la presión de poro es constante, con gradiente hidráulico cero, simplemente corresponde al peso volumétrico sumergido del estrato de limo. Por tanto, el depósito de arena no está realmente licuado en el sentido tradicional, y cualquier efecto ingenieril, como por ejemplo, desplazamiento lateral del sistema si este tuviera una ligera pendiente en lugar de ser horizontal, hubiera sido causado por la existencia de este lente de agua bajo el estrato de limo por un periodo extendido durante y después de la

excitación. Esto fué lo que sucedió en el depósito de grava en el sitio del Rancho Pence, en Idaho, mencionado previamente. Fiegel y Kutter (1994) obtuvieron evidencia consistente con este mecanismo sugerido de desplazamientos laterales; en su modelo de centrifuga utilizaron la misma arena y limo usada en el experimento de RPI pero con una pendiente en la superficie de 5%. La capa superior de limo se deslizó como un cuerpo rígido sobre el lente de agua; una parte importante de este desplazamiento ocurrió después de que la excitación había terminado (Fiegel y Kutter, 1994). Por tanto, los ingenieros deben considerar la posibilidad de licuación inducida por sismo de depósitos de grava suelta cubierta por una capa de limo o arcilla, y por un mecanismo de desplazamientos laterales cuando el estrato de arena limpio está cubierto por una capa similar de suelo fino.



**Fig. 4.21 Aceleración horizontal en unidades del prototipo medida en la base del modelo de dos estratos durante la prueba en la centrifuga.**

La fig. 4.22d muestra la cuarta y última etapa observada en la prueba de RPI después de cuatro minutos, es decir, después de la desaparición del lente de agua. Esta etapa está caracterizada por la consolidación de dos estratos acoplados, con la correspondiente disipación del exceso de presión de poro.



**Fig. 4.22 Cuatro etapas observadas en la prueba de centrifuga con un depósito de dos estratos.**

Cabe mencionar que la existencia de lentes de agua tales como los inferidos de los resultados de la prueba centrífuga de RPI en las figs. 4.20 y 4.22, también han sido observados o inferidos en pruebas a 1g y en centrifuga de modelos de suelo estratificados por varios investigadores, en RPI, (Elgamal *et al.*, 1989; Liu, 1992) y en otros lados (Liu y Qiao, 1984; Arulanandan *et al.*, 1988; Fiegel y Kutter, 1994). Kokusho (1999) Realizó dos modelos en 1 y 2 dimensiones en arena suelta, para ver el efecto de los lentes de agua entre estratos de distintas

permeabilidades (arena y limo) y su efecto en la licuación y desplazamientos laterales; sus conclusiones fueron las siguientes:

- Los lentes de agua se forman debajo de capas muy delgadas de baja permeabilidad.
- El efecto de los lentes de arena son más pronunciados en arenas sueltas.
- Si un lente de agua se forma en una capa de arena continuamente a través de una superficie potencialmente deslizante debido a una capa de baja permeabilidad, la capa superior se deformará discontinuamente a lo largo del lente de agua.
- Una capa uniforme de arena sin estratos de baja permeabilidad alternados, tiende a deformarse continuamente en todos los estratos.
- En un depósito estratificado horizontalmente, los lentes se forman también horizontalmente y pueden ser parte de una superficie potencialmente deslizables debido a falla por flujo.
- Basado en lo anterior, es muy probable que los efectos de los lentes de agua entre los estratos tenga una influencia considerable en los desplazamientos laterales o falla de taludes en capas de arena suelta licuadas, debido a que los lentes de agua se forman fácilmente a través de las capas menos permeables provocando que no exista resistencia al esfuerzo cortante a través de ellos, lo cual puede provocar desplazamientos laterales y deslizamientos en la superficie. Las fallas pueden ocurrir no sólo durante el sismo sino también después de él.

#### **4.3 RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

Esta sección presenta los resultados de una serie de pruebas en centrífuga con la aplicación de una excitación durante el vuelo (operación) a depósitos de arena limpia horizontal homogéneos o estratificados, con una cimentación superficial colocada sobre la superficie del suelo. Los efectos en la

respuesta de una cimentación (incluyendo aceleraciones y asentamientos en la cimentación), de la densidad relativa, permeabilidad de la arena, densificación de la arena bajo la cimentación y estratificación del depósito, son considerados en estos experimentos. Todos los modelos fueron construidos usando la arena fina de Nevada colocada en la misma caja rígida mostrada en la fig. 4.20.

#### 4.3.1 Cimentación sobre una arena limpia

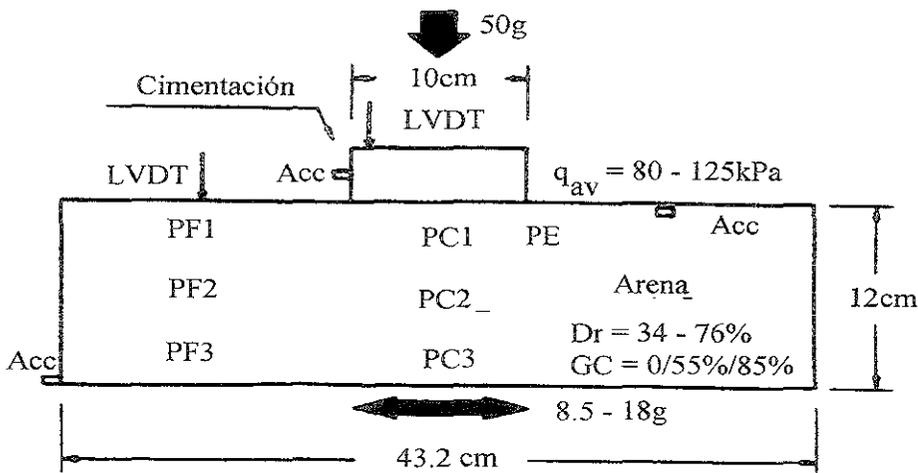


Fig. 4.23 Modelo en centrífuga de una cimentación superficial sobre un depósito uniforme de arena saturada.

La fig. 4.23 presenta el esquema básico del modelo de centrífuga usado. Una cimentación circular se coloca sobre un estrato uniforme de arena saturada. La instrumentación incluye acelerómetros y LVDTs sobre la cimentación y en el suelo alejados de ésta, así como transductores de presión de poro bajo la cimentación y en campo libre. El modelo de la cimentación circular tiene un diámetro de 10 cm, que corresponde a 5 m en el prototipo. Durante el vuelo en la centrífuga, la cimentación aplica un esfuerzo que varía entre 80 y 125 KPa. La densidad de la arena varía de muy suelta a densa. En algunas de las pruebas se usó agua como fluido para saturar las muestras, mientras que en otras, se empleó una mezcla de glicerina y agua. Los valores de GC en la figura indican el porcentaje de glicerina usado: GC = 0% significa agua pura, y GC = 55% y

GC = 85% indican el contenido de glicerina utilizado. Para la aceleración centrífuga usada en todas las pruebas de 50g, la mezcla correcta necesaria para producir el mismo factor de escala para los tiempos en la respuesta dinámica y durante la consolidación, se encuentra entre GC = 55% y GC = 85%. La base de los modelos se excitó con una aceleración pico que varió entre  $8.5/50 = 0.17g$  y  $18/50 = 0.36g$  en unidades del prototipo. Algunos de los resultados se discuten a continuación; la información adicional puede encontrarse en Liu (1992) y Liu y Dobry (1995a).

En la fig. 4.24 se presentan resultados típicos de aceleración (a) y asentamiento (S), para una prueba donde sólo se usó agua como fluido de poro, y la aceleración pico aplicada en la base en unidades del prototipo fue de 0.36g.

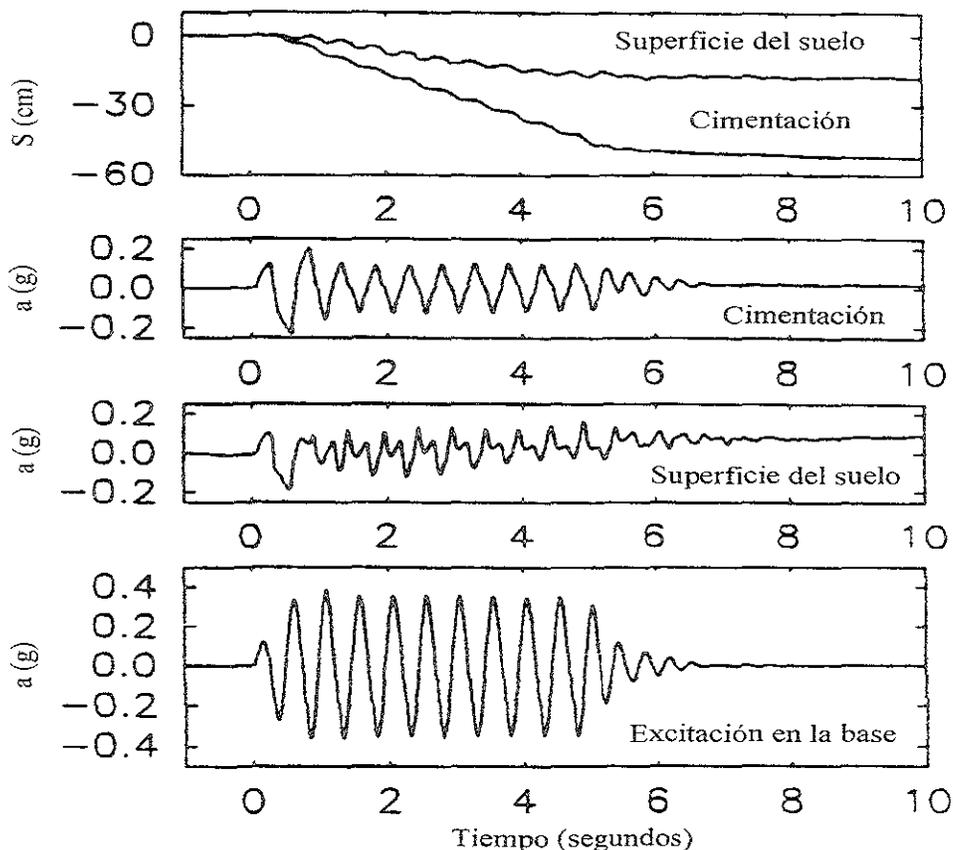
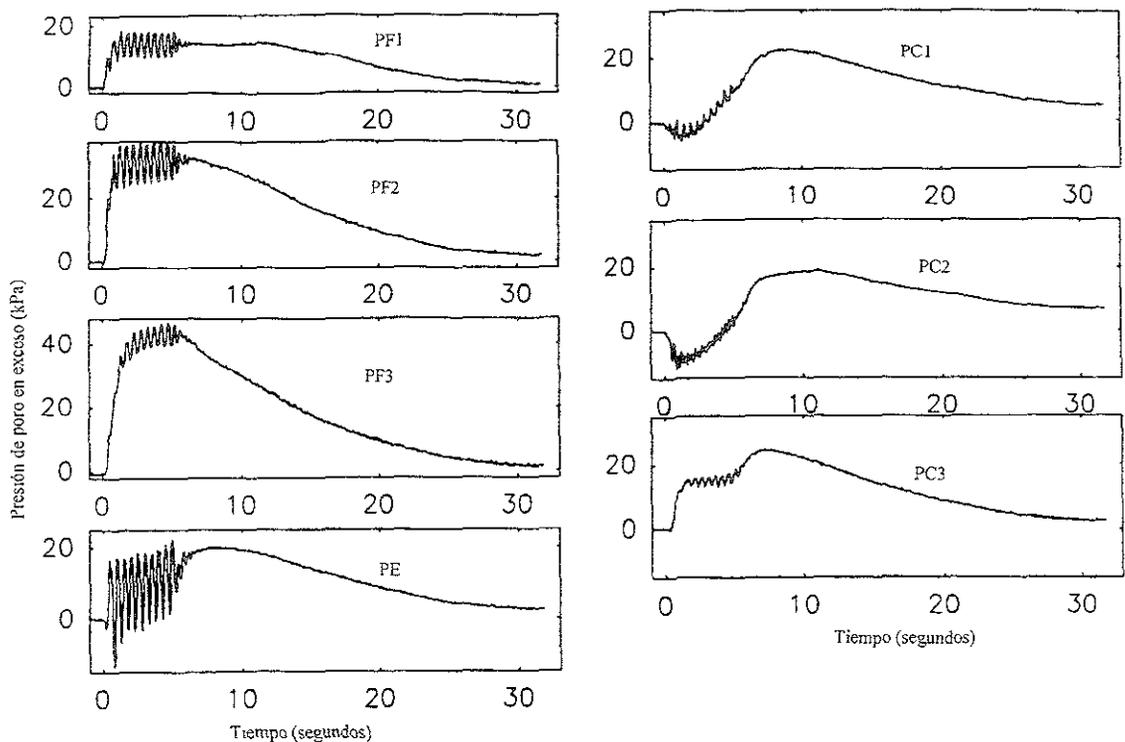


Fig. 4.24 Registros de aceleraciones y asentamientos medidos en una de las pruebas de centrífuga mostrada en la Fig. 4.23.

Como se discutió previamente, debido al uso de agua, esta prueba simula aproximadamente la licuación de un depósito de arena gruesa de 6 m de espesor y el comportamiento de una cimentación circular de 5 m de diámetro colocada sobre la superficie del estrato de arena. Debido a que el suelo se licua muy rápido, en el primer segundo o un poco después, las aceleraciones registradas en la cimentación y en la superficie del suelo en campo libre (Fig. 4.24) son mucho menores que la aceleración aplicada en la base del modelo. El asentamiento en la superficie del suelo fue aproximadamente de 20 cm en unidades del prototipo, mientras que el asentamiento en la cimentación fue mayor, (cerca de 50 cm); ambos asentamientos se detuvieron cuando la aceleración en la base del modelo dejó de actuar.

La fig. 4.25 presenta los registros de presión de poro para la misma prueba. PF1, PF2, y PF3 son registros típicos de la respuesta en campo libre de un depósito saturado uniforme de arena o grava.



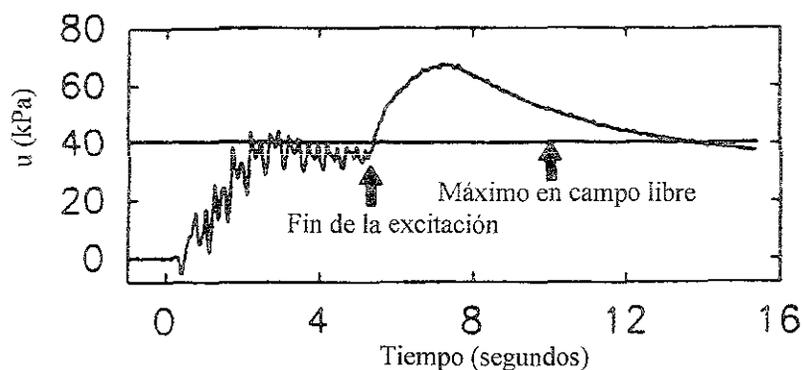
**Fig. 4.25 Registros de presiones de poro en exceso medidos en la prueba de centrífuga de las Figs. 4.26 y 4.27.**

Después de dos segundos, todo el depósito en el campo libre se encuentra en estado de licuación inicial. El piezómetro más profundo PF3 muestra el inicio de la disipación de presión de poro tan pronto como la excitación en la base se detiene, mientras que PF1, el más cercano a la superficie, se mantiene licuado por un periodo más largo debido al flujo de agua hacia arriba. Las presiones de poro bajo la cimentación son menores, y de hecho, éstas son negativas al principio en PC1 y PC2 debido a dilatación. Las presiones de poro bajo la cimentación continúan incrementándose en la base al término de la excitación, debido al flujo de agua proveniente del campo libre.

Es decir, el factor de seguridad para falla por capacidad de carga puede ocurrir algún tiempo después de finalizada la excitación. Esto es consistente con las observaciones hechas después del sismo de Niigata en 1964, donde edificios de varios pisos se inclinaron y fallaron minutos después de que el sismo había terminado.

La fig. 4.26 presenta el registro de presión de poro del transductor PC3, el cual se encuentra por debajo de la cimentación, donde para otra prueba el fluido utilizado para saturar el modelo tuvo un contenido de glicerina del 85% y un 15% de agua; con esta mezcla de agua-glicerina se simulan correctamente ambas respuestas dinámicas y de consolidación en el campo de un depósito de arena saturado con agua en el prototipo (sistema a escala real). Al final de la excitación tenemos una situación interesante donde la presión de poro en PC3 continúa incrementándose por algunos segundos, a pesar de que el gradiente hidráulico está apuntado en dirección contraria a él. Es decir, este incremento en la presión de poro no se puede deber a un flujo de agua que viene del campo libre. De hecho, después de la excitación, el piezómetro PC3 tiene el exceso de presión de poro más alto en todo el suelo. La explicación parece ser que cuando el suelo en el campo libre se licua, éste ya no puede tomar los esfuerzos cortantes estáticos aplicados por la cimentación, y el registro de la fig. 4.26 refleja una redistribución simultánea en esfuerzos totales, donde el peso de la cimentación se

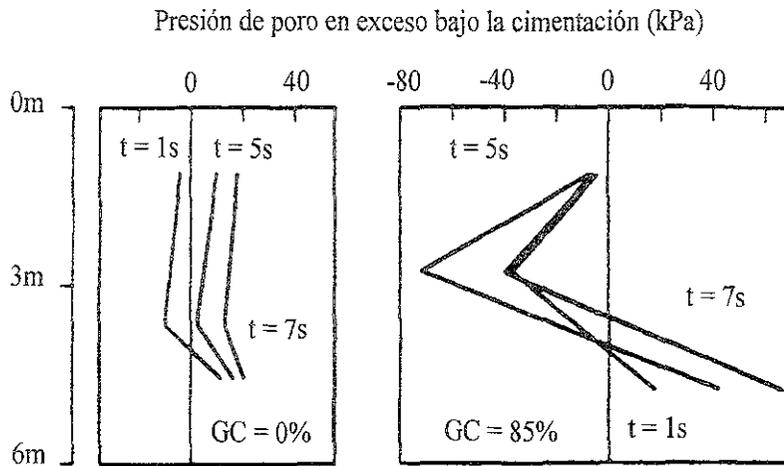
transfiere a la columna de suelo directamente por debajo de la cimentación, la cual se convierte en una isla de suelo sólido en un mar de material licuado.



**Fig. 4.26 Registro de presión de poro en exceso medida bajo la cimentación en un estrato de arena uniforme saturado con un fluido de alta viscosidad (GC = 85%)**

La fig. 4.27 muestra el efecto de la permeabilidad en los resultados de estos experimentos en centrífuga. La gráfica presenta el exceso de presión de poro contra la profundidad bajo la cimentación en dos pruebas: en una se utilizó sólo agua como fluido para saturar la muestra (GC = 0) y en la otra se usó una mezcla de 85% glicerina y 15% agua (GC = 85%). Ésta es la única diferencia entre ambas pruebas. Para la aceleración centrífuga usada en ambas pruebas  $n = 50g$ , la prueba con un contenido de glicerina GC = 85% está muy cerca de satisfacer los factores de escala de los tiempos de consolidación y respuesta dinámica. Es decir, los resultados para la prueba con GC = 85% en la figura pueden tomarse como aquellos que dan la respuesta correcta de un prototipo formado por una capa de arena fina de Nevada saturada con agua. Por tanto, los resultados con GC = 85% predicen que si una cimentación circular de 5 m de diámetro, aplicando un esfuerzo de cerca de 120 kPa al suelo, es colocado sobre un estrato de arena fina de Nevada con 6 m de espesor, desplazado sobre una roca rígida impermeable, donde la arena tiene una densidad relativa de 50%, y se le aplica una excitación en la base rígida con una aceleración pico

de 0.36g y una duración de 5 segundos (fig. 4.24), parte del suelo bajo la cimentación experimentará una presión de poro fuertemente negativa, durante la aplicación de la excitación y tiempo después del término de ésta, con gradientes hidráulicos altos y flujo de agua horizontal del campo libre hacia la cimentación.



**Fig. 4.27 Comparación de isócronas de presión de poro medidas bajo la cimentación en dos pruebas con diferentes permeabilidades de suelo (GC=0% vs GC=85%).**

La prueba centrífuga con  $GC = 0\%$  mostrada en la fig. 4.27 tiene una respuesta diferente. En este caso la presión negativa es muy pequeña, y la presión de poro bajo la cimentación se iguala muy pronto con aquella en el campo libre. La conclusión obvia es que se debe ser muy cuidadoso en la planeación e interpretación de los resultados de modelos en pruebas centrífugas, y que una prueba en centrífuga tal como para el caso de aquella con  $GC = 0\%$  en la fig. 4.27 puede producir predicciones que son completamente equivocadas si se aplican a un depósito saturado con agua en el prototipo. De hecho, una interpretación razonable del prototipo de la fig. 4.27 es que los resultados para  $GC = 85\%$  corresponden aproximadamente a un estrato de 6 m de espesor de arena fina, mientras que aquellos para  $GC = 0\%$  corresponden a un estrato de 6 m de espesor de una arena gruesa o grava.

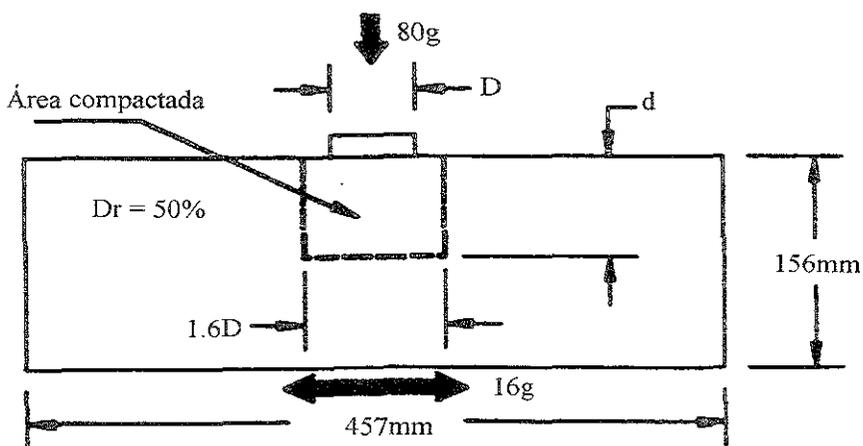
Los resultados presentados en esta sección son generalmente consistentes con resultados experimentales de modelos de cimentaciones superficiales sobre arena saturada sujetos a una excitación sísmica en su base reportados por Yoshimi y Tokimatsu (1978) y Whitman y Lambe (1982, 1988), realizados en mesa vibradora y en centrífuga, respectivamente. Ambos grupos encontraron que la presión de poro en exceso fue menor bajo la cimentación que en el campo libre debido a la dilatación, y Yoshimi y Tokimatsu consideraron en términos generales, la posible redistribución de esfuerzos estáticos transmitidos por la cimentación debido al ablandamiento del suelo licuado.

#### 4.3.2 Efecto de densificación de la arena bajo la cimentación

Una serie de pruebas centrífugas se realizaron con el objeto de evaluar el efecto de la densificación de la arena bajo la cimentación en los asentamientos y aceleraciones de la misma durante la aplicación de una excitación sísmica en la base del modelo (Liu y Dobry, 1994, 1995). La fig. 4.28 presenta una vista lateral del modelo básico utilizado en esta serie de pruebas, el cual es similar al modelo comentado en la sección anterior, excepto por la columna de arena compactada debajo de la cimentación (compare las figuras 4.23 y 4.28). Al igual que en las pruebas de la sección anterior, la arena fina de Nevada fue colocada por pluviación en seco a una densidad relativa  $D_r \approx 50\%$ , y se utilizó agua para saturar la muestra. Sin embargo, una columna de arena con diámetro de  $1.6D$  y profundidad variable  $d$ , fue posteriormente compactada por vibración a una  $D_r \approx 90\%$ , mientras el diámetro de la cimentación se mantuvo constante,  $D=5.7\text{cm}$ ,  $d$  se varió entre 0 y 156 mm que corresponde al espesor total del estrato de arena. Esto permitió estudiar el efecto de la profundidad de compactación en la respuesta de la cimentación.

Mientras se giraba a una aceleración centrífuga de 80g, el sistema fué excitado en su base por un acelerograma en unidades del prototipo consistente de 10 ciclos de una onda senoidal de amplitud constante de 0.2g y frecuencia de

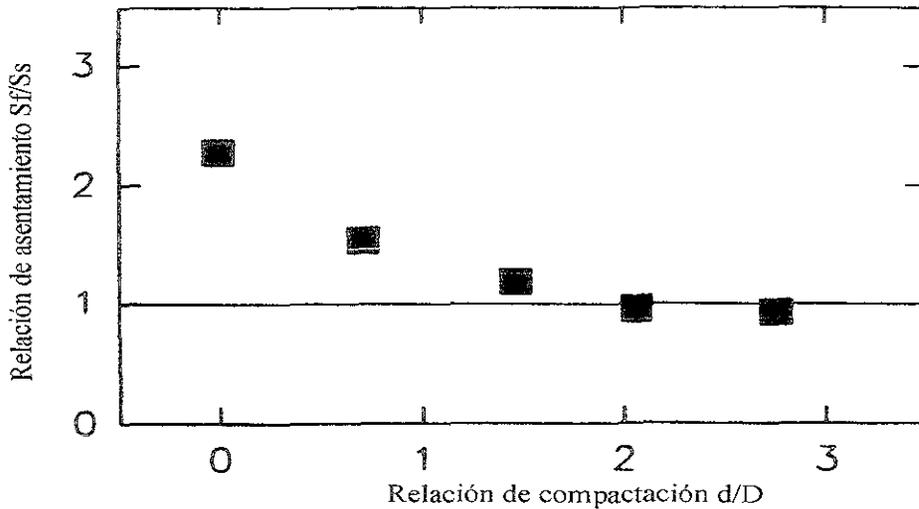
1.5 Hz. Es decir, estas pruebas simulan en el prototipo a una cimentación circular rígida, de 4.6 m de diámetro, que aplica una presión vertical de 100 kPa y descansa sobre un depósito saturado de arena gruesa de 12.5 m de espesor y una  $D_r \approx 50\%$  que se desplanta sobre un material muy rígido e impermeable, con y sin mejoramiento en el suelo por compactación, y sujeto a un acelerograma en la base como ya se mencionó.



**Fig. 4.28 Perfil del modelo de centrífuga utilizado en las pruebas para estudiar el efecto de la densificación de la arena bajo la cimentación.**

En todas las pruebas, la respuesta del suelo alejado de la cimentación fue similar, y también similar a aquella mostrada previamente en los registros de aceleraciones y presiones de poro en campo libre en las figs. 4.24 y 4.25. Los registros en la cimentación misma para la prueba donde el suelo bajo la cimentación no fue compactado, fueron asimismo similares a aquellos mostrados en la fig. 4.24, una reducción drástica en la aceleración de la cimentación después de 1 a 2 ciclos de la excitación debido a la licuación del suelo y un asentamiento final de la cimentación de 0.56 m, más de dos veces el asentamiento registrado en el campo libre.

Los resultados con suelo compactado, especialmente aquellos donde el suelo bajo la cimentación fué compactado a profundidades comparables al espesor del estrato de arena, dieron resultados muy diferentes. El asentamiento de la cimentación se redujo a cerca de 0.2 m o menos de la mitad del valor sin compactación en el suelo (fig. 4.29).



**Fig. 4.29 Asentamiento en la cimentación ( $S_f$ ) normalizado con respecto al asentamiento en campo libre ( $S_s$ ) versus relación de compactación para las pruebas centrífugas realizadas.**

Sin embargo, la aceleración en la cimentación se incrementa debido a la profundidad de compactación, mientras que las aceleraciones en el campo libre decrecen debido a la licuación. En el caso extremo de  $d=156$  mm, en la fig. 4.28, con la columna de arena compactada alcanzando la base rígida, mientras que el asentamiento de la cimentación se redujo significativamente, la aceleración en la cimentación fue aun más grande que la excitación en la base rígida del modelo, revelando la capacidad de esta columna continúa de arena densificada bajo la cimentación de amplificar los movimientos sísmicos transmitidos a la cimentación, a pesar de la licuación simultánea de la arena en campo libre.

### 4.3.3 Cimentación sobre un depósito estratificado

En la fig. 4.30 se presenta un modelo formado por dos estratos (arena y arcilla) similar al comentado anteriormente pero ahora incluyendo una cimentación circular rígida sobre la superficie parecida a la usada en las pruebas ya descritas con anterioridad (Liu, 1992; Dobry y Liu, 1992).

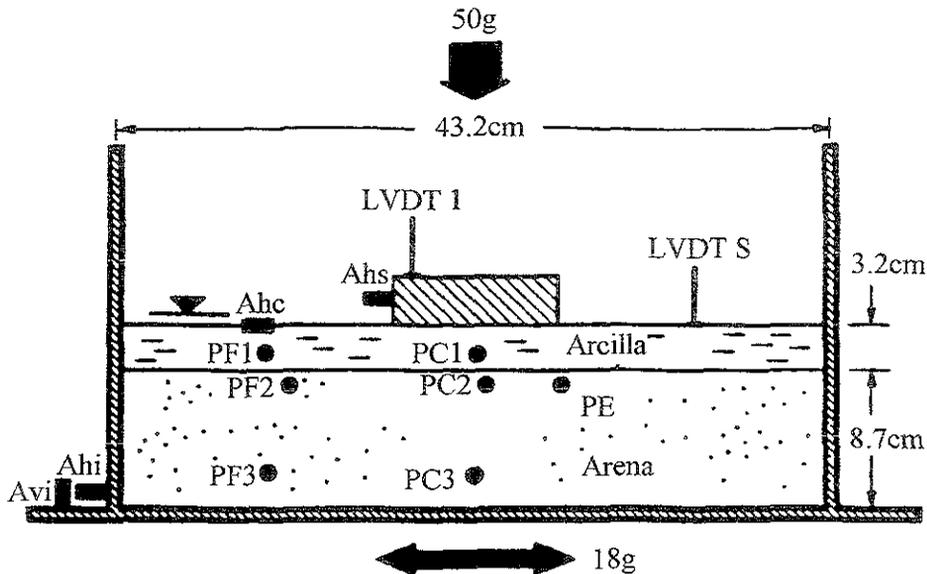


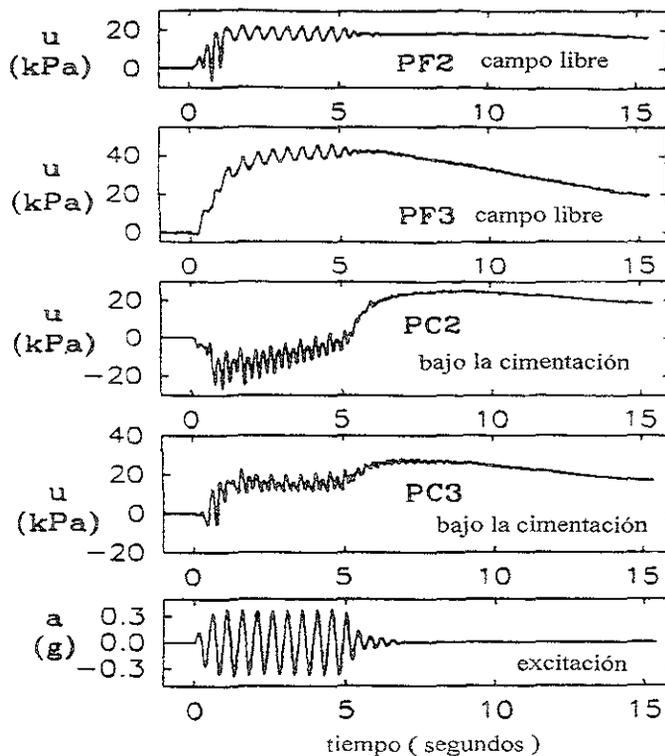
Fig. 4.30 Modelo de una cimentación superficial sobre dos estratos de suelo utilizado en la prueba centrífuga.

La instrumentación incluye acelerómetros y LVDTs en la cimentación y en el suelo retirado de la cimentación, así como transductores de presión de poro bajo la cimentación y retirados de ésta. Cuando la centrífuga está girando a una aceleración de 50g, la cimentación le aplica al suelo un esfuerzo de 125 kPa. El depósito de arena tiene una densidad relativa de 45%, y se saturó con agua.

Un acelerograma con una duración de 5 segundos fue aplicado nuevamente en la base del depósito de arena, teniendo una aceleración pico de 0.36g en unidades del prototipo. Las dos gráficas superiores de la fig 4.31 presentan las historias de presión de poro en la arena registradas por los transductores PF2 y PF3 que muestran un comportamiento típico en campo libre

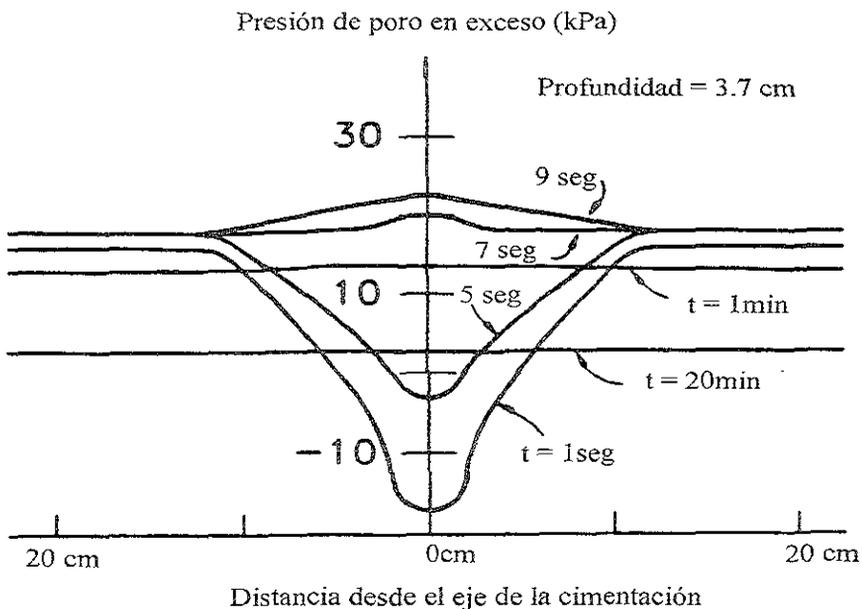
durante la excitación, alcanzando el valor de licuación inicial en 1.5 o 2 segundos en ambas profundidades. Al final de la excitación, la presión de poro en PF3 empieza a disiparse, pero en PF2 se mantiene constante debido a la presencia del flujo de agua ascendente y a la formación de un lente de agua en la frontera de ambos estratos.

El comportamiento de la presión de poro bajo la cimentación, también señalada en la fig. 4.31, es completamente diferente y muy interesante. Inmediatamente bajo la cimentación, en PC2 el exceso de presión de poro generado durante la aplicación de la excitación es negativo debido a la dilatación del suelo en la presencia de grandes esfuerzos cortantes estáticos transmitidos por la cimentación. A una profundidad mayor, el transductor PC3 muestra presiones de poro positivas pero menores que las de campo libre (compare PC3 y PF3). Al término de la excitación existe un flujo horizontal de agua, primero del campo libre hacia la cimentación y después en dirección opuesta.



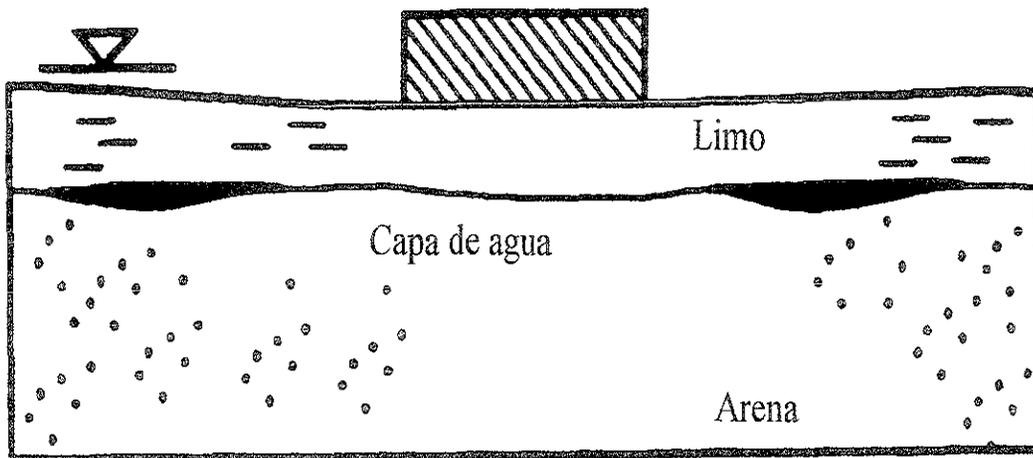
**Fig. 4.31 Registros de aceleraciones y presiones de poro en exceso medidos en el modelo de centrífuga de la Fig. 4.30.**

En la fig. 4.32 se presenta la variación del exceso de la presión de poro con respecto al eje de la cimentación para varios tiempos, cerca de la parte superior del estrato de arena (profundidad = 3.7 cm, ver fig 4.30). Por ejemplo, la línea para "5 seg" muestra que al final de la excitación la presión de poro es ligeramente negativa bajo el centro de la cimentación, mientras que a la misma profundidad, ésta ha alcanzado el valor de licuación inicial en el campo libre, correspondiendo a  $u \approx 20$  kPa. La inclinación de esta línea indica un gradiente hidráulico en dirección horizontal, que apunta hacia el eje de la cimentación y consecuentemente hay un flujo de agua del campo libre hacia el centro de la cimentación. Sin embargo, después de 7 segundos la presión de poro bajo la cimentación a crecido y es mayor que en el campo libre, y la dirección del gradiente hidráulico va hacia el campo libre. Después de un lapso grande de tiempo, como 1 minuto o más, ya no existe licuación inicial en el campo libre, y el flujo horizontal de agua se ha detenido.



**Fig. 4.32 Isócronas de presión de poro en exceso observadas a una profundidad de 3.7 cm en el modelo de centrífuga de la Fig. 4.30**

La fig. 4.33 resume la interpretación de lo que pasó después del término de la excitación. Un lente de agua se formó en el campo libre, similar a aquel encontrado en suelo estratificado sin cimentación (fig. 4.22) y la capa de material fino (limo) está flotando sobre el agua. Sin embargo, bajo la cimentación el peso de la estructura está forzando al agua a que circule hacia el campo libre, probablemente contribuyendo a un lente de agua de espesor mayor justo afuera de la cimentación.



**Fig. 4.33 Patrón inferido de la formación de lentes de agua debido a la excitación en la base de la cimentación del depósito de suelo de 2 estratos.**

Este gradiente hacia fuera a un tiempo de 7 y 9 segundos correspondería a que el peso de la cimentación está mandando el flujo de agua hacia el campo libre. Esto también significa que durante el tiempo en el cual existe un lente de agua justo afuera de la cimentación, la existencia del lente está causando una redistribución de los esfuerzos estáticos transmitidos por la cimentación dentro del suelo, los cuales son tomados principalmente o exclusivamente por la columna de suelo directamente bajo la cimentación. Esta interpretación de agua expulsada bajo la cimentación explica probablemente el por qué se observan volcanes de arena cerca de las estructuras después de la ocurrencia de sismos

(ver también Liu y Qiao, 1984). Pero la pregunta más importante es: ¿Qué pasaría si la cimentación estuviera sobre una superficie inclinada y la estratificación se extendiera por una gran distancia? Lo más probable es que habría un desplazamiento lateral, donde la capa superior de limo se deslizaría a lo largo del lente de agua y la estructura sobre este estrato experimentaría un desplazamiento horizontal permanente muy grande.

#### **4.4 RESPUESTA DE CIMENTACIONES CON PILOTES**

Muchas estructuras están cimentadas sobre pilotes en depósitos de arena suelta que pueden sufrir licuación debido a la acción de un sismo. Tanto la rigidez lateral como la capacidad lateral de pilotes es muy sensible a las propiedades del suelo que los rodea, ya sean pilotes de punta o de fricción. En los procedimientos de análisis sísmico en los EUA, el efecto del suelo en la respuesta lateral se considera a través de resortes no lineales distribuidos a lo largo del pilote dentro de una formulación de una viga sobre una cimentación elástica. Las curvas fuerza-deflexión que caracterizan estos resortes, llamadas curvas p-y, dependen del diámetro del pilote, propiedades del suelo, estado de esfuerzos efectivos (Cox *et al.*, 1974; Reese *et al.*, 1974). Por tanto, es de gran interés evaluar la influencia del incremento en la presión de poro en la arena debido a la acción sísmica, en las curvas p-y que controlan la respuesta lateral del pilote. Esto fue estudiado en un proyecto para la Federal Highway Administration (FHWA) en EUA por medio de pruebas realizadas en centrífuga, y como resultado se propusieron guías para el análisis sísmico de cimentaciones con pilotes en depósitos de arena susceptibles a licuación bajo puentes existentes (Liu y Dobry, 1995b).

##### **4.4.1 Modelo básico**

El modelo básico colocado sobre la centrífuga se presenta en la fig. 4.34. Un modelo de un pilote de punta, con su punta fija a la base de la caja, se

encuentra rodeado por arena saturada colocada a una densidad relativa,  $D_r \approx 60\%$ . Un acelerograma de duración limitada es aplicado en la base del modelo durante el vuelo en la centrífuga para inducir una presión de poro en exceso en la arena; como en esta etapa no se desea tener desplazamientos relativos entre el suelo y pilote, la cabeza del pilote se mantiene fija y el pilote se mueve junto con el contenedor rígido durante la aplicación de la aceleración en la base del modelo.

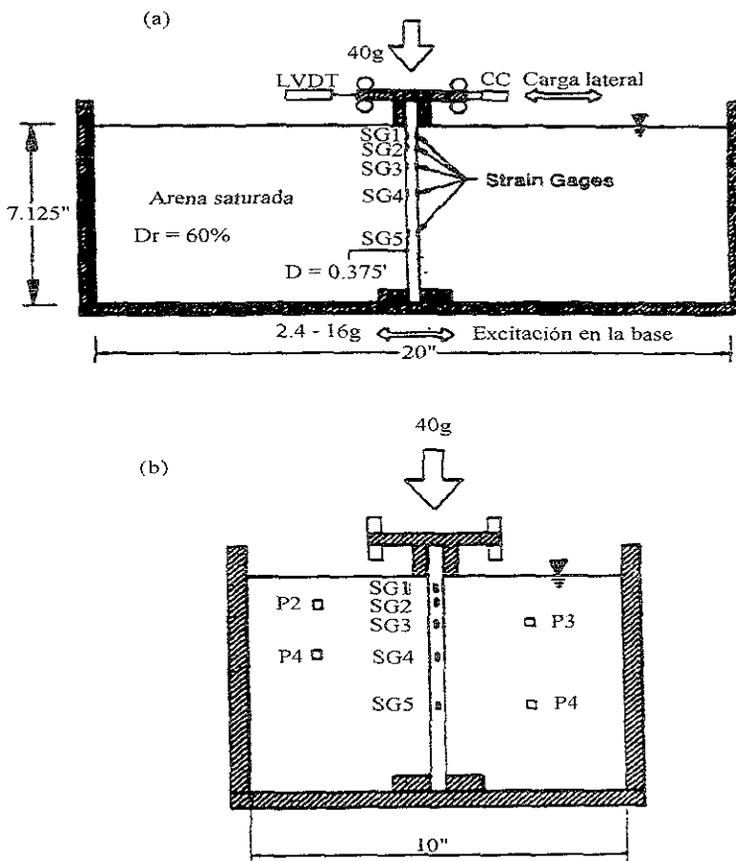


Fig. 4.34 Modelo de centrífuga básico y contenedor de la cimentación sobre un pilote en suelo licuado: (a) vista lateral; (b) vista frontal.

Un pilote de acero de 22 pies de largo (6.7m), 15 pulgadas (38.1 cm) de diámetro exterior y una rigidez al pandeo  $EI = 9.95 \times 10^6$  kip-plg<sup>2</sup> fue usado

como prototipo razonable usado en la cimentación de muchos puentes carreteros. Después de tomar en cuenta el factor de escala de 40 para todas las dimensiones lineales, ya que en estas pruebas en centrífuga la aceleración centrífuga fue de 40g, se seleccionó como modelo un pilote de cobre con las propiedades listadas en la Tabla 4.1

**Tabla 4.1 Propiedades del modelo de pila.**

Longitud (pulg.)	D. E. (pulg.)	D. I. (pulg.)	Material	Módulo de elasticidad (lb/pulg <sup>2</sup> )
6.625 (16.82 cm)	0.375 (0.95 cm)	0.347 (0.88m)	Cobre	15×10 <sup>6</sup>

#### 4.4.2 Preparación del modelo y procedimiento de prueba.

Las dimensiones del depósito de suelo en el modelo son de 20 pulgadas (50.8 cm) (largo) × 10 pulgadas (25.4 cm) (ancho) × 6.625 pulgadas (16.82 cm)(alto) (ver fig. 4.34), simulando un depósito de arena saturada en unidades del prototipo de cerca de 22 pies (6.7 m) de altura apoyado sobre una roca muy rígida impermeable. El pilote de cobre es colocado en la caja del modelo con su punta fija a la base del modelo, como se indica en la fig. 4.34. Posteriormente, se coloca arena de Nevada No 120 por pluviación en seco dentro del contenedor a una densidad relativa de  $62 \pm 3\%$ . Los transductores de presión de poro son colocados a diferentes profundidades durante este proceso. Con objeto de minimizar las diferencias entre el proceso de hincado en el campo y el de instalación del pilote en la prueba, se realiza una compactación del suelo alrededor del pilote por capas durante la preparación del modelo.

Al final de la colocación del estrato de arena e instalación de la instrumentación se procede a saturar el suelo usando una mezcla de agua y glicerina. La permeabilidad resultante del depósito de suelo en el prototipo que se está modelando es de 0.01 cm/s. Posterior a la saturación se instala la unidad de carga sobre el modelo, el actuador operado por computadora, fija la cabeza del pilote electrónicamente en una posición neutral, de esta forma la condición de pendiente cero en la cabeza del pilote es asegurada durante la prueba. El modelo suelo-pilote es girado en la centrífuga hasta una aceleración de 40g para su consolidación. Se le aplica al modelo una historia de aceleraciones en su base después de que el estrato de suelo está completamente consolidado y todas las lecturas en los transductores se han estabilizado. La excitación en la base y la carga lateral son sincronizadas de tal manera, que inmediatamente después del término de la excitación en la base, la computadora libera el actuador y la aplicación de la carga lateral cíclica inicial en la cabeza del pilote.

En la práctica, esto significa que la carga lateral en la cabeza del pilote se inicia 100 milisegundos (4 segundos en tiempo del prototipo) después del inicio de la excitación en la base. La adquisición de datos en 16 canales se realiza a una velocidad de muestreo de 50 kHz, mismos que son almacenados directamente en el disco duro de una computadora.

#### **4.4.3 Programa de prueba**

El programa de prueba se resume en la tabla 4.2. La prueba PL16 se realizó sin suelo y la PS01 con suelo pero sin excitación en la base del modelo. El resto de las pruebas incluyen excitación en la base seguida por una carga lateral cíclica en la cabeza del pilote, como se describió anteriormente. La aceleración promedio aplicada en la base del modelo durante la primera etapa, se reporta en la Tabla 4.2 en unidades del prototipo, esto es, la aceleración horizontal aplicada en la base del modelo durante el vuelo en la centrífuga es 40 veces mayor que aquella reportada en la Tabla 4.2. Los valores de  $r_u$  reportados en esta tabla indican el rango máximo de la relación de presión de poro en exceso registrada por los piezómetros a varias profundidades.

Tabla 4.2 Programa de pruebas.

Prueba	Suelo	Aceleración promedio aplicada en la base (g)	Rango máximo de $r_u$ a lo largo del espesor del depósito
PL16	No	—	—
PS01	Saturado	No	—
PS02	Saturado	0.400	100%
PS03	Saturado	0.145	61%–100%
PS06	Saturado	0.060	32%–100%
PS07	Saturado	0.340	95%–100%

#### 4.4.4 Resultados de las pruebas e interpretación preliminar

El modelo con pilote fué primeramente calibrado con la prueba PL16 mientras se giraba la centrífuga a una aceleración de 40g sin colocar suelo en el modelo. En este experimento no se aplicó una aceleración en la base del modelo. Solo se aplicó una carga lateral en la cabeza del pilote durante el vuelo en la centrífuga. La rigidez del pilote, condición de frontera, desplazamientos en la cabeza del pilote, fuerza y momentos flexionantes fueron verificados con soluciones teóricas para un pilote sin suelo fijo en ambos extremos, encontrándose un buen acuerdo.

El modelo con suelo saturado y pilote fue calibrado en la prueba PS01 aplicando una carga lateral durante el vuelo sin aplicar una excitación en la base. Una serie de curvas p-y se obtuvieron de las mediciones, siguiendo el mismo método típicamente usado para desarrollar curvas p-y en prueba de carga en pilotes en el campo. Estas curvas p-y obtenidas en la prueba PS01 se

presentan en la fig. 4.35. La fig. 4.36 compara los momentos flexionantes medidos a lo largo del pilote (puntos) con aquellos predichos usando estas curvas p-y (línea continua) para varios valores del desplazamiento en la cabeza del pilote. La figura también incluye comparaciones entre valores medidos y calculados para la fuerza en la cabeza del pilote  $F_0$ .

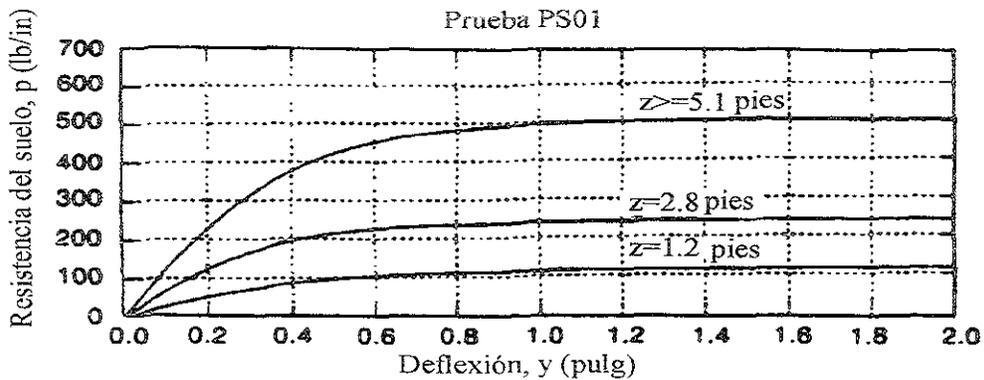


Fig. 4.35 Curvas p-y obtenidas en la prueba de calibración PS01.

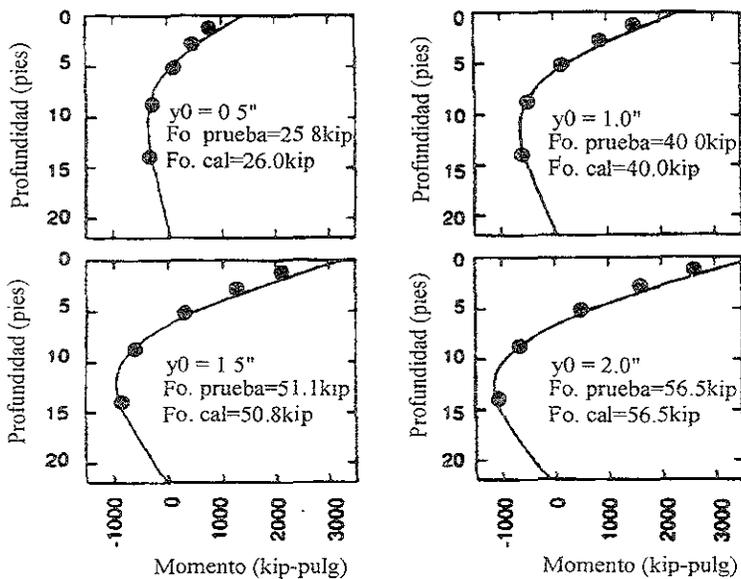
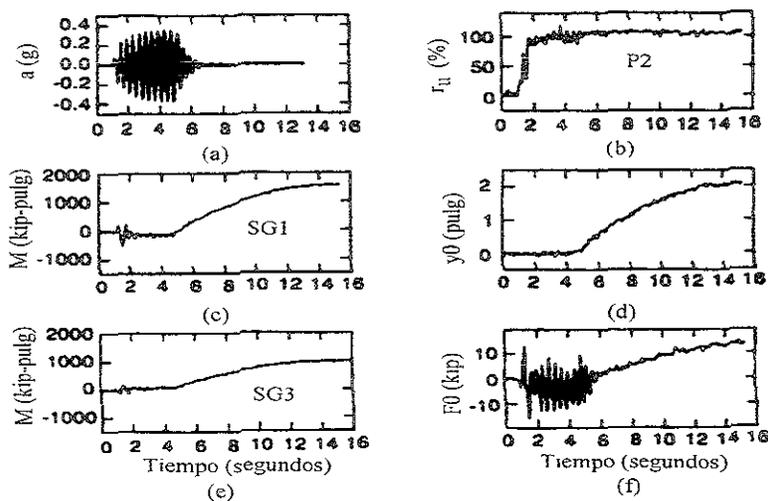


Fig. 4.36 Momentos flexionantes medidos y calculados para la prueba de carga lateral del pilote en la prueba PS01.

Posteriormente, en las pruebas PS02 a PS07 (tabla 4.2), se aplicó una aceleración en la base seguida por una carga lateral en la cabeza del pilote, éstas se realizaron para observar la respuesta p-y a varios niveles de la relación de presión de poro en la arena. La única diferencia entre éstas fue la amplitud de la aceleración aplicada en la base del modelo, la cual generó, por consiguiente, diferentes niveles de la relación de presión de poro. Algunas de las mediciones registradas en la prueba PS07 para tiempos cortos y largos se presentan en las figs 4.37 y 4.38 en unidades del prototipo. La fig. 4.37 incluye los siguientes registros medidos: a) aceleración horizontal en la base, b) relación de presión de poro a una profundidad de 8.7 pies (2.65m), c) desplazamiento lateral en la cabeza del pilote, d) fuerza en la cabeza del pilote, y e) y f) dos de los momentos flexionantes medidos por los correspondientes strain gages. La amplitud promedio de la aceleración aplicada en la base de este modelo fue 0.34g, suficientemente fuerte para licuar casi completamente el estrato de suelo. Se puede observar que la relación de presión de poro  $r_u$  alcanzó muy rápidamente el valor de 100%, (fig. 4.37b).



**Fig. 4.37 Mediciones obtenidas en la prueba con pilote PS07 para periodos cortos; (a) aceleración en la base, (b) relación de presión de poro a una profundidad de 8.7 pies (2.65m), (d) desplazamiento lateral en la cabeza del pilote, (f) fuerza en la cabeza del pilote, y momentos flexionantes medidos con strain gages SG1 en (c) y SG3 (e).**

Como se mencionó anteriormente, la cabeza del pilote se fijó durante la aplicación de la aceleración en la base (no se permitieron desplazamientos); aun así, una fuerza lateral cíclica y momentos flexionantes cíclicos fueron medidos durante esta etapa de excitación en la base debido a fuerzas de inercia desarrolladas en la unidad de carga y el suelo. La fig. 4.38 presenta registros para tiempos largos de a) desplazamiento lateral en la cabeza del pilote  $y_0$ , b) fuerza lateral en la cabeza del pilote  $F_0$ , y c) relación de presión de poro  $r_u$  a varias profundidades, durante y después de la excitación en la base. Como se observó previamente, a cualquier tiempo la relación de presión de poro no fue constante con la profundidad, en lugar de eso, ésta fue usualmente mayor en profundidades superficiales.

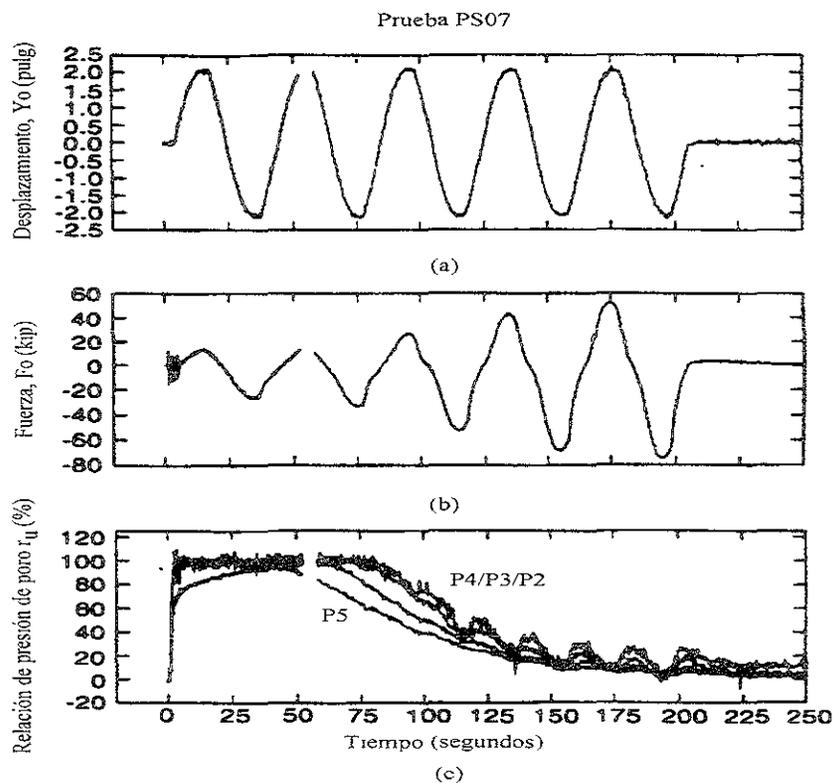


Fig. 4.38 Mediciones obtenidas en la prueba PS07 para periodos largos de tiempo: (a) desplazamiento lateral en la cabeza del pilote, (b) fuerza en la cabeza del pilote, y (c) relación de presión de poro a varias profundidades.

La fig. 4.38 muestra algunos de los datos claves que proporcionó la prueba de carga lateral realizada al término de la excitación en la base ( $t > 5$  s). Un desplazamiento lateral cíclico que varió lentamente entre  $\pm 2$  pulgadas fue aplicado en la cabeza del pilote.

La frecuencia de aplicación fue lo suficientemente baja para no inducir fuerzas de inercia significativas. La correspondiente relación fuerza-desplazamiento se puede correlacionar con la relación de presión de poro medida simultáneamente en el suelo (fig. 4.38c). A medida que la presión de poro se disipa con el tiempo, el suelo incrementa su rigidez y la fuerza necesaria para alcanzar el desplazamiento de dos pulgadas se incrementa (fig. 4.38b); de esta manera el valor medido de la relación de presión de poro durante la prueba varió de  $r_u = 100\%$  a  $r_u = 0$ .

Mediciones de presión de poro como las mostradas en la fig. 4.38c muestran fluctuaciones cíclicas durante la aplicación de la carga cíclica en la cabeza del pilote, especialmente para profundidades superficiales y cuando  $r_u$  fue pequeño. Esto sugiere que ocurrió dilatación en el suelo debido a la deflexión del pilote; como los transductores de presión de poro fueron instalados a una distancia de solamente 3.5 pies (1.06m) del pilote. Las presiones de poro medidas por los piezómetros fueron usadas directamente en el análisis, sin ningún intento de separar la presión de poro en componentes causadas por la excitación en la base previa y por deflexión en el pilote.

Los resultados presentados ilustran la utilidad de experimentos en centrífuga con modelos de arena saturada para estudiar la licuación y sus efectos durante sismos. El modelado en la centrífuga puede ayudar a clarificar mecanismos de licuación en el campo, incluyendo información sobre la respuesta dinámica y el fenómeno de consolidación; puede aplicarse a fenómenos de interacción suelo-estructura y respuesta en campo libre, incluyendo la evaluación de la efectividad de técnicas de mejoramiento del comportamiento del suelo ante sismos, y puede utilizarse para cuantificar la influencia de factores importantes, desarrollo de procedimientos de evaluación ingenieril y calibrar técnicas analíticas.

## CAPITULO V

### MODELADO DE LICUACION Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN UN TALUD HOMOGENEO.

#### 5.1 Introducción.

Este trabajo forma parte de una investigación conjunta entre El Instituto de Ingeniería, (UNAM), y el Instituto Politécnico de Rensselaer (RPI). Los ensayos en centrífuga que se mostrarán posteriormente fueron realizados por el autor en una estancia de investigación de seis meses, modelando el caso historia del sismo de Niigata, Japón en 1964 donde hubo muchas pérdidas humanas y materiales debido a los desplazamientos laterales ocasionados por el fenómeno de licuación.

Los desplazamientos laterales de taludes en zonas donde el suelo se encuentra totalmente saturado, es una de las fallas más costosas inducidas por licuación. Este tipo de falla puede destruir edificios, terraplenes, puentes, estructuras enterradas en el suelo y estructuras portuarias. Algunos de los sismos registrados que causaron desplazamientos laterales, incluyen el de Nueva Madrid (E.U) 1811-1812, San Francisco 1906 y Alaska 1964, donde más de 250 puentes fueron dañados por este fenómeno. Gran parte de los miles de millones de dólares en daños causados por el sismo de Niigata, Japón en 1964, puede ser atribuido a desplazamientos laterales.

Eventos más recientes que indujeron desplazamientos laterales incluyen el de San Fernando en 1971 y Loma Prieta en 1989 en California, el sismo de Nihonkai-Chubu en Japón en 1983, el de Filipinas en 1990, el de Costa Rica en 1991, el de Kobe, Japón y Manzanillo, México, en 1995.

Es necesario mencionar que los desplazamientos laterales se desarrollan típicamente en depósitos de arenas sueltas y otros materiales granulares, donde el nivel de agua freático está muy superficial. Se han logrado grandes avances en los últimos 20 años en la comprensión de los factores principales que controlan la ocurrencia de licuación y desplazamientos laterales; derivado de lo anterior existe una urgente necesidad de continuar con éstos esfuerzos orientados a mejorar los procedimientos de evaluación basados en un mejor entendimiento de los

mecanismos de desplazamientos laterales, con la finalidad de: a) reducir la incertidumbre en la predicción de los desplazamientos laterales; b) obtener una evaluación más precisa de la variación espacial en el fenómeno ya mencionado; y c) Evaluar la efectividad de los métodos de mejoramiento de suelos para disminuir los desplazamientos laterales.

Para los fines ya mencionados, la centrífuga es una herramienta muy valiosa en la modelación de estos fenómenos, lo cuál se describirá posteriormente.

## **5.2 Caso estudiado.**

El caso estudiado es el correspondiente a la licuación y desplazamientos laterales causados por el sismo de Niigata cerca del Río Shinano entre el puente Showa y el puente Yachiyo en Japón, durante el sismo de 1964 (fig. 5.1).

El sismo del 16 de junio de 1964, causó una gran cantidad de daños en la ciudad de Niigata y sus alrededores. Muchos edificios, puentes, muelles, líneas de abastecimiento como electricidad, gas, agua y telecomunicaciones sufrieron severos daños. Este acontecimiento condujo a los ingenieros a enfocarse en el estudio del fenómeno de licuación en arenas sueltas saturadas y el potencial de daños que puede causar. También se ha ampliado el conocimiento de la diversidad de daños que puede producir la licuación, como son: 1) asentamientos, 2) desplome de estructuras por reducción de capacidad de carga, 3) inclinación o colapso de estructuras de retención como incremento de la presión lateral y reducción del esfuerzo cortante en el suelo. El sismo ya mencionado registró una magnitud de 7.5 en la escala de Richter y su epicentro se localizó en las coordenadas  $38^{\circ}21'N$ ,  $139^{\circ}11'E$  y su foco a 40 Km de profundidad, cerca de las costas de la isla Awa la cual está ubicada a 50Km de la ciudad de Niigata.

De acuerdo con las mediciones de la Agencia Meteorológica Japonesa la mayor intensidad registrada fue V, la cual es equivalente a VII u VIII en la Escala de Intensidad Mercalli Modificada (MMI). Generalmente, la aceleración máxima en la superficie del suelo se estimó entre 0.08 a 0.25g y se puede decir que esa excitación no es lo suficientemente fuerte como para causar los daños que causó.



Los datos de la excitación del sismo fueron colectados en dos lugares en la ciudad de Niigata. El primero, obtenido en el sótano y techo de un edificio en Kawagishi-cho, el cual se encuentra muy cercano al Río Shinano de este lugar se obtuvo la siguiente información; durante la primera parte del registro (cerca de 7 seg) la excitación con un periodo predominante de 0.1 seg ocurrió con una amplitud de 0.5g Durante la segunda parte (7 a 11 seg) la aceleración máxima alcanzada fue de 0.159g en el sótano y 0.184g en el techo y el periodo predominante se incrementó drásticamente a 0.8 segundos.

Después de la segunda parte siguieron varias más, con un largo periodo de varios segundos. Una de las razones probables para este drástico cambio en el periodo predominante en la excitación del sismo pudo haber sido el efecto de licuación.

La otra estación de registro se encontraba ubicada en el observatorio meteorológico de Niigata. Desgraciadamente los registros de desplazamiento en la dirección horizontal quedaron fuera de escala, por lo que no se pudo tener ningún registro en esta dirección. En lo que respecta a los datos registrados en la dirección vertical la excitación principal continuó por más de 2 minutos.

En lo que concierne a los desplazamientos permanentes, fue posible su medición gracias a fotografías aéreas; se tenían fotografías antes del sismo y se tomaron otras después del mismo y tomando puntos estratégicos se pudo determinar la magnitud de los desplazamientos, obviamente todo esto se complementó con las mediciones de campo existentes para lograr mayor veracidad.

### **5.3 Características de la Centrífuga del Instituto Politécnico de Rensselaer.**

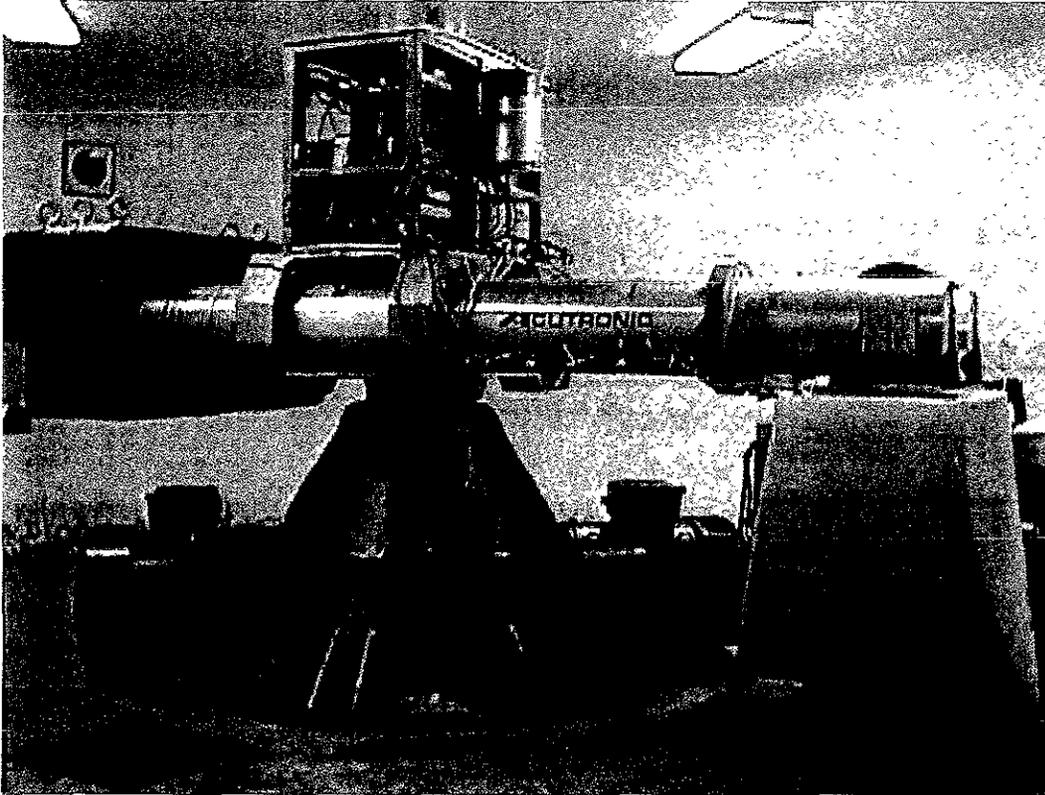
El centro de experimentación de la centrífuga geotécnica del Instituto Politécnico de Rensselaer se encuentra localizada en el sótano del edificio JEC (Jonsson Engineering Center) en una área de 370 metros cuadrados. El centro experimental cuenta con lo siguiente: área de preparación de modelos, área de almacenamiento de materiales, cuarto de control, biblioteca y sala de

conferencias, área donde se encuentra instalada la centrífuga y área para el desarrollo de equipo electrónico y mecánico.

La máquina centrífuga de RPI fue manufacturada en Francia por la compañía Acutronic y el Modelo es 665-1 (figura 5.2), la cual está compuesta por: 1) una plataforma articulada, donde es colocado el modelo; 2) dos motores para hacer girar la centrífuga; 3) contrapeso para balancear la centrífuga; 4) juntas rotatorias, hidráulicas y 5) anillos deslizantes eléctricos. El modelo 665-1 es una máquina de 100 g-ton, (cuyo significado se explicó en capítulos anteriores) y tiene un radio de 3 metros, correspondiente a la distancia entre la base de la plataforma que contiene el modelo y el eje de la centrífuga. El espacio máximo disponible en la plataforma para colocar muestras es de 1.0 m de profundidad, 0.8 m de ancho y una altura de 1.2 m. Esta centrífuga está equipada con 64 anillos deslizantes, de los cuales 50 son para señales análogas, 12 como fuente de poder y 2 para señales de video. Se cuenta también con una junta rotatoria hidráulica que contiene un total de 6 pasajes, dos de los cuales pueden resistir presiones hasta de  $210 \text{ kg/cm}^2$ . Por razones de seguridad se cuenta con un dispositivo que consiste en un medidor de balance durante la realización de la prueba, el cual automáticamente apaga la centrífuga en caso de que se exceda el límite de desbalance entre el modelo y el contrapeso para evitar transmitir esfuerzos excesivos sobre el eje de la centrífuga que puedan provocar un accidente.

#### **5.4 Características del simulador de sismos de (RPI).**

Para generar una excitación similar a la producida por un sismo y aplicarla a la base de un modelo durante el vuelo de una centrífuga se requiere una fuente de poder o un actuador, el cual tiene que operar bajo una gravedad muy alta y proporcionar fuerzas y frecuencias muy altas. El requerimiento de una excitación con frecuencias muy altas proviene de los factores de escala para eventos dinámicos. La frecuencia dominante de un sismo típico en el campo varía entre 0.2 y 0.5 Hz y asumiendo una aceleración centrífuga típica en el modelo de 100g, requiere que el actuador sobre la centrífuga sea capaz de generar movimientos controlables a frecuencias en un rango de 20 a 500 Hz.



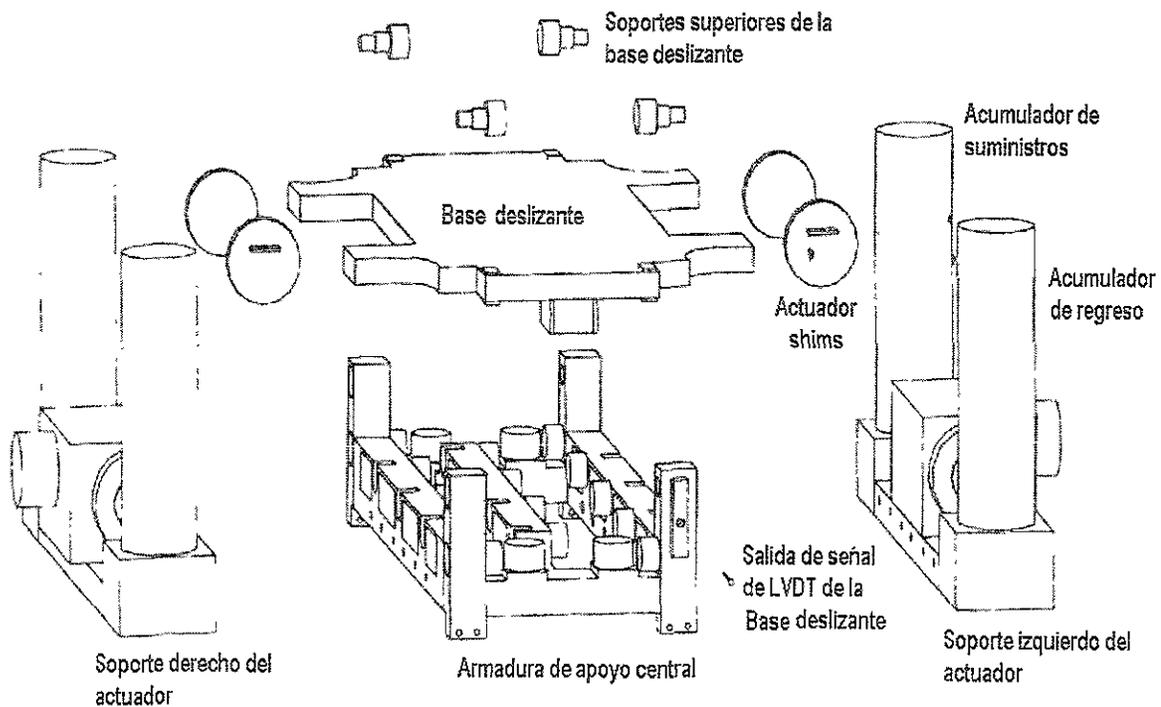
**Fig. 5.2 Centrifuga de RPI Modelo Acutronic 665-1.**

El segundo requerimiento es fuerza para reproducir una aceleración lateral máxima de  $4 \text{ m/s}^2$  en prototipo a  $100g$  se requiere aplicar  $400 \text{ m/s}^2$  en el modelo. Si la masa que se va a excitar es de  $500 \text{ kg.}$ , entonces la fuerza requerida para generar una excitación en la base de modelo es de  $500 \times 400 = 200 \text{ KN}$  (20 toneladas). Sin embargo, la amplitud del movimiento requerido para alcanzar esta aceleración a una frecuencia de  $100 \text{ Hz}$ , asumiendo una onda senoidal, es solo  $400/(2\pi \cdot 100)^2 = 0.001 \text{ m.}$  (1mm.).

Finalmente, aunque la duración de la excitación será corta (típicamente décimas de segundo), el actuador debe de ser capaz de proporcionar la energía de flujo pico casi instantáneamente y aunque no tan crítico, detener el movimiento al final del evento. Por ejemplo, si la duración de la excitación en el prototipo es de 30 segundos, entonces en el modelo la excitación para el caso anterior tendrá una duración de  $30/100 = 0.3$  segundos. Para ver un panorama general, si se aplica

una excitación senoidal de amplitud constante de  $4 \text{ m/s}^2$ , con una frecuencia de 1 Hz. Y una duración de 30 segundos (30 ciclos de carga), que corresponden a un sismo muy intenso, a un modelo con una relación de escala  $n= 100$ , requiere que el simulador de sismos aplique a un modelo de 500 kg una fuerza de 200 KN (20 toneladas) recorriendo 0.01 m lateralmente en ambas direcciones a un tiempo de 0.01 seg. Para lograr esto, se requiere de un gran desarrollo tecnológico en sistemas de control.

En RPI se cuenta con dos simuladores de sismos, uno pequeño con capacidad para 90 Kg y uno grande (fig.5.3)



**Fig.5.3** Vista en planta del simulador de sismos grande utilizado en la centrífuga de RPI (Van Laak et al., 1998).

El simulador de sismos mostrado anteriormente tiene las siguientes especificaciones:

Capacidad de carga útil	400 kg
Dimensiones	90X70X50 cm
Desplazamiento	12 mm
Velocidad pico	750 mm/seg
Aceleración pico a su máxima capacidad	30 g
Fuerza máxima del actuador	20 Ton
Frecuencia de operación	0- 400 Hz
Rango de operación	Mayor a 100 g

### 5.5 Programa de pruebas.

Se realizaron dos pruebas para evaluar el comportamiento de un talud homogéneo construido con arena fina completamente saturada, las características de los modelos se muestran en la tabla (5.1).

**Tabla 5.1 Características de los ensayos.**

No de ensaye	Nivel de gravedad	Aceleración máxima de la excitación	Viscosidad del fluido con respecto al agua	Angulo del Talud	Densidad Relativa de la Arena
Ensaye 1	60g	0.2g	60 $\nu$ (60 veces la viscosidad del agua)	33.69°	40%
Ensaye 2	120g	0.17g	120 $\nu$ (120 veces la viscosidad del agua)	33.69°	40%

Se realizaron dos pruebas a distintas aceleraciones y viscosidades de fluido, con la finalidad de verificar que el fenómeno se ha modelado correctamente, lo cual se conoce como modelado de modelos. El cual consiste, como se mencionó anteriormente, en que un mismo prototipo se modele a diferentes escalas y sus correspondientes aceleraciones "g" y posteriormente comparar los resultados en unidades de prototipo. Si los resultados son consistentes, entonces el fenómeno físico fue modelado correctamente.

### 5.6 Descripción de los modelos y su instrumentación.

Para este proyecto, se utilizó la cenrífuga de 100 g-ton y un simulador grande de sismos; se utilizó una caja rígida para la construcción del modelo, con dimensiones internas de 87.5 cm de largo, 37 cm de ancho y 35.8 cm de altura. El material utilizado para los experimentos fué arena fina de Nevada No. 120; esta arena está compuesta predominantemente de partículas de cuarzo con pequeñas cantidades de feldespato; la forma de los granos varía de redondeada a sub-redondeada. Este material es fabricado por la compañía Gordon de Compton, California. Las propiedades de este material se muestran en la tabla (5.2).

**Tabla 5.2 Características de la arena fina de Nevada (Arulmoli et al.,1992).**

<b>Gravedad Especifica</b>	<b>2.68</b>
<b>Peso Volumétrico Seco Maximo</b>	<b>17.33 kN/m<sup>3</sup></b>
<b>Relación de vacíos mínima</b>	<b>0.516</b>
<b>Peso Volumetrico Seco Minimo</b>	<b>13.87 kN/m<sup>3</sup></b>
<b>Relación de vacíos maxima</b>	<b>0.894</b>
<b>D<sub>50</sub></b>	<b>0.15mm</b>
<b>Permeabilidad</b>	<b>0.0021cm/seg</b>

La instrumentación de estos modelos consistió en instalar transductores de presión de poro (PPT), acelerómetros y transductores de desplazamiento (LVDT), las especificaciones se muestran en la tabla (5.3).

**Tabla 5.3 Especificaciones de los transductores.**

<b>Transductor</b>	<b>Dimensiones (mm)</b>	<b>Masa (gramos)</b>	<b>Modelo</b>
<b>Acelerómetro</b>	<b>7x12</b>	<b>2.8</b>	<b>PCB 303A03</b>
<b>Transductores de presión de poro</b>	<b>6x12</b>	<b>2.5</b>	<b>Druck PDCR81</b>
<b>LVDT</b>			
<b>Diam. extensión</b>	<b>1.8</b>	<b>2.2</b>	<b>Schaevitz</b>
<b>Base de plástico</b>	<b>35 diam.x1 ancho</b>	<b>2.2</b>	<b>MHR250</b>

Como ya se mencionó en la tabla 5.1 las excitaciones en la base aplicadas en los modelos fueron de 0.17 y 0.2g debido a que las aceleraciones registradas en el prototipo oscilaban entre esos valores aproximadamente como se mostró en el inciso 5.2.

### **5.7 Procedimiento para la preparación y saturación de los modelos.**

En lo que se refiere al procedimiento para la construcción de los modelos se describen los pasos de manera detallada:

1. Se prepara la caja rígida donde se construirá el modelo, se sella en todas sus juntas con silicón y se verifica que no se filtre el agua por las mismas.
2. Se coloca una membrana de látex en las paredes de la caja, para evitar la fricción del suelo con las mismas durante la prueba.
3. Se procede a pintar una cantidad suficiente de arena con pintura en aerosol, la cual debe de quedar con un color fuerte.

4. Se consigue una caja de espagueti y se procede a marcarlo de manera transversal al fideo con un plumón permanente a cada centímetro.
5. Se calibran todos los LVDT'S con un voltímetro, para obtener su rango y factor de calibración.
6. Se checa el funcionamiento de los transductores de presión de poro.
7. Se checa que funcionen correctamente los canales transmisores que se van a utilizar en la centrífuga.
8. Se procede a cubrir los acelerómetros miniatura piezo-eléctricos con cera para evitar la entrada de agua a los mismos y tengan un correcto funcionamiento.
9. Se pesa todo el material que va a ser colocado en la caja, por dos razones, la primera se debe a que se requiere un control en la densidad relativa, en nuestro caso es de 40% y la segunda es que se debe conocer el peso total del modelo para balancear la centrífuga.
10. Una vez que se pesó el material, se procede a su colocación dentro de la caja, lo cual se realiza por el método de pluviación en seco con un esparcidor en forma de "V" con una hilera de orificios de 2mm de diámetro y una separación de 5 mm aproximadamente y una ancho total igual al de la caja utilizada. La pluviación consiste en esparcir a lo largo de toda la caja, moviendo hacia adelante y hacia atrás en repetidas ocasiones el esparcidor a una altura de aproximadamente 2 cm tratando de mantenerla constante para que se consiga una densidad relativa de 40% aproximadamente.
11. A determinado espesor de la capa, el cual se mide con toda precisión y dependiendo de la escala del modelo se coloca la arena de color con un espesor de 2 mm aproximadamente.
12. Durante la pluviación se procede a determinar la ubicación exacta de los instrumentos y su colocación.
13. Se repiten los últimos tres pasos hasta cumplir con la escala del modelo requerido.
14. Una vez que se llegó a las dimensiones requeridas, se procede a la inserción de espagueti en el modelo de manera vertical y con la ayuda de tubos diminutos para facilitar la penetración en el suelo. El espagueti aunado a los

estratos de arena de color forman un buen indicador de las deformaciones tanto vertical como horizontal.

15. Terminada la instalación de spaghetti, el paso siguiente es el mover el modelo a la centrífuga con la ayuda de un montacargas, esto se debe de hacer con el mayor cuidado, para evitar la alteración del modelo.
16. Una vez montado el modelo en la centrífuga, se procede a sujetarlo a la base de la plataforma del simulador de sismos.
17. Se coloca una tapa de acrílico transparente sellada con un empaque, grasa y atornillada a la caja para someter el modelo a un proceso de desairado, el cual consiste en colocar unas válvulas en las esquinas de la tapa y estas a su vez se conectan a un compresor el cual actúa como aspiradora a una presión de 95 kPa, este proceso dura aproximadamente una hora, para extraer todo el aire que se encuentra en los vacíos del suelo.
18. En estos modelos para su saturación se utilizó un fluido viscoso, el cual es una mezcla de agua con un polvo el cual se llama Metolose, fabricado por la compañía química Shin-Etsu (Shin-Etsu Chemical, 1997). Esta solución de Metolose fué preparada disolviendo 2% de polvo con respecto al peso del agua, para alcanzar una viscosidad de 60 veces la del agua (60 centi-stokes de viscosidad cinemática) requerida para el primer modelo; y 2.5% de polvo con respecto al peso del agua para una viscosidad de 120 veces la del agua (120 centi-stokes de viscosidad cinemática) requerida para el segundo modelo. Como referencia, la viscosidad del agua a 20 grados centígrados es 1 centi-stoke. El propósito de utilizar el fluido viscoso es debido a que si los modelos se ensayaron a 60 y 120g's y a esa aceleración la permeabilidad del material aumenta proporcionalmente a la aceleración, por lo que utilizando un fluido viscoso la simulación de la permeabilidad es lo más cercana al prototipo. Por ejemplo: Si se utilizara agua en un ensaye a 60g para modelar la licuación de un prototipo de arena completamente saturada, considerando una permeabilidad K de  $0.0021 \cdot 60 = 0.126$  cm/seg, la cual corresponde a una arena gruesa en el campo en lugar de una arena fina como se utilizó en el modelo (Tan y Scott, 1985).

Otra duda que puede surgir es, si el fluido viscoso (Metolose) afecta las propiedades mecánicas del suelo a ensayar. Resultados de laboratorio y pruebas en centrífuga han mostrado que las propiedades de la arena de Nevada no se alteran cuando se utiliza Metolose (Dewoolkar et al., 1999; Stewart et al., 1998). Además, la densidad del fluido viscoso es  $1.01 \text{ g/cm}^3$ , que es esencialmente idéntica a la del agua, por lo cual no es necesaria ninguna corrección.

19. Una vez que terminó el proceso de desairado, se procede a saturar el modelo lentamente hasta un nivel de aproximadamente 2 cm por encima del suelo, la saturación con el fluido viscoso tomó un tiempo aproximado de 24 horas.
20. Cuando se ha terminado el proceso de saturación se retira la tapa y se coloca un marco sujetado a la superficie de la caja donde se montaron los LVDT's para checar las deformaciones verticales.
21. Una vez bien sujeto el marco, se hacen las conexiones de todos los instrumentos en el canal destinado para cada uno y se sujetan los cables a las partes rígidas de la centrífuga con bandas fijadoras de plástico resistente, esto con la finalidad de que no se tenga ningún elemento suelto y pueda causar un accidente.
22. Se procede a conectar las mangueras hidráulicas que suministran aceite al simulador de sismos.
23. De acuerdo con el peso del modelo se hace el cálculo para mover el contrapeso y balancear el brazo de la centrífuga.
24. Una vez que se encuentra todo perfectamente instalado, se procede a checar que todos los instrumentos tengan una señal adecuada en el sistema de adquisición de datos.

## **5.8 Ensaye del modelo y adquisición de datos.**

A continuación se muestra de manera detallada como se ensayó el modelo y su sistema de adquisición de datos:

Una vez que se ha checado el funcionamiento de todos los instrumentos, se procede a poner en funcionamiento la centrífuga, si el balance es correcto se sigue con la prueba y si no es así, se le colocan unos bloques para balancear la máquina. Ya que ésta se encuentra correctamente balanceada se somete el modelo al campo gravitacional requerido para el ensaye en particular. La centrífuga cuenta con dos cámaras de monitoreo, una montada en el brazo, para ver de cerca el desempeño del modelo y otra exterior para ver el desempeño de la centrífuga.

Para llegar a la aceleración final, ésta se va incrementando lentamente para no provocar alteraciones en el modelo; una vez alcanzada la aceleración requerida y consolidado el modelo, se envía por medio de la computadora una señal la cual provoca que el simulador de sismos aplique la excitación requerida en la base del mismo, cuando se aplica la excitación, los instrumentos transmiten los registros a otra computadora, la frecuencia de adquisición de datos es de 3000 puntos por segundo por canal, esto es mantenido por un periodo aproximado de 10 veces la duración de la excitación, hasta que las mediciones de presión de poro y los asentamientos se hayan estabilizado.

Cuando se termina la prueba se checa que todos los registros se encuentren dentro del rango de medición de los instrumentos, si todos los registros son correctos se procede a darles una correcta escala y a convertir las señales eléctricas en unidades de medición, utilizando los factores de calibración anteriormente obtenidos.

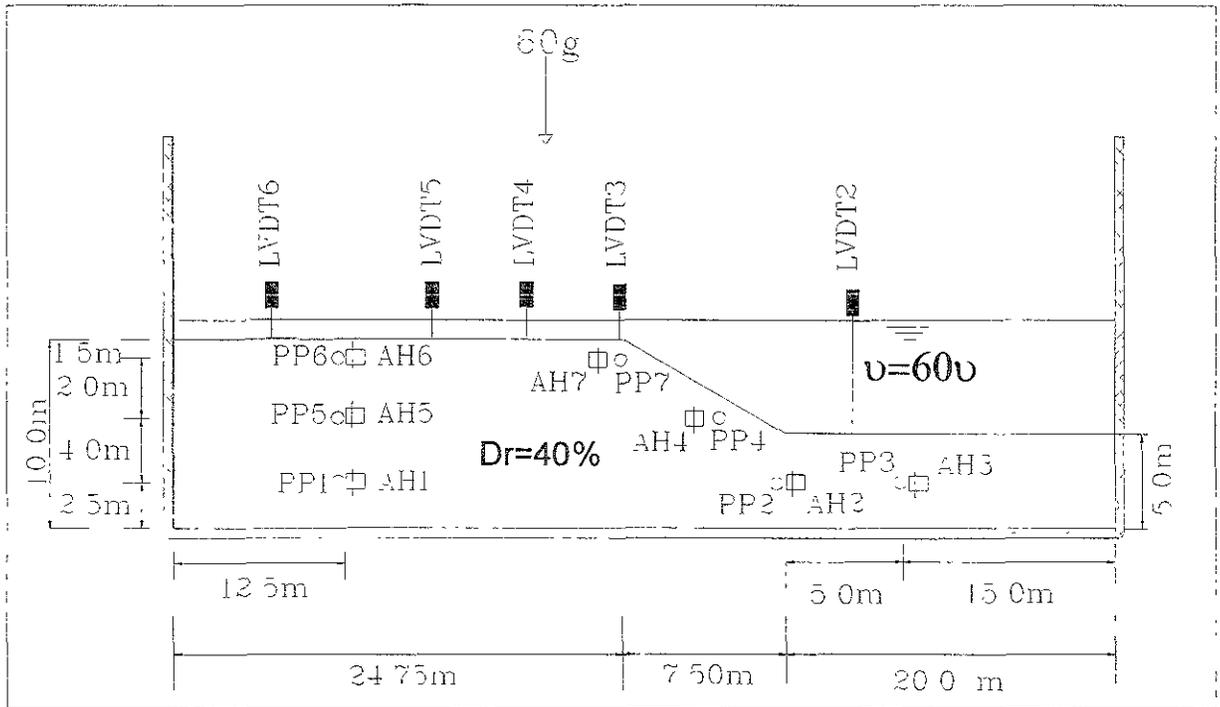
Ya que se tienen las mediciones, se procede a graficar los resultados para observar cómo se comportó el modelo durante la prueba y determinar las conclusiones al respecto.

## **5.9 Modelo N. 1 ensayado a 60g y 60 v**

### **5.9.1 Descripción general del modelo**

Este modelo simula un talud de arena de 33 grados de inclinación, con una altura superior de 10 metros en su extremo izquierdo y 5 metros en el extremo

derecho. El modelo fué construido con arena fina de Nevada No. 120 y colocada a una densidad relativa de 40% con el proceso mencionado en el inciso anterior. La instrumentación de este modelo consta de acelerómetros (AH), medidores de presión de poro (PPT) y medidores de desplazamiento (LVDT) (Fig. 5.4). Además se colocaron espaghetis y arena de color como indicadores de las deformaciones permanentes tanto horizontal como vertical.



**Fig 5.4 Modelo No.1 ensayado a 60g**

### 5.9.2 Localización de los instrumentos.

El saber la correcta localización de los instrumentos es una de las partes fundamentales del ensayo, dado que de ahí depende la correcta interpretación de los resultados arrojados por los transductores y su correlación con las coordenadas del prototipo.

Debido a lo anterior se elaboró la tabla 5.4, en la cual se muestran las coordenadas donde está el origen de los ejes de referencia X,Y,Z y utilizando unidades de prototipo, ésta en conjunto con la figura 5.4 permite al lector darse una idea más clara de la ubicación de los instrumentos.

**Tabla 5.4 Localización de los instrumentos en el ensaye de Niigata a 60g  
(Unidades de prototipo)**

Transductor	Instrumento	Coordenadas (m)		
		X	Y	Z
Acelerómetro	AH1	39.75	11.82	2.5
	AH2	20	11.82	2.5
	AH3	15	11.82	2.5
	AH4	22.75	11.82	6.5
	AH5	39.75	11.82	6.5
	AH6	39.75	11.82	8.5
	AH7	27.5	11.82	8.5
LVDT	LVDT2	17	11.82	5
	LVDT3	30.4	11.82	10
	LVDT4	32.4	11.82	10
	LVDT5	35.4	11.82	10
	LVDT6	41.4	11.82	10
Transductor de presión de poro	PP1	39.75	7.89	2.5
	PP2	20	7.89	2.5
	PP3	15	7.89	2.5
	PP4	22.75	7.89	6.5
	PP5	39.75	7.89	6.5
	PP6	39.75	7.89	8.5
	PP7	27.5	7.89	8.5

### 5.9.3 Excitación registrada en la base en el modelo.

En la prueba realizada a 60g, se le aplicó una excitación en la base de 0.2g, con 20 ciclos de 1Hz de frecuencia. El valor de aceleración máxima fué de 0.26 y la aceleración promedio 0.1g como se muestra en la tabla 5.5.

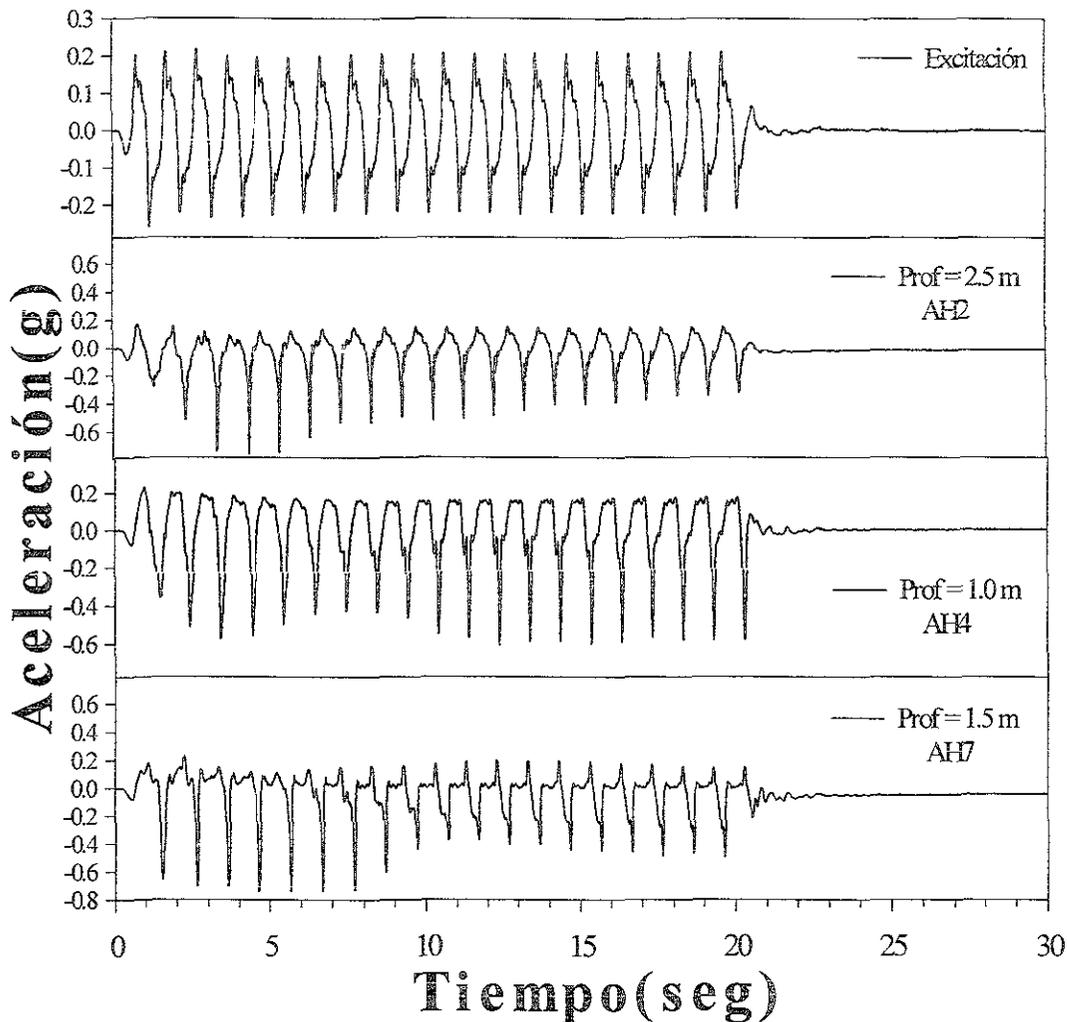
**Tabla 5.5 Características de la excitación.**

<b>Ensaye 1</b>	<b>60 g</b>
<b>Aceleración máxima</b>	<b>0.26 g</b>
<b>Aceleración promedio</b>	<b>0.1 g</b>
<b>Frecuencia</b>	<b>1 Hz.</b>
<b>N<sub>o</sub> de ciclos</b>	<b>20</b>

### 5.9.4 Aceleraciones registradas.

#### 5.9.4.1 Aceleraciones registradas en el talud.

En la prueba realizada a 60g y saturada con un fluido viscoso de 60 veces la viscosidad del agua (60 $\nu$ ), la señal de aceleración de salida consistió en 20 ciclos de 0.2g y una frecuencia de 1 Hz. Los instrumentos AH2, AH4 y AH7 localizados en el talud y sus alrededores (fig. 5.5), registraron una reducción en la amplitud de las aceleraciones positivas en los primeros 2 segundos, después de la reducción se muestran largos picos en la dirección negativa del talud.



**Fig 5.5 Registro de aceleraciones en el talud prueba a 60g.**

#### **5.9.4.2 Aceleraciones registradas en campo libre.**

En el caso de los instrumentos localizados en el campo libre AH1, AH5 y AH6 (Fig. 5.6) se registró una reducción en las aceleraciones después de los 2 segundos, pero en este caso la amplitud de la señal fué mucho menor que en la zona del talud, y no se presentan los largos picos después de 7 segundos, como se observa en los registros de los acelerómetros localizados en el talud.

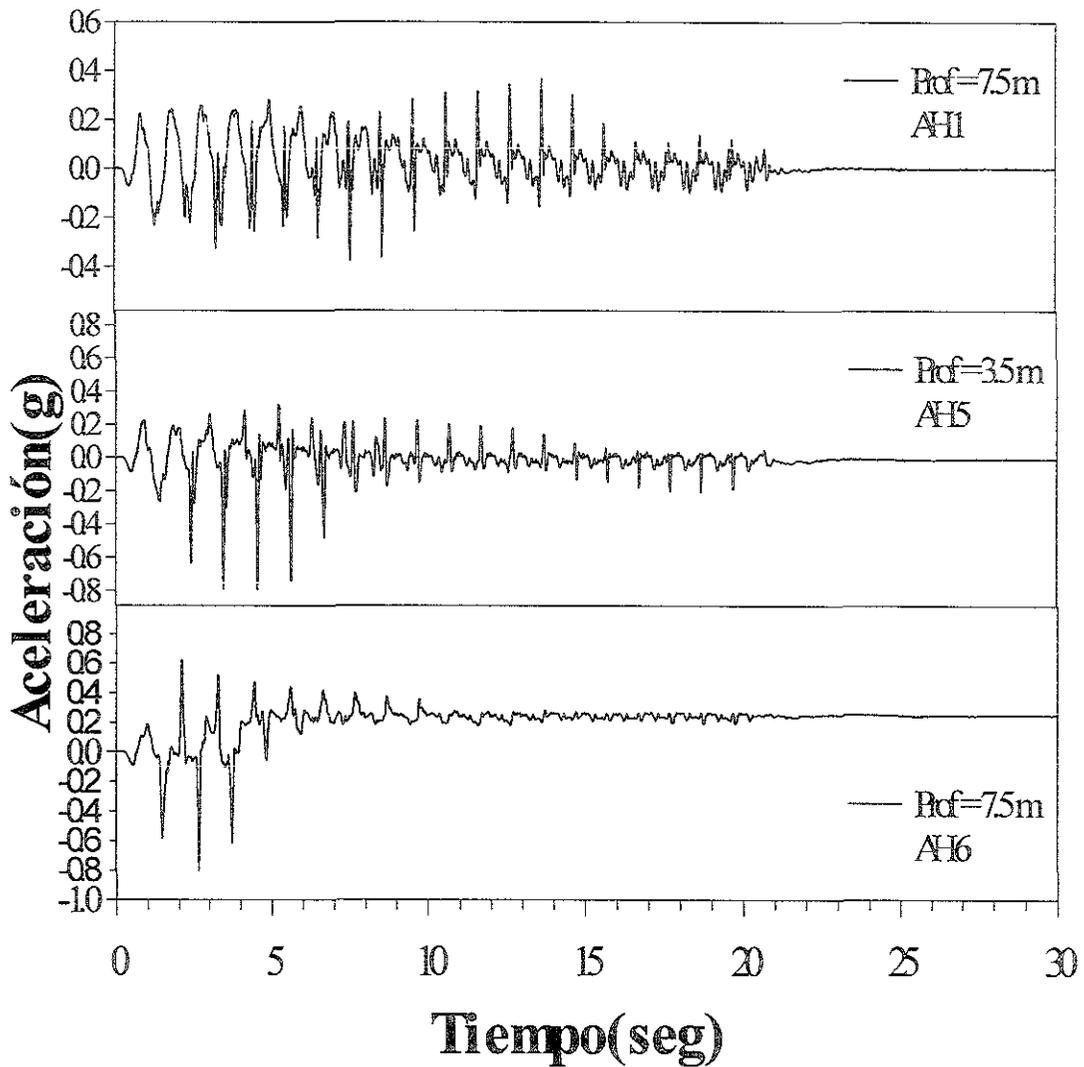


Fig. 5.6 Aceleraciones registradas en el campo libre en la prueba a 60g

### 5.9.5 Registro de excesos de presiones de poro.

#### 5.9.5.1 Excesos de presiones de poro registrados en el talud.

En el ensaye a 60g, los transductores de presión de poro (PPT) localizados en el talud PP2, PP3, PP4 y PP7 (Fig. 5.7) muestran que la licuación ocurrió después de los 2 segundos, debido a que en este tiempo las historias de exceso de presión de poro alcanzaron la línea  $r_u = u/\sigma'_v = 1.0$ , lo cual significa que se igualan las presiones de poro y los esfuerzos efectivos y la resistencia la esfuerzo cortante tiende a ser nula, produciendo el fenómeno de licuación. En esta zona se presentó

reducción en el exceso de presión de poro después de que ocurrió el fenómeno de licuación.

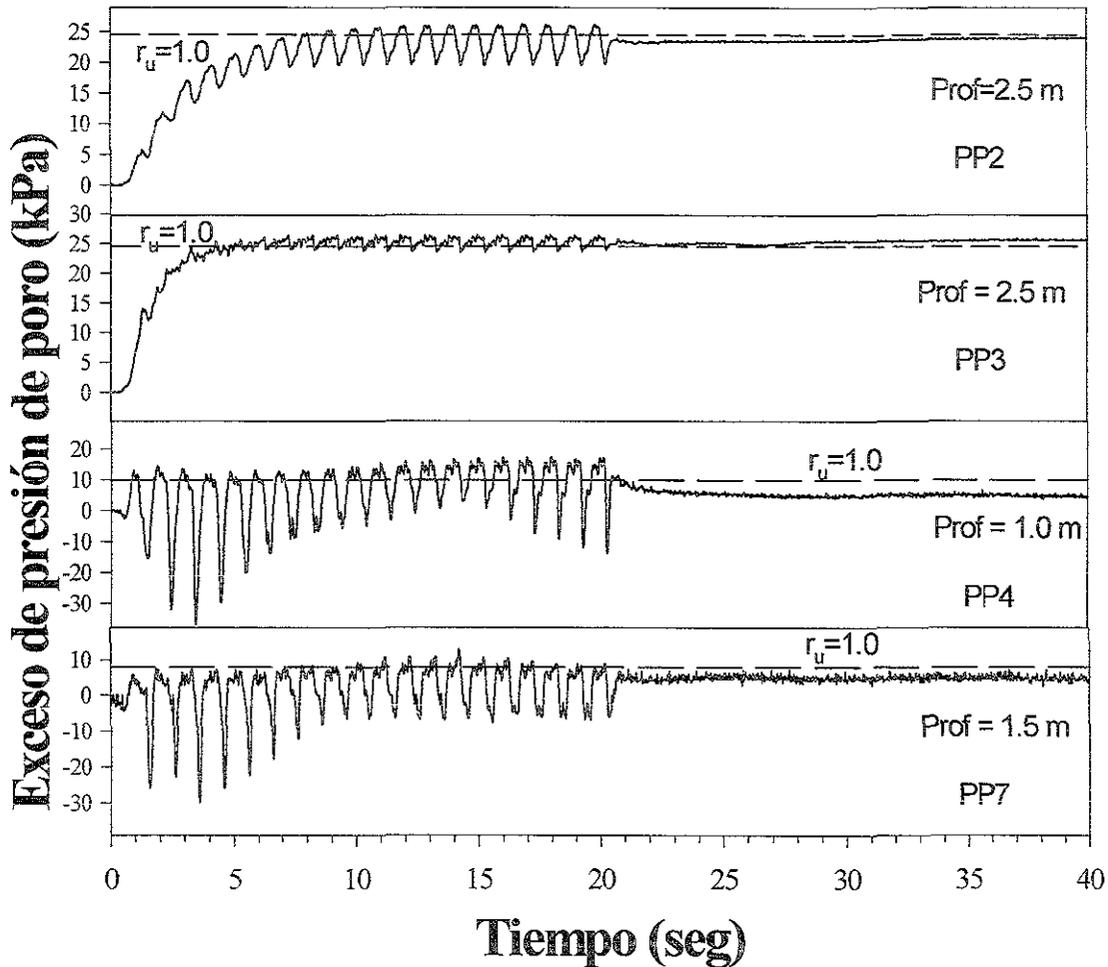


Fig. 5.7 Registro de exceso de presión de poro en el talud ensaye a 60g

#### 5.9.5.2 Exceso de presiones de poro registrados en campo libre.

En el caso de los instrumentos localizados en el campo libre PP1, PP5 y PP6 (Fig.5.8) muestran que la licuación ocurrió unos segundos después que en la zona cercana al talud, pero en este caso no se observó una variación importante en el exceso de presión de poro después de que ocurrió la licuación.

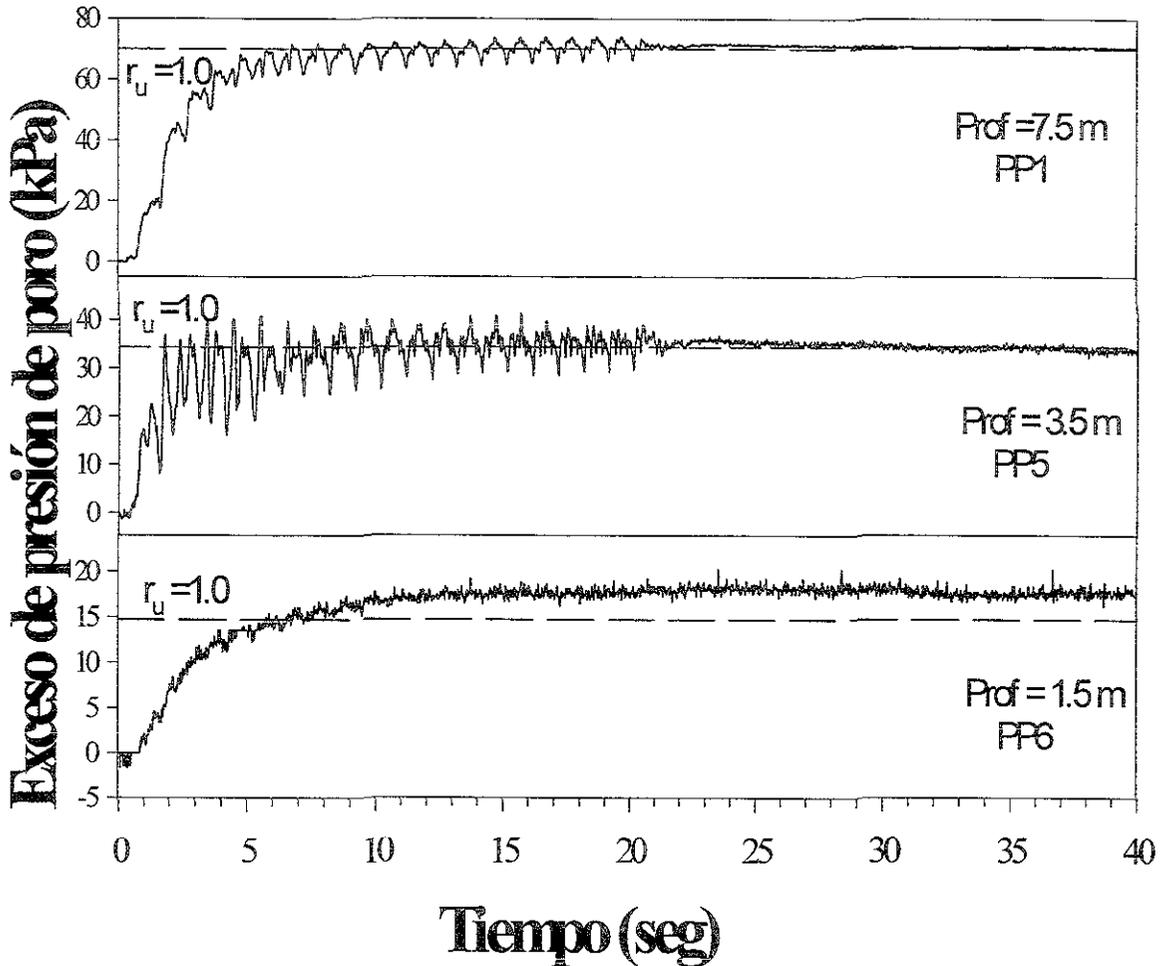


Fig 5.8 Registro del exceso de presión de poro en campo libre ensaye a 60g

### 5.9.5.3 Isócronas en campo libre.

En la figura 5.9 se presenta la información piezométrica en Isócronas de exceso de presión de poro durante la excitación. La línea punteada en esta gráfica corresponde a los esfuerzos verticales iniciales ( $\sigma'_v$ ) con lo cual se indica los alcances de la licuación inicial.

En la fig 5.9 se observa que la licuación inicial penetró a una profundidad mayor a 7.5 m (unidades de prototipo), que era donde se encontraba localizado el instrumento (PP1).

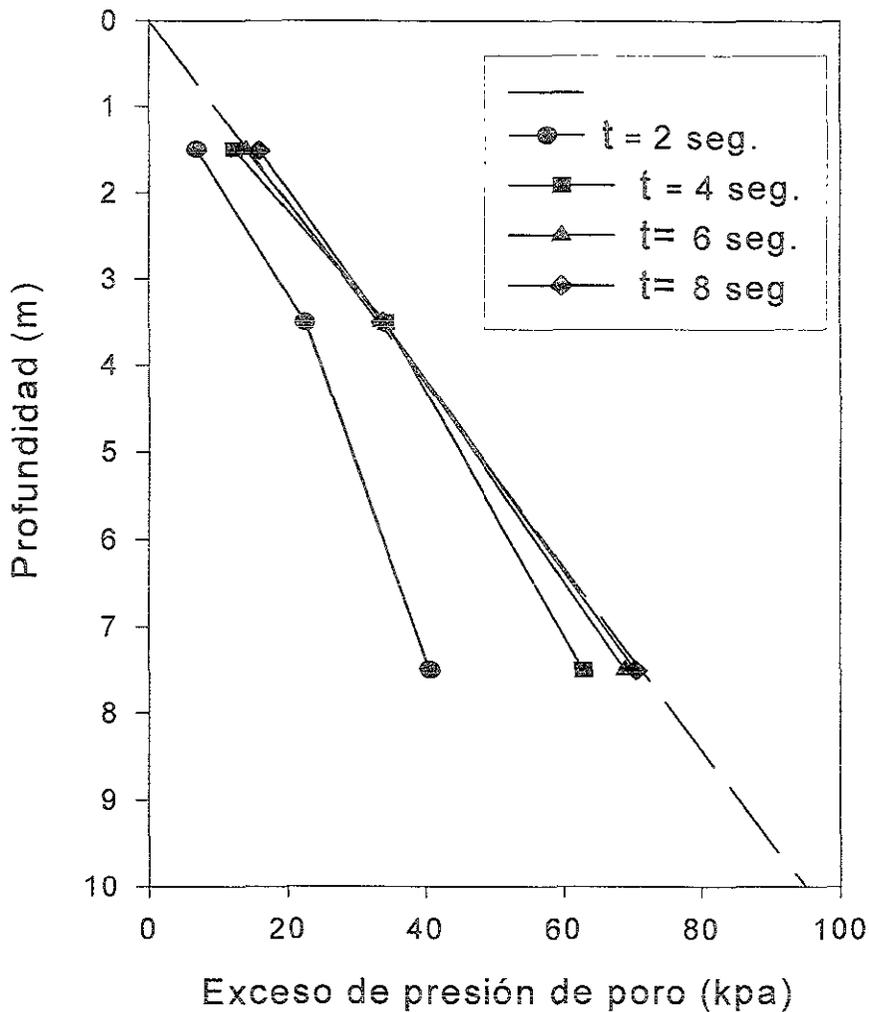


Fig. 5.9 Isócronas de exceso de presión de poro en campo libre.

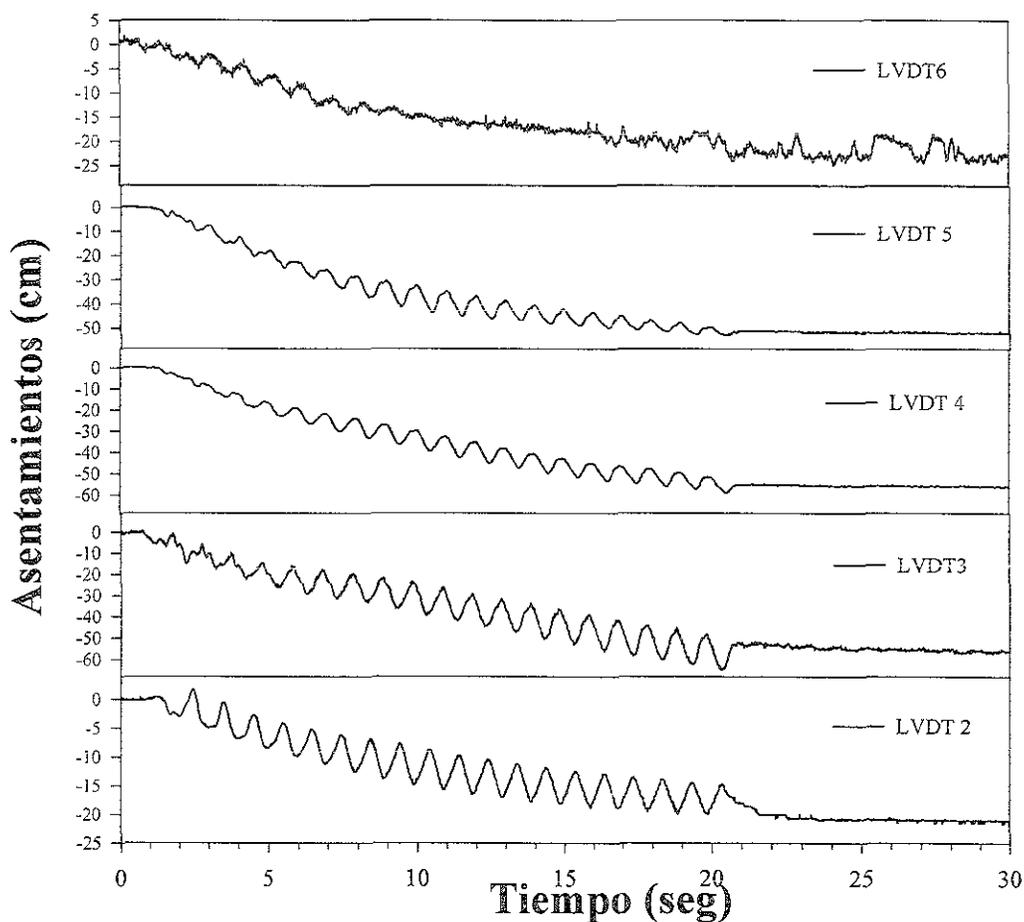
#### 5.9.6 Asentamientos registrados.

Los asentamientos en la superficie del suelo fueron medidos utilizando transductores de desplazamiento (LVDT).

En el primer ensaye a 60g, los asentamientos superficiales registrados en unidades de prototipo por los LVDT estuvieron en el rango de 25 a 65 cm.

Los asentamientos maximos se localizaron en la cresta del talud donde se encontraban localizados el LVDT3 y LVDT4 (Fig 5.10).

Es necesario observar en la figura 5.10 que los asentamientos fueron incrementándose a medida que se acercaban al talud.



**Fig. 5.10 Asentamientos en la superficie en el ensaye a 60g.**

### 5.9.7 Desplazamientos laterales permanentes registrados.

Los desplazamientos laterales permanentes fueron registrados tomando la lectura de la posición inicial y final de las marcas del espagueti, esto se llevó a cabo calcando las marcas en un acetato, para después capturar las lecturas y obtener la magnitud de los vectores de desplazamiento.

La máxima deformación obtenida con los espagueti fué localizada en el talud y fué mayor a los 1.9 m en unidades de prototipo en el ensaye a 60g (Fig. 5.11).

En la Figura 5.12 se muestra la fotografía de los espaguetis deformados indicando la magnitud de los desplazamientos laterales.

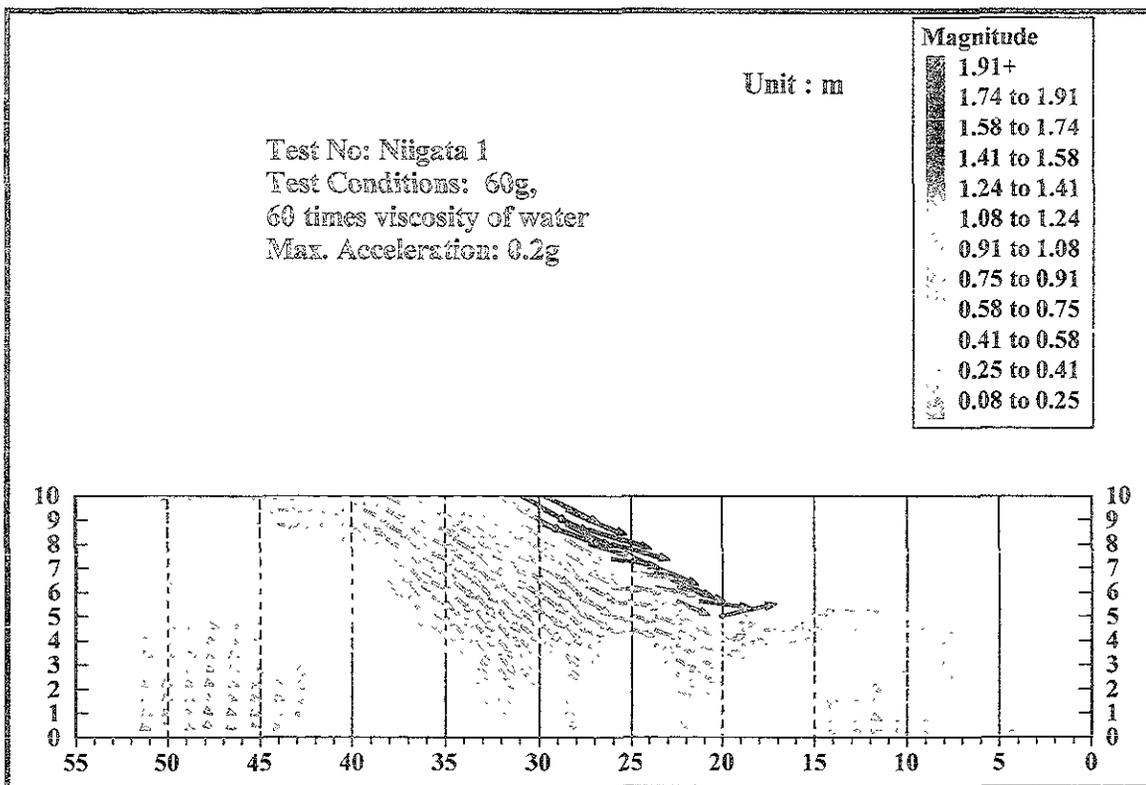


Fig. 5.11 Vectores de desplazamiento en el ensaye a 60g.

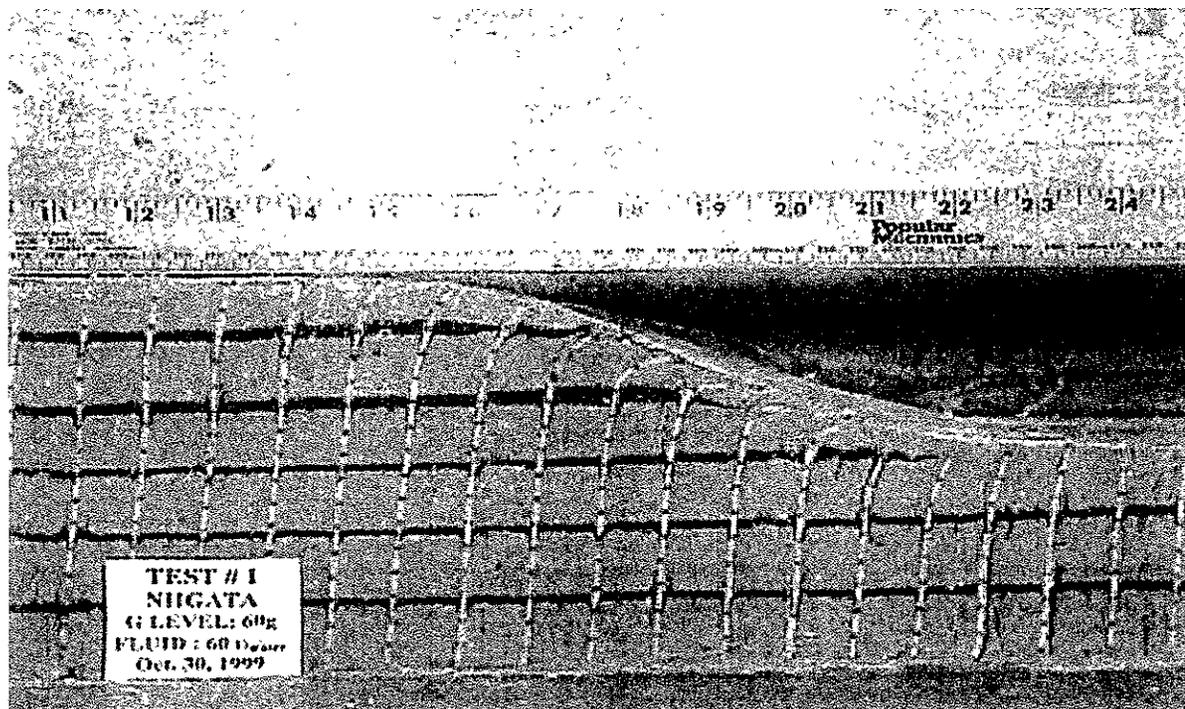


Fig. 5.12 Espagueti deformado en el ensaye a 60g.

## 5.10 Modelo N<sub>o</sub> 2 ensayado a 120 g y 120 v

### 5.10.1 Descripción general del modelo.

Este modelo simula un talud de arena de 33 grados de inclinación, con una altura superior de 10 metros en su extremo izquierdo y 5 metros en el extremo derecho. El modelo fué construido con arena fina de Nevada N<sub>o</sub> 120 y colocada a una densidad relativa de 40% con el proceso mencionado en el inciso 5.7. La instrumentación de este modelo consta de acelerómetros (AH), medidores de presión de poro (PPT) y medidores de desplazamiento (LVDT) (Fig. 5.13). Este modelo se hizo con la finalidad de comprobar los valores obtenidos en el primero, dado que sus dimensiones en prototipo son iguales a excepción de la distancia de los instrumentos localizados en campo libre, los cuales se encuentran a una distancia (prototipo) de casi tres veces la distancia de los instrumentos colocados en campo libre en el modelo 1 a 60g. Esto se hizo con la finalidad de observar el comportamiento de licuación a medida que se aleja del talud.

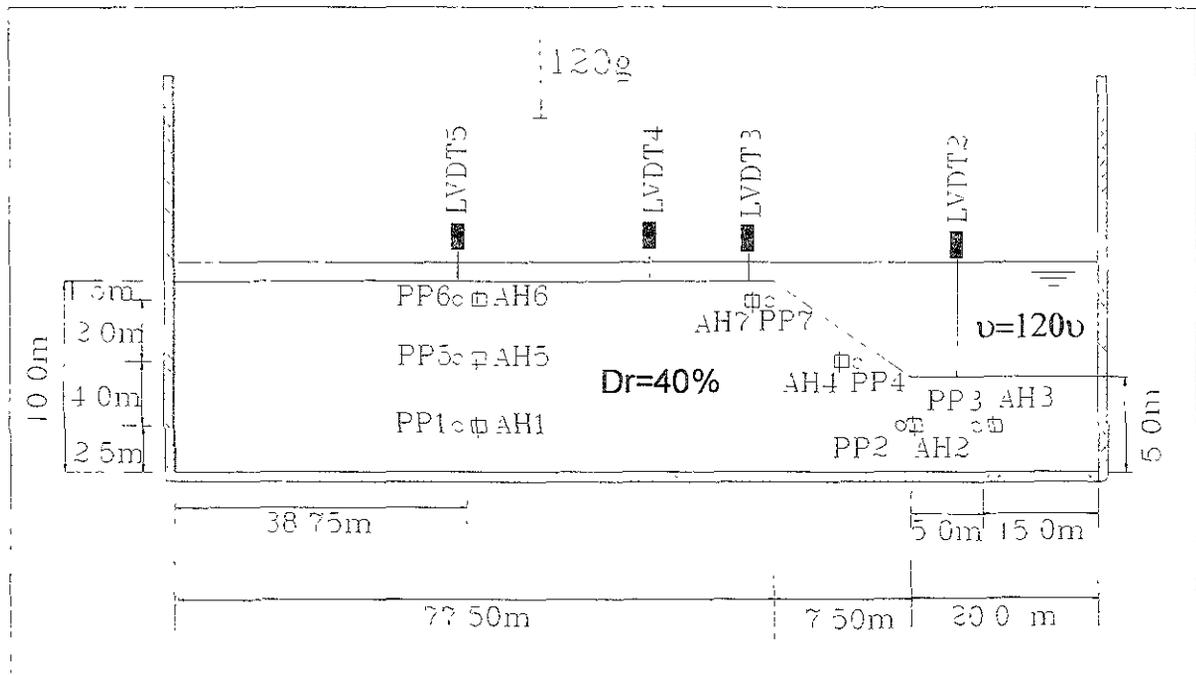


Fig 5.13 Modelo ensayado a 120g

### 5.10.2 Localización de los instrumentos.

En la tabla 5.6, se muestran las coordenadas en X,Y,Z de cada instrumento en unidades de prototipo, esta tabla en conjunto con la figura 5.13 permite al lector darse una idea más clara de la ubicación de los instrumentos.

**Tabla 5.6 Localización de los instrumentos en el ensaye de Niigata a 120g  
(Unidades de prototipo)**

Transductor	Instrumento	Coordenadas (m)		
		X	Y	Z
Acelerometro	AH1	66.25	23.64	2.5
	AH2	20	23.64	2.5
	AH3	15	23.64	2.5
	AH4	22.75	23.64	6.5
	AH5	66.25	23.64	6.5
	AH6	66.25	23.64	8.5
	AH7	27.5	23.64	8.5
LVDT				
	LVDT2	17	23.64	5
	LVDT3	30.4	23.64	10
	LVDT4	36.4	23.64	10
	LVDT5	48.4	23.64	10
Transductor de Presión de Poro				
	PP1	66.25	15.75	2.5
	PP2	20	15.75	2.5
	PP3	15	15.75	2.5
	PP4	22.75	15.75	6.5
	PP5	66.25	15.75	6.5
	PP6	66.25	15.75	8.5
PP7	27.5	15.75	8.5	

### 5.10.3 Excitación registrada en la base.

En la prueba realizada a 120g, se le aplicó una excitación en la base de 0.17g, con 20 ciclos de 1Hz de frecuencia. El valor de aceleración máxima fué de 0.19g y la aceleración promedio 0.08g como se muestra en la tabla 5.7.

**Tabla 5.7 Características de la excitación.**

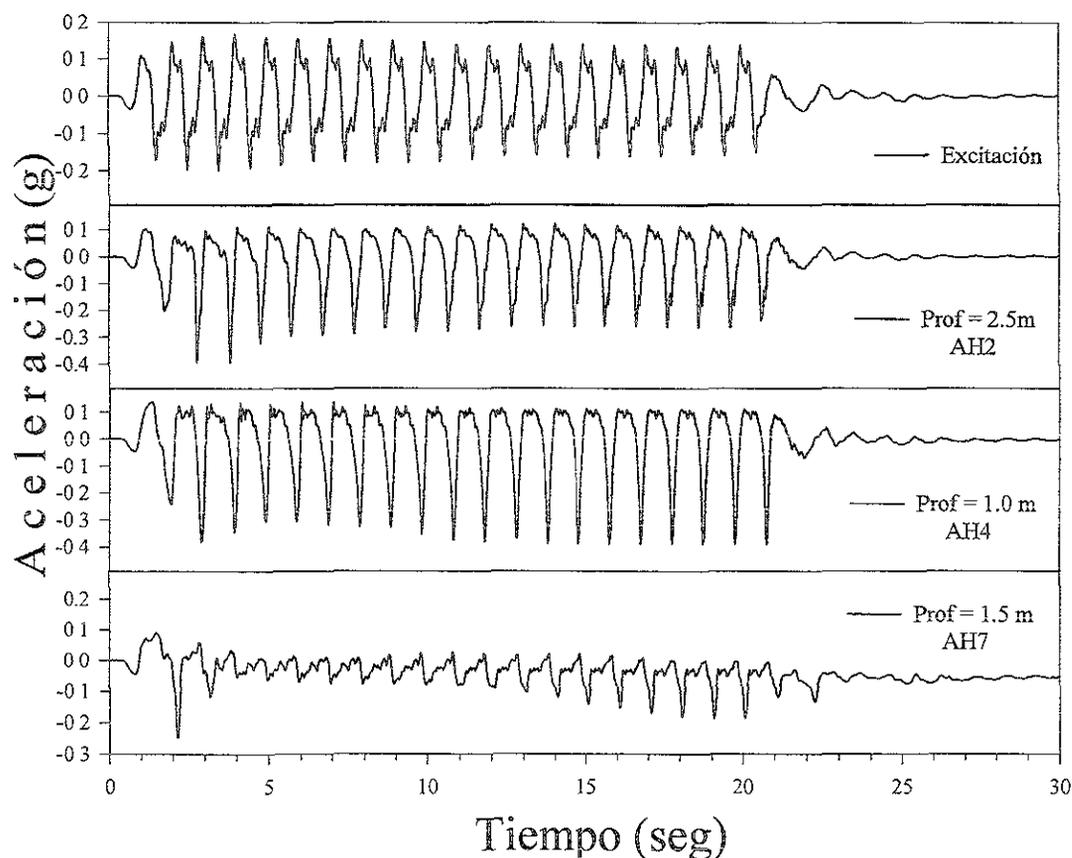
<b>Ensaye 2</b>	<b>120g</b>
<b>Aceleración máxima</b>	<b>0.19g</b>
<b>Aceleración promedio</b>	<b>0.08g</b>
<b>Frecuencia</b>	<b>1 Hz</b>
<b>N<sub>o</sub> de ciclos</b>	<b>20</b>

### 5.10.4 Aceleraciones registradas.

#### 5.10.4.1 Aceleraciones registradas en el talud.

El modelo N<sub>o</sub> 2 es el que se le conoce como modelo de modelos, debido a que se ensaya el mismo prototipo, pero en diferente campo gravitacional, todo ello con la finalidad de asegurar que los resultados son repetibles. Este modelo fué ensayado a 120g, y el fluido viscoso utilizado fué de 120 veces la viscosidad del agua (120 $\mu$ ), la aceleración de excitación consistió en una onda senoidal con frecuencia de 1HZ y 20 ciclos de amplitud 0.17g. Los instrumentos AH2, AH4 y

AH7 localizados en el talud (Fig. 5.14) registraron una respuesta muy similar a la del primer ensaye.



**Fig. 5.14 Registro de aceleraciones en el talud prueba a 120g.**

En la figura 5.14 se observa una reducción en la amplitud de las aceleraciones en el sentido positivo, lo cual sugiere que la licuación ocurrió a los 2 segundos y continuó después, aquí también se observan largos picos en el diagrama de aceleraciones, esto se cree que es debido al comportamiento dilatante de las partículas causado por largos desplazamientos en esta zona.

#### **5.10.4.2 Aceleraciones registradas en campo libre.**

En el caso de los instrumentos localizados en campo libre AH5 y AH6 (Fig.5.15) se observa la reducción en la amplitud de los registros, se percibe

también una amplitud más pequeña en los acelerogramas, que los diagramas de los instrumentos localizados cerca del talud, esta reducción se puede atribuir a que en campo libre no se tienen esfuerzos estáticos, y el material no puede desarrollar grandes deformaciones que generen comportamiento dilatante del material.

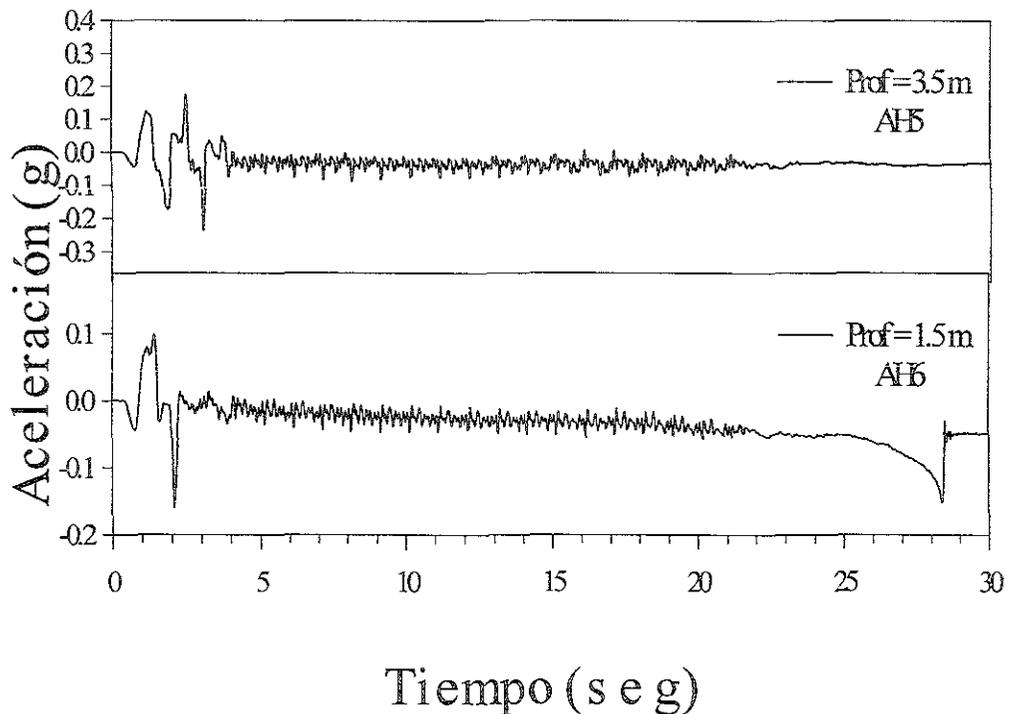
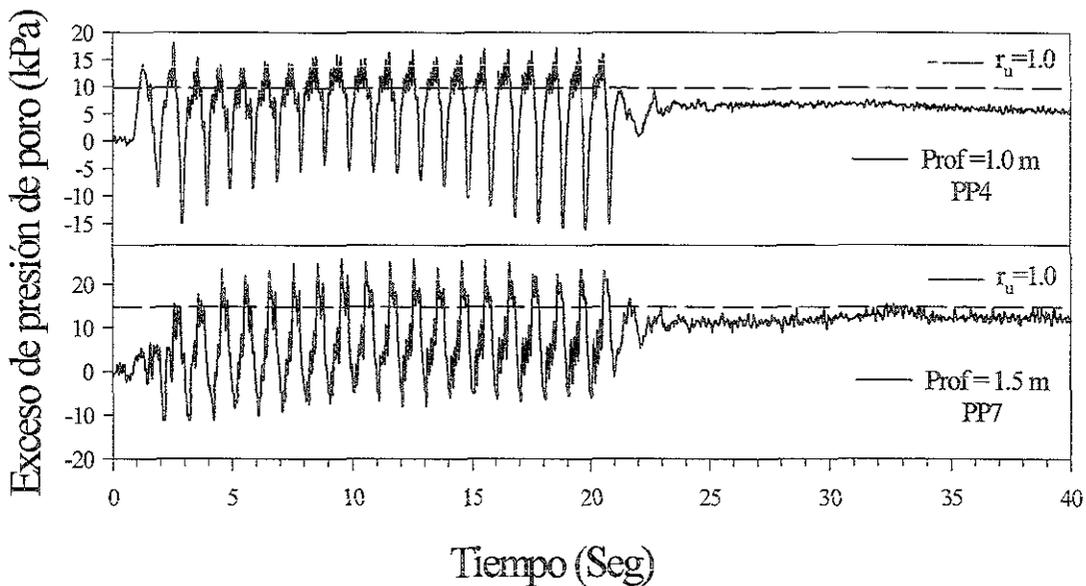


Fig. 5.15 Registro de aceleraciones en campo libre prueba a 120g.

#### 5.10.5 Registro de exceso de presiones de poro.

##### 5.10.5.1 Exceso de presión de poro registrada en el talud

En el modelo N<sub>o</sub> 2 , los instrumentos localizados en el talud PP4 y PP7 (Fig. 5.16) muestran en sus registros piezométricos, que la licuación ocurrió entre 2 y 3 segundos, por lo que se observa una reducción instantánea en el exceso de presión de poro después de ese tiempo. El tiempo en que ocurrió el fenómeno mencionado coincide con las reducciones en las amplitudes de los acelerogramas.



**Fig 5.16 Registro del exceso de presión de poro en el talud prueba a 120g.**

#### 5.10.5.2 Exceso de presión de poro registrada en campo libre.

Al igual que en el primer ensaye a 60g, en el modelo a 120g los instrumentos localizados en campo libre PP5 y PP6 (Fig 5.17) registraron que la licuación ocurrió también unos segundos después que en el talud y se muestra también que no presentó reducción en la presión de poro en esta zona después de ocurrida la licuación.

#### 5.10.5.3 Isócronas en campo libre.

En la figura 5.18 se presenta la información piezométrica en Isócronas de exceso de presión de poro durante la excitación. La línea punteada en esta gráfica corresponde a los esfuerzos verticales iniciales ( $\sigma'_v$ ) con lo cual se indican, los alcances de la licuación a una profundidad determinada.

En la Fig 5.18 se observa que la licuación inicial penetró a una profundidad de 3.5 m (unidades de prototipo), que era donde se encontraba localizado el

instrumento (PP5). Pero seguramente la excitación logró licuar todo el depósito, basados en los registros de presión de poro PP4 y PP7.

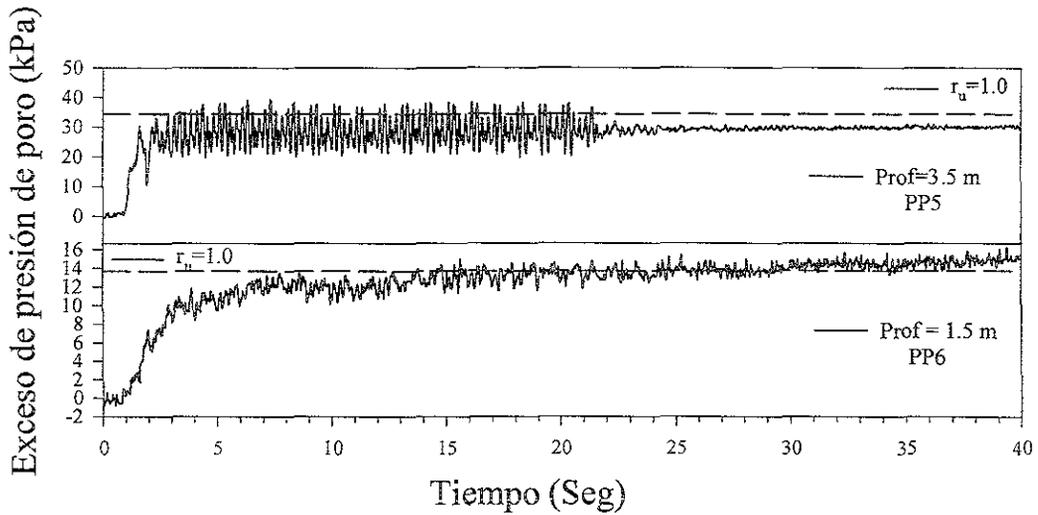


Fig. 5.17 Registro del exceso de presión de poro en campo libre prueba a 120g.

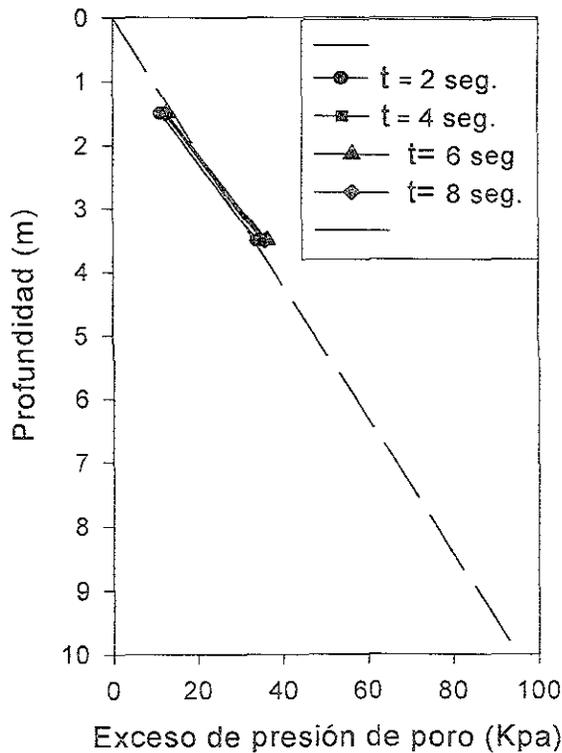


Fig. 5.18 Isócronas de exceso de presión de poro en campo libre.

### 5.10.6 Asentamientos registrados.

En el caso de la prueba a 120g los asentamientos registrados por los instrumentos estuvieron en el rango de 25 a 85 cm (Fig. 19). En este ensaye se presenta también el mismo patrón de deformaciones verticales que en la prueba a 60g, los asentamientos mayores se registraron en la cresta del talud donde se encontraban localizados los instrumentos LVDT3 y LVDT4, y disminuyen a medida que se incrementaba la distancia con respecto al talud.

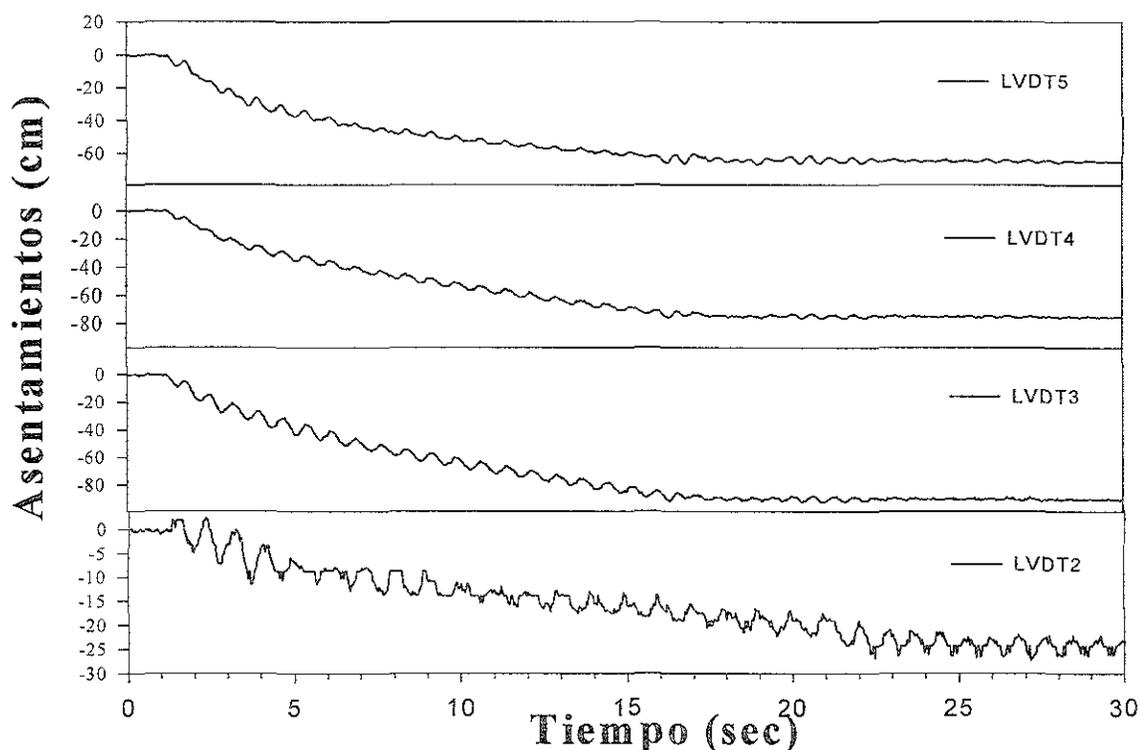


Fig. 5.19 Asentamientos en la superficie del modelo a 120g.

### 5.10.7 Desplazamientos laterales permanentes.

En el segundo ensaye a 120g (modelo de modelos) el patrón de deformación es muy similar al del ensaye a 60g, pero en este caso las deformaciones laterales máximas permanentes registradas fueron del orden de 3.5 m en unidades de prototipo como se muestra en la figura 5.20 En la figura 5.21 se muestra la fotografía del espagueti deformado después de realizada la prueba.

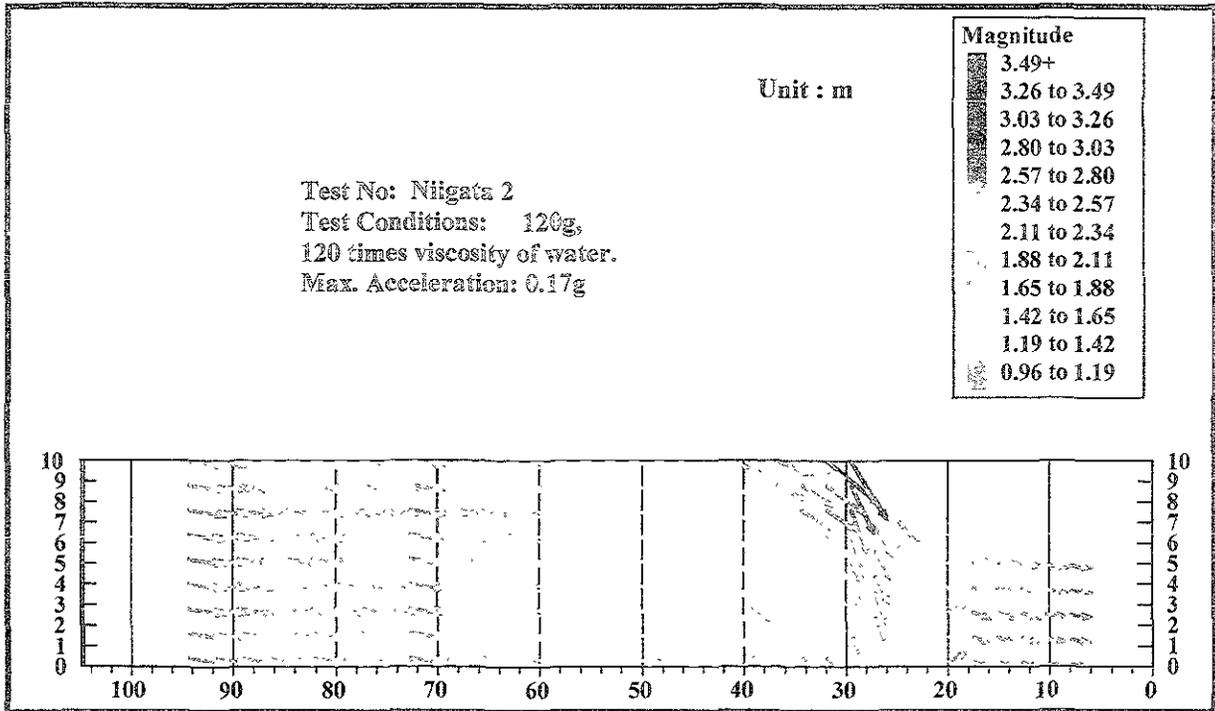


Fig. 5.20 Vectores de desplazamiento en el ensaye a 120g.

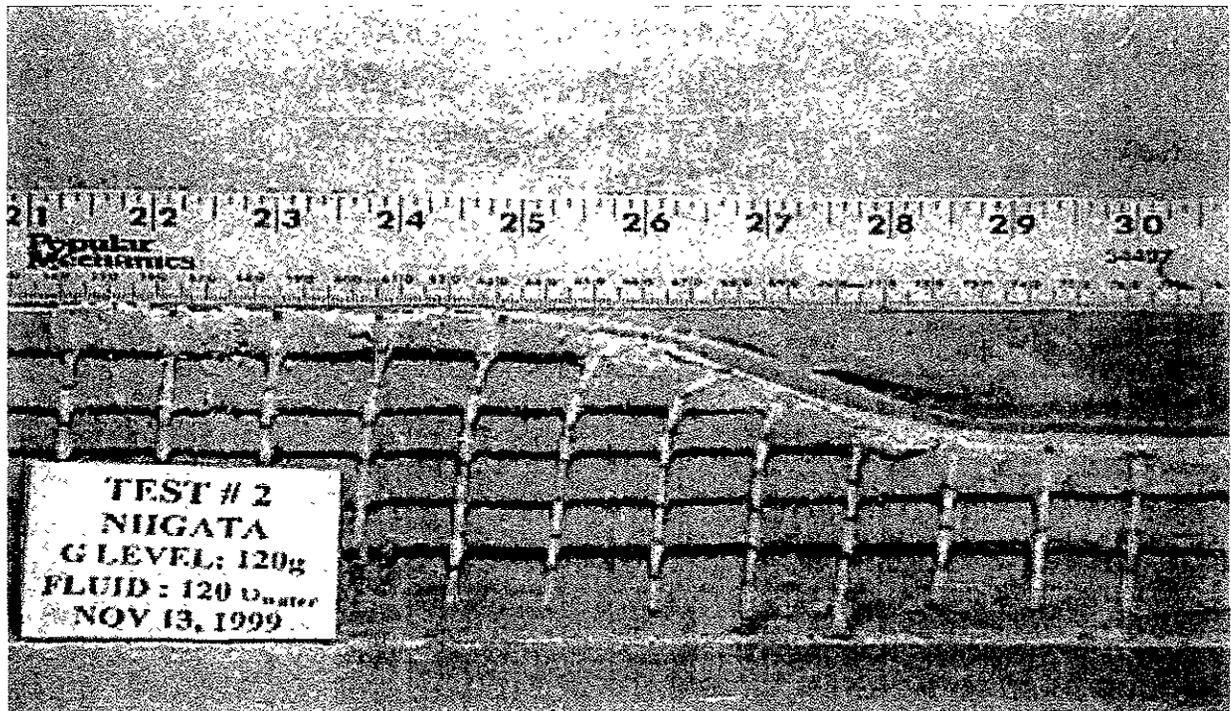


Fig 5.21 Espagheti deformado en el ensaye a 120g.

## 5.11 Modelado de modelos.

### 5.11.1 Comparación entre los modelos 1 y 2.

A continuación se presentan las comparaciones entre los dos modelos, con la finalidad de ver que los resultados tengan una concordancia razonable; es necesario mencionar que los modelos son prácticamente iguales, ensayados a distintas aceleraciones y con distintas viscosidades en el fluido de saturación, para cumplir con los factores de escala; la única diferencia es que la distancia de colocación de los instrumentos en campo libre con respecto al talud, es mucho mayor en el segundo modelo. Esto se hizo con la finalidad de observar el comportamiento del suelo a medida que se aleja del talud.

### 5.11.2 Excitación en la base.

A continuación se presenta la comparación de las excitaciones aplicadas en la base correspondientes a los dos modelos ensayados (Fig.5.24).

Tabla 5.8 Comparación de la excitación en la base de los 2 modelos.

<b>Ensaye 1</b>	<b>60g</b>	<b>Ensaye 2</b>	<b>120g</b>
<b>Aceleración máxima</b>	<b>0.26g</b>	<b>Aceleración máxima</b>	<b>0.19g</b>
<b>Aceleración promedio</b>	<b>0.1g</b>	<b>Aceleración promedio</b>	<b>0.08g</b>
<b>Frecuencia</b>	<b>1 Hz</b>	<b>Frecuencia</b>	<b>1 Hz</b>
<b>N.º de ciclos</b>	<b>20</b>	<b>N.º de ciclos</b>	<b>20</b>

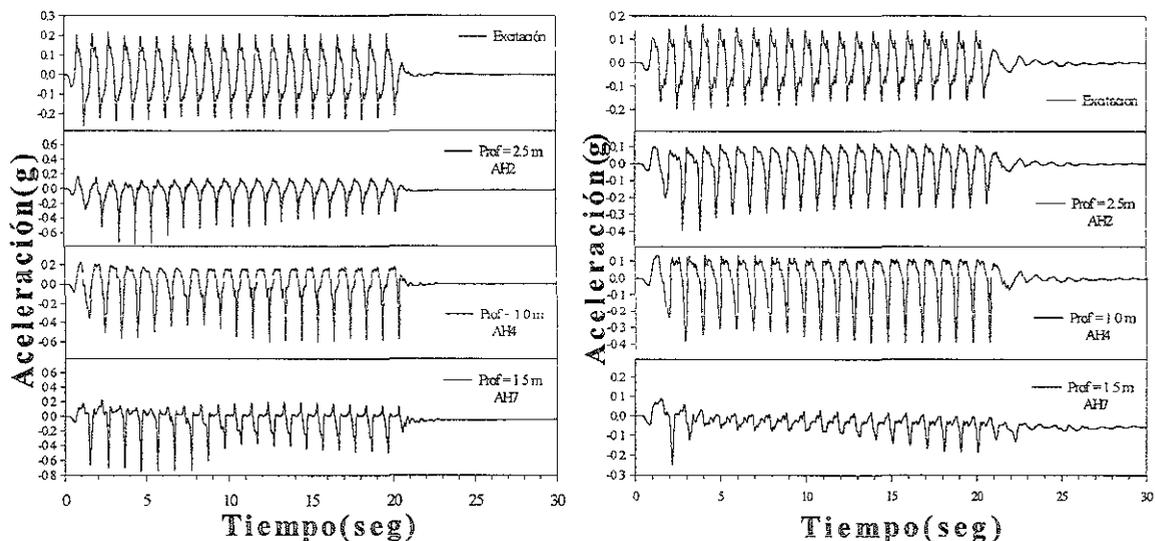
En la tabla anterior (Tabla 5.8) se observa que en el modelo ensayado a 60g, registra mayores aceleraciones en la base que el modelo ensayado a 120g; se observa también que la frecuencia y el número de ciclos son los mismos en ambos modelos. En incisos posteriores se explicará el efecto de las excitaciones en la base, en el comportamiento de los modelos.

### **5.11.3 Aceleraciones en el talud.**

En las figuras 5.24a y 5.24b se observa que las señales registradas tienen similitud. En el instrumento AH7 localizado a 1.5 m de profundidad se observa una reducción en las aceleraciones entre uno y dos segundos en ambos ensayos; esto se debe a la reducción en los esfuerzos efectivos debido a que comenzó el fenómeno de licuación; después se observa en la primera prueba que se forman grandes picos, esto se debe a que se tiene un comportamiento dilatante en esta zona debido a grandes deformaciones, lo cual ocasiona que el material presente nuevamente resistencia al esfuerzo cortante. En el caso de la segunda prueba no se observa tan marcadamente el comportamiento dilatante, esto se debió a que el instrumento se encontraba localizado en la cresta del talud y este se desplazó con el deslizamiento del material talud abajo. Se observa también que las aceleraciones registradas fueron mayores en la prueba realizada a 60g, lo cual es congruente, debido a que se le aplicó una mayor excitación.

En el caso del instrumento AH4 localizado a 3.5 m de profundidad se observa en ambos modelos que la reducción en las aceleraciones comenzó al igual que en los instrumentos localizados en la superficie, entre uno y dos segundos, después se observan grandes picos debido al comportamiento dilatante. A esta profundidad se observa que la magnitud de las aceleraciones es un poco mayor en la prueba ensayada a 60g.

Por último en los instrumentos AH2 localizados a 2.5 m de profundidad se observa que la reducción en las aceleraciones ocurrió al mismo tiempo que en los demás instrumentos, presentando también comportamiento dilatante y una ligera mayor aceleración en la prueba realizada a 60g.



a) Prueba a 60g

b) Prueba a 120g

Fig. 5.24 Comparación de los acelerogramas registrados en el talud

#### 5.11.4 Aceleraciones en campo libre.

En el caso de los instrumentos localizados en campo libre Fig.5.25a y 5.25b, se observa que los diagramas de aceleración en ambos modelos tienen una tendencia similar, pero la magnitud en las aceleraciones registradas es distinta. En el caso del instrumento AH1 localizado a una profundidad de 7.5 m, se observa en la prueba a 60g que hubo una reducción en las aceleraciones después de los cinco segundos, debido a la reducción en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo provocada por la licuación del material. También se observa que la señal registrada es mucho menor que en los instrumentos localizados en el talud y no se registran los picos que ocasionan el comportamiento dilatante del material. En el caso de la prueba a 120g el instrumento AH1 no funcionó durante el ensaye, por lo cual no se tienen registros a esa profundidad en esta prueba.

En el caso del instrumento AH5 localizado a 3.5 m de profundidad se observa en la prueba a 60 g que los registros de aceleración en valor absoluto son mayores que los registrados a 7.5 m y la reducción en las aceleraciones ocurre

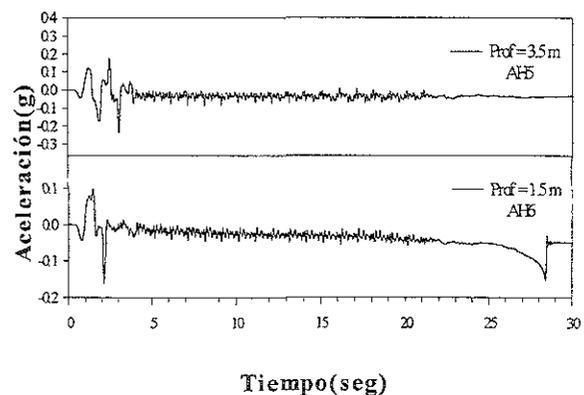
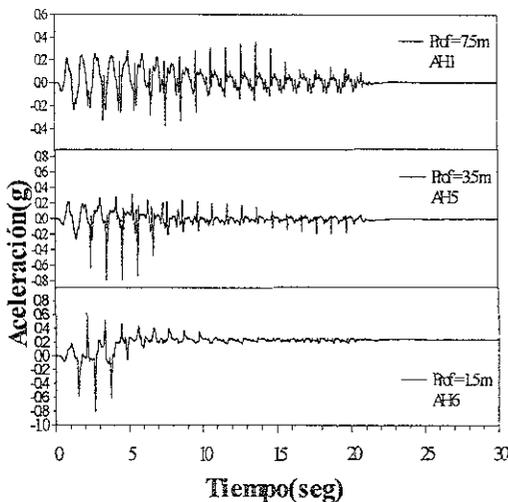
antes de los 3 segundos. En la prueba a 120g, a esta misma profundidad, se observa que la reducción en las aceleraciones ocurrió después de los dos segundos y después no se registran aceleraciones; esto se puede atribuir a que la distancia con respecto al talud es mucho mayor que en la primer prueba y que en campo libre no se tienen esfuerzos estáticos y se tiene el confinamiento debido a las paredes rígidas, por lo cual el material no puede desarrollar grandes deformaciones que generen comportamiento dilatante del material.

En el caso de los instrumentos AH6 localizados a 1.5 m de profundidad se observa que en la prueba a 60g que la reducción en las aceleraciones ocurrió antes de los 3 segundos y después la señal se reduce casi a cero. En la prueba a 120g la reducción en las aceleraciones ocurre después de los dos segundos y después la señal de aceleraciones casi desaparece.

De lo anterior se puede concluir que en ambos modelos se presentan patrones de comportamiento similares, debido a que el frente de licuación ocurre de la superficie hacia el fondo del modelo.

**a) Prueba a 60g**

**b) Prueba a 120g**



## 5.25 Comparación de los registros de aceleraciones en campo libre.

### 5.11.5 Registro de excesos de presión de poro en el talud.

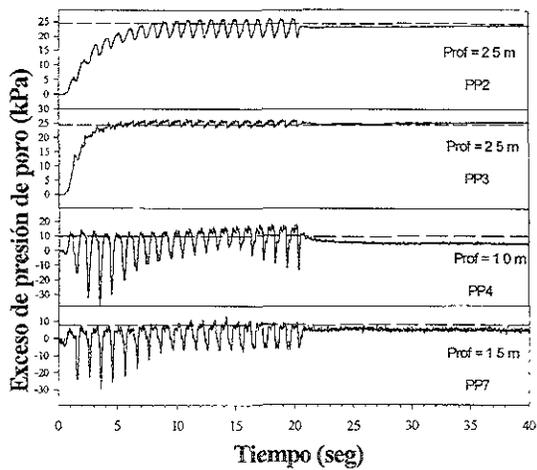
En lo que respecta a los registros piezométricos de los instrumentos localizados en el talud en ambas pruebas (Fig 5.26a y 5.26b), se observó en la prueba a 60g que el instrumento PP2 registra que el exceso de presión de poro

alcanza la línea  $r_u=1.0$ , después de los 5 segundos. El mismo instrumento en la prueba a 120g quedó fuera de rango, por lo cual se omitió esa información.

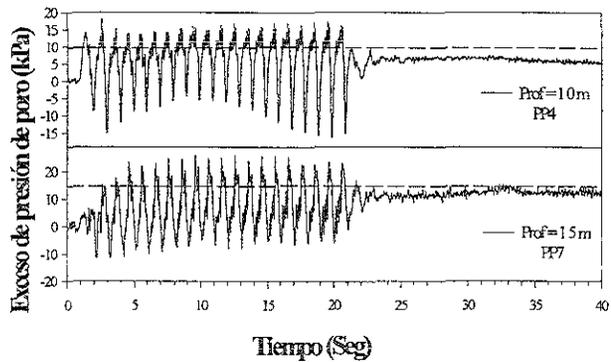
El instrumento PP3 localizado a una profundidad de 2.5 m muestra en la prueba 1 que la licuación ocurrió a los tres segundos. En el caso de la segunda prueba el instrumento quedó también fuera de rango, por lo que no se muestran los registros.

El instrumento PP4 localizado a 3.5 m de profundidad muestra en ambas pruebas que la licuación ocurrió entre uno y dos segundos, lo cual es congruente con la reducción en las aceleraciones en los instrumentos AH4 localizados en el mismo punto.

El instrumento PP7 localizado a 1.5 m de profundidad muestra en la prueba uno que la licuación ocurrió entre uno y dos segundos y en la prueba a 120g se registró que el mismo fenómeno comenzó a los dos segundos, ambos registros son consistentes con las reducciones en la aceleración de los instrumentos AH7 localizados en el mismo punto.



a) Prueba a 60g



Prueba a 120g

Fig. 5.26 Comparación de los Registros del exceso de presión de poro en el talud.

### **5.11.6 Registro de excesos de presión de poro en campo libre.**

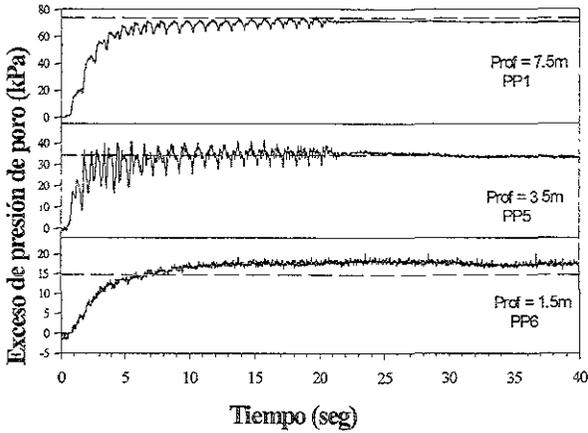
En las figuras 5.27a y 5.27b se muestran las comparaciones entre los registros piezométricos de los instrumentos localizados en campo libre. En lo que respecta al instrumento PP1 localizado a una profundidad de 7.5 m se observa en la prueba a 60 g que la licuación inició a los cinco segundos, lo cual es consistente con las reducciones en las aceleraciones, registradas en el instrumento AH1 en la misma prueba. En el caso del mismo instrumento en la prueba a 120g, no se registraron mediciones debido a que quedaron fuera de rango.

En el caso del instrumento PP5 localizado a 3.5 m, se observa en la prueba a 60g que la licuación ocurrió después de los dos segundos. En el caso del mismo instrumento en la prueba a 120g, muestra que la licuación ocurrió a los tres segundos; este último coincide con la reducción en las aceleraciones en los registros de los instrumentos AH5 localizados a la misma profundidad. La discrepancia de un segundo entre las dos pruebas se debió a que el instrumento en la prueba uno se movió a la hora de transportar el modelo del cuarto de preparación a la centrifuga.

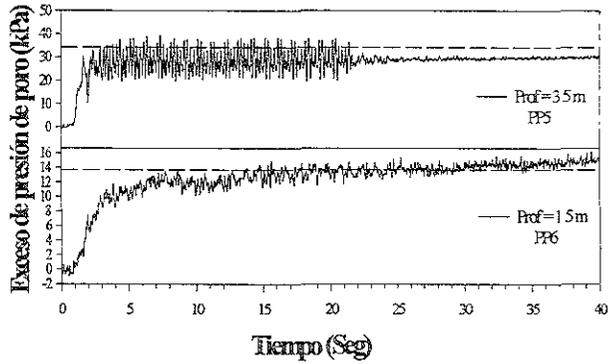
En el caso del instrumento PP6 localizado a una profundidad de 1.5 m en la prueba uno se observa que la licuación ocurrió a los 5 segundos. En la prueba dos en el mismo transductor se observa que el instrumento registró la licuación ocurrió hasta los 15 segundos, este desfase con respecto a la primera prueba pudo deberse a que el transductor se movió durante el asentamiento del material al aplicarle la excitación. Tomando en cuenta que los acelerómetros AH6 localizados a la misma profundidad, mostraron reducción en las aceleraciones entre 4 y 5 segundos, lo cual tiene una congruencia con el tiempo en la reducción de presión de poro en la primer prueba.

### **5.11.7 Isócronas de presión de poro en campo libre.**

En las figuras 5.28a y 5.28b se muestra la comparación en las presiones de poro en campo libre de los dos ensayos mostradas en Isócronas.



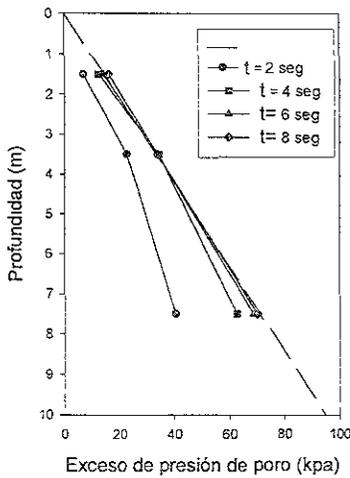
a) Prueba a 60g



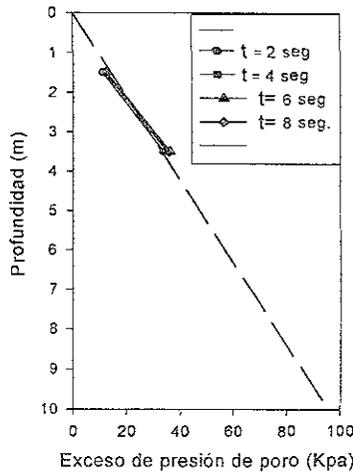
b) Prueba a 120g

Fig. 5.27 Comparación de los registros del exceso de presión de poro en campo libre.

En la figura 5.28a correspondiente a la prueba a 60g se muestra que la licuación penetró hasta una profundidad mayor a los 7.5 m después de los cuatro segundos. En la figura 5.28b que corresponde al ensaye a 120g se observa que el transductor localizado a 7.5 m, quedó fuera de rango, pero la tendencia muestra que la licuación penetró hasta dicha profundidad, al igual que en el primer ensaye.



a) Prueba a 60g



b) Prueba a 120g

Fig 5.28 Isócronas de presión de poro en campo libre.

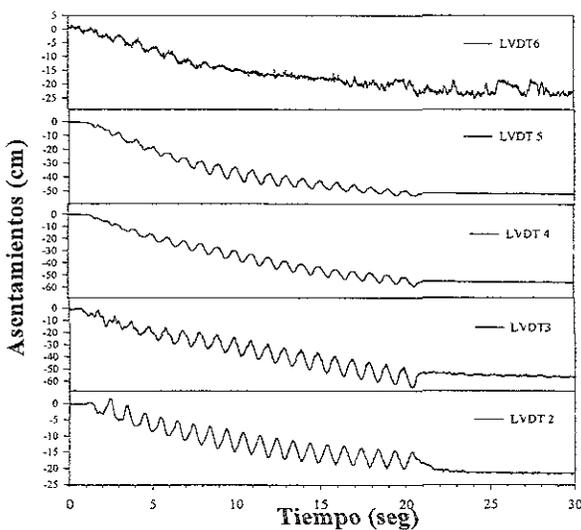
### 5.11.8 Asentamientos registrados.

En lo referente a los asentamientos registrados en los modelos (Fig 5.29a y 5.29b), se observa que los resultados son congruentes en ambas pruebas, debido a que los asentamientos van incrementándose a medida que el transductor se acerca al talud.

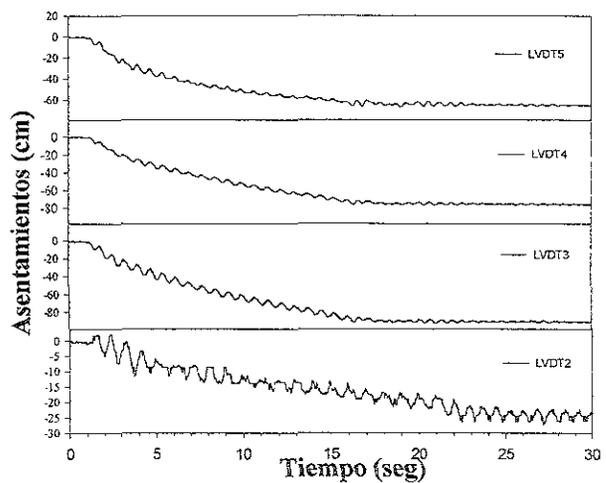
En el caso de los instrumentos LVDT5, localizados en campo libre se observa que los asentamientos en ambas pruebas son muy similares, en la primera se registran asentamientos de 55 cm y en la segunda se tienen 60 cm, ambas en unidades de prototipo. En los instrumentos LVDT4, localizados en campo libre, pero a una distancia menor que los anteriores, registraron asentamientos en la primera de 60 cm y en la segunda de 65 cm.

En el caso de los instrumentos LVDT3, se registraron en la primera prueba asentamientos de 65 cm y en la segunda de 80 cm.

Para finalizar los instrumentos LVDT2, localizados en la parte baja del modelo se observó que la magnitud de los asentamientos osciló entre 20 y 25 cm en ambos modelos.



a) Prueba a 60g



b) Prueba a 120g

Fig 5.29 Comparación de los asentamientos registrados.

### 5.11.9 Desplazamientos laterales.

En lo referente a los desplazamientos laterales se observa que los resultados de la prueba a 60g difieren con los resultados de la prueba a 120g, lo cual puede deberse a que en el primer ensaye se tiene una mayor excitación en la base, lo cual produce una mayor dilatación en los granos que componen el suelo y ésto a su vez genera que los desplazamientos sean menores. La segunda explicación al fenómeno, se debe al margen de error humano debido a que la medición de los espagheffis se hace a mano sobre un acetato, por lo cual se puede tener un error acumulado, lo cual puede reflejarse en las mediciones convertidas a prototipo.

Ahora, si se comparan los resultados de las pruebas, con las mediciones hechas en campo por el Profesor Hamada en su reporte de 1992, se observa que los desplazamientos laterales registrados en la zona en estudio van desde 1 a 3.8 m, lo cual es consistente con los resultados obtenidos en los ensayes en centrífuga.

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

Los resultados presentados en el capítulo cuatro ilustran la utilidad de los experimentos en centrífuga para estudiar el fenómeno de licuación y sus efectos durante sismos. El modelado en centrífuga puede ayudar a clarificar mecanismos de licuación en el campo, incluyendo información sobre la respuesta dinámica, el fenómeno de consolidación y técnicas de mejoramiento del comportamiento del suelo ante sismos. Puede utilizarse también para cuantificar la influencia de factores importantes, desarrollo de procedimientos de evaluación ingenieril y calibración de técnicas analíticas. El uso combinado de centrífuga, mesa vibradora y casos historia pueden ampliar el panorama de conocimiento de licuación y desplazamientos laterales en arenas limpias provocados por sismos.

Se modelaron 2 ensayos de centrífuga para estudiar el comportamiento sísmico en un talud de material licuable. El modelo fué instrumentado completamente para medir aceleraciones, presión de poro, y deformaciones en el suelo; las conclusiones de estas mediciones se presentan a continuación.

- El frente de licuación se propagó de la superficie hacia abajo.
- Las capas horizontales del modelo (campo libre) y el talud en arena suelta se comportan diferente. En las primeras, la propagación del frente de licuación es observado a través de las correspondientes aceleraciones horizontales, donde las magnitudes mínimas son observadas cuando  $r_u$  se aproxima a 1.0, es decir, cuando los esfuerzos efectivos son casi nulos. Después de que el material está licuado, su resistencia disminuye considerablemente, por lo cual no puede tomar aceleraciones provenientes de la base y se aísla de la misma.
- En la parte del talud, donde los esfuerzos cortantes estáticos son distintos a cero, no se presentó reducción en las aceleraciones; en vez de ello se

registraron grandes picos negativos en los acelerogramas, principalmente en la dirección hacia arriba del talud. En esta misma zona, a grandes deformaciones, del orden del 1 a 2%, el esqueleto del suelo trata de dilatarse, e induce una instantánea reducción en la presión de poro y su correspondiente incremento en esfuerzos efectivos y resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

- El comportamiento dilatante se muestra claramente en las mediciones de los transductores como largos picos en los registros de aceleraciones y su simultánea caída en los registros piezométricos. Esta respuesta dilatante tiende a incrementar la resistencia al esfuerzo cortante en el talud y esto reduce los desplazamientos laterales permanentes.
- El comportamiento dilatante en el modelo N<sub>o</sub> 1 fué mas importante. En esta prueba los picos en el sentido negativo (pendiente hacia arriba) y disminuciones simultáneas en las presiones de poro fueron mucho mayores en magnitud, con respecto a las observadas en el modelo N<sub>o</sub> 2. El comportamiento dilatante redujo considerablemente los desplazamientos laterales en la prueba realizada a 60g, motivo por el cual, aunque la excitación fué mayor, los desplazamientos laterales fueron menores. Aquí se observa la importancia del comportamiento dilatante en las arenas.
- Es necesario mencionar que la aproximación de las mediciones hechas en el modelo son muy buenas, debido a que las mediciones de campo presentadas por el Profesor Hamada, en su reporte coinciden muy bien con los datos obtenidos de esta investigación. En los ensayos de centrífuga los desplazamientos laterales permanentes oscilaron entre 2 y 3.5 m, mientras que en las mediciones reales hechas a partir de fotografías aéreas varían de 1 a 3.8 m en la zona en estudio.
- Otro punto importante es reconocer la utilidad de la centrífuga, en la modelación de problemas de ingeniería, a un costo razonable, dado que hacer

pruebas a escala real tiene un costo muy elevado, el cual en la mayoría de los casos los hace incosteables.

- Por último, es necesario promover la instalación de una centrífuga en nuestro país, dado que esta herramienta puede ser útil en la modelación de problemas que por su complejidad sea difícil visualizar la física del fenómeno. De esta manera se propicia el desarrollo de herramientas más representativas para la resolución de problemas reales.

## BIBLIOGRAFIA

- Andrus, R. D., K. H. Stokoe, II, and J. M. Roesset (1991), Liquefaction of gravelly soil at Pence Ranch during the 1983 Borah Peak, Idaho earthquake. Proc. 5th Intl. Conf. Soil Dynamics and Earthquake Engineering: 251-262. Karlsruhe, Germany, sept.
- Arulanandan, K., C. Yogachandran, K. Muraleetharan, B. L. Kutter, and G. S. Chang (1988), Seismically induced flow slide on centrifuge, ASCE J. Geotech. Eng. 114(7):753-770.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M., and Fruth, L. S. (1992), VELACS-laboratory testing program- soil data report. The Earth Technology Corporation, Project No. 90-0562.
- Azizi Fethi (2000) "Applied Analyses in Geotechnics," E& FN SPON London and New York.
- Cox, William R., L.C. Reese, and B.R. Grubbs (1974), Field testing of laterally loaded piles in sand. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas.
- Dobry, R. and Liu, L., (1992), Centrifuge modelling of soil liquefaction. Post Conference Proceedings Volume. Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, España, (jul 19-24), pp. 6801-6809.
- Dobry, R. and Taboada, V., (1994), Possible lessons from VELACS model No. 2 results. Proc. of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Arulanandan, K. and Scott, R.F. (eds.), Vol. 2, pp. 1341-1352. Rotterdam: Balkema.
- Dobry, R., Taboada, V., and Elgamal, A.-W. (1995), A new approach to the evaluation of lateral spreads in clean sand (in preparation).
- Dobry, R. (1994), Foundation deformation due to earthquakes. Vertical and Horizontal deformations of Foundation and Embankments, Geotechnical Special Publication No. 40, ASCE, New York, New York, Vol. 1, pp. 1846-1863.
- Dobry, R. (1995), State-of-the-Art Paper. Liquefaction and deformation of soils and foundations under seismic conditions. Proceedings, Third Intl. Conf. on Recent

- Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash (ed.), St. Louis, MO, (abr 2-7), 1995, Vol. III.
- Doi, M. and Hamada, M. (1992), A summary of case studies on liquefaction-induced ground displacements. Proceedings of the 4<sup>th</sup> Japan.- U.S Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction (Rep. No. NCEER-92-0019), Hamada, M. and O'Rourke T., eds, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY at Buffalo, Buffalo, N.Y., pp. 115-129.
- Elgamal, A.-W., R. Dobry, and K. Adalier (1989), Study of effect of clay layers on liquefaction of sand deposit using small-scale models. In T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), Proc. 2nd U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines: 233-245. NCEER, SUNY-Buffalo, Buffalo, NY.
- Elgamal, A.-W., Dobry, R., Van Laak, P., and Nicolas-Font, J., (1991), Design, construction and operation of a 100 g-ton centrifuge at RPI. Centrifuge 91: 27-34. Rotterdam: Balkema.
- Elgamal, A.-W., Zeghal, M., Taboada, V. and, Dobry, R. (1995), Analysis of site liquefaction and lateral spreading using centrifuge testing records (submitted for publication).
- Fiegel, G. and Kutter, B. (1994), Liquefaction mechanism for layered soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 4, April, pp. 737-755.
- Hamada, M. (1992), Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake. Ch. 3 of Hamada and O'Rourke, 1992, 3-1 to 3-123.
- Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K. (1986), Study on liquefaction induced permanent ground displacements. Published by the Association for the Development of Earthquake Prediction in Japan, 87 p.
- Hamada, M., and T. D. O'Rourke (eds.) (1992), Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes. Vol. 1: Japanese Case Studies, Tech. Rept. NCEER-92-0001, February 1992, NCEER, SUNY-Buffalo, Buffalo, NY.

- Hushmand, B., R. F. Scott, and C. B. Crouse (1988), Centrifuge liquefaction studies in a laminar box, *Géotechnique* 38(2):253-262.
- Ishihara, K. (1993), Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3), pp. 351-415.
- Ishihara, K. and Yoshimine, P. (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations* 32, No. 1, pp. 173-188.
- Kimura, T., J. Takemura, A. Hiro-oka and M. Okamura, (1994), Mechanical behaviour of intermediate soils, Keynote Lecture, Centrifuge '94, Proceedings of the International Conference Centrifuge 94, Singapore, August 31-September 2, 1994, C.F. Leing, F.H. Lee and T.S. Tan (eds.), Rotterdam: Balkema, pp. 13-24.
- Ko, H.-Y., (1994), Modeling seismic problems in centrifuges, Keynote Lecture, Centrifuge '94, Proceedings of the International Conference Centrifuge 94, Singapore, August 31-September 2, 1994, C.F. Leing, F.H. Lee and T.S. Tan (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-12.
- Kutter, B. L. (1995), State-of-the-Art Paper. Recent advances in centrifuge modeling of seismic shaking. Proceeding, Third Intl. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash (ed.), St. Louis, MO, April 2-7, 1995, Vol. II, pp. 927-941.
- Liu, H., and T. P. Qiao (1984). Liquefaction potential of saturated sand deposits underlying foundation of structure. Proc. 8th World Conf. Earthquake Engineering, Vol. III: 199-206. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Liu, L. (1992). Centrifuge earthquake modeling of liquefaction and its effect on shallow foundations. Ph.D. thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY.
- Liu, L. and Dobry, R. (1994). Seismic settlements and pore pressures of shallow foundations. Centrifuge 94: 227-232 Leung, C. F., Lee, F. H. and Tan, T. S., (eds).Rotterdam: Balkema.
- Liu, L. and Dobry, R. (1995<sup>a</sup>). Seismic response of shallow foundation on loose saturated sand (submitted for publication).
- Liu, L. and Dobry, R. (1995<sup>b</sup>). Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests (in preparation), NCEER report to be submitted to FHWA.

- Melosh, R. J., (1990). Structural engineering analysis by finite elements. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Nagase, H. and K. Ishihara (1988). Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake. *Soils and Foundations*, 28, No. 14, pp. 66-76.
- NRC (1985). Liquefaction of soils during earthquakes. National Research Council, Comm. on Earthquake Eng., Washington, D.C., National Academy Press, Rept. No. CETS-EE-001.
- Orense, R. and Towhata, I. (1992). Prediction of liquefaction-induced permanent ground displacements: a three-dimensional approach. Proceedings of the 4<sup>th</sup> Japan.- U.S Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction (Rep. No. NCEER-92-0019), Hamada, M. and O'Rourke T., eds, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY at Buffalo, Buffalo, N.Y., pp. 335-349.
- Reese, L.C., W.R. Cox and F.D. Koop (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX.
- Reese, L. C. and Wang, S. T. (1993). Documentation of computer program LPILE version 4.0, Ensoft, Inc., Austin, Texas.
- Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H. and Saya, S. (1991a). Experimental study on lateral flow of ground due to soil liquefaction. Proc. 2nd Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. I, pp. 263-270.
- Sasaki, Y., K. Tokida, H. Matsumoto and S. Saya, (1991b). Shake table tests on lateral ground flow induced by soil liquefaction. In T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), Proceedings, Third Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, pp. 371-385. New York, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY-Buffalo.
- Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, A. (1992). Mechanism of permanent displacement of ground caused by seismic liquefaction. *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 3, pp. 79-96.

- Schofield, A. N. (1981). Dynamic and earthquake centrifuge modeling. Proc. Intl. Conf. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. III: 1081-1100. Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, MO.
- Scott, R. F., (1963). Principles of soil mechanics, Addison-Wesley Publishing Co., Reading, Mass.
- Scott, R. F., Hushmand, B., and Rashidi, H., (1993). Duplicate test of model number 2: sloping loose sand layer. Proc. of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Arulanandan, K. and Scott, R.F. (eds.). Vol. 1, pp. 301-314. Rotterdam: Balkema.
- Sokolovski, V. V., (1965). Statics of granular media. Translated from the Russian by J. K. Luscher, Pergamon Press, London.
- Taboada, V., and Dobry, R., (1992). Comparison tests for earth technology's laboratory tests. Report, Civil Engineering Department, Rensselaer Polytechnic Institute. Troy, NY.
- Taboada, V., and Dobry, R., (1993). Experimental results of model number 2 at RPI. Proc. of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Arulanandan, K. and Scott, R.F. (eds.), Vol. 1, pp. 277-294. Rotterdam: Balkema.
- Taboada, V. (1995). Centrifuge modeling of earthquake-induced lateral spreading in sand using a laminar box. Ph.D. thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY.
- Taboada, V. and Dobry, R. (1995). Centrifuge modeling of earthquake-induced lateral spreading, in preparation.
- Taylor R.N., (1992) " Geotechnical Centrifuge Technology" Blackie Academic and Profesional.
- Tokimatsu, K. and H. B. Seed. (1987). Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking. J. Geotechnical Engineering, ASCE, 113(8), pp. 861-878.
- Towhata, I., Yasuda, S., Ootomo, K., and Yamada, K. (1988). Experimental studies on liquefaction induced permanent ground displacement. Proc. 1st Japan-U.S. Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on

- Lifeline Facilities. Hamada, H., and O'Rourke, T. D., editors, Tokyo, Japan, November 16-19, pp. 81-92.
- Towhata, I., Yamada, K., Kubo, H. and Kikuta, M. (1989). Analytical solution of permanent displacement of ground caused by liquefaction. Proc. 2nd U.S. - Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation, and Their Effects on Lifelines, Buffalo, pp. 131-144.
- Towhata, I., K. Tokida, Y. Tamari, H. Matsumoto and K. Yamada, (1991). Prediction of permanent lateral displacement of liquefied ground by means of variational principle. In T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), Proceedings, Third Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, pp. 237-251. New York, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY-Buffalo.
- Towhata, I. and Matsumoto, H. (1992). Analysis on development of permanent displacement with time in liquefied ground. Proceedings of the 4<sup>th</sup> Japan.- U.S Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction (Rep. No. NCEER-92-0019), Hamada, M. and O'Rourke T., eds, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY at Buffalo, Buffalo, N.Y., pp. 285-299.
- Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y., Saya, S. and Yamada, K. (1992). Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle. Soils and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 97-116.
- Towhata, I. (1993). Numerical predictions for Model No. 2. Proc. of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Arulanandan, K. and Scott, R.F. (eds.), Vol. 1, pp. 413-422. Rotterdam: Balkema.
- Van Laak, P. A., Elgamal, A.-W., and Dobry, R. (1994a). Design and performance of an electrohydraulic shaker for the RPI centrifuge. Centrifuge 94: 139-144. Leung, C. F., Lee, F. H. and Tan, T. S., (eds).Rotterdam: Balkema.
- Van Laak, P., Taboada, V., Dobry, R., and Elgamal, A.-W., (1994b). Earthquake centrifuge modelling using a laminar box. Dynamic Geotechnical Testing:

- Second Volume, ASTM STP 1213, Ronald J. Ebelhar and Vicent P. Drnevich, and Bruce L. Kutter, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 370-384.
- Whitman, R. V., and K. Arulanandan (1985). Centrifuge model testing with dynamic and cyclic loading. ASCE Spec. Conf. on Advances in Soils Testing: 255-285.
- Whitman, R. V., and P. C. Lambe (1982). Liquefaction: consequences for a structure. Proc. Conf. Soil Dynamics and Earthquake Engineering: 941-949. Balkema, Rotterdam.
- Whitman, R. V., and P. C. Lambe (1988). Earthquake like shaking of a structure founded on saturated sand. In J.-F. Corte (ed.), Proc. Intl. Conf. Geotechnical Centrifuge Modeling: 529-538. Balkema, Rotterdam.
- Yasuda, S., H. Nagase, H. Kiku, and Y. Uchida, (1991). A simplified procedure for the analysis of the permanent ground displacement. In T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), Proceedings, Third Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, pp. 225-236. New York, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY-Buffalo.
- Yoshimi, Y., and K. Tokimatsu (1978). Two-dimensional pore pressure changes in sand deposit during earthquakes. Proc. 2nd Intl. Conf. on Microzonation for Safer Construction - Research and Applications, Vol. 2:853-863. National Science Foundation, Washington, DC.
- Youd, T. L., E. L. Harp, D. K. Keefer, and R. C. Wilson (1985). The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983 - liquefaction. Earthquake Spectra 2(4):71-89.
- Zeghal, M., and Elgamal, A.-W., (1994). Analysis of Wildlife site using earthquake records. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 6, June.
- Zeng, X. (1994). Seismic response of gravity type quay wall, Centrifuge '94, Proceedings of the International Conference Centrifuge 94, Singapore, August 31-September 2, 1994, C.F. Leing, F.H. Lee and T.S. Tan (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 191-196.