

# Aplicación de ensayos de centrífuga en distintas técnicas de mejora del terreno

## Application of Centrifuge Test in Several Ground Improvement Techniques

Eugenio Jiménez García<sup>1\*</sup> y Svetlana Melentijevic<sup>2</sup>

### Palabras clave

centrífuga;  
modelización;  
ensayos;  
mejora del terreno;

### Resumen

La modelización centrífuga es un método físico que se basa en construir un modelo a escala reducida de un prototipo, con el objetivo de reproducir fiablemente el problema geotécnico real, e introducirlo en una máquina centrífuga con el fin de simular, de forma artificial, fuerzas de gravedad nuevas y mayores a la terrestre. De esta manera se consigue acelerar los procesos geotécnicos en el tiempo, tales como consolidación, deformaciones, roturas, asentamientos, etc.

Se intenta reproducir toda la complejidad del comportamiento del suelo, pudiendo usar materiales de sustitución para realizar una interpretación fiable. Para ello existen unas leyes de escala que marcan las pautas para poder conseguir un modelo que represente, lo más fielmente posible, el comportamiento del prototipo.

En el presente artículo se realiza una revisión de varios casos prácticos publicados en la literatura geotécnica, donde se detalla el uso de la centrífuga geotécnica aplicada a diferentes técnicas de mejora del terreno. Se explican las características de la máquina, preparación e instrumentación de las muestras y los resultados obtenidos para cada caso explicado.

### Keywords

centrifuge;  
modeling;  
tests;  
ground improvement;

### Abstract

*Centrifuge modeling is a physical method that consists of a construction of a scale model of a real prototype, in order to reproduce the actual geotechnical problem, to place it afterwards in a centrifuge so as to simulate artificially new gravity forces which are higher than those of the Earth. This speeds up timely geotechnical processes such as consolidation, deformations, failures, settlements, etc.*

*The reproduction of complex soil behaviour is the goal of centrifuge modeling. Substitute materials can be used to make reliable interpretations. There are scaling laws that correlate the behaviour of a model with that of the prototype.*

*This paper aims to undertake a review of several case studies, published in geotechnical literature, where the use of geotechnical centrifuge applied to different ground improvement techniques is detailed. The characteristics of the centrifuge machine, preparation and implementation of the samples and the results are explained in each point.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Hoy en día, la modelización centrífuga es uno de los métodos más desarrollados en el campo de la geotecnia, cuyo objetivo es conseguir una reproducción, lo más exacta posible, del problema geotécnico real, y de esta manera, obtener resultados que se puedan extrapolar, fiablemente, a la realidad. Una centrífuga geotécnica es esencialmente un sofisticado dispositivo de carga en el cual pueden ser ensayados modelos físicos complejos. Estos modelos deben ser una réplica del prototipo a estudiar, siendo a menudo una versión reducida de este. El prototipo real está ligado al modelo a través de unas leyes de escala que permiten conseguir un campo de tensiones semejantes entre el modelo y su prototipo correspondiente. Los detalles generales de la

técnica de modelización centrífuga son desarrollados con mayor profundidad en el artículo “Centrífuga Geotécnica” (revista Ingeniería Civil nº178, CEDEX).

Los modelos ensayados normalmente son construidos con materiales cuyas características representan a las del prototipo. Se intenta reproducir toda la complejidad del comportamiento del suelo, como puede ser la historia de tensiones que ha sufrido. De esta forma se usan materiales de sustitución cuyas propiedades caractericen a los materiales del prototipo. La necesidad de reproducir el comportamiento de los suelos es una característica especial en la modelización geotécnica, considerando que para algunos estudios este problema es extremadamente relevante.

Existen diversas técnicas de mejora del terreno como solución a la cimentación de todo tipo de estructuras, proporcionando la mejora general de un suelo blando. Su dimensionamiento tiene como fin la limitación de asentamientos y el aumento de la capacidad portante del terreno. El

\* Autor de contacto: [eugeniojimenezgarcia@gmail.com](mailto:eugeniojimenezgarcia@gmail.com)

<sup>1</sup> Geocisa UK, Ltd. Londres, Reino Unido.

<sup>2</sup> Grupo Rodio Kronsa, S.L. Madrid, España.

comportamiento del suelo mejorado no es homogéneo en toda la superficie tratada y por ello los ensayos, en centrífugas geotécnicas, que simulan los procesos de mejora del terreno, representan una técnica que proporciona datos y conclusiones fundamentales para una correcta puesta en práctica.

A continuación se desarrollarán cuatro casos prácticos, publicados en la literatura geotécnica, donde se detalla el uso de la centrífuga geotécnica aplicada a diferentes técnicas de mejora del terreno.

## 2. DIFERENTES APLICACIONES DE LA CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

### 2.1. Deep Soil Mixing

El método de Deep Mixing (DM) es una técnica de estabilización profunda in situ, donde se utiliza cemento y/o cal como aglomerante, para mejorar los suelos blandos. En Japón se ha diseñado un procedimiento para mejora del terreno, debajo de los terraplenes o diques, usando un grupo de columnas de DM, para cimentar en ríos o en el mar.

En el diseño se han asumido dos tipos de rotura: estabilidad externa e interna. En la estabilidad externa se estudia la posibilidad de rotura por deslizamiento del conjunto del bloque de las columnas y el terreno entre ellas, en el contacto con el terreno competente, sin reorientación de las columnas. En el análisis de estabilidad interna se estudia la rotura de las columnas a través de un círculo de deslizamiento. Naturalmente, la mejora del terreno podría fallar por uno o varios modos de rotura. Esto dependerá, no solo de la rigidez de la columna, sino también del suelo y de las condiciones de carga. Kitazume y Maruyama (2006) llevaron a cabo el proyecto de investigación sobre los mecanismos de rotura y la estabilidad de un grupo de columnas DM construidas para mejorar el terreno blando para cimentación de terraplenes.

Para el ensayo fue usada la centrífuga geotécnica (figura 1) del PARI (Instituto de investigación de Puertos y Aeropuertos, Japón), la cual tiene un radio de 3,8 m, trabaja con una aceleración máxima de 113 g y tiene una carga máxima de 2.700 kg.



**Figura 1.** Centrífuga geotécnica del Instituto de Investigación de Puertos y Aeropuertos, Japón (PARI, 2014).

Los materiales usados para este ensayo son los siguientes:

- Arena de Toyoura: es una arena limpia y fina típica de Japón. Es uniforme con un coeficiente de uniformidad  $U_c$  de 1,38 y un tamaño de grano efectivo ( $D_{10}$ ) de 0,13 mm.
- Arcilla tipo caolín: sus propiedades mecánicas están resumidas en la tabla 1.

**Tabla 1.** Propiedades mecánicas de la arcilla tipo caolín (Kitazume y Maruyama, 2007)

Propiedades	Valores
Gravedad específica ( $g/cm^3$ )	2,72
Límite líquido (%)	59,30
Límite plástico (%)	26,30
Índice de plasticidad	33,00
Coefficiente de compresibilidad	0,49
Coefficiente de consolidación ( $cm^2/min$ )	0,15
Resistencia al corte sin drenaje ( $kN/m^2$ )	1,14

- En el ensayo se usaron tres tipos de modelos de columnas. Todas ellas tenían 2 cm de diámetro y 20 cm de longitud:
  - A: Tubo acrílico.
  - Columnas de cemento tratado:
    - ✓  $T_1$ -column: con una RCS de 400  $kN/m^2$ .
    - ✓  $T_h$ -column: con una RCS de 1300  $kN/m^2$ .

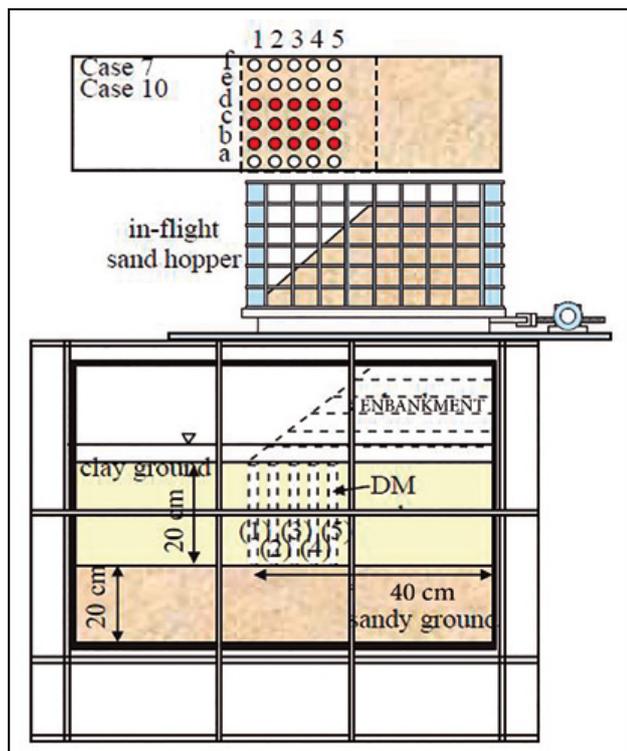
#### 2.1.1. Preparación de la muestra de suelo

Inicialmente se coloca una capa de drenaje de 20 cm de profundidad, compuesta por arena de Toyoura, en el fondo del contenedor. Encima se sitúa una capa de arcilla tipo caolín que ha sido mezclada previamente con agua hasta conseguir un contenido del 120%. Una vez colocada la arcilla en el contenedor se le aplica una carga vertical de 9,8  $kN/m^2$  para preconsolidar la muestra y así conseguir un espesor de arcilla de 22 cm. Después de completar la consolidación, el modelo es sometido a una fuerza de 50 g para permitir que consolide a causa del peso propio hasta alcanzar los 20 cm de espesor de arcilla buscado.

Una vez consolidada la muestra se procede a la introducción de la mejora del terreno. Se introduce en la arcilla un tubo de pared delgada de un diámetro exterior de 20 mm para realizar agujeros. Una vez retirado el tubo, se introduce en el nuevo espacio el modelo de DM correspondiente.

Se llevaron a cabo un total de 11 ensayos resumidos en la tabla 2. En el caso 1 no se mejoró de ninguna forma el suelo. Las columnas de tipo A fueron usadas en los casos del 2 al 5 para estudiar la estabilidad externa con medida del momento por flexión de las columnas. Las columnas tipo  $T_1$  y  $T_h$  fueron usadas en los casos del 6 al 11 para investigar la estabilidad interna, comprobando la rotura de las propias columnas. Para detectar la rotura de las columnas durante el proceso de carga se introdujo unas varillas de carbono dentro de las columnas antes de que el cemento fraguara. El carbono posee una alta transferencia eléctrica y una baja resistencia eléctrica, por ello cuando rompe, debido a la rotura de la columna, envía una señal eléctrica infinita.

A continuación, en la figura 2, se muestra la configuración ejemplo típica del modelo del suelo.



**Figura 2.** Planta y alzado de la configuración del ensayo para los casos 7 y 10 (Kitazume y Maruyama, 2007).

Como se muestra en la figura 2, si lo miramos en planta, las columnas están numeradas 1, 2, 3, 4, 5 y las filas están identificadas como a, b, c, d, e, f.

El modelo de suelo fue construido con un campo de aceleración centrífuga de 50 g. La capa de arcilla a escala del prototipo correspondiente tiene un espesor de 10 m, mejorado mediante las columnas de DM de 1 m de diámetro. Tras la consolidación del terreno de apoyo se procedió a realizar el terraplén, por etapas, bajo unas condiciones saturadas, con la ayuda de un dispositivo que derrama la arena en forma de lluvia: alrededor de 1 cm de altura cada 30" hasta que el terreno falle por haber alcanzado una gran deformación. Este proceso se realiza con la centrífuga en movimiento. A la vez que se va construyendo el terraplén,

se mide el incremento de presión de tierras en la superficie del suelo, midiendo la distribución del momento a flexión de las columnas del modelo, se registra la rotura de la columna y se toman las fotografías de la deformación del modelo.

### 2.1.2. Resultados

Las medidas de la presión que ejerce el terraplén, en las diferentes etapas de construcción, y del desplazamiento horizontal se muestran en la figura 3.

En la figura anterior, el eje vertical representa la presión del terraplén y el eje de abscisas, el desplazamiento horizontal medido desde el pie del terraplén. En el caso 1, donde no se ha realizado ninguna mejora del terreno, se puede observar que se alcanza un pequeño desplazamiento, cuando se le aplica una carga mínima, que aumenta con el incremento de la presión del terraplén. Durante los ensayos de los casos del 2 al 4 se han usado columnas de acrílico. Se observa que si se incrementa el ancho de mejora, aumenta la resistencia del suelo, dado que se necesita aplicar más presión de tierras por parte del terraplén para alcanzar la misma deformación. En la figura 3 se demuestra que para los casos 2 y 4 el desplazamiento horizontal aumenta con el incremento de la presión, pero su magnitud es más baja que en el caso 1 del terreno sin mejora.

Se puede afirmar que la introducción de columnas de acrílico es una forma de mejorar el terreno frente a una sollicitación externa. La figura 4 muestra la relación entre la presión del terraplén y el desplazamiento horizontal en los casos del 6 al 11, donde las mejoras introducidas son las columnas tipo  $T_1$  y  $T_h$ , definidas anteriormente. Los números y las letras situados junto a los puntos de las curvas determinan la localización de la columna que sufre la rotura.

En la figura 4 se puede observar que existe un patrón de rotura. Las columnas que fallan primero son las más próximas al pie del terraplén (las que están numeradas con 1). Según va aumentando la presión que ejerce el terraplén las columnas se deforman más y el fallo se traslada a las columnas posteriores. Se puede decir que la rotura se produce en secuencia. Una vez que se ha producido el fallo de la primera columna, no existe un patrón fijo de continuidad. Por otra parte se puede observar, en la figura anterior, que las columnas tipo  $T_h$  rompen prácticamente en grupo (ver

**Tabla 2.** Propiedades de las diferentes columnas DM (modificada de Kitazume y Maruyama, 2007)

	Condiciones de mejora del terreno				
	Ancho (cm)	Nº de filas	Relación de área	Material	RCS(kN/m <sup>2</sup> )
Caso 1	0	-	-	-	-
Caso 2	8,6	3	0,28	A	-
Caso 3	15,2	5	0,28	A	-
Caso 4	21,8	7	0,28	A	-
Caso 5	15,2	5	0,56	A	-
Caso 6	8,6	3	0,28	$T_1$	425
Caso 7	15,2	5	0,28	$T_1$	411
Caso 8	21,8	7	0,28	$T_1$	391
Caso 9	8,6	3	0,28	$T_h$	1271
Caso 10	15,2	5	0,28	$T_h$	1290
Caso 11	21,8	7	0,28	$T_h$	1434

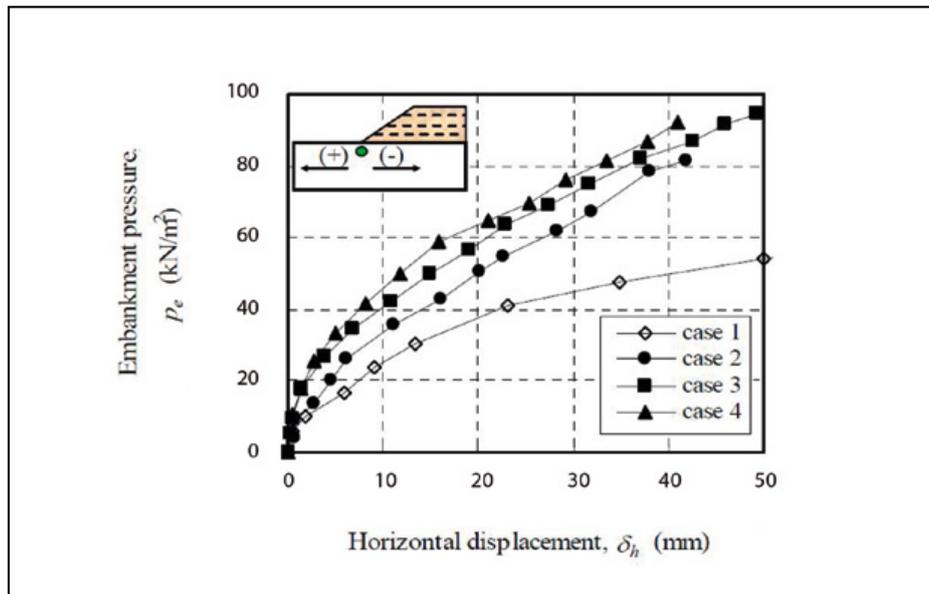


Figura 3. Curvas de presión-desplazamiento horizontal (Kitazume y Maruyama, 2007).

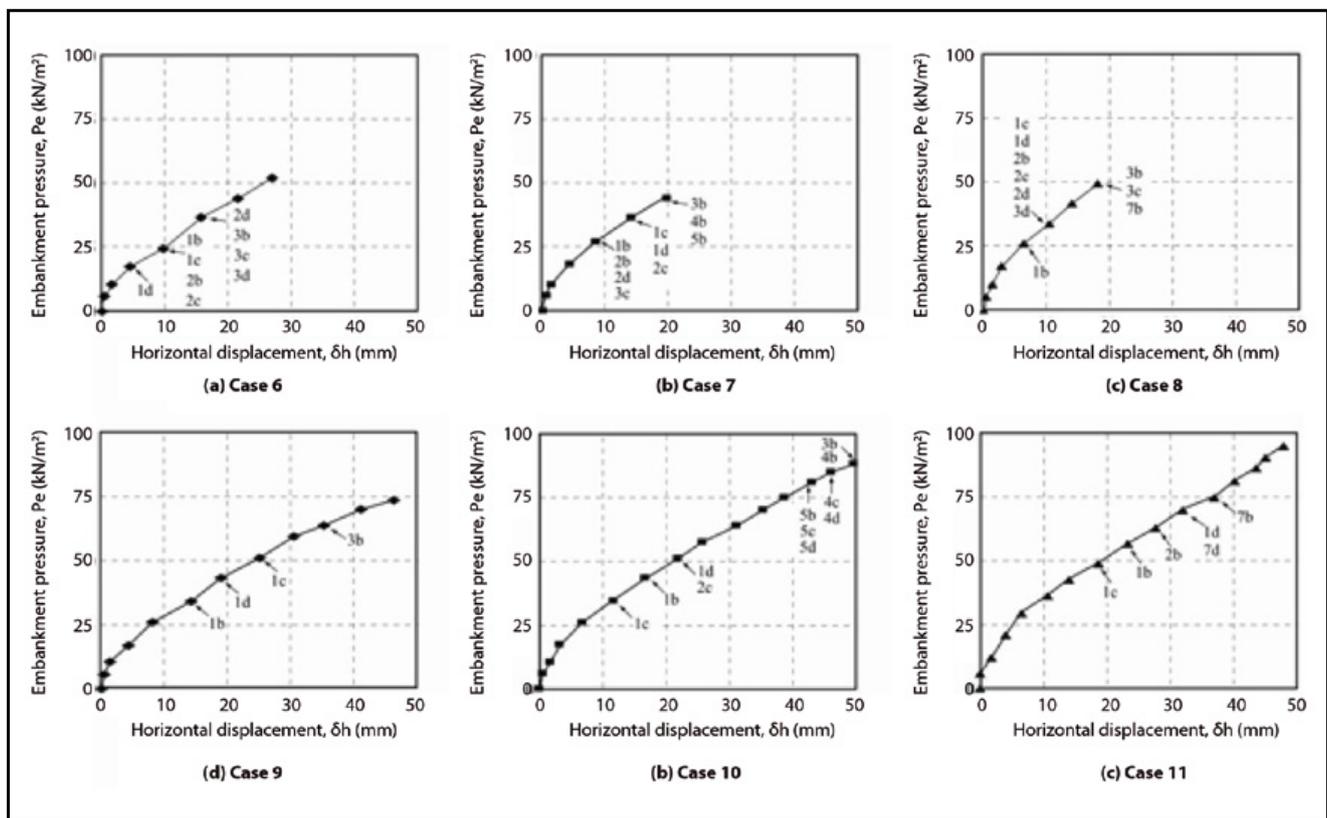


Figura 4. Curvas de presión-desplazamiento horizontal (Kitazume y Maruyama, 2007).

casos 6, 7 y 8), al contrario que las columnas tipo T<sub>1</sub> que, al ser más resistentes, rompen individualmente (ver casos 9, 10 y 11).

En la figura 5 se pueden ver los patrones de deformación de los casos del 1 al 4. Se ve cómo disminuye la deformación del terraplén al aumentar el número de columnas para mejorar el terreno.

Las columnas de DM después de aplicarle la carga del terraplén en los casos del 2 al 4, no muestran ningún tipo de rotura dado que las columnas que se introdujeron fueron tubos acrílicos, simulando una rigidez infinita. Todas ellas se inclinaron como fichas de dominó, hacia el pie del terraplén con unos asentamientos insignificantes. El ángulo de

inclinación fue el mismo para todas, indicativo de que el área mejorada se deformó uniformemente. Las figuras de la 6 (a) a la 6 (f), muestran los patrones de fallo de las columnas observadas después de la carga del terraplén en los casos del 6 al 11, respectivamente. En el caso 6, (mostrado en la figura 6 (a)), todas las columnas se inclinan contra-reloj con rotura a tracción a dos profundidades diferentes, incluso cuando la carga del terraplén fue terminada a una relativa baja presión. Se muestra que la columna no tuvo un modo de rotura de corte, pero sin embargo, si tuvo un modo de rotura a flexión. En el caso 9 (figura 6 (d)), la rotura por flexión puede ser claramente vista tanto en las columnas delanteras como en las traseras. La profundidad a

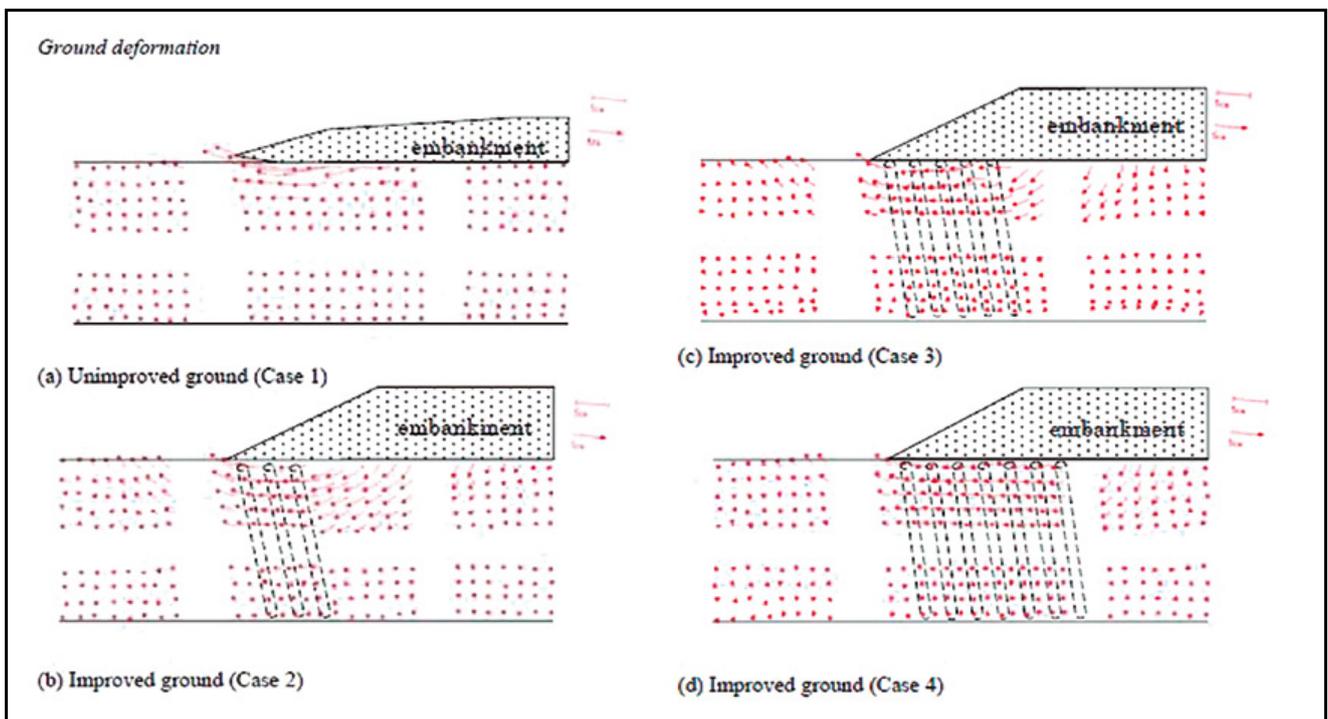


Figura 5. Deformación del suelo en los casos 1-4 (Kitazume y Maruyama, 2007).

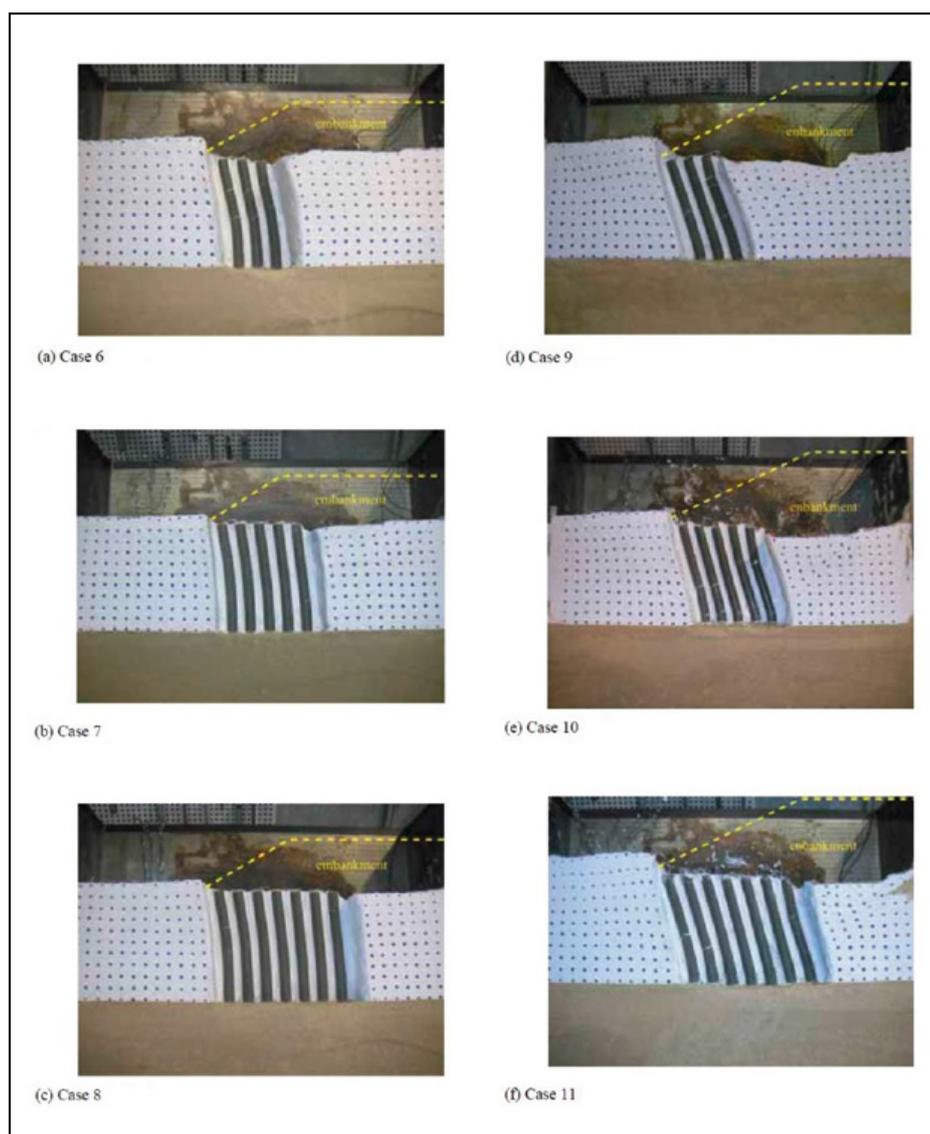


Figura 6. Rotura de las columnas (Kitazume y Maruyama, 2007).

la que ocurre la rotura por flexión en la columna más adelantada es más profunda que en el caso 6, demostrando la influencia de la rigidez de estas, dado que las del caso 9 son más resistentes que las del caso 6.

La localización de la rotura es más profunda cuanto más resistente es la columna. En el caso 7, todas las columnas se inclinan contrarreloj con rotura por flexión. En el caso 10, la ubicación de la grieta se hace más profunda en las columnas laterales delanteras que en las laterales traseras. Es interesante ver, cómo de nuevo, la localización del punto de rotura es más profunda en el caso 11 que en el caso 8. Según los resultados mencionados anteriormente, las columnas de DM no fallan simultáneamente, pero sí fallan una a una por flexión.

## 2.2. Columnas de grava

La mejora del terreno mediante columnas de grava cumple dos funciones esenciales: el aumento de la capacidad portante del suelo y la aceleración del proceso de consolidación, pues las columnas actúan como drenes que disipan rápidamente el exceso de presión intersticial.

El siguiente caso se basa en los estudios realizados por la Escuela Politécnica Federal de Zurich (ETHZ) sobre la modelización de columnas de grava bajo la carga de un terraplén (Laue, 2011).

Para la realización de los ensayos se utilizó una centrífuga tipo tambor (figura 7) de 2,2 m de diámetro, aceleración máxima de 440 g y una carga útil máxima de 2000 kg.

Los materiales que se utilizaron para la realización de los ensayos son los siguientes:

- Arcilla remoldeada de Birmensdorf (comuna suiza del Cantón de Zúrich):
  - Clasificación granulométrica: CH (arcilla inorgánica de alta plasticidad).
  - Contenido de finos: Diámetro < 2  $\mu\text{m}$  = 42 %.
  - Plasticidad:
    - ✓  $W_L = 58 \%$
    - ✓  $W_p = 19 \%$
    - ✓  $I_p = 39 \%$

- Ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ): 24,5°.
- Cohesión ( $c'$ ): 0 kPa.

- Columnas de grava (arena cuarcítica tamizada):

- Tamaño de grano 0,5 mm < Diámetro < 1,0 mm.
- Granos semirredondeados ligeramente angulosos.
- Ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ): 37°.

- Terraplén construido con bolas de plomo:

- Diámetro: 2,0 mm.
- Densidad: 6,72 g/cm<sup>3</sup>.

### 2.2.1. Preparación de la muestra de suelo

La primera fase consistió en realizar el modelo del suelo mediante arcilla tipo lodo. Una vez colocada en el tambor se procede a la consolidación de la misma, que se puede hacer de dos formas: la primera utilizando unas prensas fuera de la centrífuga y la segunda consolidando en la propia centrífuga, haciéndola rotar a una aceleración de 60 g.

Una vez consolidada la arcilla se continúa con la instalación de las columnas de grava (figura 8) mientras la centrífuga está rotando. Un dispositivo que posee un instalador de columnas de grava colocado perpendicular a la superficie del modelo, introduce las columnas de material granular. La principal ventaja que tiene esta configuración es que se puede introducir diferentes longitudes de columna dada la versatilidad del dispositivo.

Cuando se ha finalizado la etapa de instalación de las columnas de material granular, alcanzando un factor de reemplazamiento del 10%, se procede a simular el efecto de un terraplén que será colocado encima del suelo mejorado.

En la figura 9 se presenta una sección del modelo bajo un terraplén asimétrico con solo un talud ensayado. La profundidad de las columnas es variable y no excede de 100 mm, con un diámetro medio de 12 mm y una separación entre columnas de 34 mm.

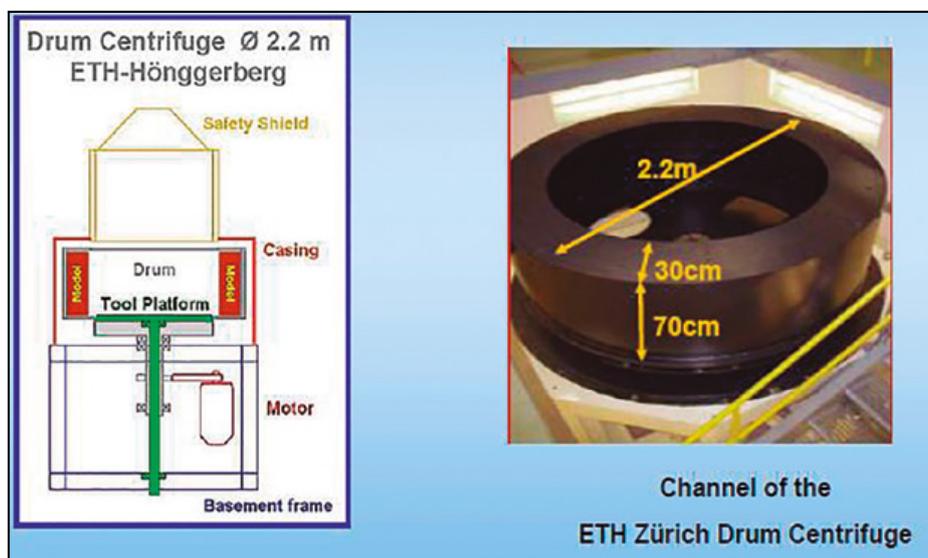
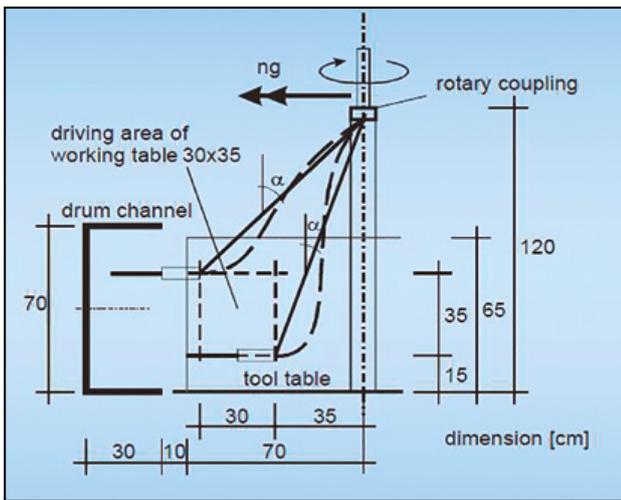
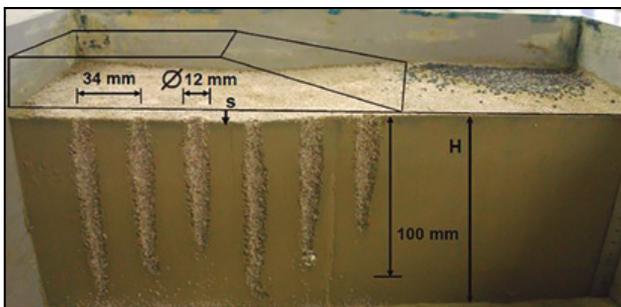


Figura 7. Configuración y dimensiones de la centrífuga (Laue, 2011).



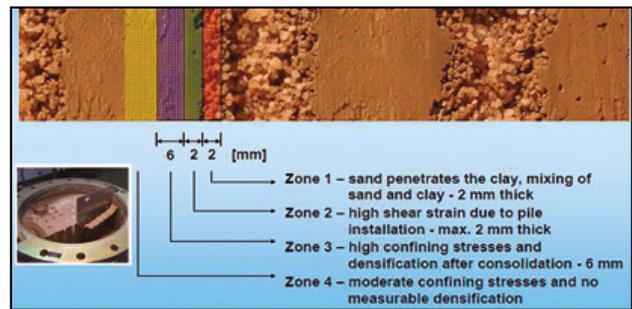
**Figura 8.** Configuración del dispositivo con instalador de columnas de grava (Laue, 2011).



**Figura 9.** Sección del modelo ensayado (Laue, 2011).

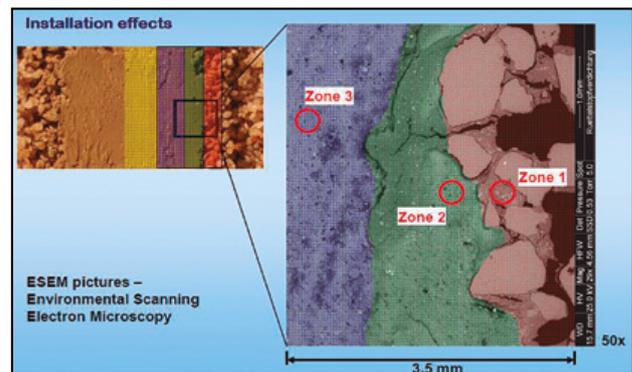
### 2.2.2. Resultados

Se realizaron ensayos tras la instalación de las columnas de grava, introduciendo mercurio, para conocer el estado de la porosidad de las muestras. Este ensayo es importante para estudiar las zonas próximas a las columnas de grava, con el objetivo de conocer el efecto de instalación. Esto es debido a que en el interior del terreno, entre las columnas, a media distancia el terreno no experimenta las mejorías del tratamiento, sino que se mantiene en su estado natural. Mientras tanto, en las zonas próximas a las columnas se crea el llamado “smear zone” (figura 10), es decir, se produce una zonificación del terreno pegado a la columna de grava, debido al proceso de instalación.



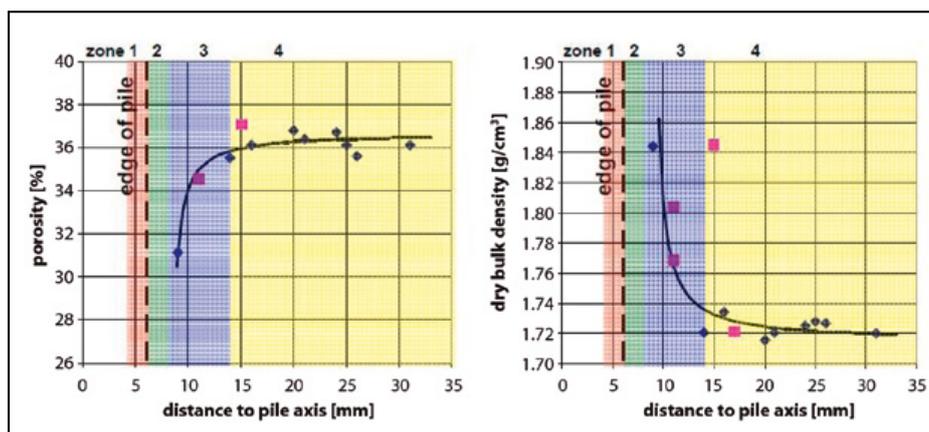
**Figura 10.** Zonificación debida a la instalación de las columnas de grava (Laue, 2011).

En la figura 11 se puede observar, con más detalle, este fenómeno de zonificación en las proximidades de las columnas. En la zona más próxima a la columna (color naranja) la arena penetra en la arcilla formando una mezcla de 2 mm de espesor. En la zona verde, de máximo 2 mm de espesor, se produce una alta deformación de corte debido a la instalación de la columna. En la zona de color púrpura, de 6 mm de espesor, se genera una alta tensión de confinamiento y una elevada densificación después de la consolidación. En la zona más alejada de la columna (color amarillo) se produce una presión de confinamiento moderada y una densificación no medible.



**Figura 11.** Zonificación debida a la instalación de las columnas de grava vista desde un microscopio óptico (Laue, 2011).

Como se ve en la figura 12, la porosidad se reduce considerablemente al acercarnos al borde de la columna de grava. En la misma línea se puede observar cómo la densidad seca aumenta a la vez que nos acercamos al borde de la columna de material granular. La zonificación es debida al



**Figura 12.** Porosidad- distancia y densidad seca-distancia (Laue, 2011).

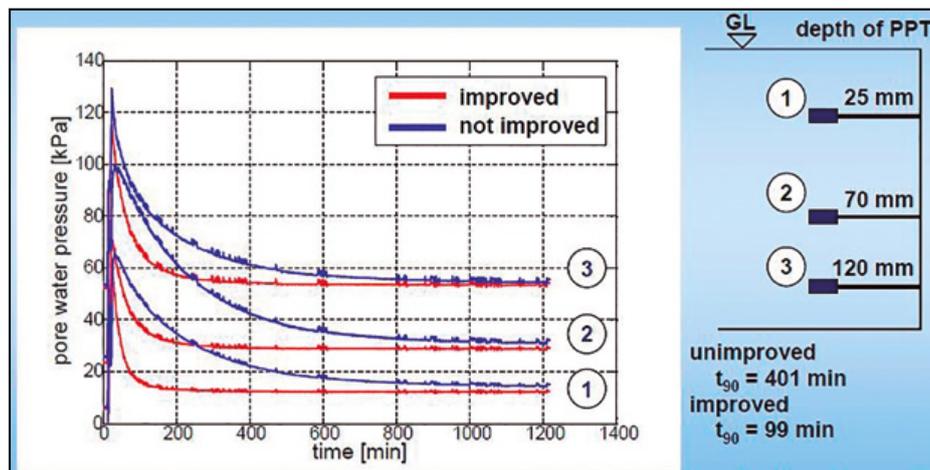


Figura 13. Presión de poro - tiempo (Laue, 2011).

nivel de compactación de la arcilla, siendo la zona de color rojo donde se genera mayor densificación y menor en la de color amarillo.

Se introdujeron en la arcilla tres transductores de presión de poro (PPT), a diferentes profundidades para comparar la disipación de la sobrepresión intersticial entre el suelo sin mejora y con mejora. En la figura 13 se observa que la sobrepresión de poro, generada por la instalación de las columnas de grava durante el ensayo. La presión intersticial se disipa más rápido en el caso del suelo mejorado. Esto es debido a que las columnas actúan como drenes que la disipan con rapidez.

En la figura 13 se observa que los PPT que registran mayor presión de poro son los colocados a mayor profundidad. Además, se puede ver que el tiempo de consolidación se reduce por un factor de 4 si comparamos la consolidación real del prototipo con la consolidación conseguida en el modelo por la centrifugación.

### 2.3. Drenes verticales

Los drenes verticales se usan para acelerar el proceso de disipación de las presiones intersticiales. Esta función es fundamental cuando se quiere reducir el riesgo a la licuefacción de una arena. Este fenómeno consiste en la pérdida de resistencia de una arena suelta, equigranular y saturada, debido a un exceso de presión de poro, provocado por una carga cíclica.

El experimento fue llevado a cabo por el Centro de Modelización Geotécnica de la Universidad de California (UC Davis) en EE.UU. Se realizaron un conjunto de ensayos dinámicos con centrifugación en un suelo licuefactable. El objetivo fue generar una base de datos apta para poder mejorar el diseño y la instalación de los drenes mecha, evaluar las características del comportamiento del suelo mejorado y validar los modelos numéricos.

Para realizar el ensayo se utilizó una máquina centrífuga tipo brazo giratorio (figura 14) de 9 m de radio cuya carga útil es de 5000 kg a una aceleración de 75 g. Cuenta con un simulador de terremotos montado en el extremo del brazo, por lo que puede operar tanto en un modo de vibración biaxial (horizontal-vertical) o simplemente en uno uniaxial (horizontal). En el extremo de su brazo giratorio se encuentra el contenedor de modelos para ensayos uniaxiales con unas medidas de 1,7 x 0,7 x 0,6 m. Para sacudidas biaxiales el contenedor se reduce a 1,0 x 0,5 x 0,4 m. Aproximadamente

puede ensayar modelos representativos de prototipos de las siguientes dimensiones: 130 x 50 x 45 m.



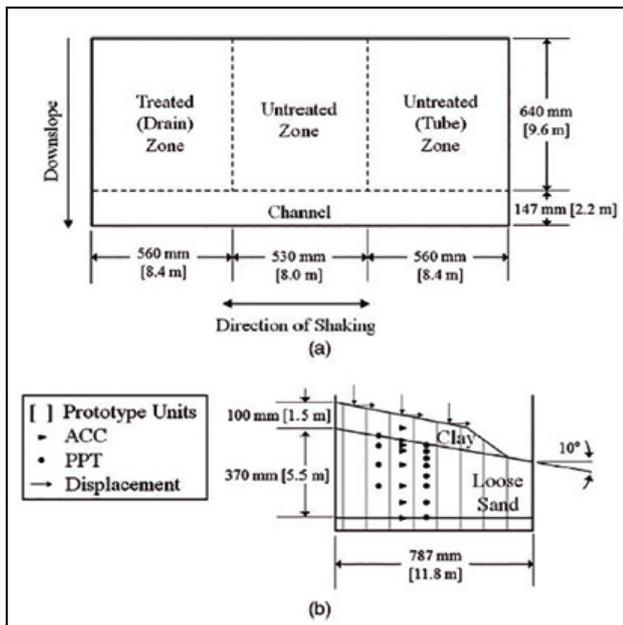
Figura 14. Centrifuga de UC Davis (NEES Hub, 2014).

Los materiales que se usaron para el ensayo son los siguientes:

- Arena tipo Nevada:
  - Características: uniforme, limpia y fina.
  - Peso específico de las partículas ( $G_s$ ): 2,64
  - Tamaño de grano:  $D_{50} = 0,17$  (escala del modelo).
  - Coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ): 1,64
  - Densidad relativa (según su disposición): 40 ó 85 %
- Marga arcillosa tipo Yolo:
  - Clasificación granulométrica: CL.
  - Límite líquido: 29,5 %
  - Límite plástico: 18,2 %
  - Índice de plasticidad: 11,3 %
- Drenes verticales prefabricados: construidos de un material elastómero termoplástico (material flexible y blando).
  - Diámetro interior: 6,35 mm (escala de modelo).

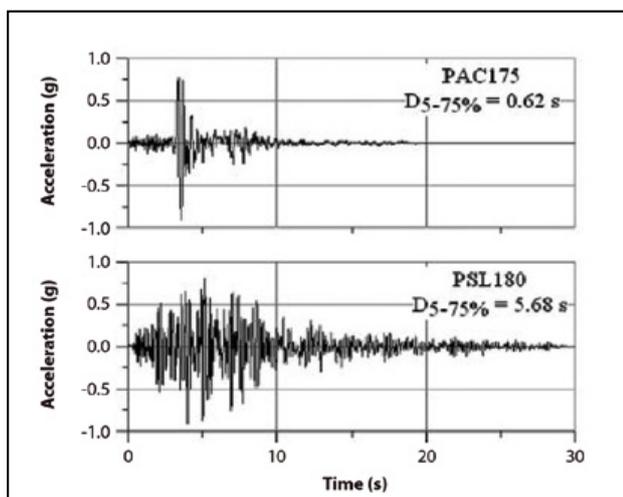
#### 2.3.1. Preparación de la muestra de suelo

El ensayo que se diseñó contaba con un terreno formado por arenas licuefactables bajo una capa de arcilla de baja permeabilidad. La superficie tenía una pendiente de 10° orientados hacia el canal (figura 15).



**Figura 15.** Vista de la geometría del modelo: (a) planta; (b) sección transversal (Howell et al., 2012).

El modelo se dividió en tres áreas con diferentes tratamientos: (a) sin mejora del terreno, (b) sin mejora pero con tubos sin instalar los drenes y (c) tratada con drenes. Cada área tratada estaba compuesta por tres capas de terrenos diferentes: (1) en la base se colocó una capa de arena densa tipo Nevada ( $D_R = 85\%$ ) de 0,75 m de espesor (escala de prototipo), (2) por encima se dispuso una capa de 5 m de espesor (escala de prototipo) de arena suelta tipo Nevada ( $D_R = 40\%$ ) y por último (3) una capa de 1,5 m de espesor (escala de prototipo) de margas arcillosas tipo Yolo. Como se observa en la figura 15 (b) se instalaron a diferentes profundidades transductores de presión de poro (PPT), acelerómetros (ACC) y potenciómetros lineales para poder medir el desplazamiento del suelo. Se instalaron un total de 12 PPT, repartidos en dos columnas: una de 4 y otra de 8, y 8 ACC distribuidos en una sola columna. En la capa de arena densa no se colocó ninguna instrumentación. En el contacto arena densa y suelta se instalaron un PPT y un ACC. En la arcilla se colocó un acelerómetro y en el contacto arcilla - arena suelta dos transductores de presión de poro y un acelerómetro. La demás instrumentación se situó en la arena suelta.



**Figura 16.** Acelerogramas introducidos en el ensayo (Howell et al., 2012).

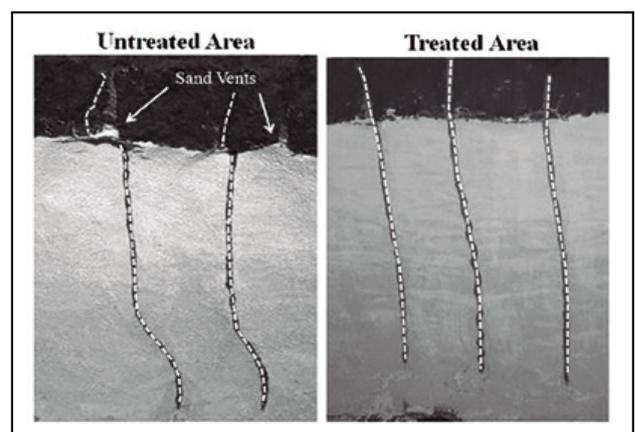
Se usaron dos acelerogramas diferentes como entrada del terremoto que se quería simular (figura 16): (1) uno de corta duración llamado PAC175 ocurrido en Northridge (área norte de Valle de San Fernando, Los Ángeles) en 1994 y (2) otro de larga duración llamado PSL180, ocurrido en San Fernando en 1971. El primero tenía pocos ciclos ( $D_{5-75} = 0,62$  s) y el segundo más ciclos ( $D_{5-75} = 5,68$  s).

Se aplicaron, al modelo, un total de nueve eventos de sacudida en un período de 5,5 h. Entre cada evento se esperó a que se disipara toda la sobrepresión intersticial generada.

### 2.3.2. Resultados

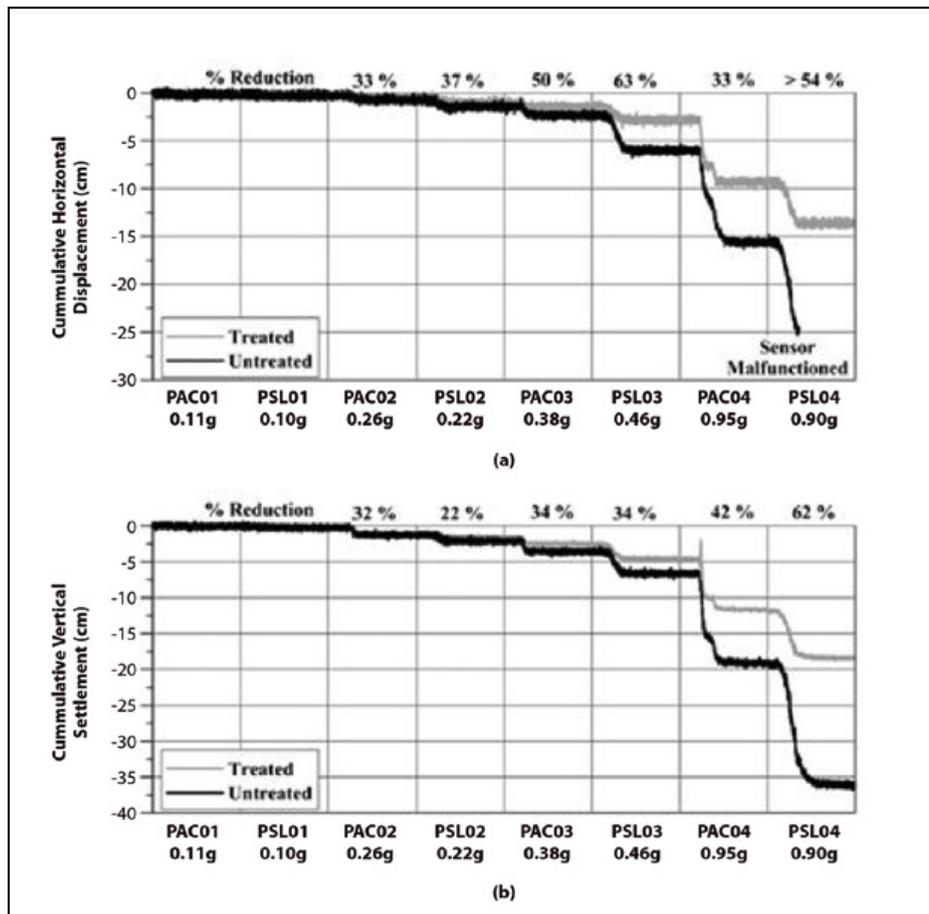
La zona donde se instalaron tubos sin tratamiento fue incluida en el modelo para confirmar que la rigidez de los drenes no tenía ninguna influencia sobre las deformaciones registradas durante el ensayo. La reducción del asiento en la zona tratada, mediante drenes verticales prefabricados, se atribuye solamente al efecto de drenaje. Los drenes afectan al grado de deformación del suelo a través de su gran impacto sobre el exceso de presión intersticial, el nivel de disipación de las presiones intersticiales y los patrones de flujo dentro del suelo. Reduciendo la magnitud de las presiones intersticiales e incrementando la tasa de disipación, los drenes disminuyen el tiempo de duración de la fase de licuefacción, acortando las deformaciones.

En la figura 17 se ve la deformación del material de un suelo sin tratamiento y otro con drenes. Se tintó la arena no tratada con drenes verticales para diferenciar las zonas y poder observar mejor los resultados. En la imagen izquierda, se muestra cómo las deformaciones son considerablemente mayores que las de la zona tratada. En la zona sin tratamiento, se observa su distribución a lo largo de toda la profundidad, mientras que en el caso de tratamiento del terreno mediante drenes mecha, están localizadas principalmente en la mitad superior del terreno tratado. Además, se pueden ver unos respiraderos (cráteres), por donde se escapa el exceso de presión, muy típicos en los casos donde se produce licuefacción.



**Figura 17.** Comparación entre una zona tratada y otra sin tratar después del evento dinámico (Howell et al., 2012).

En la figura 18 se indica el desplazamiento acumulado, tanto vertical como horizontal, a media ladera en las áreas no tratadas y tratadas, producidos por los ocho eventos sísmicos. Se muestra una reducción del 30% al



**Figura 18.** (a) Desplazamiento horizontal acumulado y (b) desplazamiento vertical acumulado a media ladera en las zonas mejoradas y no mejoradas para todos los eventos sísmicos (Howell et al., 2012).

70% en los desplazamientos horizontales, y del 20% al 60% en los asentamientos verticales en las áreas tratadas. La mejora más significativa fue observada en el evento sísmico más intenso.

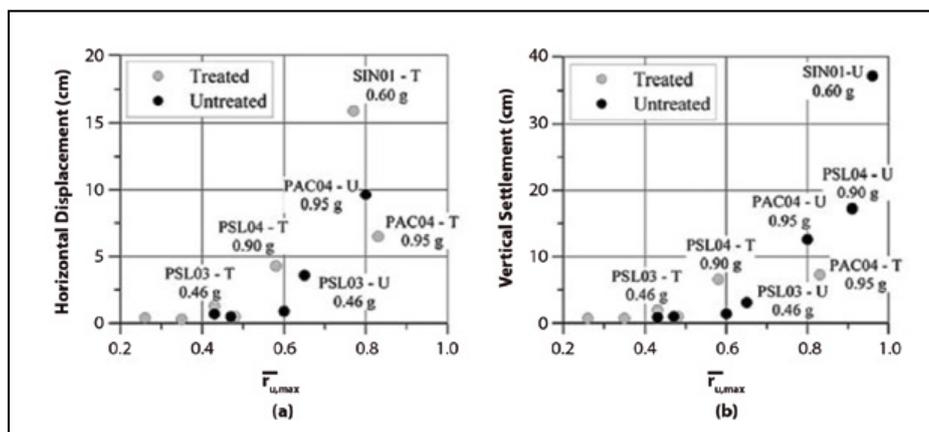
Como se ha explicado con anterioridad, el exceso de presiones intersticiales reduce la resistencia del suelo y aumenta la deformación del mismo. De esta manera, la cantidad de deformación permanente debería estar relacionada con la presión intersticial generada.

En la figura 19 se muestra la relación entre las deformaciones horizontales y verticales respecto a la relación de presión de agua promedio ( $r_u$ ).

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}$$

Donde  $\Delta u$  es el exceso de presión de poro y  $\sigma'_{v0}$  es la tensión efectiva vertical inicial.

En la figura 19 se observa que la deformación llega a ser significativa y aumenta considerablemente para  $r_{u,max}$  (promedio) mayores que 0,5 aproximadamente, lo cual es un buen indicativo de que las grandes deformaciones generalmente comienzan a producirse cuando  $r_u$  excede de 0,5-0,6. Sin embargo, los datos de deformación para  $r_{u,max}$



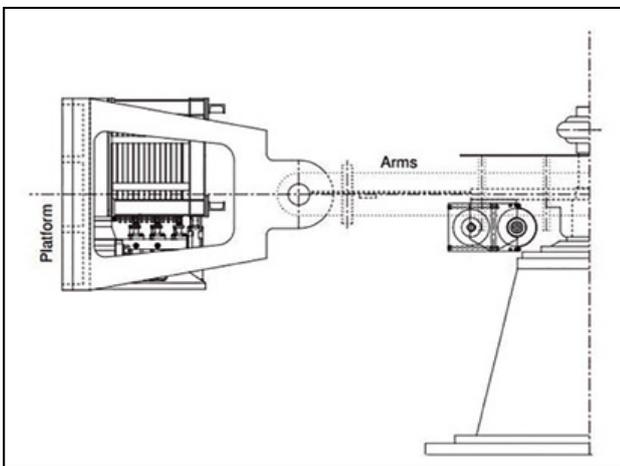
**Figura 19.** Deformaciones horizontales y verticales a media ladera en las zonas tratadas y no tratadas: (a) desplazamiento horizontal- $r_{u,max}$  (promedio) y (b) desplazamiento vertical-  $r_{u,max}$  (promedio).

(promedio) mayores que 0,5 muestran una dispersión significativa. Por ejemplo, el área no tratada en el evento PAC04, el área tratada en el evento PAC04 y el área tratada en el evento SIN01, registran una  $r_{u,max}$  (promedio) alrededor de 0,8, pero la deformación horizontal resultante fue de 0,5 a 16 cm.

### 2.4. Pilotes de arena compactada

El Departamento de Ingeniería Civil del Instituto de Tecnología de Tokio (T.I.Tech) realizó unos ensayos, mediante centrifuga, con el objetivo de investigar la estabilidad de una arcilla blanda mejorada con pilotes de arena compactada, bajo la acción de una carga inclinada. Ésta fue aplicada a través de la combinación del peso de un cajón de dique y el empuje de tierras del relleno.

Para realizar los ensayos se utilizó la centrifuga de brazo giratorio tipo Mark III del T.I.Tech (figura 20). En la siguiente ilustración se puede ver un esquema de la centrifuga rotando con el contenedor girado 90°.



**Figura 20.** Vista esquemática de la centrifuga del T.I.Tech (modificada de Takahashi et al., 2001).

El contenedor donde se depositó el modelo tenía unas dimensiones de 500 mm de ancho, 326 mm de altura y 150 mm de profundidad. Posee una estructura que permite hermetizar el contenedor al poner una tapa en la parte superior.

Los materiales usados para este ensayo son:

- Arcilla tipo Kawasaki, tomada de la bahía de Tokio. Las propiedades físicas y mecánicas se presentan en la tabla 3:

**Tabla 3.** Propiedades de la arcilla tipo Kawasaki (Takemura et al., 1991)

Peso específico de las partículas	$G_s$	2,69
Límite líquido	$W_L$ (%)	54,00
Límite plástico	$W_p$ (%)	25,50
Índice de plasticidad	$I_p$	28,50
Relación resistencia al corte sin drenaje con presión de consolidación vertical	$C_u / p$	0,40

- Cajón de dique, realizado con aluminio:
  - Altura: 60 mm.

- Anchura: 50 mm.

- Arena de circonio para el relleno tras el cajón de dique:
  - Peso específico sumergido: 2,24 g/cm<sup>3</sup>

#### 2.4.1. Preparación de la muestra de suelo

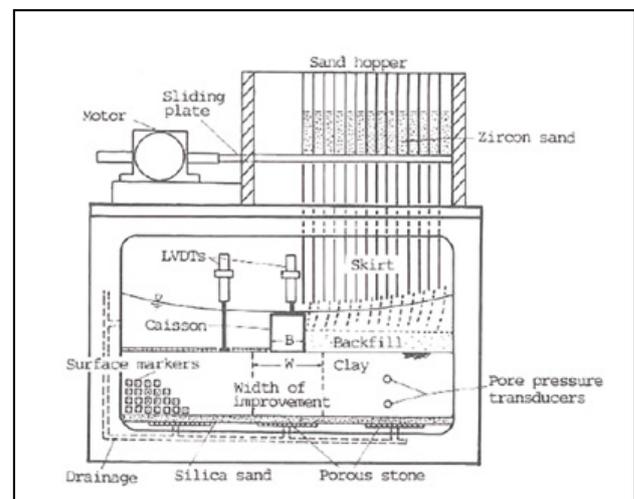
La arcilla fue remoldeada con un contenido de agua 1,5 veces el límite líquido y más tarde desairada en un recipiente con una presión vertical de 90 kPa.

El modelo se construyó introduciendo, en el contenedor, arena sílicea con un dispositivo que la derramaba en forma de lluvia, formando una capa de drenaje de 20 mm de espesor. Posteriormente, se colocó un papel de filtro sobre la arena. Una vez depositada la arena, se procedió a colocar la arcilla desairada dentro del contenedor, que fue preliminarmente consolidada usando un cilindro Bellofram a una presión de 5 kPa.

A continuación, fueron introducidos en la arcilla unos transductores de presión intersticial (PPT) y unas bolas de plomo colocadas en la superficie del modelo para generar una presión de 8,8 kPa. Más tarde, se procedió a cerrar el contenedor para introducir agua a una presión de 78 kPa y así completar la consolidación por filtración. Este proceso fue monitorizado a través de los PPT y se dio por concluido cuando se dispararon todas las sobrepresiones intersticiales.

Cuando se observó que la presión de poro decrecía linealmente con la profundidad, se quitó la tapa superior del modelo, se retiraron las bolas de plomo y se instalaron pilotes de arena compactada congelada (Kimura et al., 1983, citado por Takemura et al. en 1991). Posteriormente, se procedió a colocar el cajón de dique en el centro de la superficie del modelo, cuya rugosidad se consiguió pegando papel de grano en su base, y se instrumentó con ocho células de presión de tierras.

Una vez completada la preparación del modelo se instaló una tolva de arena de circonio para realizar el relleno detrás del dique, mientras la centrifuga estaba rotando. También se instalaron varios LVDT como se puede ver en la figura 21.



**Figura 21.** Configuración del modelo (Takemura et al., 1991).

Una vez preparado el modelo, fue colocado en la centrifuga y se introdujo agua para que el cajón de dique

estuviese sumergido. Éste fue sometido a una aceleración centrífuga de 100 g en incrementos de 10 g. Los asientos del cajón durante el proceso fueron monitorizados y fotografiados. La duración del ensayo fue de siete horas aproximadamente. Se realizaron seis condiciones diferentes de ensayo reflejadas en la tabla 4.

**Tabla 4.** Condiciones de ensayo (Takemura et al., 1991)

Código del ensayo	TC0	TC1	TC2	TC3	TC4	TC5
Tensión promedio del cajón (kPa)	43	88	43	118	88	118
Relación de área mejorada, $A_s$ (%)	0	25	25	25	25	50
Ancho de mejora (W)	0	2B*	2B	2B	1B	2B

\*Bes el ancho del cajón de dique = 50mm; Espesor de la arcilla = 100 mm;  $A_s = A_{mejorada} / A_{total}$

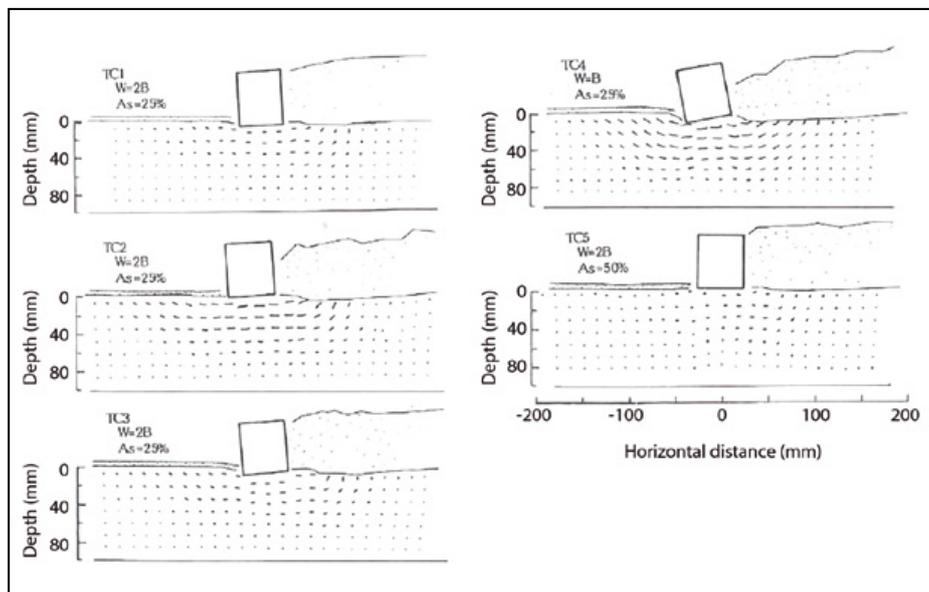
### 2.4.2. Resultados

La respuesta de los pilotes de arena es diferente para cada ancho tratado cuando el suelo mejorado está sometido a una gran deformación. Sin embargo, en las fases posteriores al relleno del trasdós del cajón, cuando la deformación no es muy grande, los patrones de deformación en las áreas mejoradas es similar para todos los casos de estudio (figura 22).

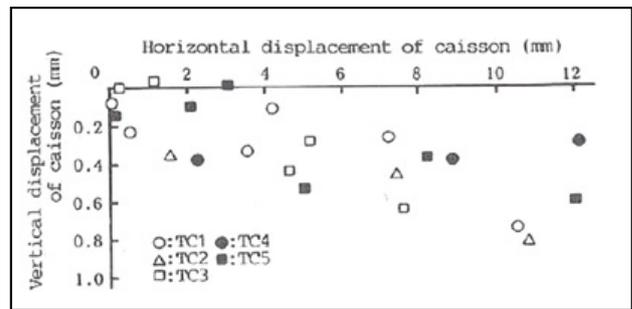
La deformación observada en los diferentes casos fue más profunda comparada con otros ensayos realizados, donde el cajón de dique estaba empujado horizontalmente por una carga. Este efecto se debe a que las partes mejoradas en estos ensayos estaban sometidas a mayores tensiones producidas por el relleno del trasdós del cajón.

La relación entre los desplazamientos horizontales y verticales observados en el cajón de dique son mostrados en la figura 23. Se puede observar que los desplazamientos horizontales del cajón son mucho mayores que los desplazamientos verticales.

La relación entre la carga vertical, en la superficie de suelo mejorado, y la tensión de contacto media del cajón se muestra en la figura 24 para desplazamientos horizontales del cajón de 2 mm y 5 mm (20 cm y 50 cm a escala de prototipo).

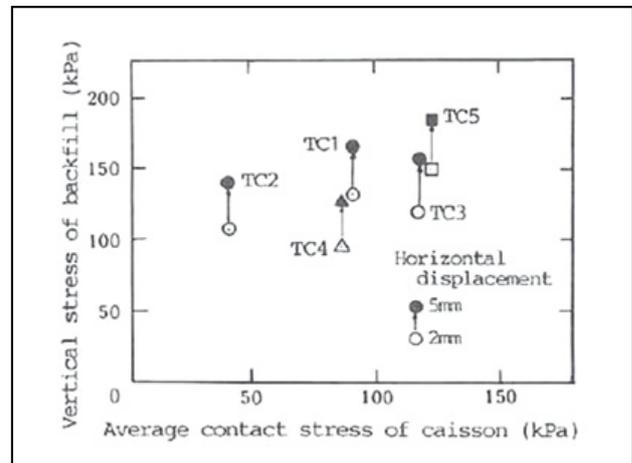


**Figura 22.** Deformación observada inmediatamente después del relleno del trasdós (Takemura et al., 1991).



**Figura 23.** Relación entre los desplazamientos horizontales y verticales del cajón (Takemura et al., 1991).

En la figura 24 se observa que la comparación de resultados en los casos TC1, TC2 y TC3, con idénticas condiciones de mejora, muestra que existe un peso óptimo del cajón ligado a un peso máximo de relleno de trasdós. Comparando TC1, TC4 y TC3 con TC5, se puede decir que la carga vertical en la superficie aumenta alrededor del 30% con el incremento del ancho mejorado de 1B a 2B, y la relación de área mejorada ( $A_s$ ) desde un 25% a un 50% respectivamente.



**Figura 24.** Relación entre la tensión de contacto promedio del cajón y la tensión vertical del relleno para 2 mm y 5 mm de desplazamiento horizontal del cajón (Takemura et al., 1991).

### 3. CONCLUSIONES

- Al ensayar un modelo de DM bajo un terraplén, en una centrífuga geotécnica, se puede afirmar que la introducción en el terreno de columnas suelo-cemento, aumenta la capacidad portante del suelo. Si se aumenta el ancho de mejora, aumenta la resistencia del suelo, dado que se necesita aplicar más presión de tierra para alcanzar la misma deformación.
- En los ensayos efectuados sobre las columnas DM bajo terraplenes, las que rompen primero son las más cercanas al pie del talud, y la rotura se va propagando hacia la parte trasera con el aumento de la presión del terraplén. Si se usan columnas de una resistencia de compresión simple baja, la rotura se produce en grupo, al contrario que cuando aumentamos la resistencia de compresión simple de las columnas que la rotura se produce individualmente.
- Las columnas de DM bajo terraplenes no fallan simultáneamente, pero sí fallan una a una por flexión. Es interesante apuntar que la profundidad de rotura por flexión, es más superficial en las columnas de baja rigidez comparado con las de alta rigidez, y más superficial en las traseras comparadas con las delanteras.
- Debido a la instalación de las columnas de grava en la arcilla del modelo se observa que la interfaz entre dos materiales está zonificada.
- La zonificación consiste en un aumento de densidad y disminución de la permeabilidad gradualmente desde la arcilla pura al borde de la columna.
- Debido a la instalación de las columnas de grava en arcilla, la sobrepresión intersticial se disipa más rápido que en el suelo sin tratar. El tiempo requerido para alcanzar el 90% de la consolidación primaria ( $t_{90}$ ) del suelo mejorado es 4 veces más rápido comparado con el tiempo de consolidación del suelo sin mejora.
- Los drenes verticales prefabricados afectan al grado de deformación del suelo a través de su gran impacto sobre el exceso de presión intersticial, el nivel de disipación de las presiones de poro y los patrones de flujo dentro del suelo. Reduciendo la magnitud de dichas presiones e incrementando la tasa de disipación, los drenes disminuyen el tiempo de duración de la fase de licuefacción, acortando las deformaciones. Se produce una disminución del 30% al 70% en los desplazamientos horizontales, y una reducción del 20% al 60% en los asentamientos verticales en las áreas tratadas.
- Un valor de relación de presión de agua promedio ( $r_{u,max}$  promedio) alrededor de 0,5 es un buen indicador de que los desplazamientos serán significativos, siendo otro factor de control para la magnitud de la deformación.
- Los desplazamientos, tanto verticales como horizontales, son menores en la zona tratada con drenes verticales prefabricados que en la zona sin tratar. La presión de poro se disipa más rápido en la zona tratada que en la zona sin mejora del terreno.
- Al usar pilotes de arena compactada en una arcilla se puede concluir que a igual área y ancho mejorado

si se aumenta la tensión del cajón de dique, la deformación aumenta. Pero si se duplica el área mejorada de la arcilla bajo el cajón de dique, los movimientos producidos son prácticamente inexistentes. Se observa que los patrones de deformación son similares en todos los casos ensayados.

- Si se instalan pilotes de arena compactada bajo un cajón de dique, los desplazamientos horizontales son mucho mayores que los verticales cuando se le aplica un empuje de tierras producido por el relleno del trasdós.
- La carga vertical en la superficie del suelo mejorado aumenta alrededor del 30% con el incremento del ancho mejorado de 1B a 2B (B es el ancho del cajón de dique), y la relación de áreas mejorada (as) desde un 25% a un 50% respectivamente.

### 4. BIBLIOGRAFÍA

- Almeida, M. S. S., Davies, M. C. R., y Parry, R. H. G. (1985). *Centrifuge test of embankment on strengthened and unstrengthened clay foundations*. *Geotechnique*, 35 (4), 425-441.
- Howell, R., Rathje, E.M., Kamai, R., y Boulanger, R. (2012). *Centrifuge Modeling of Prefabricated Vertical Drains for Liquefaction Remediation*. *J. Geotech Geoenviron Eng*, 138 (3), 262-271.
- Inagaki, M., Abe, T., Yamamoto, M., Nozu, M., Yanagawa, Y., y Li, L. (2002). *Behaviour of cement deep mixing columns under road embankment*. En Phillips, R., Guo, P. J., & Popescu, R. (Eds.), *Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG 2002.*, 967-972.
- Jiménez García, E. (2014). *Aplicación de Ensayos de Centrifuga en Distintas Técnicas de Mejora del Terreno*. Tesis de Máster inédita, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid.
- Jiménez García, E., y Melentijevic, S. (2015). *Centrifuga Geotécnica*. *Revista Ingeniería Civil*, 178, CEDEX, 85-94.
- Kitazume, M., y Maruyama, K. (2007). *Centrifuge Model tests on Failure Pattern of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground*. Paper N° ISOPE-2007-PCW-02.
- Kitazume, M., y Maruyama, K. (2010). *Centrifuge Tests on Column Type Mixing Improved Ground with Surface Improvement*. En Springman, Laue & Seward (Eds.), *Londres: Taylor & Francis Group*, 1339-1344.
- Kitazume, M., Ikeda, T., Miyajima, S., y Karastanev, D. (1996). *Bearing Capacity of Improved Ground with Column Type DMM*. En Yonekura, Terashi & Shibasaki (Eds.), *Grouting and Deep Mixing. Proceedings of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, 14-17 mayo, Tokio, Japón, (pp. 503-508)*. Róterdam (Holanda): Balkema, A. A.
- Kitazume, M., Okano, K., y Miyajima, S. (2000). *Centrifuge Model Tests of Failure Envelope of Column Type Deep Mixing Method Improved Ground*. *Japanese Geotechnical Society*, 40 (4), 43-55.
- Laue, J. (2011). *Modelling of Ground Improvement in a Drum Centrifuge*. *Modèles Physiques en géotechnique, ETH Zúrich (Suiza)*.
- Madabhushi, G. (2011). *Principles of centrifuge modelling*. *TNA Workshop on Centrifuge Modelling, 3-4 marzo, 2011, University of Cambridge (Reino Unido)*.
- Melentijevic, S. (2014). *Deep Soil Mixing (Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica)*, CEDEX-UNED, 2014.
- Miyake, M., Wada, M., y Satoh, T. (1991). *Deformation and Strength of Ground Improved by Cement Treated Soil Columns*.

*Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, GEO-COAST '96, Yokohama (Japón), 369-372.*

Moroto, N., y Poorooshasb, H. B. (1991). *Settlement of Box Caissons Founded on Improved Ground by Sand Compaction Pile Method. Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development. Theory and Practice on Soft Ground, GEO-COAST '91, 3-6 septiembre, 1991, Yokohama (Japón), 373-376.*

Okabayashi, K., y Kawamura, M. (1991). *Effect of Improvement on Soft Ground by Soil Cement Mixing Method, GEO-COAST '91, 3-6 septiembre, 1991, Yokohama (Japón), 377-380.*

Pooley, E. J., Springman, S. M., Laue, J., y Najser, J. (2009). *Centrifuge Modelling to Compare Ground Improvement Techniques on Double Porosity Clay Landfills. Geotechnics of Soft Soils-Focus on Ground Improvement. Proceedings of the 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils (IWGSS), AMGISS Workshop, University of Strathclyde, Glasgow (Reino Unido). Taylor and Francis Group.*

Takemura, J., Watabe, Y., Suemasa, N., Hirooka, A., y Kimura, T. (1991). *Stability of Soft Clay Improved with Sand Compaction Piles. Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (SMFE), I, 543-546.*

Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology. Blackie Academic and Professional.*

Wagner, N., y Zayas, J. (2011). *Soil Properties of Yolo Loam. Caltrans Earth Pressure Project. Civil and Environmental Engineering, UC Berkeley, California (EE UU).*

Weber, T. M., Plötze, M., Laue, J., Peschke, G., y Springman, S. M. (2010). *Smear zone identification and soil properties around stone columns constructed in-flight in centrifuge model tests. Géotechnique, 60 (3), 197-206.*

Wilson, D. W., Boulanger, R. W., Feng, X., Hamann, B., Jermic, B., Kutter, B. L., Ma, K-L., Santamarina, C., Sprott, K. S., Velinsky, S. A., Weber, G., y Yoo, S. J. B. (2004). *The NEES Geotechnical Centrifuge at UC Davis. 13th World Conference on Earthquake Engineering, 1-6 agosto, 2004, Vancouver (Canadá), Paper N° 2497.*