

# Modelo tensodeformacional no lineal para la grava de Santiago

Fecha de entrega: 20 de Agosto 2009  
Fecha de aceptación: 16 de Diciembre 2009

Fernando Rodríguez

Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, P. Universidad Católica, Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile, [frroa@ing.puc.cl](mailto:frroa@ing.puc.cl)

*En este trabajo se presenta un estudio sobre el comportamiento tensodeformacional de la grava de Santiago depositada por el río Mapocho. Se describen en forma resumida resultados obtenidos en ensayos in situ, y ellos se comparan con resultados entregados por un modelo constitutivo no lineal. De la extraordinaria similitud obtenida entre los resultados medidos y calculados se puede concluir que, gracias a la gran visión de destacados ingenieros geotécnicos de la práctica profesional, ha sido factible reunir una valiosa base de datos experimentales que ha permitido desarrollar un poderoso modelo numérico capaz de predecir con notable precisión los corrimientos de la grava de Santiago frente a cargas externas aplicadas, o bien ante excavaciones superficiales o subterráneas, tanto en el régimen elástico como en el inelástico.*

*In this work a study on the stress-strain behaviour of the Santiago gravel deposited by the Mapocho river is presented. Results from field trials are briefly described and they are compared with results obtained from a developed non-linear constitutive model. There was a remarkable agreement between measured and calculated results. From that it was possible to conclude that thanks to the achievements of Geotechnical Engineers from industry, it was possible to collect a valuable experimental database which allowed the development of a powerful numerical model. This model is able to estimate with accuracy the displacements of the Santiago gravel when external loads are applied or when excavations on the surface or underground, studied in elastic as well as non-elastic regime, are carried out.*

Palabras clave: grava de Santiago, ensayos in situ, placa de carga, corte directo, compresión simple y triaxial, método de elementos finitos

Keywords: Santiago gravel, field trials, loading plate, direct shear, unconfined compression and triaxial, finite-element method

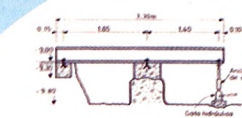
## Ensayos in situ más relevantes

La grava de Santiago comenzó a estudiarse, aproximadamente, a partir del terremoto del año 1965, el cual se sintió bastante fuerte en la capital. En 1970 Rowe llevó a cabo un ensayo de corte directo en la esquina de las calles Blanco con República, a una profundidad de 2.4 m. En este ensayo para una tensión normal de 4 kg/cm<sup>2</sup> (400 kPa) se obtuvo una tensión de corte máxima igual a 7.8 kg/cm<sup>2</sup> (780 kPa). Lamentablemente no ha sido posible encontrar el detalle de la relación tensión-deformación correspondiente (Rowe, 1996).

Con motivo de la construcción de la Torre ENTEL ubicada en la Alameda Bernardo O'Higgins con calle Amunátegui, los ingenieros Fernando Martínez y Andrés Pérez, participaron en la programación de la campaña de exploración geotécnica en ese lugar. Dentro de los trabajos realizados cabe destacar la ejecución por parte de DICTUC de un ensayo de empuje pasivo in situ que se describe y comenta en detalle más adelante.

Además se ensayaron a compresión simple dos probetas de grandes dimensiones, no perturbadas, entre las profundidades 6.83 a 7.55 m, y entre las profundidades 14.64 a 15.80 m, obteniéndose valores de resistencia  $q_u$  de 0.7 kg/cm<sup>2</sup> (70 kPa) y de 1.1 kg/cm<sup>2</sup> (110 kPa) respectivamente (Sotomayor, 1971).

Kort y Musante (1978) llevaron a cabo ensayos de corte triaxial sobre probetas no perturbadas de grandes dimensiones, con su humedad natural, como parte de un estudio geotécnico efectuado en el sector de calle Suecia con Las Bellotas para la Línea 1 del METRO. En estos ensayos se midieron no sólo las cargas y las deformaciones axiales de las probetas sino, también, sus deformaciones radiales, lo que permitió calcular los cambios volumétricos durante el proceso de carga, y el coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , asociado a un bajo nivel de deformaciones. El valor obtenido de  $K_0$ , a partir de estos ensayos, correspondió aproximadamente al valor del empuje de tierras medido por Ortigosa *et al.* (1973), sobre paredes del túnel de la Línea 1 del METRO.



En el estudio del comportamiento de estructuras ubicadas dentro del área de influencia de excavaciones urbanas, es de gran interés conocer la respuesta del terreno frente a tensiones de tracción. Campos (1981) realizó un ensayo de tracción simple in situ sobre una probeta de grava no perturbada a 9 m de profundidad, en Av. Esmeralda con Mac-Iver (Edificio Forestal). En la Figura 1 se ilustra esquemáticamente el procedimiento usado, en la parte superior se observa una viga metálica doble T de 3.3 m de longitud. El dado de hormigón que sirve de apoyo a uno de los extremos de la viga se unió al perfil doble T mediante dos pernos de anclaje de 3/4” (19 mm) de diámetro, colocados en cada ala del perfil de manera de conformar una rótula. Para la preparación de la probeta de ensayo se hormigonó en primer lugar un cubo de 40 cm de arista directamente sobre la grava. Posteriormente se talló la probeta de suelo subyacente, con una altura similar al cubo de hormigón, tratando de alterar el suelo lo menos posible. La carga se aplicó en forma gradual mediante el gato hidráulico instalado en el extremo libre de la viga doble T, mientras se leían las deformaciones verticales mediante 3 diales convenientemente distribuidos en la parte superior del cubo de hormigón.

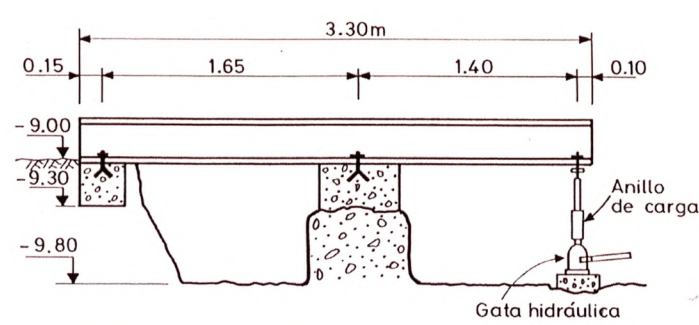


Figura 1: Ensayo de tracción simple en la grava de Santiago. Esquema general de la instalación (Campos, 1981)

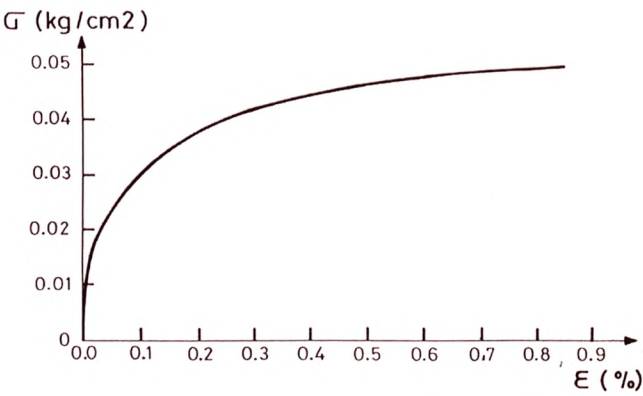


Figura 2: Ley tensión - deformación promedio obtenida en ensayo de tracción simple en la grava de Santiago (Campos, 1981)

La curva promedio tensión-deformación obtenida se muestra en la Figura 2. En la parte elástica lineal, inicial, el Módulo de Young resultó igual a 107 kg/cm² (10.7 MPa). Con respecto al valor de  $q_u$ , éste fue igual a 0.05 kg/cm² (5 kPa), sin embargo, Campos (1981) propone subir este valor a 0.08 kg/cm² (8 kPa), considerando que la rotura de la probeta se habría producido antes de tiempo debido a la falla prematura de la adherencia en la superficie de contacto entre el cubo de hormigón y el suelo subyacente.

Como complemento de esta información experimental se dispone, además, de numerosos ensayos de placa de carga verticales y horizontales. Entre estos ensayos los que alcanzaron una mayor presión de carga son los mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1: Ensayos de placa de carga verticales y horizontales

|                                                                           | Profundidad<br>m | Diámetro<br>m | $\sigma_{max}$<br>MPa |
|---------------------------------------------------------------------------|------------------|---------------|-----------------------|
| Placa de carga vertical para Línea 1 del Metro (Kort y Musante, 1978).    | 10.5             | 0.84          | 3.25                  |
| Ensayo de carga vertical en Av. Fleming con Av. Tomás Moro (Pérez, 1982). | 20.0             | 1.20          | 3.5                   |
| Placa de carga vertical en edificio CTC (Kort y Ortigosa, 1995).          | 13.4             | 0.80          | 5.0                   |

Tomando como base los resultados entregados por una serie de ensayos de placa de carga efectuados a diferentes cotas, los triaxiales gigantes, y los asentamientos medidos en los edificios ISE y Costa Azul, Poblete *et al.* (1981) determinaron la variación del Módulo de Deformación de la grava, correspondiente al tramo elástico lineal inicial, en función de la profundidad del punto considerado, según se observa en Figura 3.

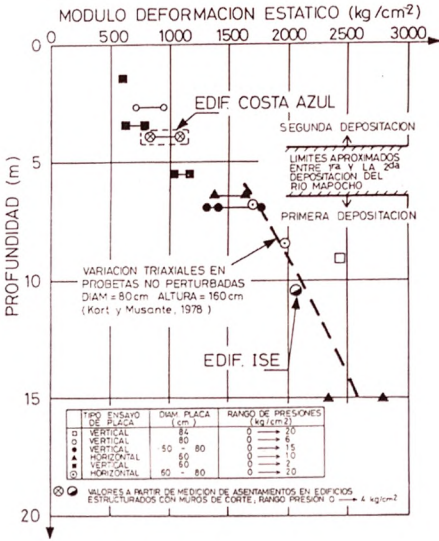
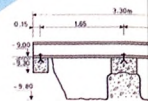


Figura 3: Módulos de deformación para cargas estáticas en la grava de Santiago (Poblete *et al.*, 1981)



Posteriormente el propio Poblete (1982) propuso las siguientes expresiones para estimar el Módulo Elástico inicial de la grava,  $E$  en MPa:

$$1^{\text{a}} \text{ depositación de la grava} \rightarrow E = 65 \sqrt{z} \quad (1)$$

$$2^{\text{a}} \text{ depositación de la grava} \rightarrow E = 46 \sqrt{z} \quad (2)$$

siendo  $z$  la profundidad del punto considerado, expresada en metros.

Como alternativa a dichas expresiones Ortigosa (1987) sugirió la siguiente relación, en términos de la tensión media  $\sigma_m$ :

$$E = K p_a \left( \frac{\sigma_m}{p_a} \right)^n \quad (3)$$

siendo  $K = 2000$  y  $n = 0.5$  en la 1ª depositación,  $K = 1400$  y  $n = 0.5$  en la 2ª depositación y  $p_a$  es la presión atmosférica.

## Ensayos de laboratorio en probetas recompactadas de 6" de diámetro y $D_{\max} = 1"$

No obstante estar conscientes de las limitaciones inherentes a la ejecución de ensayos en el laboratorio sobre probetas recompactadas, se llevaron a cabo ensayos de corte triaxial convencionales, ensayos triaxiales de extensión y ensayos de compresión isotropa, en probetas de 6" de diámetro (15 cm), compactadas con la densidad y humedad natural. En todos estos ensayos se intercalaron diversos ciclos de descarga-recarga.

El propósito de estos ensayos en el laboratorio fue buscar tendencias generales, y eventualmente conseguir correlaciones con las mediciones efectuadas in situ, a fin de examinar el comportamiento general del suelo frente a diferentes trayectorias de tensiones.

En la Figura 4 se muestra la curva tensión-deformación obtenida en un ensayo triaxial de extensión típico, para  $\sigma_1 = \sigma_2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$  (120 kPa), observándose que al igual como ocurre en los triaxiales de compresión, el Módulo de Deformación en ciclos de descarga-recarga es mayor que el Módulo de Deformación al inicio de la fase de carga. Por otro lado, es dable apreciar que la rotura de la probeta se produce para niveles de deformación muy inferiores a los niveles de deformación correspondientes en triaxiales de compresión (ver Figura 5). Confeccionando un diagrama  $p$ - $q$  en base a las

tensiones principales asociadas a los círculos de Mohr en rotura, pertenecientes a las cinco probetas sometidas a ensayos triaxiales de extensión, se determinó el gráfico incluido en la Figura 6, que muestra una ley no lineal para  $p \geq 3 \text{ kg/cm}^2$  (300 kPa), aproximadamente. Para confirmar la no linealidad de esta relación, para valores de  $p$  superiores a  $3 \text{ kg/cm}^2$ , se debiera efectuar en el futuro un par de ensayos adicionales. En el tramo lineal, los parámetros geomecánicos ajustados fueron  $\phi = 56.9^\circ$  y  $c = 0.16 \text{ kg/cm}^2$  (16 kPa).

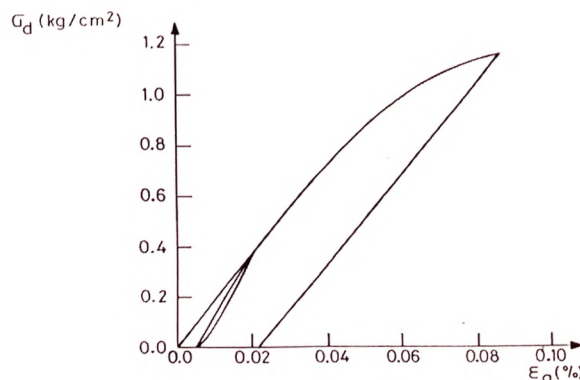


Figura 4: Triaxial de extensión 6" ( $\sigma_1 = \sigma_2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ )

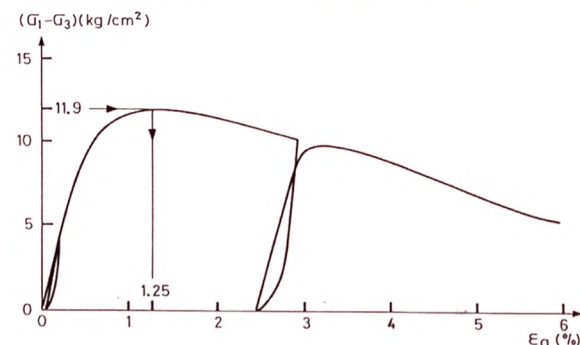


Figura 5: Ensayo triaxial de compresión (probeta recompactada con  $\sigma_3 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ )

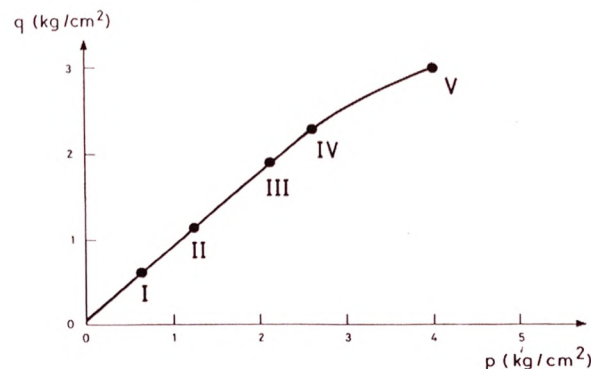
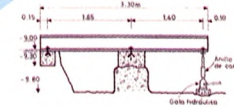


Figura 6: Triaxiales de extensión de 6" diagrama  $p$  -  $q$

## Características de la ley constitutiva no lineal en el modelo desarrollado

Algunos ingenieros jóvenes se preguntarán qué sentido



práctico tiene el tratar de desarrollar un modelo constitutivo no lineal, siendo que la grava subyacente a un edificio se encuentra, aproximadamente, en régimen elástico lineal. Si bien esto suele ser cierto, en general, existen otras situaciones, como en las descargas o descompresiones generadas por una excavación, en las cuales la grava puede ingresar al régimen inelástico, e incluso plastificar.

Gracias a la gran visión de destacados ingenieros geotécnicos de la práctica profesional, ha sido posible reunir una valiosísima base de datos experimentales que ha permitido hoy en día conseguir una ley constitutiva no lineal que se ajusta admirablemente bien al comportamiento tensodeformacional de la grava de Santiago depositada por el río Mapocho.

Las características más importantes de este modelo constitutivo son las siguientes:

- Se ha adoptado una envolvente de rotura no lineal que se extiende también a la zona de tracciones.
- La rigidez del suelo varía con la presión de confinamiento, con el nivel de deformaciones, y en cierta medida con la trayectoria de tensiones.
- El modelo tiene en cuenta las deformaciones volumétricas del suelo, incluyendo indirectamente el efecto de rotura de partículas para tensiones de confinamiento altas.
- Se considera la influencia de la tensión principal intermedia.
- Se ha tenido en consideración, también, el comportamiento del suelo ante tensiones de tracción.

El detalle de la formulación de este modelo constitutivo se puede consultar en Rodríguez-Roa (2000).

## Procedimiento de cálculo numérico utilizado

Se confeccionó un programa de Elementos Finitos capaz de resolver problemas bidimensionales y axil-simétricos. Este programa utiliza elementos isoparamétricos de 6 u 8 nudos, indistintamente, y elementos junta o interfaz de 6 nudos, planos y axil-simétricos. El programa usa el método incremental de la matriz de rigidez tangente. Al término de cada incremento de carga

se examina el estado tensional de cada elemento finito de la malla. Si dicho estado tensional corresponde a un círculo de Mohr físicamente imposible (ver Figura 7), se modifican convenientemente las tensiones principales de manera de obtener estados de tensiones reales. Las tensiones sobrantes se redistribuyen como fuerzas nodales equivalentes, mediante sucesivas iteraciones hasta alcanzar el nivel o grado de precisión que se desee. En la Figura 7 sólo se ilustran dos estados extremos de tensiones irreales, pero obviamente pueden haber otros intermedios que no se han incluido para no complicar más la figura.

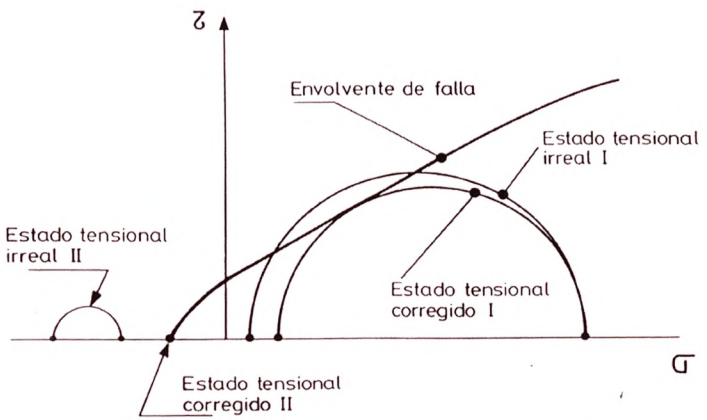


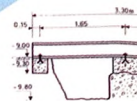
Figura 7: Corrección de estados tensionales irreales típicos al fin de cada incremento

## Predicción numérica versus comportamiento observado

A continuación se presentan sólo algunos de los numerosos casos procesados. Para tal efecto se seguirá un orden cronológico, teniendo en cuenta la fecha en que se hicieron las mediciones experimentales.

## Ensayo de empuje pasivo en la Torre ENTEL

Un prisma de suelo de 8 m de largo, de 1.5 m de altura, y de 2.5 m de ancho fue sometido a un ensayo de carga horizontal, entre 4.5 m y 6.0 m de profundidad (Escobar, 1971). Para ello se emplearon 4 gatos hidráulicos en paralelo, de manera tal de que la resultante de las cargas horizontales actuando sobre la placa rígida de hormigón armado estuviera en todo momento aplicada a un tercio de la altura a fin de evitar que se produjeran giros en la placa. Una vista en planta y en elevación se muestra en la Figura 8. Entre la placa de hormigón y el prisma de suelo se intercaló una lámina de plástico para minimizar el roce. Así también, y por



esta misma razón, entre la base del prisma y su cimiento se intercalaron láminas y polines de acero (Figura 9).

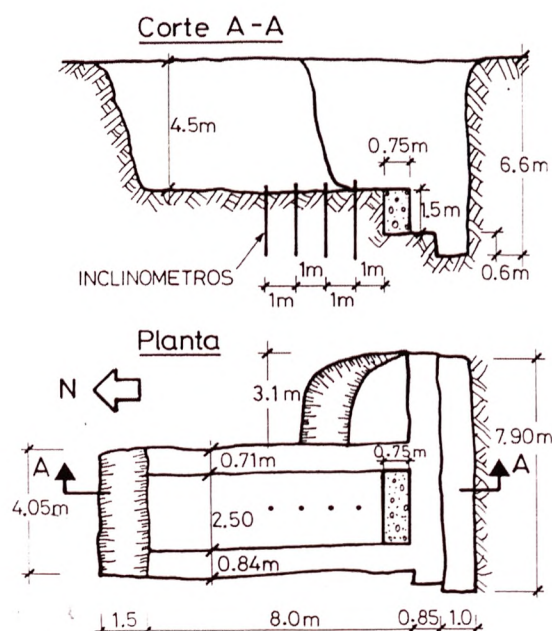


Figura 8: Ensayo de empuje pasivo en Torre Entel (Escobar, 1971)

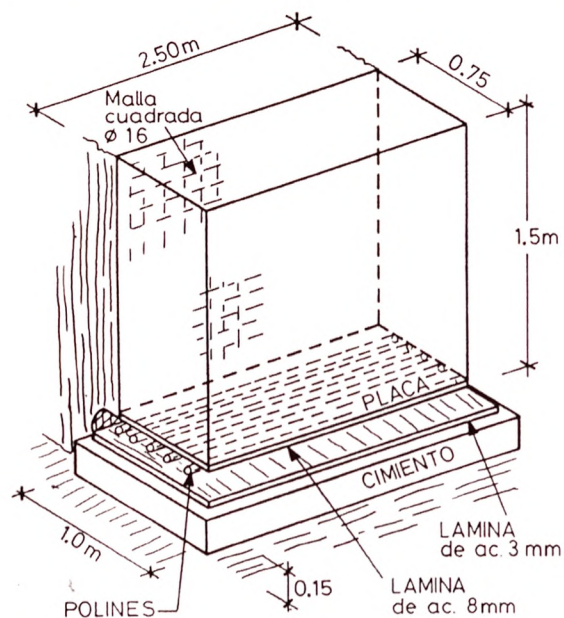


Figura 9: Detalle de la placa usada en ensayo de empuje pasivo en Torre Entel (Escobar, 1971)

El prisma de suelo ensayado fue profusamente instrumentado; en la dirección N-S se instalaron cuatro inclinómetros en el eje del prisma, como se observa en la Figura 8. Se usaron diez deformómetros repartidos entre las cuatro esquinas de la placa para medir los desplazamientos de dichos puntos en las distintas direcciones. Otros diez deformómetros fueron distribuidos sobre la cara superior del prisma para controlar sus desplazamientos horizontales en la dirección N-S, y diez niveles de precisión se emplearon

para medir sus deformaciones verticales. Finalmente, y en forma complementaria, se usaron cuatro catetómetros para registrar las deformaciones horizontales N-S de los inclinómetros, a nivel de la superficie del prisma.

Una vista tridimensional del ensayo se ilustra en la Figura 10. Las zanjas laterales excavadas en los costados oriente y poniente del prisma de suelo permitieron instrumentar éste sin alterar su estructura natural. Dichas zanjas fueron rellenadas posteriormente antes del ensayo, procurando conservar las características propias de la grava en su estado natural (Escobar, 1971). Ahora bien, en estas condiciones, y considerando que el largo de la placa es de sólo 1.7 veces su altura, el problema tensodeformacional que tuvo lugar durante la carga es claramente tridimensional. De ahí que las curvas de *carga aplicada* versus *desplazamiento horizontal medido* acusan en general una rigidez del suelo mayor que las curvas homólogas entregadas por el modelo numérico bidimensional utilizado. Sin embargo, la diferencia se reduce substancialmente en las proximidades de la falla plástica del prisma, debido a que en el momento de la rotura la resistencia global al corte se desarrolla en un altísimo porcentaje a lo largo de la cara inferior del prisma, merced a su mayor confinamiento.

En las Figuras 11 y 12 se comparan los resultados experimentales y numéricos conseguidos para el borde superior e inferior de la placa, confirmando lo señalado anteriormente. La malla de elementos finitos utilizada para este análisis se ilustra en la Figura 13. En ella, elementos interfaz fueron intercalados entre la placa y el prisma de suelo, y entre la placa y su cimiento. Cabe mencionar, además, que antes de la simulación del ensayo de carga propiamente tal, fue necesario modelar el proceso de excavación global que tuvo lugar, a objeto de definir en la forma más exacta posible el estado de tensiones iniciales de toda la masa de suelo involucrada.

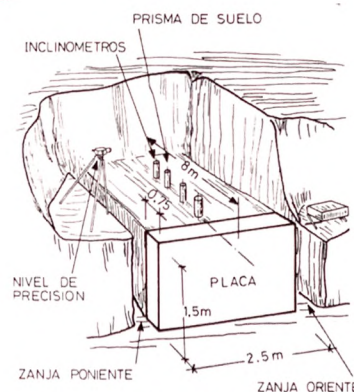


Figura 10: Esquema del prisma de suelo ensayado en Torre Entel (Escobar, 1971)

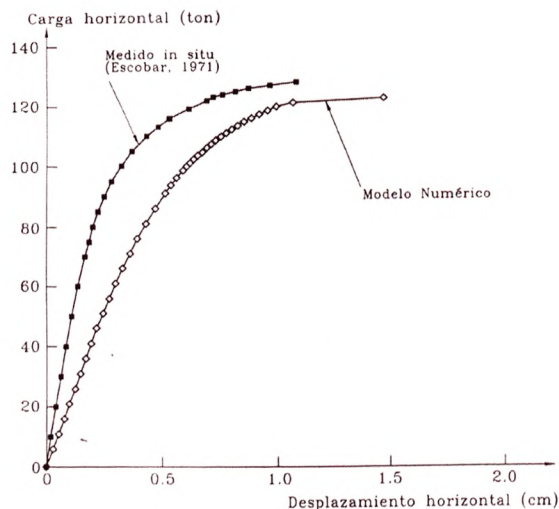
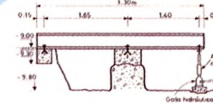


Figura 11: Torre Entel, resultados medidos y calculados en el borde superior de placa de hormigón

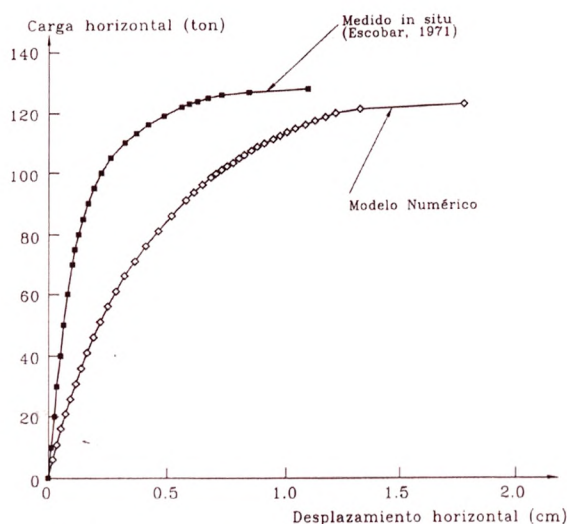


Figura 12: Torre Entel, resultados medidos y calculados en el borde inferior de placa de hormigón

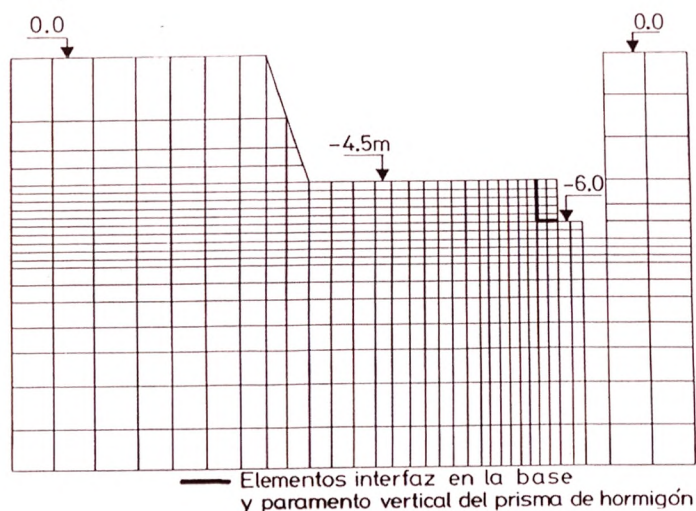


Figura 13: Ensayo de empuje pasivo en Torre Entel, malla de elementos finitos

## Ensayos de corte triaxial gigantes

Kort y Musante (1978) ensayaron in situ 4 probetas no perturbadas con alturas variables entre 123 y 145 cm, y diámetros entre 89 y 96 cm. Dichas probetas fueron talladas entre 7.5 y 9.0 m de profundidad aproximadamente. En la Figura 14 se muestra una probeta típica, en donde puede observarse el sistema de carga y medición utilizado: gato hidráulico, marco de reacción superior, deformómetros para medición de desplazamientos verticales, y deformómetro para medición de corrimientos circunferenciales. Las presiones de confinamiento se aplicaron mediante vacío, y ellas fueron iguales a 0.22, 0.44, 0.61 y 0.83 kg/cm<sup>2</sup> (22, 44, 61 y 83 kPa).

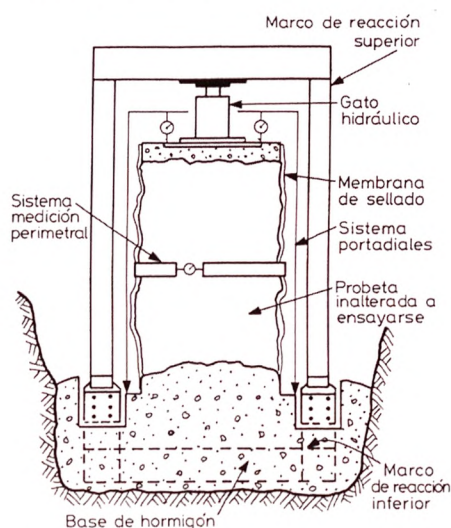


Figura 14: Ensayo de corte triaxial in situ, probeta típica (Kort y Musante, 1978)

En la Figura 15 se han graficado las deformaciones volumétricas medidas versus la deformación axial de tres de las probetas ensayadas, obteniéndose resultados característicos de un suelo granular denso, vale decir, disminución de volumen para bajos niveles de carga, y dilatancia, o aumento de volumen, para niveles de carga más altos.

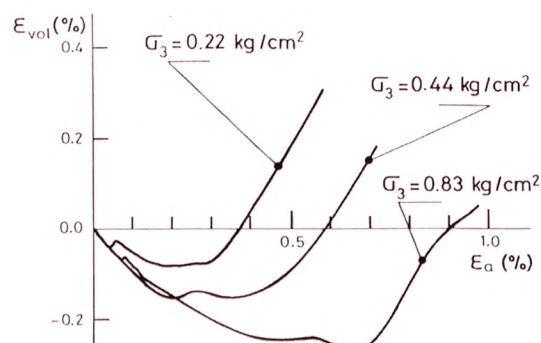
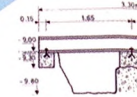


Figura 15: Triaxial in situ en grava de Santiago, deformación volumétrica v/s deformación axial (Kort y Musante, 1978)



Con el propósito de definir la envolvente de rotura se han dibujado en la Figura 16 los círculos de Mohr correspondientes al momento de la falla. Dado que las presiones de confinamiento se aplicaron mediante vacío, y que por tanto ellas tuvieron que ser presiones bajas, inferiores a la presión atmosférica, la envolvente de rotura resultó ser una línea recta definida por los siguientes parámetros geomecánicos:  $c = 0.235 \text{ kg/cm}^2$  (23.5 kPa) y  $\phi = 53^\circ$ .

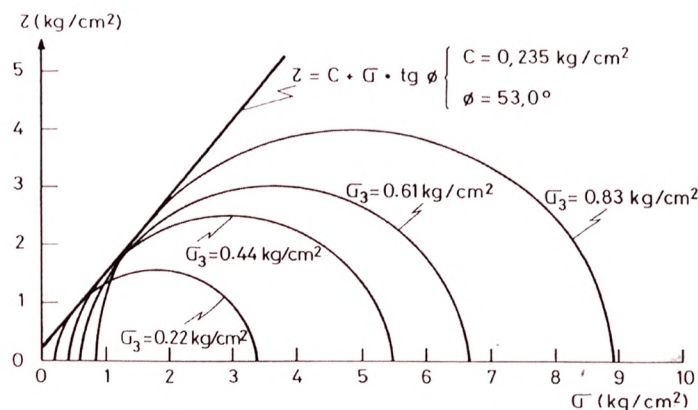


Figura 16: Triaxiales in situ en grava de Santiago (Kort y Musante, 1978) mostrando envolvente de rotura de Mohr - Coulomb

Al comparar las leyes tensión deformación medidas con las leyes entregadas por el modelo numérico para dos de las cuatro probetas ensayadas (Figura 17a), se aprecia que el ajuste obtenido es bueno. Empero, se advierte que, independientemente de la presión de confinamiento, los valores medidos acusan una menor resistencia al corte. Ello se debería a que al ser recortadas y talladas las probetas, inevitablemente se induce en su estructura una ligera perturbación, por muy cuidadosa que haya sido la manipulación de las muestras. Además, cabe agregar que, cualquier excentricidad de la carga, o defecto geométrico de las probetas, implica una reducción de la resistencia última del suelo. En la Figura 17b se ha incluido la malla de elementos finitos usada en esta modelación numérica, en la cual también se incluyó la simulación del proceso de excavación de las probetas.

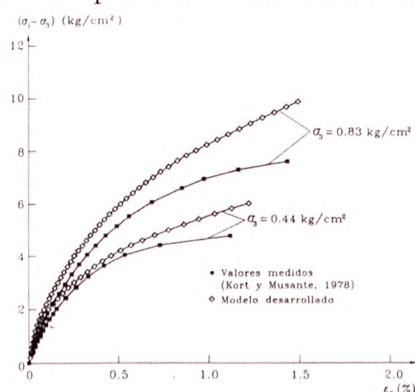


Figura 17a: Resultados de corte triaxial gigantes realizados in situ comparados con resultados numéricos

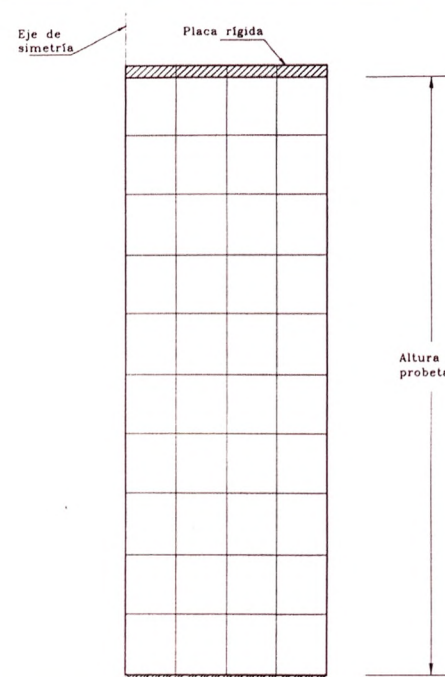


Figura 17b: Malla de elementos finitos axil - simétricos para modelación de ensayos triaxiales gigantes

## Ensayo de placa de carga para Línea 1 del METRO

En el mismo lugar en que se realizaron los ensayos de corte triaxial gigantes, se materializó un ensayo de placa de carga vertical de 0.84 m de diámetro, pero a una profundidad de 10.5 m (Kort y Musante, 1978). El perfil de la excavación realizada para tal efecto, y el sitio en que se ejecutó el ensayo de placa, se indica en la Figura 18. En esta misma figura se ha señalado, esquemáticamente, la ubicación de las probetas sometidas a los ensayos de corte triaxial antes comentados.

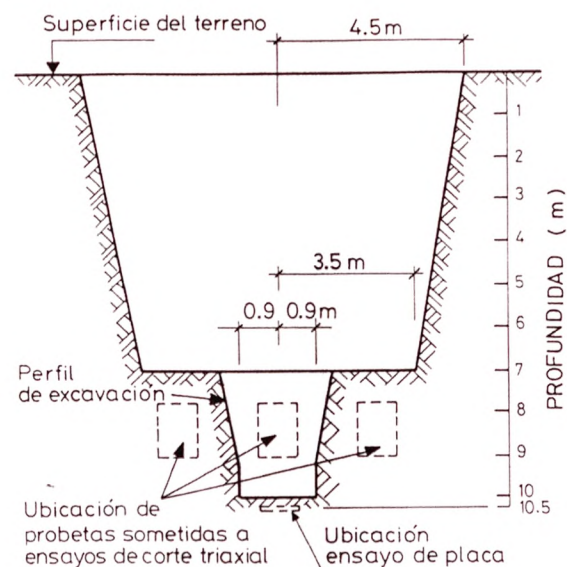


Figura 18: Perfil de la excavación para ensayos en Av. Suecia/Av. Las Bellotas para línea 1 del METRO (Kort y Musante, 1978)

La malla de elementos finitos empleada en la modelación se muestra en la Figura 19. Entre la placa y el suelo subyacente se intercalaron elementos interfaz para posibilitar la simulación de posibles movimientos relativos. Para definir el estado de tensiones iniciales del terreno se aproximó el perfil de la excavación real al perfil simplificado indicado en la Figura 19.

La ley carga-asentamiento calculada presenta una muy buena aproximación a los valores medidos, como se observa en la Figura 20, dentro de todo el rango de presiones considerado.

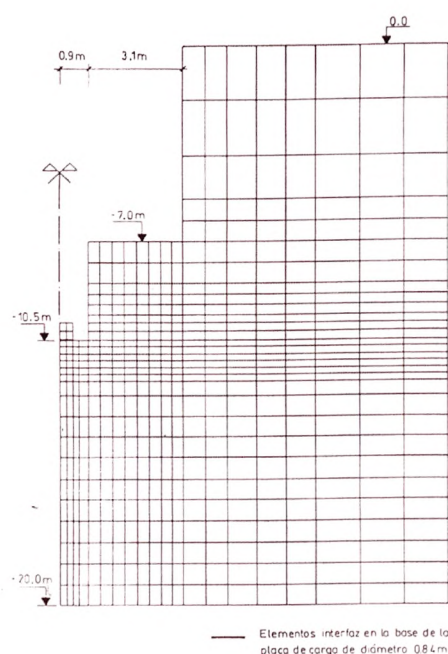


Figura 19: Ensayo de placa de carga vertical para línea 1 del METRO en Av. Suecia con las Bellotas, malla de elementos finitos

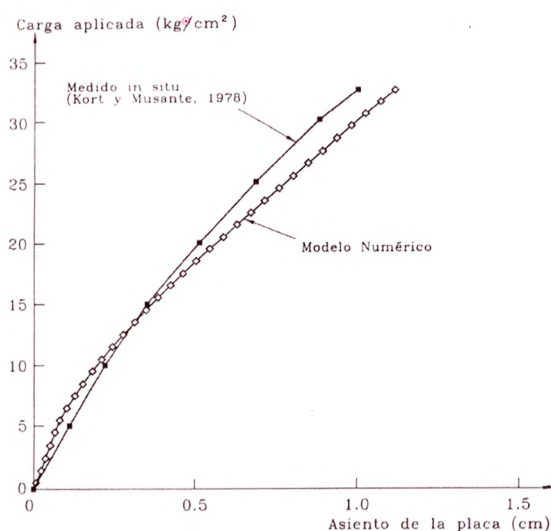


Figura 20: Resultado de placa de carga para Línea 1 del METRO y resultado numérico

## Ensayo de carga en Av. Fleming con Av. Tomás Moro

Aprovechando la existencia de un pozo de reconocimiento excavado con un diámetro de 120 cm, hasta una profundidad de 20 m, Pérez (1982) diseñó la ejecución de un ensayo de carga vertical en el fondo de éste. La carga se aplicó mediante gatos hidráulicos sobre la parte superior de una columna de hormigón armado de 50 x 50 cm, la que a su vez transmitía directamente esta sollicitación a un dado de hormigón armado, de 120 cm de diámetro, ubicado en el fondo del pozo (Figura 21). Como reacción se utilizó un cilindro hueco de hormigón vertido in situ entre 7 y 14 m de profundidad, el que actuó como anclaje sometido al arrancamiento. Este cilindro de hormigón, de sección anular, fue reforzado con dos conjuntos de diez barras de acero de 32 mm.

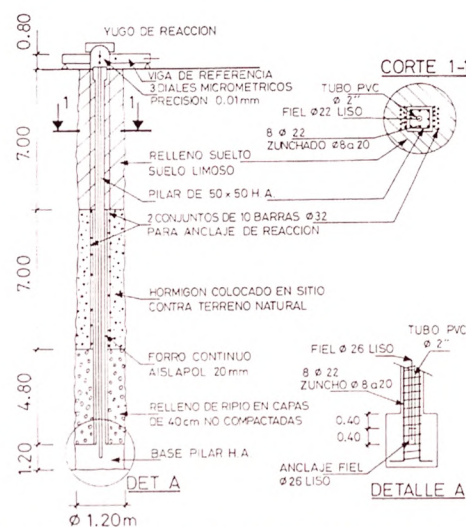


Figura 21: Prueba de carga en Av. Tomás Moro / Av. Fleming, esquema general de la instalación (Pérez, 1982)

En la Figura 22 se exhibe la malla de Elementos Finitos usada para modelar este ensayo de carga, en donde sólo se ha indicado la malla hasta la cota -15 m, a objeto de simplificar la figura. Aquí también fue necesario modelar el proceso previo de excavación del pozo de reconocimiento, y considerar, además, el peso propio de la columna de hormigón, del material de relleno, y del dado de hormigón, para definir el estado inicial de tensiones del terreno.

Los resultados experimentales se muestran en la Figura 23, en donde se han incluido también los valores carga-asentamiento arrojados por el modelo numérico. Se aprecia que el ajuste alcanzado es bastante satisfactorio, y que en las proximidades de la carga máxima aplicada, aparentemente se habría producido la fluencia del sistema de anclaje utilizado en este ensayo.

Para una carga media aplicada del orden de  $30 \text{ kg/cm}^2$  (3 MPa), el fuste o manto lateral del dado de hormigón alcanzó su resistencia al corte máximo, según se desprende del análisis de la Figura 23. Como ángulo de fricción en la zona de contacto entre el suelo y el hormigón se adoptó un valor de  $45^\circ$ , considerando que el hormigonado se efectuó directamente sobre el terreno.

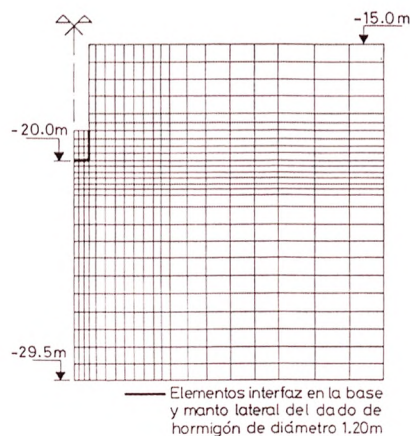


Figura 22: Ensayo de placa de carga vertical en Av. Tomás Moro con Av. Fleming, malla de elementos finitos

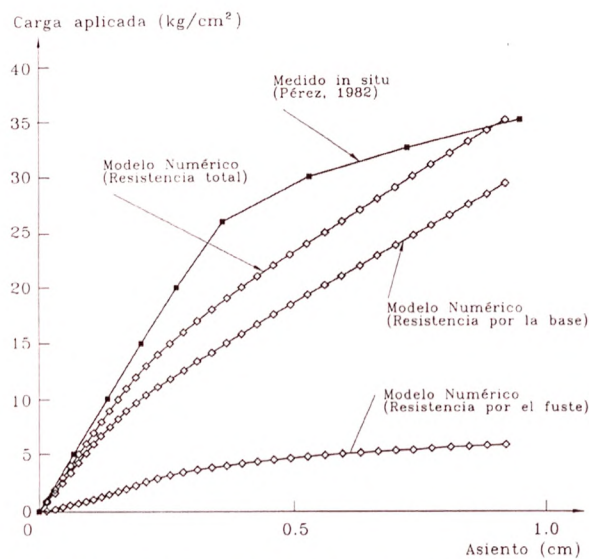


Figura 23: Resultado de carga sobre una zapata de hormigón situada a 20 m de profundidad y resultados numéricos

## Ensayo de placa de carga en Edificio CTC

En el sitio del edificio de la CTC, de 33 pisos y 3 subterráneos, se llevó a cabo un ensayo de placa de carga vertical hasta  $50 \text{ kg/cm}^2$  (5 MPa), debido a que el proyecto requería para su factibilidad de tensiones de trabajo de la grava de Santiago significativamente superiores a las usadas habitualmente. Además, la napa freática se encuentra en ese lugar a sólo 14.2 m de

profundidad (Kort y Ortigosa, 1995).

En la Figura 24 se tiene una vista en elevación del sistema de carga empleado. La celda de carga de 500 ton (4.9 MN) tuvo como reacción una viga metálica de 5 m de luz, la cual a su vez se apoyó en dos zapatas de anclaje ubicadas a una distancia horizontal de 2.5 m, entre ejes, del puntal de carga central. El sello de fundación de la placa, de 0.8 m de diámetro, se situó a una cota de -13.1 m, vale decir que la distancia vertical entre esta cota y la correspondiente a la superficie freática fue de 1.4 veces el diámetro de la placa. El ensayo mismo fue ejecutado por GEOVENOR.

Una vista en planta de las zapatas de anclaje se muestra en la Figura 25. En la modelación con Elementos Finitos pudo comprobarse cuantitativamente que, no obstante la cercanía de las zapatas de anclaje con respecto a la ubicación de la placa de carga, éstas no influyeron de manera alguna en los resultados del ensayo (ver Figura 26).

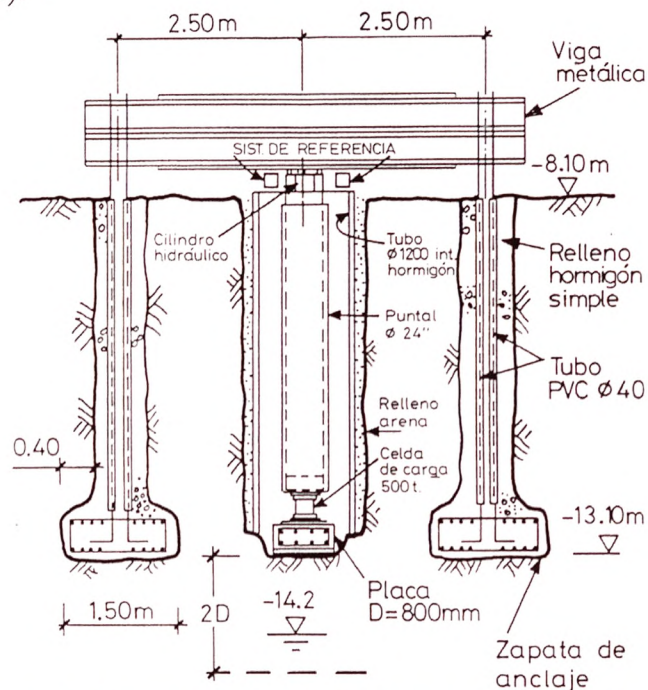


Figura 24: Esquema de ensayo de placa de carga en edificio CTC (Kort y Musante, 1995)

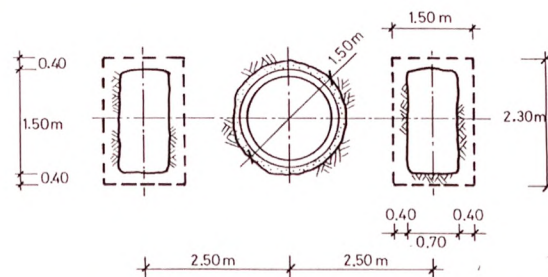


Figura 25: Vista en planta de excavaciones para placa de carga en edificio CTC (Kort y Musante, 1995)

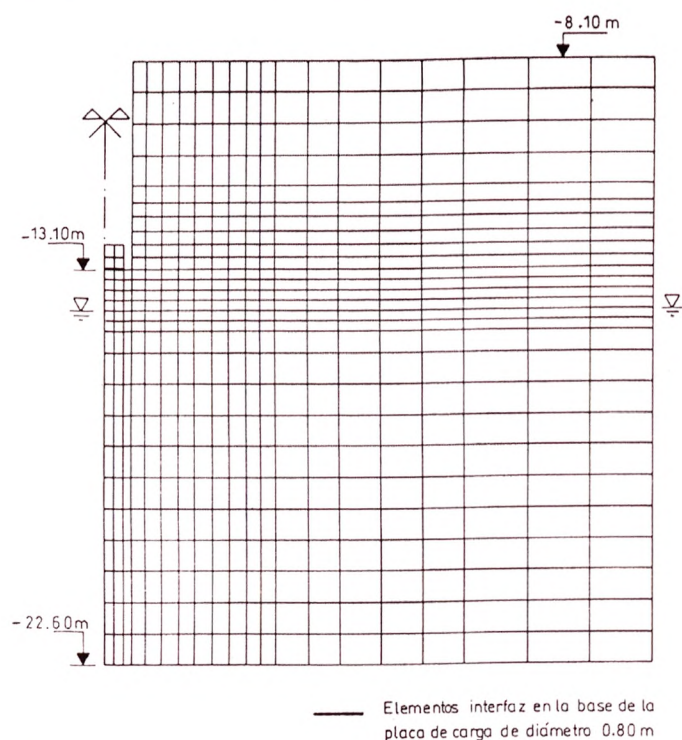


Figura 26: Ensayo de placa vertical en edificio de la CTC, malla de elementos finitos

En la Figura 27 se observa la curva experimental carga-asiento obtenida durante el primer ciclo de carga-descarga, el cual se llevó hasta una tensión media máxima de 25 kg/cm<sup>2</sup> (2.5 MPa). Se aprecia, también, que la aproximación conseguida con el modelo numérico es realmente sorprendente, tanto durante la rama de carga, como durante la rama de descarga. Dado que se usó el método incremental de la matriz de rigidez tangente, que opera para cada nuevo incremento de carga con las tensiones correspondientes al término del escalón de carga anterior, al inicio de la descarga el suelo tiende a seguir por la misma rama de carga, conforme se advierte en Figura 27.

De acuerdo a lo observado en terreno por Ortigosa (1995) durante este ensayo, a partir de cargas medias aplicadas superiores a 15 kg/cm<sup>2</sup> (1.5 MPa), se comenzó a sentir sonidos típicos de fracturamiento de partículas de grava.

En la Figura 28 se han graficado los resultados completos arrojados por este ensayo, incluyendo los dos ciclos de carga-descarga. Al comparar estos resultados con la curva carga-asiento obtenida mediante el modelo numérico, es dable observar que la buena aproximación conseguida para el primer ciclo de carga, se conserva a lo largo de todo el ensayo, incluyendo la zona en que el porcentaje de rotura de partículas habría sido mayor.

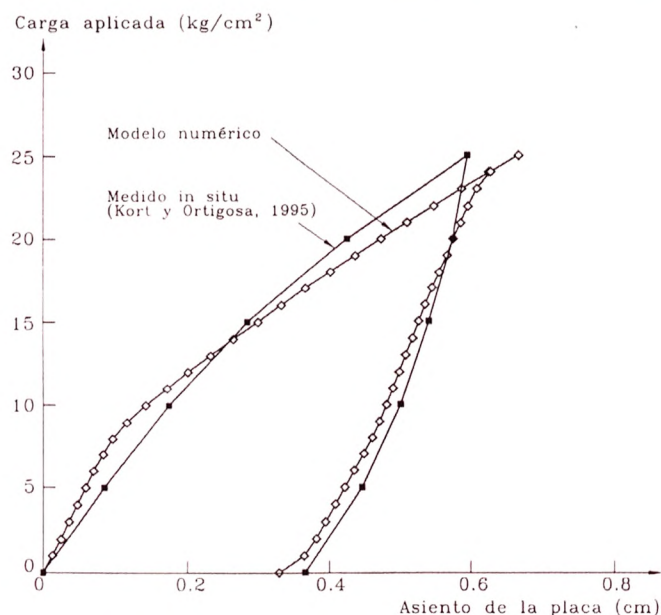


Figura 27: Resultado de ensayo de placa de carga en edificio de la CTC (primer ciclo de carga - descarga) y resultado numérico

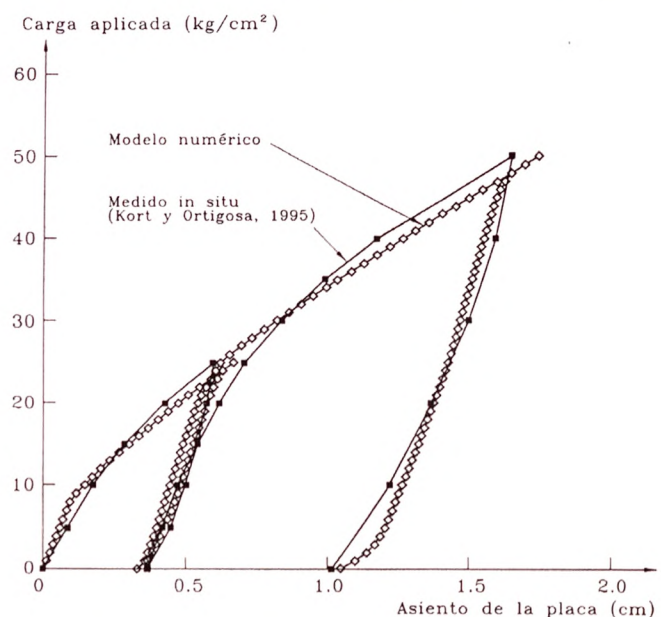


Figura 28: Resultado de ensayo de placa de carga en edificio de la CTC (ensayo completo con los dos ciclos de carga - descarga) y resultado numérico

## Conclusiones

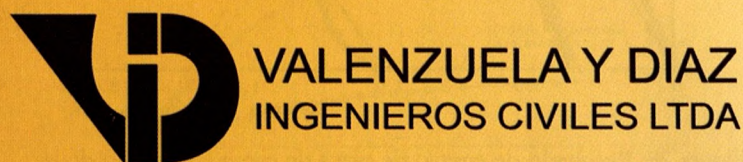
A partir de la recopilación y análisis de los antecedentes experimentales existentes, relativos a la grava de Santiago depositada por el río Mapocho, ha sido factible desarrollar un modelo tensodeformacional no lineal, capaz de predecir con notable precisión los movimientos del terreno, tanto durante procesos de carga, como de descarga y recarga.

La consideración del comportamiento de la grava

## Agradecimientos

## Referencias

Sotomayor, M. (1971). Propiedades índice, mecánicas, y permeabilidad de los suelos gruesos de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, P. Universidad Católica, Santiago



## Realizamos proyectos de ingeniería

- 



Salas 1059, Concepción / Fono:(041) 2252073 / Email:vdingenieros@gmail.com