

# ASENTAMIENTOS DE VIVIENDAS EN SUELOS FINOS POR SATURACION POST CONSTRUCCION

Horacio MUSANTE\*

Pedro ORTIGOSA\*

Mario HASSON\*\*

## RESUMEN

*El aumento de la construcción de viviendas de uno a cuatro pisos en los alrededores de Santiago y otras localidades, en suelos finos parcialmente saturados, plantea un problema cada vez más frecuente en Chile. Ha surgido por lo tanto la necesidad de evaluar el comportamiento esfuerzo deformación de estos suelos en el estado de saturación parcial y muy especialmente, al saturarse con posterioridad a la acción de las cargas permanentes que actúan sobre las fundaciones. En el presente trabajo se desarrolla un modelo simple para representar las características esfuerzo-deformación de suelos finos cargados en estado parcialmente saturado y posteriormente saturados a carga constante. El trabajo se basó en resultados de ensayos de laboratorio sobre probetas de arcilla preparadas artificialmente, en los que se trató de simular las condiciones de terreno antes descritas. Se incluye un ejemplo con el fin de ilustrar la aplicación del modelo desarrollado en el cálculo de asentamientos.*

## INTRODUCCION

Una gran cantidad de viviendas de uno a cuatro pisos de altura se construyen en Chile sobre suelos finos limosos o arcillosos en condiciones de saturación parcial.

---

\* Ingeniero investigador del IDIEM

\*\* Alumno memorista Sección Geotecnia del IDIEM

Estos suelos se han formado, en la mayoría de los casos, por corrientes de barro originadas en las crecidas de ríos y desbordes de sus cauces y por acción de lluvias en laderas de cerros vecinos. En general son materiales transportados por la acción del agua que se han secado después de depositados, hasta que una nueva capa de suelo los cubre con un mecanismo de depositación similar al descrito. Se trata, por lo tanto, de suelos estratificados horizontalmente y preconsolidados por secamiento. Esta situación se presenta en forma más frecuente en los alrededores de la ciudad de Santiago, en donde la construcción de viviendas económicas obliga a fundar en estos tipos de suelos!

La práctica probablemente más difundida en el diseño de las fundaciones de este tipo de viviendas consiste en una exploración de suelos basada en calicatas con extracción de muestras tipo bloque. Sobre dichas muestras se realizan varios ensayos de consolidación en los que habitualmente la muestra se satura por inundación con sobrecarga nula o muy pequeña ( $0.1 \text{ kg/cm}^2$ ). Después de 48 horas se verifica si el suelo es de características hinchables o colapsables, para posteriormente continuar con el ensayo de consolidación hasta cargas máximas del orden de 8 a  $16 \text{ kg/cm}^2$ . En algunos casos se ejecuta un ciclo de descarga recarga a una presión cercana a los  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Los cálculos de asentamiento se realizan con la información de los ensayos de consolidación como si el suelo estuviera saturado antes de la construcción de las fundaciones, ya sea bajo la condición de agua *colgada* o por inundación con desarrollo de napa. El procedimiento de saturar el suelo se ha justificado aduciendo que el fenómeno puede ocurrir por riego de jardines, rotura de alcantarillados o ductos de agua potable, inundaciones por lluvias, etc.

El problema de aplicación del método antes descrito reside en que el suelo ha sido artificialmente saturado en el laboratorio (consolidómetro) previamente a la aplicación de las cargas y que en el terreno las cargas (fundaciones y estructuras) normalmente se aplicarán antes de su eventual saturación. La pregunta que surge como consecuencia de lo anterior es si el trastrueque entre saturación y aplicación de cargas tiene incidencia importante en el cálculo de asentamientos. Para dilucidar esta interrogante se desarrolló un plan de investigación experimental sobre una arcilla obtenida de la zona de Quilicura, al norte de Santiago, que conforma una extensa unidad geológica denominada finos del noroeste.

Los ensayos fueron realizados en probetas artificiales en cuya preparación se trató de reproducir diversas situaciones de terreno en cuanto a secuencias de aplicación de cargas y de tiempo de ocurrencia de la saturación. Aunque los resultados obtenidos no son directamente aplicables al diseño de fundaciones apoyadas sobre el depósito natural correspondiente al tipo de suelo utilizado, se piensa que las tendencias son similares en cuanto a sus características esfuerzo-deformación. Cabe señalar finalmente que el estudio experimental desarrollado no cubre situaciones que simulen contracciones por secamiento, las que ocurren en forma muy espaciada durante períodos de sequía que afectan la zona central del país.

## ENSAYOS REALIZADOS

## Confección de las probetas de suelo

Se decidió confeccionar muestras bloque similares a las que se obtienen de calicatas en terreno, pero producidas artificialmente en el laboratorio. La razón de este procedimiento estriba en que no se deseaba introducir en los ensayos las variaciones inherentes a la erraticidad del suelo naturalmente depositado.

El origen geológico más probable de los suelos finos de la cuenca cercana a la ciudad de Santiago y otras similares es la depositación de capas de barro que se originan durante grandes crecidas de los ríos y esteros de la zona. Estas capas tienen la oportunidad de consolidarse por secamiento al evaporarse el agua intersticial, antes de que sea depositada la capa siguiente. Se trata pues de suelos finos con estratificación casi horizontal, preconsolidados por secamiento y generalmente en estado de saturación parcial durante la exploración y la construcción de obras. Con el propósito de reproducir en la mejor forma posible en el laboratorio la formación del suelo en el terreno, se escogió una muestra de suelo arcilloso la cual se secó en el horno y se molió hasta lograr una textura pulverulenta. Este polvo se mezcló con agua desaireada hasta alcanzar un contenido de humedad del orden de 1.5 veces el límite líquido del suelo. Como resultado se obtuvo un barro bastante fluido el que fue vertido en un cilindro metálico en cuyo extremo inferior se colocó una piedra porosa. Después de llenado el cilindro hasta la altura deseada se colocó la piedra porosa superior. Posteriormente, ambas piedras porosas se hicieron actuar como pistones dejando pasar solamente el agua. La fuerza aplicada sobre las piedras porosas permitió la confección de muestras bloque normalmente consolidadas unidimensionalmente a una presión efectiva previamente establecida. La consolidación de cada muestra tomó un tiempo de aproximadamente cinco días. En la Fig. 1 se ilustra un esquema del aparato empleado en la confección de las muestras y en la Fig. 2 la curva granulométrica de la arcilla utilizada conjuntamente con sus propiedades índices.

Las probetas obtenidas de la muestra bloque estaban saturadas, por lo que fue necesario dejarlas secar lentamente para obtener saturación parcial y preconsolidación por disminución de humedad. Con el propósito de lograr una distribución homogénea del contenido de humedad dentro de la muestra, una vez obtenido aproxima-

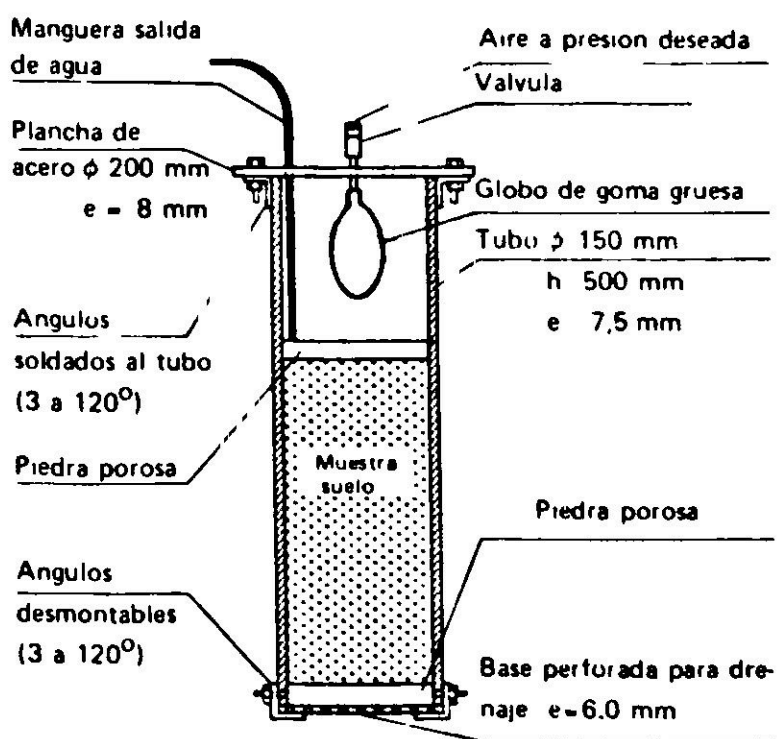


Fig. 1. Molde de consolidación para preparación de probetas.

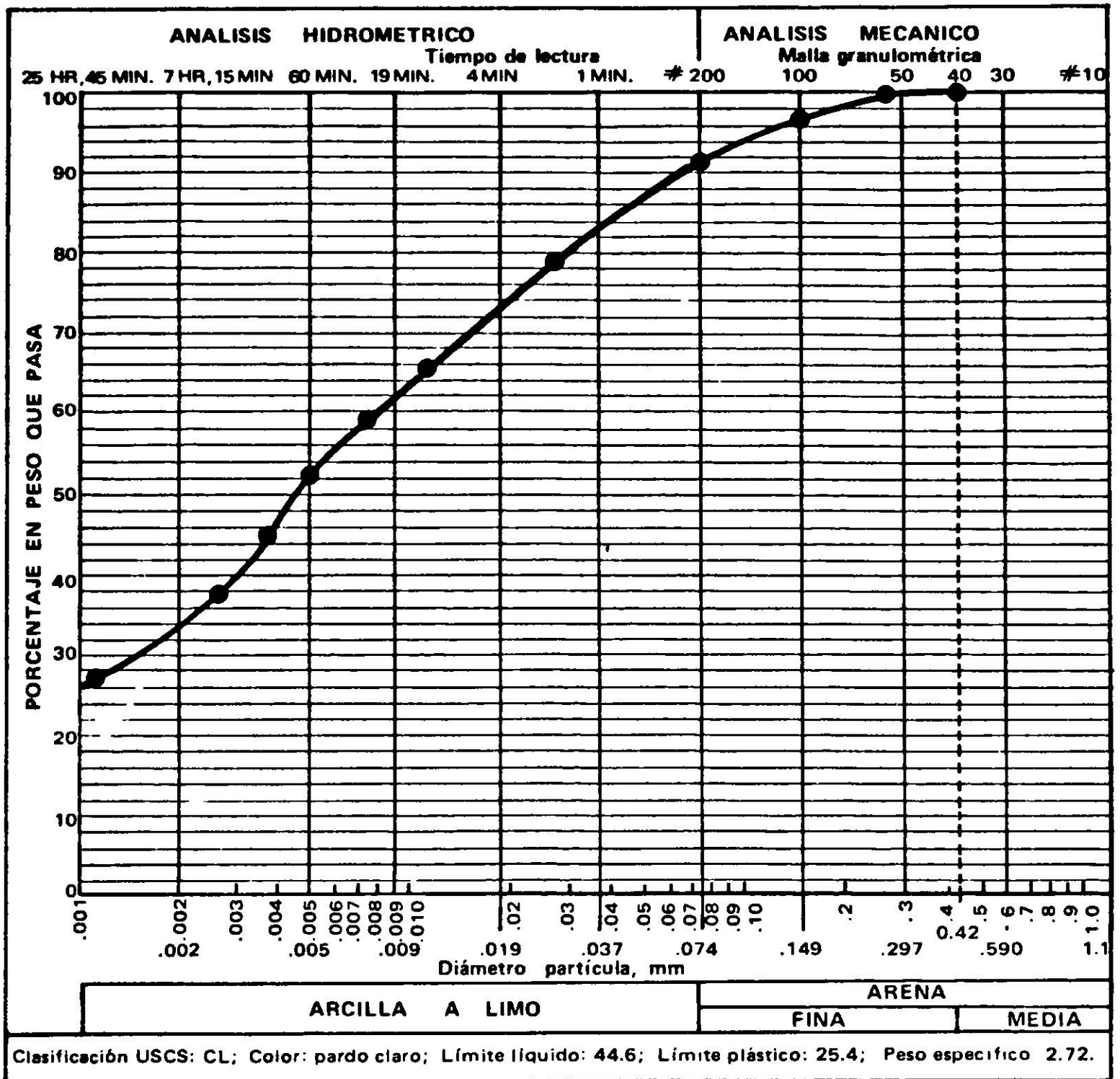


Fig. 2. Curva granulométrica y propiedades índices de la arcilla utilizada.

damente el grado de saturación deseado, se recubrieron con tela emparafinada y se guardaron durante cinco días antes de realizar los ensayos en los consolidómetros. Durante este tiempo se supuso que la humedad de la muestra se homogenizó, lo cual fue corroborado midiendo el contenido de humedad de un trozo interior y uno exterior.

### Ensayos de consolidación

Los ensayos de consolidación<sup>2</sup> se realizaron sobre probetas de suelo saturadas que fueron normalmente consolidadas durante su confección a presiones efectivas entre 1 y 4.5 kg/cm<sup>2</sup> y posteriormente se dejaron secar hasta obtener grados de saturación que variaron entre 47% y 100%. Las presiones verticales aplicadas en las probetas así preparadas fueron de 0.1, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0 y 16.0 kg/cm<sup>2</sup>. La saturación se realizó por inmersión en agua a presiones verticales de 0.5, 2.0 y 4.0 kg/cm<sup>2</sup> esperando 72 horas antes de continuar con la carga siguiente; al



alcanzar la presión de  $8 \text{ kg/cm}^2$  se efectuó un ciclo de descarga recarga. En total se realizaron 34 ensayos.

El procedimiento de ensayo seguido fue el siguiente: Se talló manualmente la probeta de suelo en estado de saturación parcial y se montó en un consolidómetro de anillo flotante. Para minimizar la evaporación del agua de la probeta se cubrió el aparato con una lámina plástica autoadhesiva. Posteriormente se procedió a aplicar las etapas de carga con saturación parcial hasta alcanzar la presión de saturación midiendo deformaciones verticales. Una vez que la muestra alcanzó la presión de saturación se procedió a sumergirla en agua durante 72 horas para asegurar una saturación total y posteriormente continuar con las etapas de carga hasta llegar a  $16 \text{ kg/cm}^2$ . Al nivel de  $8 \text{ kg/cm}^2$  se realizó un circuito de descarga recarga. Todas las deformaciones verticales fueron corregidas restándoles las deformaciones debidas a acomodos de las partes mecánicas del equipo y piedras porosas. Para determinar experimentalmente estas correcciones se utilizó una probeta de acero. Una vez terminado el ensayo con la descarga final se secó la probeta en un horno a  $106^\circ\text{C}$  durante 24 horas.

### Resultados de los ensayos de consolidación

Los resultados obtenidos de los ensayos de consolidación fueron analizados por el procedimiento tradicional, definiendo pendientes en el gráfico  $e$ - $\log \sigma_v$  y valores de la presión de preconsolidación. La nomenclatura que define la clasificación del ensayo según el plan previamente elaborado es la siguiente:

$S_i$  = grado de saturación inicial de la probeta ensayada en porciento

$p$  = presión efectiva de confección de la muestra bloque a partir del barro fluído en  $\text{kg/cm}^2$

$\sigma_{sat}$  = presión a la cual se efectuó la saturación de la probeta ensayada en  $\text{kg/cm}^2$

Los resultados obtenidos de los 34 ensayos realizados han sido tabulados en la Tabla I utilizando la nomenclatura siguiente:

$\sigma_{vm}$  = presión de preconsolidación del ensayo calculada por el método de Casagrande<sup>3</sup>

$C_{rps}$  = índice de recompresión en la etapa parcialmente saturada

$C_r$  = índice de recompresión en estado saturado

$C_c$  = índice de compresión en estado saturado

$\Delta e_2$  = cambio de razón de vacíos de la probeta debido a saturación por inmersión en agua.

En la Tabla I aparecen espacios vacíos en la columna de  $\sigma_{vm}$  debido a que la presión de preconsolidación se pudo definir solamente para los casos en los cuales se saturó a 0 y  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ ; en el resto de los casos (presiones de saturación mayores que  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  la curva  $e$  vs  $\log \sigma_v$  no definió claramente el valor de  $\sigma_{vm}$  debido a que la etapa de carga con muestra parcialmente saturada se acercó o bien sobrepasó el valor de  $\sigma_{vm}$ . En lo relativo al índice de recompresión en estado saturado,  $C_r$ , este se determinó con el ciclo descarga-recarga en tor-

no a  $8 \text{ kg/cm}^2$ . Esta forma de definir  $C_r$  es la comúnmente empleada en ensayos de consolidación tradicionales sobre muestras no perturbadas de depósitos naturales, con el fin de eliminar el efecto de remoldeo introducido por el muestreo<sup>4</sup>.

TABLA I

## RESULTADOS PRINCIPALES DE LOS ENSAYOS DE CONSOLIDACION

| N° | Clasificación |     |                | $\sigma_{vm}$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $C_{rps}$ | $C_r$ | $C_c$ | $\Delta e_2$ |
|----|---------------|-----|----------------|-------------------------------------|-----------|-------|-------|--------------|
|    | Si            | p   | $\sigma_{sat}$ |                                     |           |       |       |              |
| 1  | 100           | 1.0 | 0.0            | 0.83                                | —         | 0.051 | 0.310 | —            |
| 2  | 97.4          | 1.0 | 0.5            | 2.51                                | 0.019     | 0.041 | 0.300 | 0.008        |
| 3  | 94.1          | 1.0 | 2.0            | —                                   | 0.020     | 0.041 | 0.330 | -0.002       |
| 4  | 96.8          | 1.0 | 4.0            | —                                   | 0.028     | 0.054 | 0.336 | -0.004       |
| 5  | 75.4          | 1.0 | 0.5            | 4.88                                | 0.016     | 0.038 | 0.320 | 0.027        |
| 6  | 86.7          | 1.0 | 2.0            | —                                   | 0.027     | 0.042 | 0.330 | 0.010        |
| 7  | 83.4          | 1.0 | 4.0            | —                                   | 0.022     | 0.041 | 0.330 | 0.004        |
| 8  | 72.9          | 1.0 | 0.5            | 5.45                                | 0.016     | 0.040 | 0.306 | 0.016        |
| 9  | 75.9          | 1.0 | 2.0            | —                                   | 0.036     | 0.050 | 0.300 | 0.008        |
| 10 | 70.8          | 1.0 | 4.0            | —                                   | 0.020     | 0.042 | 0.280 | 0.004        |
| 11 | 52.6          | 1.0 | 0.5            | 4.53                                | 0.014     | 0.042 | 0.316 | 0.033        |
| 12 | 62.4          | 1.0 | 2.0            | —                                   | 0.017     | 0.040 | 0.292 | 0.008        |
| 13 | 100           | 2.5 | 0.0            | 2.15                                | —         | 0.050 | 0.286 | —            |
| 14 | 93.4          | 2.5 | 0.5            | 2.97                                | 0.015     | 0.040 | 0.296 | -0.002       |
| 15 | 91.5          | 2.5 | 2.0            | —                                   | 0.020     | 0.033 | 0.316 | -0.003       |
| 16 | 92.3          | 2.5 | 4.0            | —                                   | 0.040     | 0.042 | 0.319 | -0.005       |
| 17 | 80.0          | 2.5 | 0.5            | 5.86                                | 0.014     | 0.040 | 0.300 | 0.025        |
| 18 | 88.8          | 2.5 | 2.0            | —                                   | 0.021     | 0.034 | 0.319 | 0.009        |
| 19 | 88.7          | 2.5 | 4.0            | —                                   | 0.017     | 0.038 | 0.289 | -0.002       |
| 20 | 74.0          | 2.5 | 0.5            | 4.45                                | 0.024     | 0.042 | 0.312 | 0.027        |
| 21 | 76.3          | 2.5 | 2.0            | —                                   | 0.015     | 0.042 | 0.312 | 0.010        |
| 22 | 78.8          | 2.5 | 4.0            | —                                   | 0.027     | 0.040 | 0.309 | 0.003        |
| 23 | 47.0          | 2.5 | 2.0            | —                                   | 0.015     | 0.038 | 0.289 | 0.005        |
| 24 | 55.4          | 2.5 | 4.0            | —                                   | 0.017     | 0.043 | 0.322 | 0.001        |
| 25 | 100           | 4.5 | 0.0            | 4.13                                | —         | 0.039 | 0.330 | —            |
| 26 | 84.7          | 4.5 | 0.5            | 6.55                                | 0.019     | 0.035 | 0.286 | 0.010        |
| 27 | 85.9          | 4.5 | 2.0            | —                                   | 0.021     | 0.040 | 0.300 | 0.011        |
| 28 | 84.2          | 4.5 | 4.0            | —                                   | 0.016     | 0.035 | 0.306 | 0.000        |
| 29 | 73.8          | 4.5 | 0.5            | 6.74                                | 0.022     | 0.041 | 0.302 | 0.028        |
| 30 | 68.1          | 4.5 | 2.0            | —                                   | 0.015     | 0.043 | 0.266 | 0.009        |
| 31 | 70.5          | 4.5 | 4.0            | —                                   | 0.017     | 0.048 | 0.286 | 0.001        |
| 32 | 65.4          | 4.5 | 0.5            | 4.88                                | 0.010     | 0.039 | 0.280 | 0.021        |
| 33 | 57.2          | 4.5 | 2.0            | —                                   | 0.018     | 0.038 | 0.272 | 0.004        |
| 34 | 57.1          | 4.5 | 4.0            | —                                   | 0.020     | 0.048 | 0.306 | -0.005       |

NOTA: Signo positivo indica hinchamiento; signo negativo indica colapso (asentamiento).

Los resultados obtenidos presentan bastante dispersión, lo que es típico de suelos parcialmente saturados. Por tal motivo se decidió encontrar funciones que permitieran comparar en forma global todos los ensayos para distintos historiales de presiones y ocurrencia de la saturación. Estas funciones corresponden, por cierto, a una ley de esfuerzo-deformación que contempla las etapas de carga previas y posteriores a la saturación.

### Modelo esfuerzo-deformación propuesto

El modelo esfuerzo-deformación propuesto está basado fundamentalmente en el método tradicional de cálculo de asentamientos unidimensionales para suelos finos<sup>4</sup> utilizando resultados de ensayos de carga unidimensionales (consolidómetro). Se han considerado en general tres etapas para el cálculo de los cambios de razón de vacíos,  $\Delta e$ , que dan origen a los asentamientos. Estos cambios de razón de vacíos quedan expresados de la manera siguiente:

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3$$

$$\Delta e_1 = -C_{rps} \cdot \log \frac{\sigma_{sat}}{\sigma_i}$$

$$\Delta e_3 = -\left( C_r \log \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{sat}} + C_c \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{vm}} \right) \quad \text{si } \sigma_{vm} \leq \sigma_f$$

$$\Delta e_3 = -C_r \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{sat}} \quad \text{si } \sigma_{vm} > \sigma_f$$

$\Delta e$  = cambio de razón de vacíos final

$\Delta e_1$  = cambio de razón de vacíos en etapa parcialmente saturada

$\sigma_i$  = presión total inicial

$\sigma_{sat}$  = presión total al inicio de la saturación

$C_{rps}$  = índice de recompresión del suelo parcialmente saturado

$\Delta e_2$  = cambio de razón de vacíos a presión total constante por saturación del suelo (colapso o hinchamiento).

$\Delta e_3$  = cambio de razón de vacíos para la etapa de carga posterior a la saturación

$C_r$  = índice de recompresión en estado saturado

$\sigma_{vm}$  = presión de preconsolidación (por carga o secamiento, la que resulte mayor) determinada de ensayo con  $\sigma_{sat} \approx 0$ .

$C_c$  = índice de compresión en estado saturado

$\sigma_f$  = presión de la última etapa de carga; si corresponde a una etapa parcialmente saturada es presión total y efectiva si es saturada.

En las expresiones para evaluar el cambio de razón de vacíos final de la probeta de suelo para las tres etapas antes mencionadas se han considerado las

siguientes hipótesis simplificadoras:

Para un suelo específico, el índice de recompresión definido para la etapa parcialmente saturada,  $C_{rps}$ , es sólo función del grado de saturación del suelo al inicio del ensayo<sup>4</sup>.

La presión de preconsolidación  $\sigma_{vm}$  se puede determinar de un ensayo de consolidación en que la probeta se satura al comienzo del ensayo con  $\sigma_{sat} \approx 0$ . En la presente investigación  $\sigma_{vm}$  fue determinada con  $\sigma_{sat} < 0.5 \text{ kg/cm}^2$ . Este tipo de determinación ha sido analizada en la ref. 7.

Son conocidas la presión a la cual se saturará y la historia de presiones aplicada al suelo.

Para un suelo específico, el cambio de razón de vacíos por saturación a presión total constante se puede calcular en función de  $\sigma_{vm}/\sigma_{sat}$ <sup>5</sup>. Esta hipótesis considera que el suelo ha experimentado un secamiento monotónico por cuanto la serie de ensayos realizados no contempló aumentos del contenido de humedad previos a la aplicación de la carga de saturación.

El suelo una vez saturado recupera las propiedades esfuerzo deformación  $C_r$  y  $C_c$  que se obtienen saturando el suelo al comienzo con  $\sigma_{sat} \approx 0$ .

Para valuar el cambio de razón de vacíos debido a incrementos de presión en la zona parcialmente saturada se decidió utilizar una relación de la misma forma que la definida tradicionalmente para la zona saturada. La Fig. 3 presenta los índices de recompresión obtenidos de los ensayos en función del grado de saturación inicial. Se observa que estos índices disminuyen al bajar el contenido de humedad hasta un nivel correspondiente a aproximadamente un grado de saturación de 90%, bajo el cual el suelo tiene una rigidez casi constante. Esto es probable que se deba al aumento de las tensiones efectivas producidas por el secamiento y la consiguiente disminución de la razón de vacíos, efecto que sólo se manifiesta hasta un grado de saturación cercano al 90%. La dispersión observada es bastante grande, pero en todo caso de baja significación práctica, ya que normalmente el asentamiento asociado a la etapa de carga sobre suelo parcialmente saturado es pequeño. En esta dispersión pueden tener mucha influencia los errores experimentales

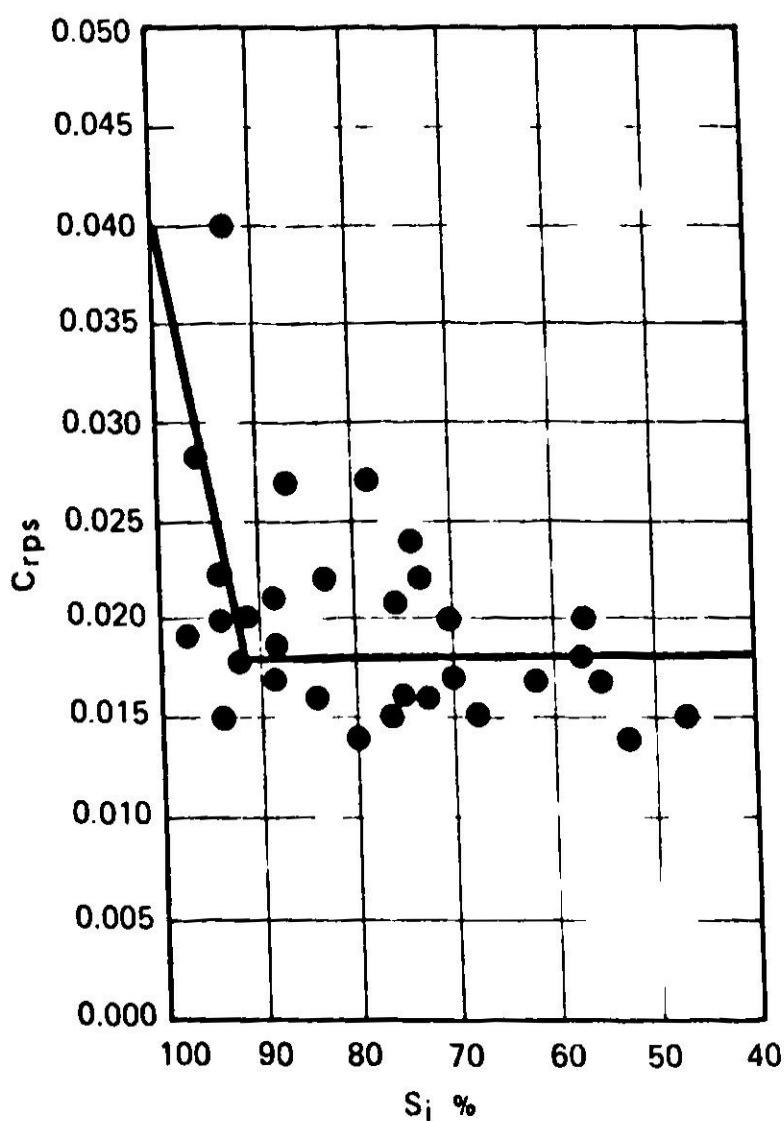


Fig. 3. Índice de recompresión en zona parcialmente saturada.



originados por un asiento defectuoso entre la probeta de suelo y las piedras porosas, que puede dar lugar a concentraciones de tensiones en puntos localizados. Este defecto podría haber inducido lecturas de deformaciones mayores que las reales.

Los valores de los índices de recompresión pueden ser expresados por la relación siguiente:

$$C_{rps} = 0.00255 S_i(\%) - 0.215 \quad \text{si } 91\% < S_i \leq 100\%$$

$$C_{rps} = 0.018 \quad \text{si } S_i \leq 91\%$$

El coeficiente de correlación obtenido para las expresiones propuestas es de 0.809.

La presión de preconsolidación producida por el secamiento del suelo resultó bastante alta y aparentemente en función del grado de saturación inicial como se observa en la Fig. 4. Sólo en aquellos casos en que la presión de confección de la muestra de suelo,  $p$ , fue muy alta, ésta resulta superior a la tendencia general de la presión de preconsolidación producida por secamiento. La presión de preconsolidación producida por secamiento se estimó de la relación ajustada a la Fig. 4:

$$\sigma_{vm}(\text{kg/cm}^2) = 14.75 - 0.135 S_i(\%)$$

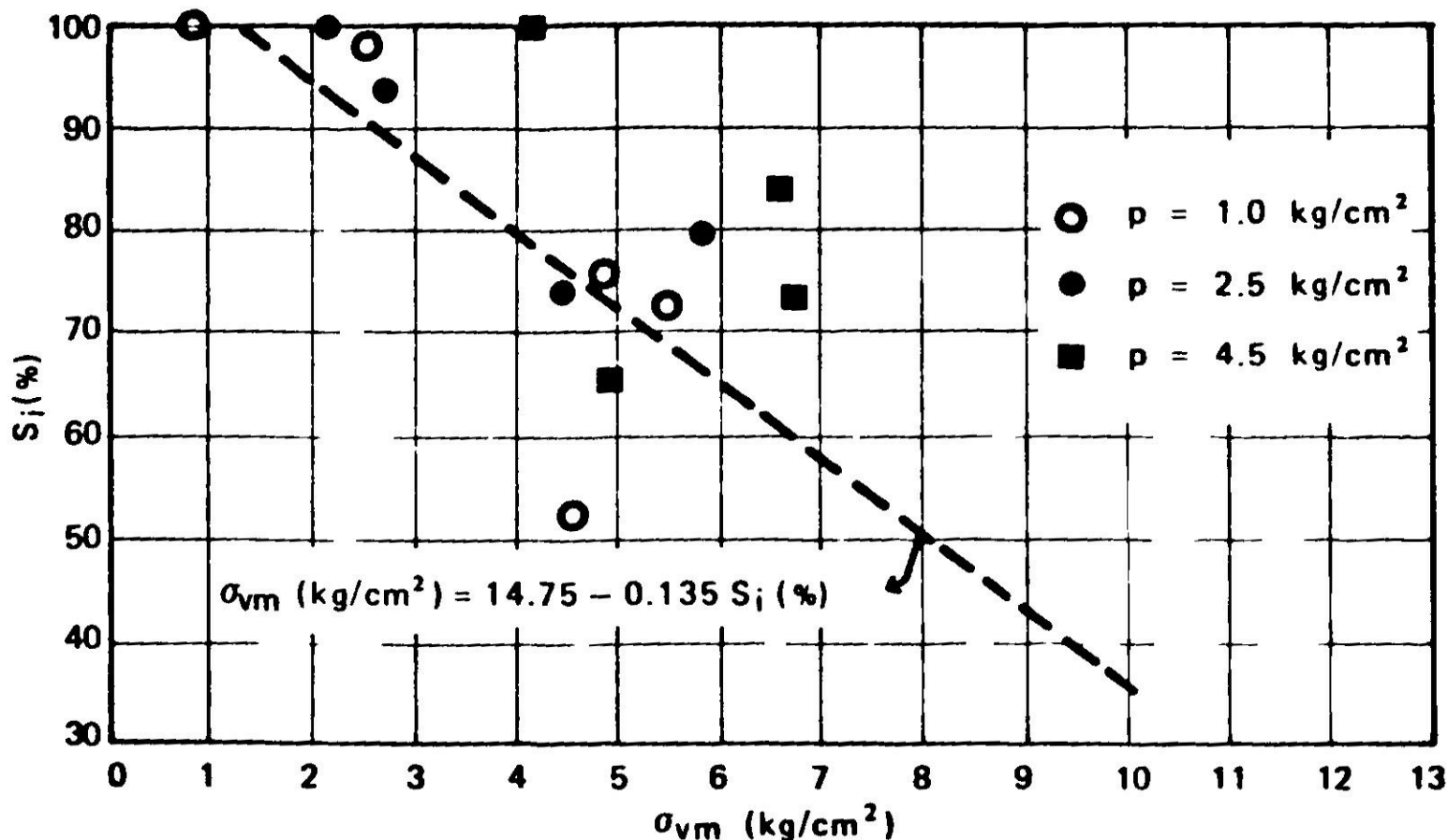


Fig. 4. Presión de preconsolidación vs Grado de saturación inicial.

El cambio de razón de vacíos  $\Delta e_2$  producido por la saturación fue de hinchamiento para la mayoría de las probetas ensayadas, con una casi nula tendencia al colapso. En general, se tendió a producir hinchamientos cuando la presión de preconsolidación era superior a la presión a la cual se realizó la saturación y se tendieron a producir, sólo en algunos casos, pequeños colapsos cuando la presión de preconsolidación era similar a la de saturación. Se optó por graficar el cambio de razón de vacíos en función de la razón entre la presión de precon-

solidación y la de saturación como se muestra en la Fig. 5. La ecuación de la recta ajustada a los resultados de la Fig. 5 tiene un coeficiente de correlación de 0.81 y queda expresada como:

$$\Delta e_2 = -0.00105 + 0.002121 (\sigma_{vm} / \sigma_{sat})$$

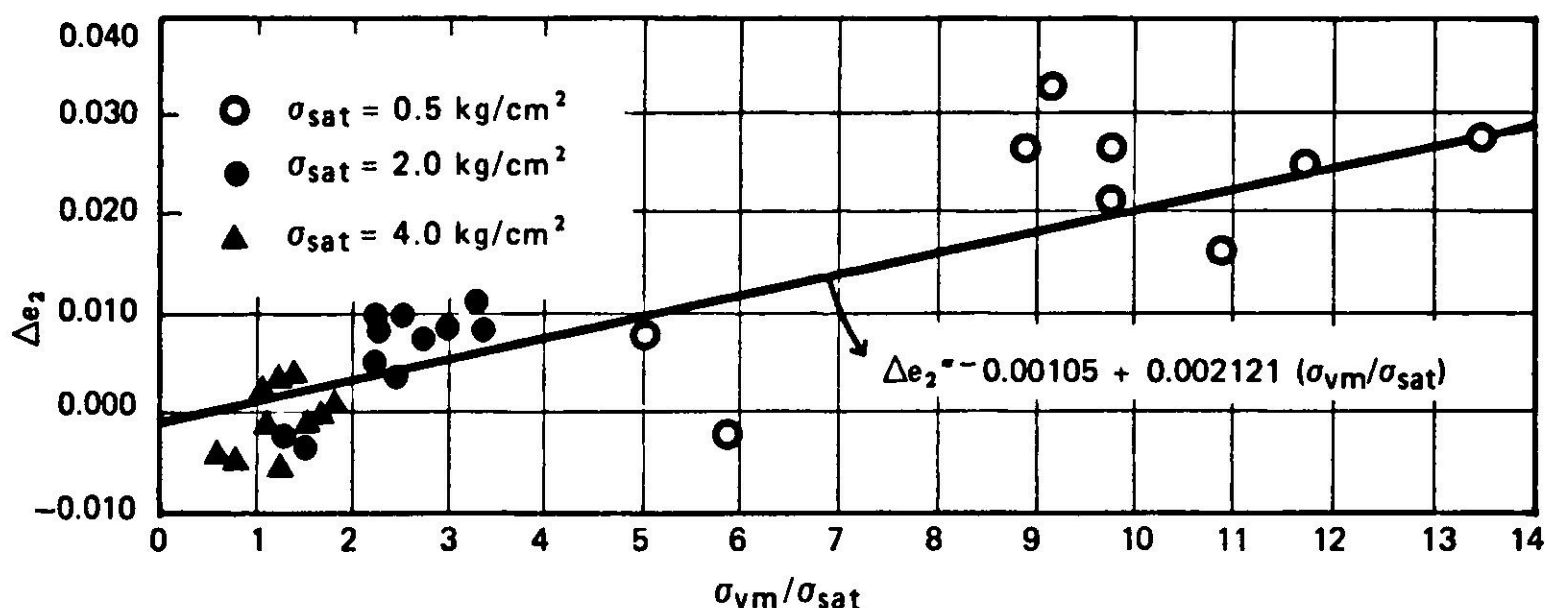


Fig. 5. Variación de la razón de vacíos al saturar la muestra.

En esta relación se debe verificar que  $(\sigma_{vm} / \sigma_{sat}) < 14$ , para quedar dentro del intervalo cubierto por los ensayos experimentales. En los casos reales de saturación post-construcción esta condición se cumple prácticamente siempre. El valor de  $\sigma_{vm}$ , como se expuso anteriormente, puede quedar determinado por la presión de consolidación máxima aplicada o por secamiento. Se hace presente que la expresión de  $\Delta e_2$  se basa en ensayos en los que no se producen ciclos de humedad sequedad previos a la aplicación de la carga de saturación. En efecto, las probetas ensayadas se sometieron a un secado monotónico a partir de una condición inicial de saturación total (slurry), sin contemplar aumentos del contenido de humedad previos a la aplicación de la carga de saturación.

Para el estado saturado se calcularon los índices de compresión y recompresión utilizándose los siguientes valores promedios:

$$C_c = 0.303$$

$$C_r = 0.041$$

Esta última etapa del cálculo del cambio de razón de vacíos corresponde a lo tradicionalmente realizado para ensayos edométricos de suelos finos saturados, obteniéndose razones  $C_r / C_c$  similares a las de otras investigaciones<sup>7</sup>.

El modelo propuesto para la zona parcialmente saturada permite evaluar cambios de razón de vacíos en función de cambios de presiones totales, incluyendo la etapa de saturación que se supone ocurre a presión total constante.

Las teorías esfuerzo-deformación planteadas en la literatura<sup>3,6,7</sup> para suelos en estado parcialmente saturado utilizan el concepto de presiones efectivas, lo cual obligaría a especificar ensayos con medición de presiones de succión (presión intersticial de fase gaseosa menos la fase líquida). Esto último es de muy difícil ejecución para laboratorios que normalmente realizan ensayos rutinarios.

Por otra parte, se supone un historial de presiones totales siempre creciente a contenido de humedad constante en la etapa parcialmente saturada y una etapa de saturación a carga total constante. Para este caso el cambio de razón de vacíos final del suelo,  $\Delta e$ , debiera ser función de la trayectoria de tensiones efectivas<sup>5</sup>, situación que no es tomada en cuenta en el modelo propuesto en el que  $\Delta e_1$  y  $\Delta e_2$  se formulan en términos de tensiones totales. Sin embargo, en el presente trabajo se postula que la trayectoria de tensiones totales es siempre del mismo tipo (carga parcialmente saturada y saturación post construcción) por lo que es dable pensar en la posibilidad de un funcionamiento razonablemente bueno del modelo propuesto.

Con el fin de evaluar el grado de exactitud de los resultados entregados por el modelo esfuerzo-deformación propuesto, en la Fig. 6 se presenta una comparación entre el cambio de razón de vacíos obtenidos del ensayo N°8 y el obtenido con el modelo esfuerzo-deformación, observándose una concordancia aceptable.

En base al modelo esfuerzo-deformación propuesto se realizó un cálculo teórico para el cambio de razón de vacíos entre  $\sigma_i = 0.1$  y  $\sigma_f = 16 \text{ kg/cm}^2$  para todos los ensayos y se lo comparó con el obtenido experimentalmente en cada ensayo. En la Tabla II se presentan los cambios de razón de vacíos  $\Delta e_1$ ,  $\Delta e_2$  y  $\Delta e_3$  calculados y medidos de los ensayos para las etapas de carga previa a la saturación, cambio de razón de vacíos por saturación y carga en zona saturada respectivamente. Todos los ensayos empezaron con una presión de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  y terminaron con una presión de  $16 \text{ kg/cm}^2$ . En las dos últimas columnas de la tabla se indican los valores del cambio final de razón de vacíos calculado y medido. La numeración de los ensayos presentados en la Tabla II es idéntica a la de la Tabla I.

En la Fig. 7 se muestra gráficamente la relación entre el cambio de razón de vacíos final entre  $0.1$  y  $16 \text{ kg/cm}^2$  medido experimentalmente y el calculado con el modelo propuesto, para todos los ensayos realizados.

### Análisis del modelo

Los resultados presentados en la Tabla II o en la Fig. 7 indican que existe cierta dispersión entre los valores calculados con el modelo propuesto y los valores experimentales, pero estas diferencias presentan valores medios con tendencias definidas. Lo anterior hace pensar que para analizar el efecto de la presión de saturación en los cambios de razón de vacíos, resulta más conveniente operar directamente con las ecuaciones del modelo propuesto.

En las Figs. 8 a 10 se ilustran los cambios finales de razón de vacíos para distintos intervalos de variación de presiones iniciales-finales y diferentes presiones de saturación. Las curvas llenas representan los valores obtenidos con las ecuaciones del modelo considerando cuatro grados de saturación iniciales y las correspondientes presiones de preconsolidación por secamiento asociadas a dichos grados de saturación (ver Fig. 4). La curva segmentada corresponde a una

situación particular en la cual se contempló un grado de saturación inicial de 95% y una presión de preconsolidación de  $4.5 \text{ kg/cm}^2$ , la que en lugar de ser producida por secamiento se consideró originada por la existencia de una sobrecarga.

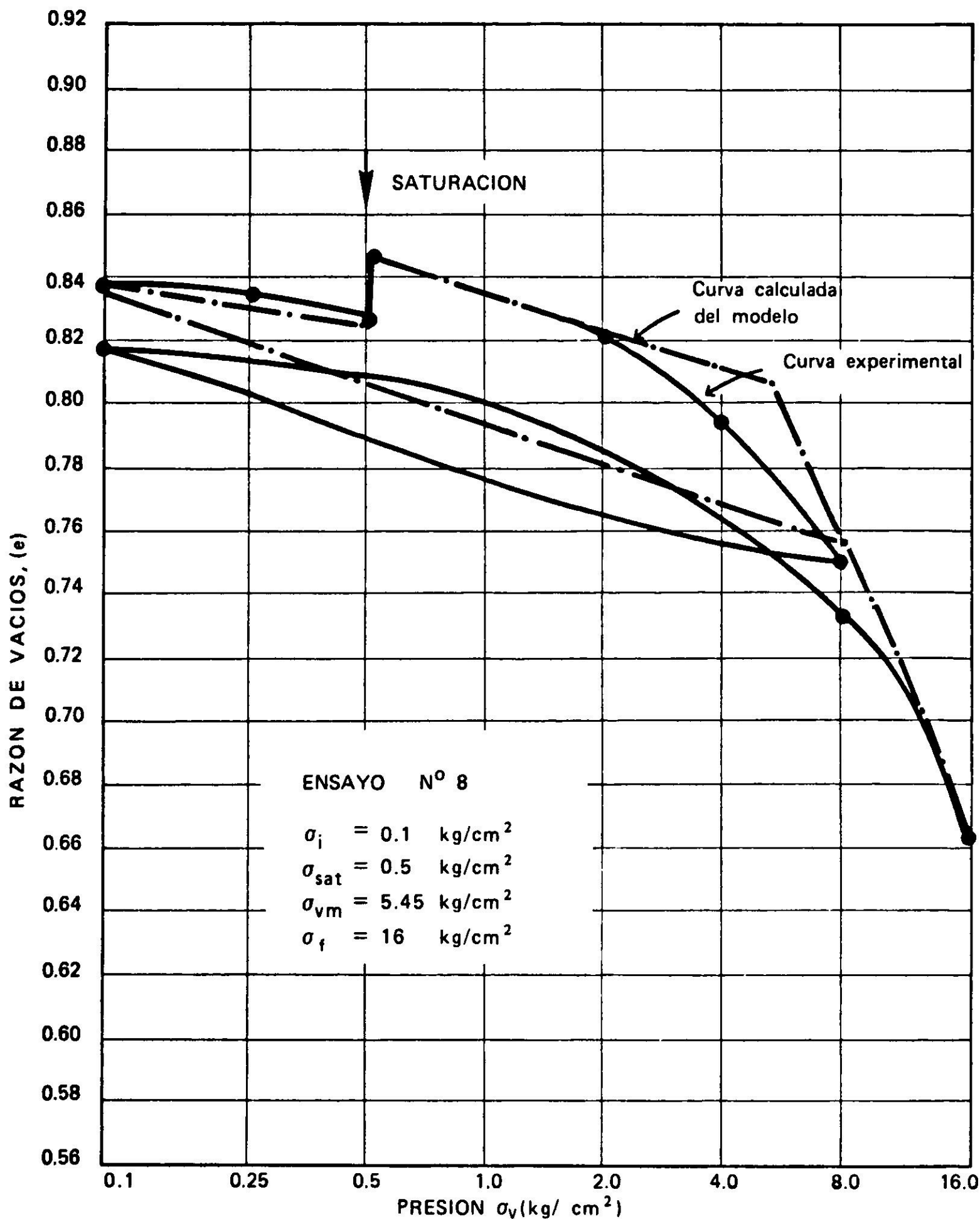


Fig. 6. Gráfico de un ensayo de consolidación.

De los resultados expuestos en las Figs. 8 a 10 se puede observar que el asentamiento o hinchamiento de una probeta de suelo, para una trayectoria de tensiones, grado de saturación inicial y presión de preconsolidación dadas,



**TABLA II**  
**CAMBIOS DE RAZÓN DE VACIOS ENTRE PRESIONES DE 0.1 y 16 kg/cm<sup>2</sup>**  
**PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACION INICIALES**  
**Y PRESIONES DE SATURACION**

| Ensayo<br>Nº | $\Delta e_1$<br>calculado | $\Delta e_1$<br>medido | $\Delta e_2$<br>calculado | $\Delta e_2$<br>medido | $\Delta e_3$<br>calculado | $\Delta e_3$<br>medido | $\Delta e$<br>final<br>calculado | $\Delta e$<br>final<br>medido |
|--------------|---------------------------|------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------------|------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| 1            | —                         | —                      | —                         | —                      | — 0.4271                  | —0.487                 | —0.4271                          | —0.487                        |
| 2            | —0.0237                   | —0.018                 | 0.0096                    | 0.008                  | — 0.2724                  | —0.282                 | —0.2865                          | —0.292                        |
| 3            | —0.0331                   | —0.049                 | 0.0016                    | —0.002                 | — 0.2477                  | —0.241                 | —0.2792                          | 0.292                         |
| 4            | —0.0324                   | —0.121                 | 0.0003                    | —0.004                 | — 0.2437                  | —0.268                 | —0.2880                          | —0.393                        |
| 5            | —0.0126                   | —0.008                 | 0.0197                    | 0.027                  | — 0.1969                  | —0.174                 | —0.1898                          | 0.156                         |
| 6            | —0.0234                   | —0.027                 | 0.0041                    | 0.010                  | — 0.1722                  | —0.155                 | —0.1915                          | 0.172                         |
| 7            | —0.0288                   | —0.047                 | 0.0015                    | 0.004                  | — 0.1598                  | —0.105                 | —0.1871                          | —0.148                        |
| 8            | —0.0126                   | —0.010                 | 0.0221                    | 0.016                  | — 0.1842                  | —0.184                 | —0.1747                          | 0.178                         |
| 9            | —0.0234                   | —0.046                 | 0.0047                    | 0.008                  | — 0.1596                  | —0.139                 | —0.1783                          | 0.177                         |
| 10           | —0.0288                   | —0.040                 | 0.0018                    | 0.004                  | — 0.1472                  | —0.101                 | —0.1742                          | 0.137                         |
| 11           | —0.0126                   | —0.007                 | 0.0182                    | 0.033                  | — 0.2053                  | —0.194                 | —0.1997                          | 0.168                         |
| 12           | —0.0234                   | —0.018                 | 0.0038                    | 0.008                  | — 0.1807                  | —0.136                 | —0.2003                          | 0.146                         |
| 13           | —                         | —                      | —                         | —                      | — 0.3187                  | —0.332                 | —0.3187                          | 0.332                         |
| 14           | —0.0165                   | —0.016                 | 0.0115                    | —0.002                 | — 0.2533                  | —0.247                 | —0.2583                          | 0.265                         |
| 15           | —0.0245                   | —0.038                 | 0.0021                    | —0.003                 | — 0.2286                  | —0.151                 | —0.2510                          | 0.192                         |
| 16           | —0.0300                   | —0.063                 | 0.0005                    | —0.005                 | — 0.2216                  | —0.233                 | —0.2511                          | 0.301                         |
| 17           | —0.0126                   | —0.007                 | 0.0238                    | 0.025                  | — 0.1760                  | —0.173                 | —0.1648                          | 0.155                         |
| 18           | —0.0234                   | —0.042                 | 0.0052                    | 0.009                  | — 0.1531                  | —0.146                 | —0.1695                          | 0.179                         |
| 19           | —0.0288                   | —0.074                 | 0.0021                    | 0.002                  | — 0.1390                  | —0.128                 | —0.1657                          | 0.204                         |
| 20           | —0.0126                   | —0.016                 | 0.0178                    | 0.027                  | — 0.2073                  | —0.212                 | —0.2021                          | 0.201                         |
| 21           | —0.0234                   | —0.034                 | 0.0037                    | 0.010                  | — 0.1826                  | —0.145                 | —0.2023                          | 0.169                         |
| 22           | —0.0288                   | —0.065                 | 0.0013                    | 0.003                  | — 0.1703                  | —0.123                 | —0.1978                          | 0.185                         |
| 23           | —0.0234                   | —0.025                 | 0.0037                    | 0.005                  | — 0.1826                  | —0.149                 | —0.2023                          | 0.169                         |
| 24           | —0.0288                   | —0.047                 | 0.0013                    | —0.001                 | — 0.1703                  | —0.127                 | —0.1978                          | 0.175                         |
| 25           | —                         | —                      | —                         | —                      | — 0.2445                  | —0.275                 | —0.2445                          | 0.275                         |
| 26           | 0.0126                    | —0.009                 | 0.0267                    | 0.010                  | — 0.1633                  | —0.141                 | 0.1492                           | 0.140                         |
| 27           | —0.0234                   | —0.025                 | 0.0059                    | 0.011                  | — 0.1386                  | —0.133                 | 0.1561                           | 0.147                         |
| 28           | —0.0288                   | —0.033                 | 0.0024                    | 0.000                  | — 0.1263                  | —0.115                 | 0.1527                           | 0.148                         |
| 29           | 0.0126                    | —0.015                 | 0.0275                    | 0.028                  | — 0.1601                  | —0.175                 | —0.1452                          | 0.162                         |
| 30           | —0.0234                   | —0.019                 | 0.0061                    | 0.009                  | — 0.1354                  | —0.127                 | 0.1527                           | 0.137                         |
| 31           | —0.0288                   | —0.029                 | 0.0025                    | 0.001                  | — 0.1231                  | —0.102                 | 0.1494                           | 0.130                         |
| 32           | —0.0126                   | —0.005                 | 0.0197                    | 0.021                  | — 0.1969                  | —0.188                 | —0.1898                          | 0.172                         |
| 33           | —0.0234                   | —0.018                 | 0.0041                    | 0.004                  | — 0.1722                  | —0.133                 | —0.1915                          | 0.147                         |
| 34           | —0.0288                   | —0.046                 | 0.0015                    | —0.005                 | — 0.1598                  | —0.119                 | —0.1871                          | 0.170                         |

$\Delta e_1$  = Cambio de razón de vacíos del suelo por incrementos de carga en estado parcialmente saturado.

$\Delta e_2$  = Cambio de razón de vacíos debido a saturación a carga constante.

$\Delta e_3$  = Cambio de razón de vacíos por incrementos de carga en estado saturado

Signo positivo indica hinchamiento; signo negativo indica colapso (asentamiento).

depende en alto grado de la magnitud de la presión a la cual ocurre la saturación. Para presiones de saturación bajas (0.5 kg/cm<sup>2</sup> o menores) se tiende a producir hinchamientos o asentamientos. Este fenómeno puede en parte ser explicado por la presión de preconsolidación, la cual en todos los casos fue de 2 kg/cm<sup>2</sup> o

superior. En la zona de 0.1 a 0.5 kg/cm<sup>2</sup> de presión de saturación, los hinchamientos o descensos están fuertemente influidos por la presión de preconsolidación y también por el grado de saturación inicial. Otro de los aspectos de interés que se observa es que para presiones de preconsolidación producidas por secamiento los hinchamientos son mayores y los descensos menores que para el caso de preconsolidación originada por carga (comparar curva llena y segmentada para  $\sigma_{vm} = -4.5 \text{ kg/cm}^2$ ).

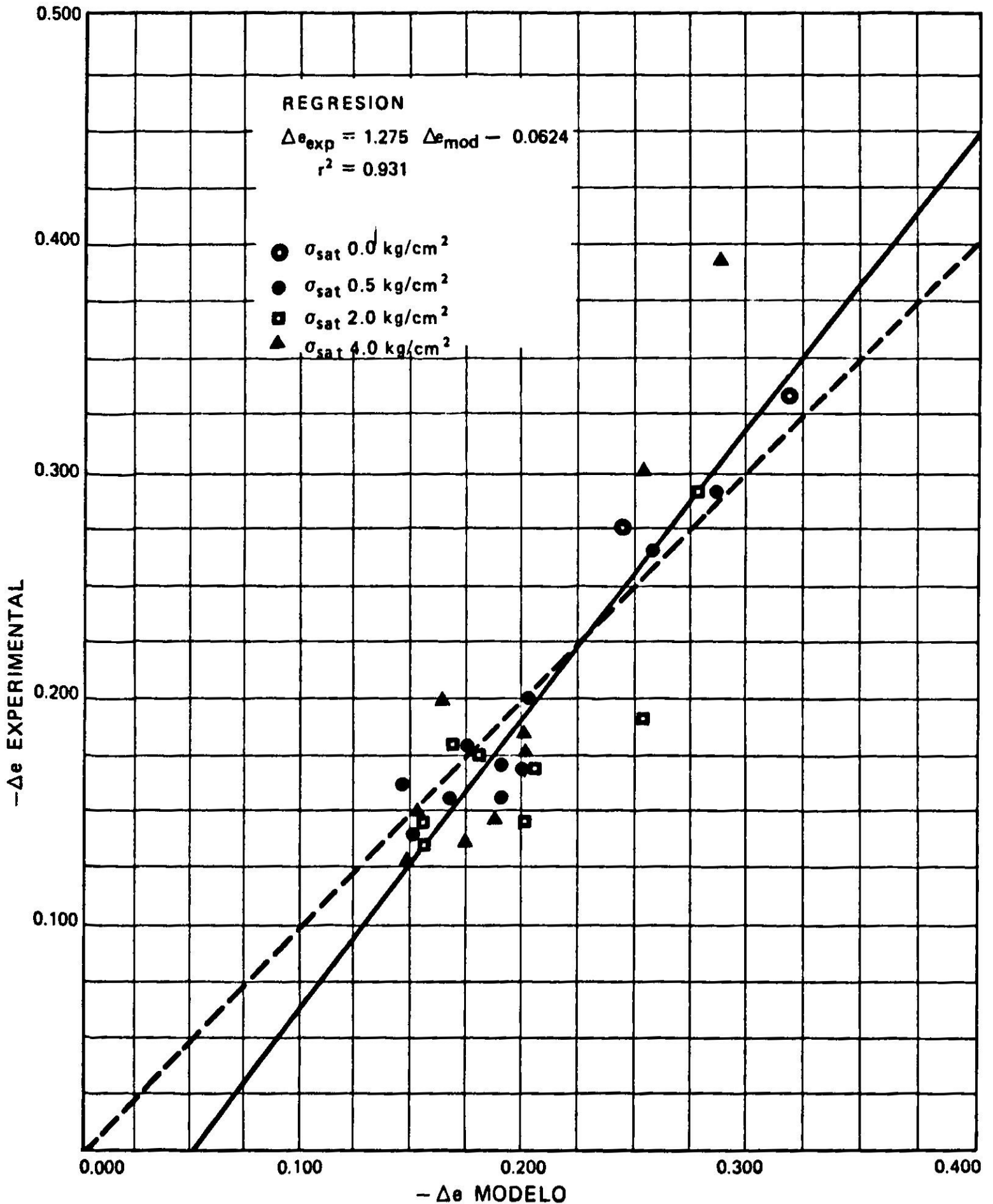


Fig. 7. Variación final de la razón de vacíos experimental vs modelo para  $\sigma_i = 0.1 \text{ kg/cm}^2$  y  $\sigma_f = 16. \text{ kg/cm}^2$

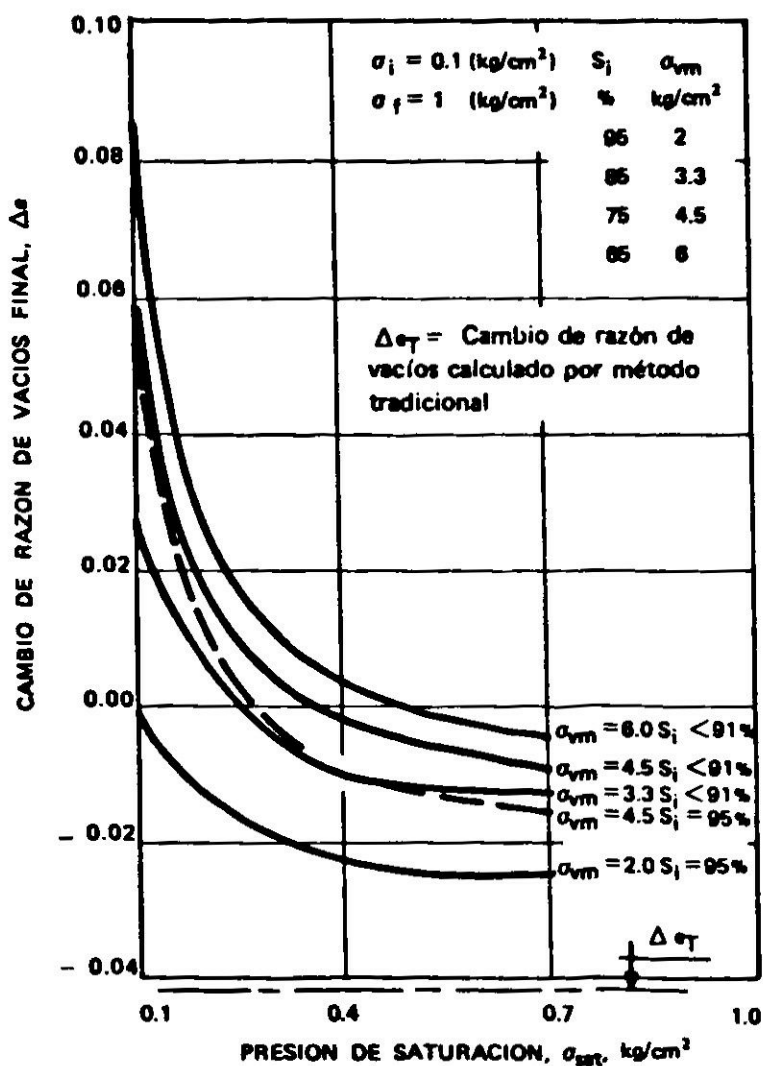


Fig. 8. Influencia de la presión de saturación en el cambio de razón de vacíos - valores calculados en tramo 0.1 - 1 kg/cm<sup>2</sup>.

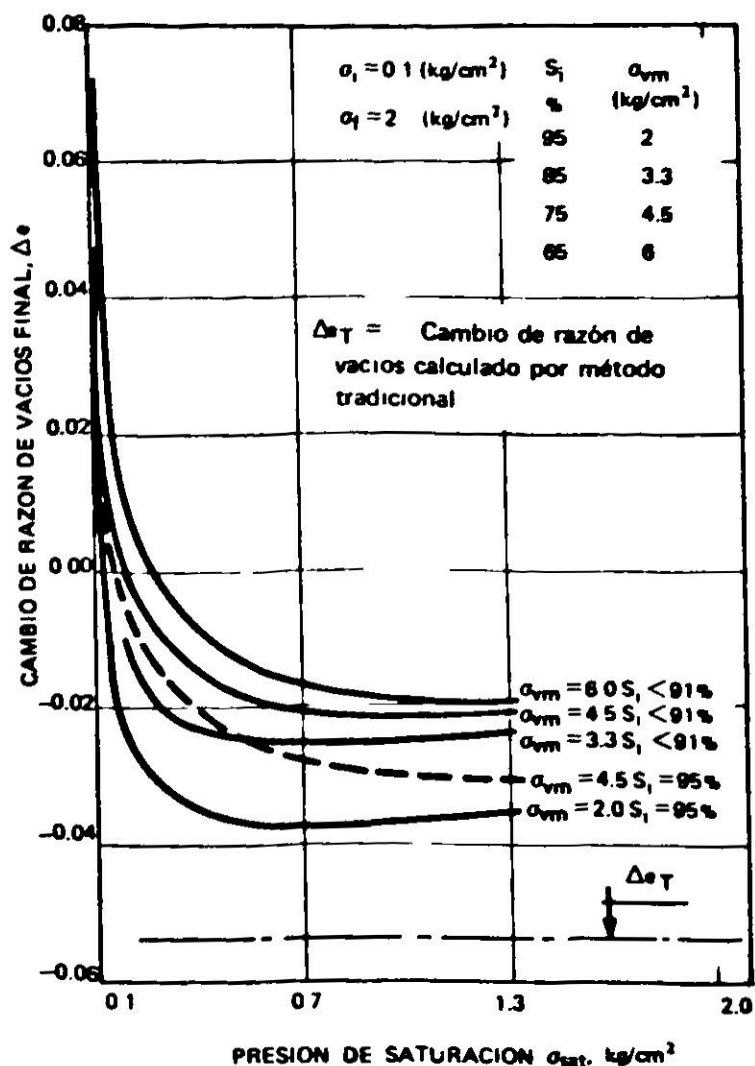


Fig. 9. Influencia de la presión de saturación en el cambio de razón de vacíos - valores calculados en tramo 0.1 - 2 kg/cm<sup>2</sup>.

Por otra parte, para presiones de saturación mayores que 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, el cambio final de razón de vacíos prácticamente es independiente de la presión de saturación, pero depende de la presión de preconsolidación y del grado de saturación inicial.

Habitualmente en la práctica el cambio de razón de vacíos se determina después de saturar el suelo en el consolidómetro a una presión baja (normalmente sin sobrecarga) obteniéndose una disminución de la razón de vacíos bastante mayor que la que habría resultado al saturar el suelo a un nivel de solicitaciones mayor. En efecto, en las Figs. 8 a 10 se ha representado el cambio de razón de vacíos final  $\Delta e_T$  obtenido con el procedimiento habitual recientemente descrito, el cual se rige por las relaciones siguientes:

$$\Delta e_T = - \left( Cr \log \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_i} + Cc \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{vm}} \right) \quad \text{si } \sigma_{vm} \leq \sigma_f$$

$$\Delta e_T = - Cr \log \frac{\sigma_f}{\sigma_i} \quad \text{si } \sigma_{vm} > \sigma_f$$

Se puede apreciar que la disminución de razón de vacíos  $\Delta e_T$  resulta aproximadamente el doble que la obtenida al considerar el ciclo de carga-saturación mediante las ecuaciones del modelo propuesto. Esto significa que el procedimiento habitual tendería a sobrestimar los asentamientos.

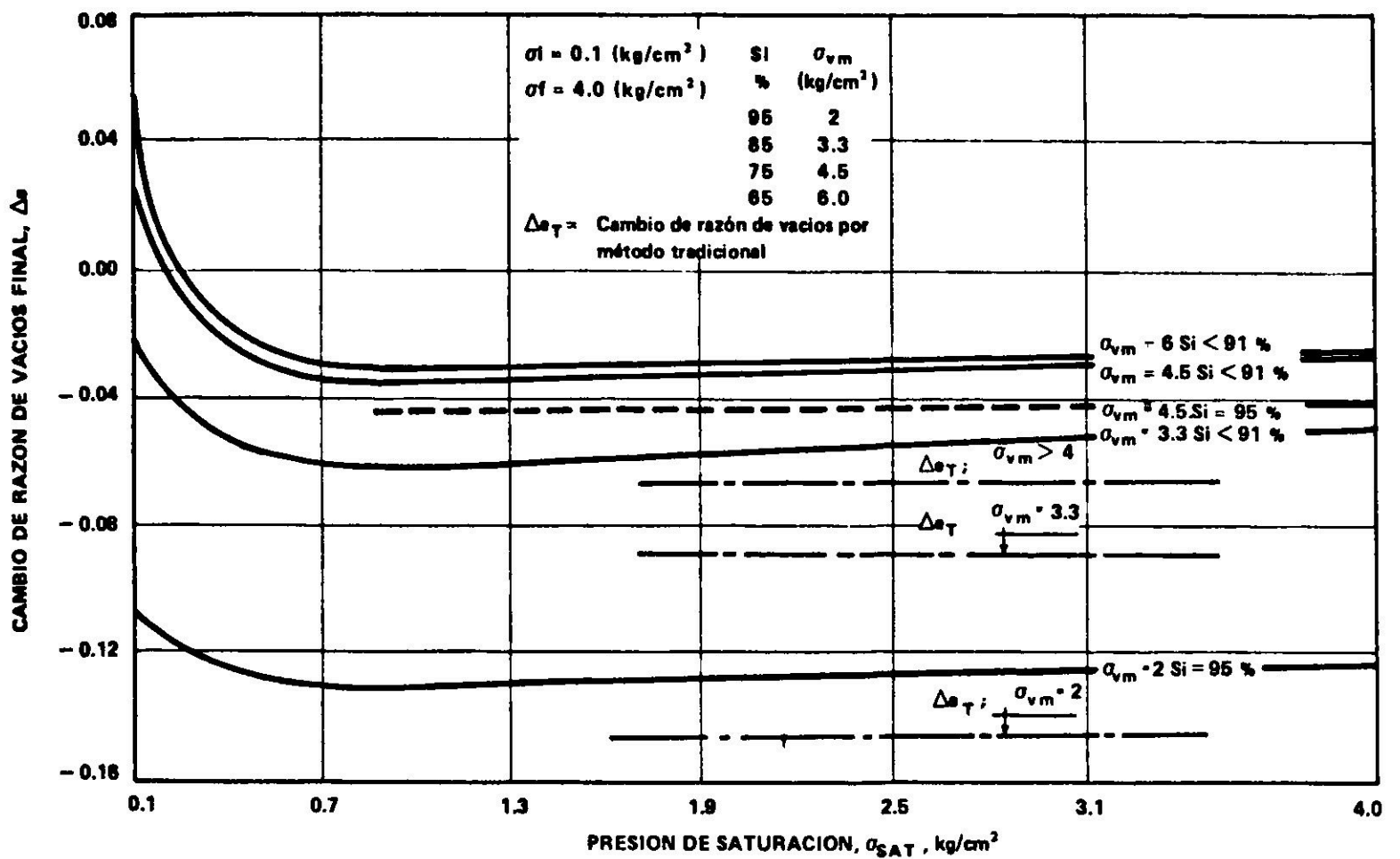


Fig. 10. Influencia de la presión de saturación en el cambio de razón de vacíos— valores calculados en tramo 0.1 – 4 kg/cm<sup>2</sup>

### EJEMPLO DE UTILIZACION DEL MODELO EN EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Con el propósito de visualizar en mejor forma el procedimiento de aplicación del modelo, a modo de ejemplo se presenta el cálculo del asentamiento de una zapata corrida superficial. No se pretende con este ejemplo establecer por ahora un método exacto de cálculo de asentamientos, sino sólo aclarar las ideas básicas más importantes.

Se supondrá una fundación corrida de 0.40 m de ancho y 0.60 m de profundidad que se construye sobre un suelo que ha perdido continuamente humedad hasta quedar parcialmente saturado; la presión de trabajo a nivel de sello de fundación de la zapata es de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>. El suelo que estaba parcialmente saturado con un grado de saturación inicial de 97%, una vez cargado por la zapata se satura totalmente por ascenso de la napa la cual queda coincidiendo con el sello de fundación. Para determinar los parámetros del modelo se utilizaron los ensayos N° 2 y 4 (ensayos con grados de saturación iniciales similares a los del ejemplo) que entregaron los siguientes resultados:

| Ensayo No | Si % | $\gamma$ t/m <sup>3</sup> | $\sigma_{sat}$ kg/cm <sup>2</sup> | $\sigma_{vm}$ kg/cm <sup>2</sup> | $C_{rps}$ | $C_r$ | $C_c$ | $e_0$ | $\Delta e_2$ |
|-----------|------|---------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|-----------|-------|-------|-------|--------------|
| 2         | 97.4 | 1.867                     | 0.5                               | 2.51                             | 0.019     | 0.041 | 0.300 | 0.959 | 0.008        |
| 4         | 96.8 | 1.816                     | 4.0                               | —                                | 0.028     | 0.054 | 0.336 | 1.067 | -0.004       |



Como se muestra en este ejemplo basta realizar dos ensayos de consolidación saturando en un caso la muestra representativa a una presión baja (0.1 a 0.5 kg/cm<sup>2</sup>) y otro, a una presión relativamente alta (del orden de 4 kg/cm<sup>2</sup>). Con los resultados de los dos ensayos se determinan los parámetros del modelo.

Para la etapa de carga en estado parcialmente saturado se adoptará el valor promedio de  $C_{rps}$  igual a 0.0235 y una razón de vacío inicial de 1.013. Para el cálculo del hinchamiento o colapso por inmersión en agua (ascenso de la napa) los parámetros se determinan de la relación  $\Delta e_2 = a + b(\sigma_{vm} / \sigma_{sat})$ , con la cual se pueden calcular los coeficientes  $a$  y  $b$  mediante el sistema de ecuaciones siguientes:

$$\begin{array}{l} 0.008 = a + b \quad 2.51/0.5 \\ -0.004 = a + b \quad (2.51/4) \end{array}$$

$$a = -0.00229$$

$$b = 0.00273$$

Para el cálculo del historial de presiones se adoptará el método simplificado basado en la regla del trapecio (Fig. 11), en el cual el peso unitario promedio obtenido de los dos ensayos  $\gamma = 1.84 \text{ t/m}^3$  es prácticamente coincidente con el valor del peso unitario saturado. El historial de presiones sobre el elemento de suelo ubicado a una profundidad representativa  $D + B$  se supondrá que actúa uniformemente en una columna de suelo de altura  $2B$  bajo el sello de la zapata.

La presión inicial es la que corresponde a la situación (a) de la Fig. 11 con una presión vertical sobre el elemento representativo dada por  $\sigma_i = 1.84 \times (0.40 + 0.60) = 1.84 \text{ t/m}^2$ . La presión vertical sobre el elemento en la situación (b) antes de producirse el ascenso de la napa, queda dada por la regla del trapecio como:

$$\sigma_v \approx (q_f - \gamma D) \frac{B}{B + Z} + \gamma Z \quad \text{con } Z = B$$

$$\sigma_v = 5.18 \text{ t/m}^2$$

Por lo tanto la presión final,  $\sigma_f$ , sobre el elemento representativo del bulbo de presiones es de  $5.18 \text{ t/m}^2$ . Bajo esta presión total se produce el ascenso del nivel freático lo cual, a diferencia de la condición de inundación en el laboratorio, produce un cambio de la presión efectiva final en el laboratorio al saturar la muestra por inmersión en agua las presiones totales son prácticamente iguales a las presiones efectivas). Para reproducir la condición de terreno en el laboratorio la probeta ensayada debería saturarse aplicando una contrapresión, lo que exigiría el empleo de consolidómetros especiales que la mayoría de los laboratorios convencionales no disponen. Sin embargo, para tener en cuenta lo anterior, aunque en forma aproximada, se define un cambio de razón de vacíos  $\Delta e_3 = C_r \log \sigma_f / \bar{\sigma}_f$  que equivale a un hinchamiento por disminución de presión efectiva ( $\bar{\sigma}_f = \sigma_f -$  presión de poros sobre el elemento representativo después del ascenso de la napa). Si el problema tratara exclusivamente de una saturación del suelo sin desarrollo de napa (agua colgada) en ese caso no sería necesario incorporar el término  $\Delta e_3$ .

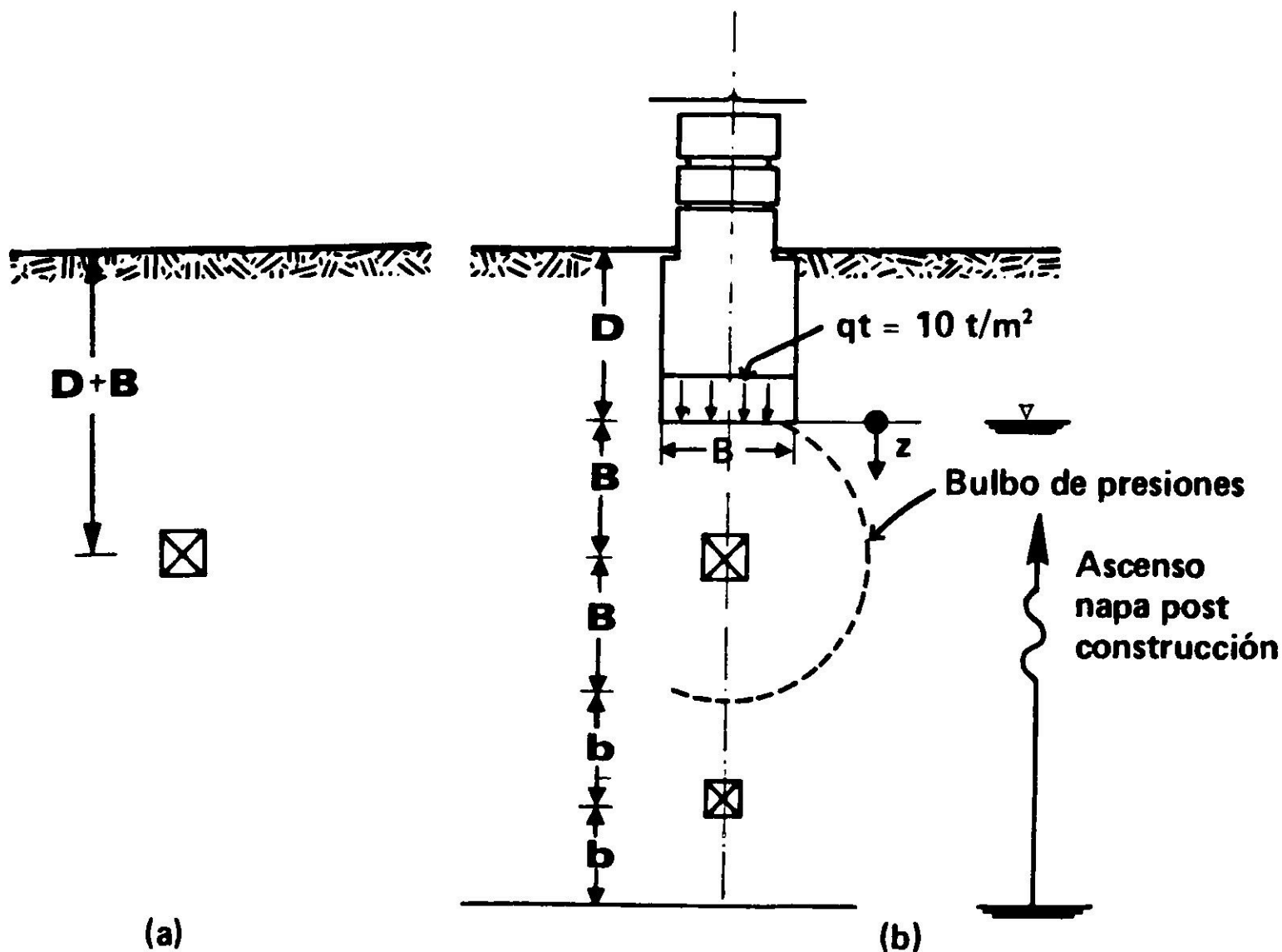


Fig. 11. Esquema para cálculo de presiones.

El cambio de razón de vacíos para la totalidad de las etapas queda dado por la expresión:

$$\Delta e = -\left(C_{rps} \log \frac{\sigma_f}{\sigma_i}\right) + \left(a + b \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{sat}}\right) + C_r \log \frac{\sigma_f}{\bar{\sigma}_f}$$

$$\Delta e = -\left(0.0235 \log \frac{5.18}{1.84}\right) + \left(-0.00229 + 0.00273 \frac{25.1}{5.18}\right) + \left(0.0475 \log \frac{5.18}{5.18 - 0.4}\right)$$

$$\Delta e = -0.0105 + 0.0109 + 0.0016 \approx 0.002$$

El desplazamiento estimado de la fundación será entonces:

$$\Delta H = \Delta e (2B)/(1 + e_0)$$

$$\Delta H = (0.002/2.013) \cdot 2 \times 40 = 0.079 \text{ (hinchamiento)}$$

Este hinchamiento corresponde a un cálculo suponiendo una condición unidimensional de deformaciones y no es evidente que sea necesario corregirlo para una situación bi o tridimensional como se sugiere en el caso de suelos finos saturados<sup>8</sup>.

Para el caso particular expuesto en este ejemplo se desprende que el asentamiento queda controlado por la carga en estado parcialmente saturado y que la saturación por ascenso de la napa produce cambios adicionales de hinchamiento apreciables.

La influencia que el cambio del nivel freático podría haber originado por debajo de la zona de interacción del bulbo de presiones no ha sido contemplada en el presente cálculo. En todo caso podría determinarse el valor de  $\Delta e$  para un elemento representativo entre el bulbo y la posición inicial de la napa como:

$$\Delta e = a + b \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{sat}} + C_r \log \frac{\sigma_f}{\bar{\sigma}_f}$$

expresión en la que  $\sigma_f = \sigma_{sat} \approx 1.84 (D + 2B + b)$  y  $\bar{\sigma}_f = \sigma_f - \gamma_w (2B + b)$

Evidentemente que el procedimiento de cálculo planteado podría haber considerado una división en substratos cada uno de los cuales tendría asociado un elemento representativo. Sin embargo no siempre se justifica esta complejidad introducida en el análisis frente a la dificultad de precisar las propiedades del suelo envueltas en el problema. Si se hubiere realizado el cálculo convencional de asentamientos en el cual se supone la condición de suelo inundado antes de construir la zapata se tiene:

$$\Delta e = -C_r \log (\bar{\sigma}_f / \bar{\sigma}_i) \quad (\bar{\sigma}_f < \sigma_{vm})$$

$$\bar{\sigma}_i = 1.84 (0.40 + 0.60) - 0.4 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = 5.18 - 0.4 = 4.78 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta e = -0.0475 \times 0.52 = -0.0247$$

$$\Delta H = \frac{-0.0247}{2.013} \cdot 2 \times 40 = -0.98 \text{ cm}$$

Este asentamiento se corrige para tener en cuenta la condición bidimensional del problema<sup>8</sup> y se le suma el asentamiento no drenado inicial. Aun sin realizar estos cálculos se puede apreciar que los resultados de esta práctica convencional son mucho mayores que los del modelo propuesto.

## CONCLUSIONES

Se realizaron ensayos edométricos utilizando probetas artificiales de arcilla saturada, las cuales se secaron previamente al aire para lograr un estado de saturación parcial. La dispersión de los resultados de los ensayos fue, a pesar de las precauciones tomadas, mucho mayor que la obtenida normalmente con probetas preparadas en idénticas condiciones, pero sin secado previo.

El modelo propuesto para estimar el cambio de razón de vacíos en la etapa de carga a contenido de humedad constante en probetas parcialmente saturadas, aunque basado en datos experimentales con una dispersión relativamente grande, predijo razonablemente bien el comportamiento de todos los ensayos. Este modelo supone que la carga es monótonicamente creciente y que el contenido de humedad permanece constante. Supone también que el suelo no sufrió ciclos de humedad sequedad previos a la aplicación de la carga de saturación.

El cambio de razón de vacíos,  $\Delta e_2$ , producido por saturación posterior del suelo bajo presión total constante se indujo de los resultados experimentales con una ley muy simple. Para formular dicha ley se requiere determinar la presión de preconsolidación del suelo, la cual se definió empleando una muestra de suelo que fue saturada por inmersión en agua a una presión baja (presión de saturación del orden de 0.1 a 0.5 kg/cm<sup>2</sup>) y utilizando el método de Casagrande<sup>3</sup>. Para presiones totales de saturación mayores que la de preconsolidación la estructura de la muestra tendió a colapsar; en cambio para presiones totales menores que la preconsolidación la muestra tendió a hincharse al saturarla. De estas observaciones se indujo la siguiente ley lineal:

$$\Delta e = a + b \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_{sat}}$$

donde  $a$  y  $b$  son constantes propias de un determinado tipo de suelo,  $\sigma_{vm}$  la presión de preconsolidación (por secamiento o sobrecarga la que resulte mayor) y  $\sigma_{sat}$  la presión total a la cual se satura el suelo. Es necesario dejar constancia que esta ley fue derivada de ensayos donde la saturación parcial se logró por una disminución monótonica del contenido de humedad. Una vez logrado el contenido de humedad deseado, éste se mantuvo constante hasta la aplicación de la carga de saturación. En el terreno pueden ocurrir ciclos de humedad sequedad y, por lo tanto, la ley propuesta podrá no ser válida para suelos sometidos a ese tipo de historial de humedades.

La hipótesis que considera que el índice de compresión,  $C_c$ , y el de recompresión,  $C_r$ , para el suelo en estado saturado son valores únicos independientes del historial de tensiones y de humedades fue corroborada por los ensayos experimentales. De hecho, la relación  $C_r/C_c$  obtenida para el suelo analizado es muy similar a la de otros suelos ensayados por otros autores y varios laboratorios.

Los parámetros del modelo esfuerzo-deformación propuesto para la estimación de asentamientos (o hinchamientos) por carga en estado parcialmente saturado y saturación post construcción presenta el atractivo de poder ser determinados utilizando sólo dos ensayos edométricos del tipo convencional (dos muestras talladas del mismo bloque de suelo, con un grado de saturación parcial similar, y en lo posible, ensayadas en paralelo). Uno de los ensayos conviene realizarlo saturando la muestra a una presión  $\sigma_{sat} \leq 0.5$  kg/cm<sup>2</sup> y el otro con  $\sigma_{sat} \approx 4$  kg/cm<sup>2</sup>.

El asentamiento en viviendas livianas obtenido con el modelo propuesto para la condición de carga en estado parcialmente saturado y saturación post-



construcción, resulta aproximadamente igual al 50% del obtenido con la metodología convencional que supone suelo saturado antes de construir.

Cabe señalar que la validez de aplicar el modelo propuesto a otros suelos finos distintos al ensayado (por ej. probetas naturales) requiere ser verificada mediante investigaciones adicionales tanto de laboratorio como de terreno. Es importante en este aspecto investigar la influencia de ciclos de humedad sequedad en los parámetros del modelo propuesto. Dentro de esta problemática es de gran importancia práctica analizar la influencia de aumentos parciales del contenido de humedad producidos antes de cargar y saturar el suelo.

#### BIBLIOGRAFIA

1. VALENZUELA, G. *Suelo de fundación del Gran Santiago*, Instituto de Investigaciones Geológicas, Boletín n° 33, 1978.
2. LAMBE, T.W. *Soil testing for Engineering*. Ed. J. Wiley & Sons Inc. 1951.
3. CASAGRANDE, A. The determinations of the preconsolidation load and its practical significance. *Proceeding 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, p. 60, 1931.
4. SCHMERTMANN, J.H. The undisturbed consolidation behavior of clay. *Transactions, American Society of Civil Engineers, ASCE*, vol. 120, 1955.
5. BARDEN, L., MADEDOR, A. y SIDES, G. Volume change characteristics of unsaturated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 95, enero 1969.
6. BISHOP, A.W. y BLIGHT, G.E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, vol. 13, n° 3, 1963.
7. MAHAR, L. y O'NEILL, M. Geotechnical characterization of dessicated clay. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 109, n° 1, enero 1983.
8. SKEMPTON A. y BJERRUM, L.A. Contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotechnique*, vol. 7, 1957.

#### SETTLEMENT OF SMALL BUILDINGS DUE TO SOIL SATURATION AFTER CONSTRUCTION

##### SUMMARY

*The construction of small buildings nearby the city of Santiago and other localities resting on partially saturated fine soils, is every time a more frequently problem encountered in Chile. That is why it has been necessary to evaluate the stress-strain behavior of partially saturated fine soils when loaded at constant water content and afterwardssaturated at constant total stress. This work presents a simple stress-strain model for the partially saturated stage of loading and*

*for the saturation at constant total stress. The model is based on laboratory test results performed on artificially prepared clay specimens. Samples with different initial water contents were loaded to simulate typical field conditions in the oedometer apparatus. Different initial water contents were obtained by air drying the soil specimens. For the sake of clarity an example of a footing settlement calculation is included.*