TRAYECTORIAS TENSION-DEFORMACION DURANTE EL HINCHAMIENTO, COLAPSO Y RETRACCION DE LOS SUELOS «IN SITU» (1)

JOSE LUIS DE JUSTO ALPAÑES (*)
ANTONIO DELGADO TRUJILLO (**)

RESUMEN. El cambio de volumen de los suelos parcialmente saturados depende fuertemente de la trayectoria de las tensiones. Un estudio comparativo de trayectorias tensión-deformación en el laboratorio e «in situ» permite escoger las trayectorias tensión-deformación de cálculo apropiadas.

En el laboratorio se han llevado a cabo varios cientos de ensayos sobre muestras inalteradas y compactadas.

Se ha desarrollado un método de elementos finitos tridimensional para el cálculo de cualquier tipo de cimentación sobre suelo expansivo o colapsable. Este método ha sido aplicado a la cimentación de edificios instrumentados usando diferentes hipótesis y trayectorias de las tensiones de cálculo: las trayectorias tensión-deformación resultantes «in situ» han sido analizadas y comparadas con las de cálculo.

ABSTRACT. *The volume change of partly saturated soils is strongly path-dependent. A comparative study of laboratory and «in situ» stress-strain paths allows to choose the appropriate calculation stress-paths.*

At the laboratory several hundreds of tests on undisturbed and compacted samples have been carried out.

A three-dimensional finite element method for the calculation of any type of foundation on expansive or collapsing soils has been developed. This method has been applied to the foundation of instrumented buildings using different hypotheses and calculation stress-paths: the resulting «in situ» stress-strain paths have been analyzed and compared with the calculation ones.

1. INTRODUCCION

Según han demostrado de un modo sistemático Alonso et al. (1987), el cambio de volumen de los suelos parcialmente saturados depende fuertemente de la trayectoria de las tensiones. El análisis de la trayectoria de las tensiones «in situ» en un suelo, durante y después de la construcción, tiene un gran interés en la etapa de diseño. La simulación en laboratorio de la trayectoria de las tensiones «in situ» permite escoger las trayectorias de las tensiones de laboratorio y de cálculo adecuadas. Se ha emprendido una investigación de largo alcance en tres campos: ensayos de laboratorio, medidas «in situ», y cálculo con un método de elementos finitos (MEF) desarrollado para suelos expansivos o colapsables.

En el laboratorio se han escogido ensayos edométricos por su simplicidad y adecuación a los problemas de diseño, según veremos más tarde. Se han escogido y comparado varios tipos de edómetro y condiciones de ensayo (v. Justo et al., 1984a, y Delgado, 1986). Se han realizado varios cientos de ensayos sobre muestras compactadas e inalteradas.

Se ha medido el desplazamiento estacional de varios edificios durante once años. Se han colocado señales de nivelación en los edificios y en el terreno a varias profundidades (Justo et al., 1985a y b).

Se ha desarrollado un método de elementos finitos tridimensional para el cálculo de cualquier tipo de cimentación sobre suelo expansivo o colapsable. Este método ha sido aplicado a la cimentación de edificios instrumentados, usando hipótesis y trayectorias de las tensiones diferentes: las trayectorias tensión-deformación resultantes «in situ» han sido analizadas y comparadas con las de cálculo.

(1) Artículo presentado a la VI Conferencia Internacional de Arcillas Expansivas, Nueva Delhi, diciembre 1987.

(*) Catedrático del Area de Ingeniería del Terreno, Director del Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla.
(**) Profesor Asociado. Universidad de Sevilla.

2. LA INFLUENCIA DE LA TRAYECTORIA DE LAS TENSIONES EN EL CAMBIO DE VOLUMEN DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS EN EL LABORATORIO

Un suelo parcialmente saturado puede experimentar cambios de volumen producidos por cambios de presión o de succión. Se ha observado que la trayectoria de las tensiones tiene una influencia importante en el índice de poros alcanzado.

2.1. ENSAYOS EN EDOMETROS NORMALES

La figura 1 muestra la «curva de humedad natural» obtenida cargando el suelo sin cambios en su humedad.

La misma figura muestra la curva obtenida inundando la muestra bajo carga.

Como se indica en dicha figura existen muchas definiciones posibles de la «presión de hinchamiento» (v. Justo et al., 1984a, y Delgado, 1986). Desde un punto de vista práctico, la más importante es la «presión de hinchamiento-3» de la figura, que corresponde al cruce de las curvas de humedad natural y de «inundación bajo carga». Cuando se aplica esta presión a la muestra, la inundación no produce ninguna deformación en ella; dicha inundación produce hinchamiento por debajo de la presión de hinchamiento-3 y colapso por encima.

Así, pues, un suelo hincha o colapsa al ser inundado según que la presión a la que está sometido sea inferior o superior a la de hinchamiento (v. Justo y Saetersdal, 1979).

Muchos suelos hinchan cuando se humedecen bajo una presión baja, pero colapsan bajo presiones altas, y esto debe tenerse en cuenta en el proyecto. Incluso algunas arcillas pueden colapsar bajo cargas moderadas (v. Justo, 1986, y Justo et al., 1987).

Esto nos enseña que en lugar de hablar de suelos expansivos y de suelos colapsables, debería hablarse de suelos que «normalmente se comportan como expansivos y de suelos que normalmente se comportan como colapsables».

La «presión de hinchamiento-2» es la que se obtiene en un ensayo de presión de hinchamiento.

Las curvas de «carga posterior a la inundación» están situadas encima de la curva de «inundación bajo carga» en la zona de hinchamiento. Este resultado ha sido confirmado por muchos autores (Justo y Saetersdal, 1979).

La diferencia entre las diferentes definiciones de la presión de hinchamiento ha sido atribuida por Delgado (1986) a las diferencias en la trayectoria de las tensiones. La presión de hinchamiento-1 es, por definición, más pequeña que la presión de hinchamiento-3.

Si se deja retraer la muestra en el edómetro una vez cargada, la succión del suelo llegará finalmente a un estado de equilibrio con la humedad relativa del aire en la habitación en la que esté situado el edómetro. En los ensayos realizados por Delgado (1986) esta humedad relativa rondaba el 50 %, lo que corresponde a un

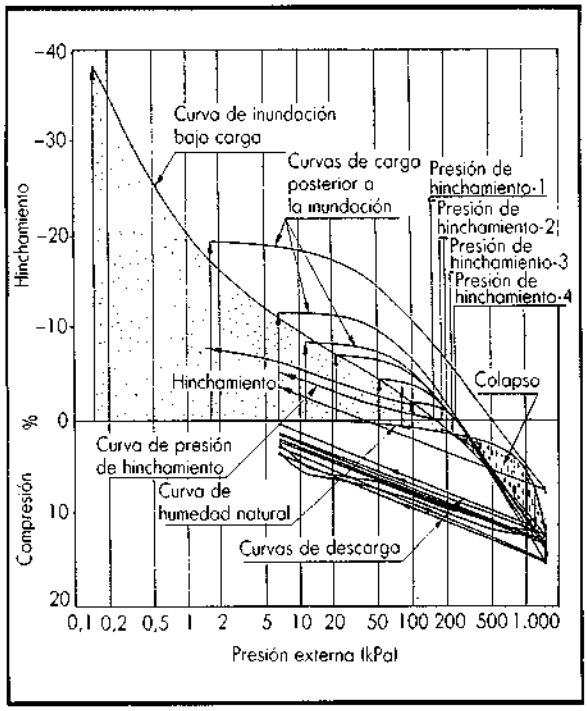


FIGURA 1. Ensayos con inundación de la muestra, en suelos compactados de El Arahal (Justo et al., 1984a).

pF = 6. Bajo esta condiciones, la curva de «retracción bajo carga» es una línea recta en escala natural. Según varios autores el cambio de volumen cesa para valores del pF entre 5,5 y 6,0 (v. Justo, 1986).

La figura 2 muestra, en un mismo gráfico, las curvas «de humedad natural», «de retracción bajo carga» y «de inundación bajo carga». Existen dos curvas de esta última denominación obtenidas, respectivamente, a partir de la curva «de humedad natural» y de la «de retracción bajo carga»; según se indica en la figura la segunda queda generalmente debajo de la primera, lo cual es consecuente con la teoría establecida por Alonso et al. (1987) para suelos parcialmente saturados, que supone deformaciones plásticas (irrecuperables) cuando se sobrepasa un cierto valor superior de la succión.

Las curvas de la figura 2 son curvas de regresión obtenidas a partir de los puntos de ensayo individuales. Realmente no se ha producido inundando la muestra sometida previamente a retracción, como se deduciría de la figura, aunque el hinchamiento es sólo de un 0,11 % para una presión alrededor de 400 kPa. Las deformaciones de retracción son, en gran medida, recuperables, para presiones pequeñas, pero son esencialmente plásticas (es decir, irrecuperables) para presiones grandes (v. figura 2; Escario y Sáez, 1986).

La figura 2 muestra también que el colapso a partir de la humedad natural alcanza un máximo para una cierta presión, que en este caso está próxima a 1.000 kPa (v. también Alonso et al., 1987).

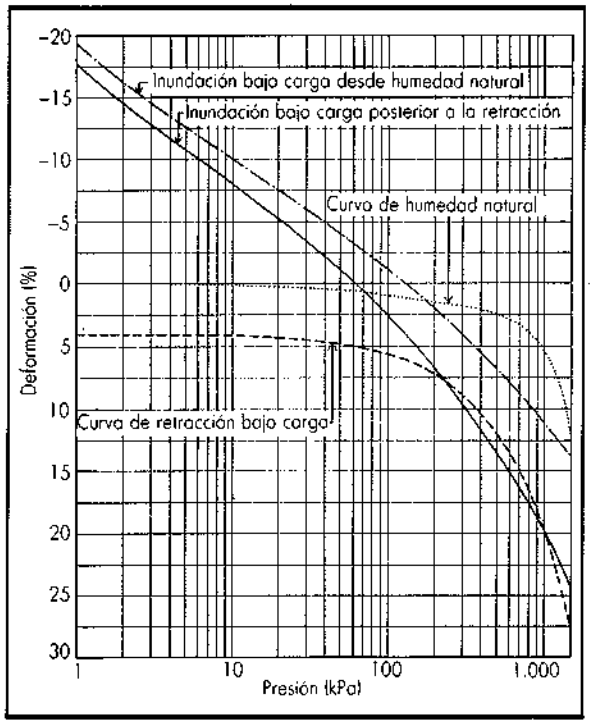


FIGURA 2. Curvas de inundación bajo carga y de retracción bajo carga en suelos compactados de El Arahal (Delgado , 1986).

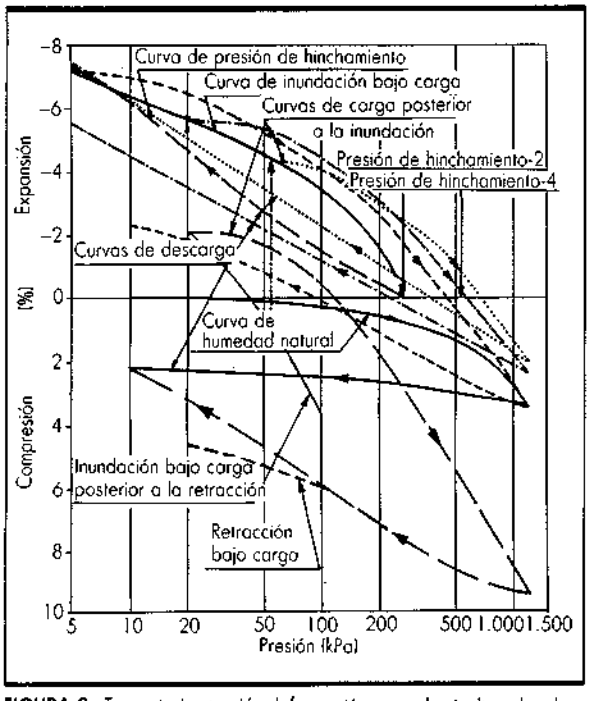


FIGURA 3. Trayectorias tensión-deformación en suelos inalterados de Camas.

La figura 3 muestra las trayectorias tensión-deformación en arcilla inalterada. Cualitativamente el comportamiento es semejante al de las arcillas compactadas, pero la dependencia de la trayectoria de las tensiones durante la humectación y la carga es menor, y las deformaciones plásticas durante la retracción son mucho mayores.

Generalmente, tras la primera inundación los cambios posteriores de succión producen deformaciones muy pequeñas (v. Justo, 1982; Delgado, 1986, y Alonso et al., 1987). Esta es una demostración clara del comportamiento plástico de la arcilla cuando se alcanza el límite elástico para disminución de succión (Alonso et al., 1987).

Justo et al. (1987) muestran excepciones a este comportamiento general. En otras arcillas inalteradas la dependencia de la trayectoria de las tensiones durante el humedecimiento y la carga es más importante que en la figura 3 (v. Justo et al., 1985b). Con índices de liquidez mayores que 0,2 y densidades secas no muy bajas, las curvas de «humedad natural» y de «carga posterior al hinchamiento» se hacen asintóticas (fig. 4) como se supone en el ensayo del doble edómetro. Sin embargo, la expansión bajo carga es mucho menor de la que se deduce de este ensayo (fig. 4). Probablemente en estos suelos no hay colapso.

2.2. ENSAYOS EN EDOMETROS DE SUCCION CONTROLADA

Realmente la relación presión-deformación debería medirse simulando los cambios de succión que ocurren «in situ».

La figura 5 muestra varios ensayos realizados en edómetros de succión controlada (Escario, 1969). Las muestras se cargan primero y, a continuación, la succión se lleva a cero por escalones.

Cuando una arcilla hincha alrededor de un pozo de cimentación, la fricción del pozo induce tensiones en el

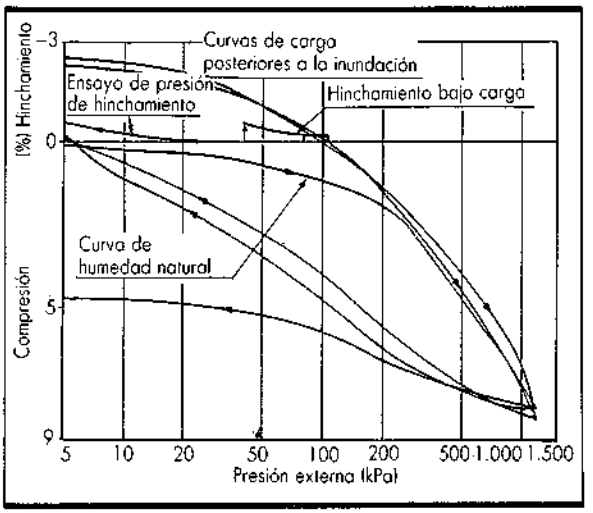
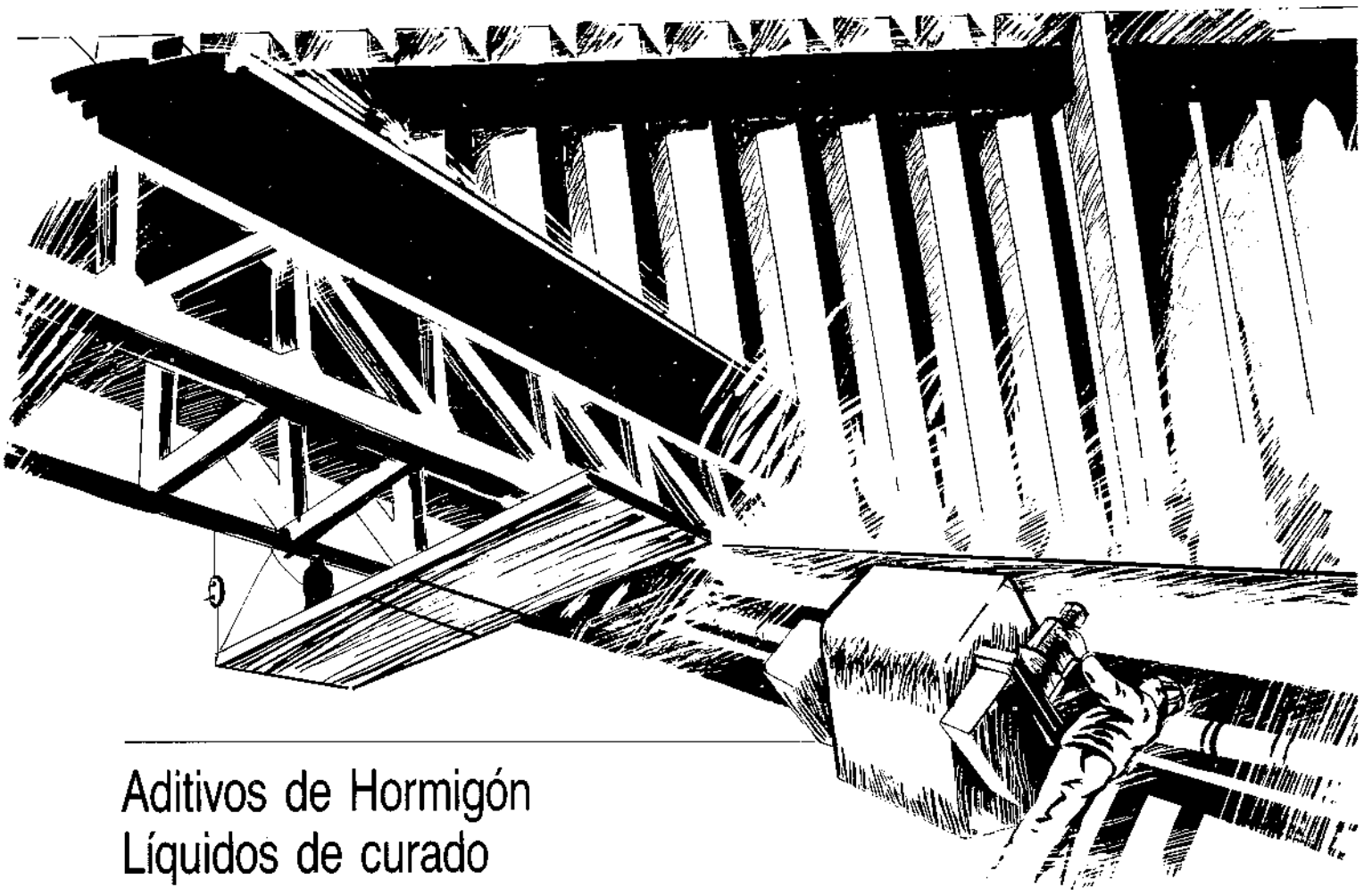


FIGURA 4. Hinchamiento de muestras inalteradas de Camas

TECNOLOGIA Y EXPERIENCIA EN OBRA



Aditivos de Hormigón
Líquidos de curado

Geotextiles, Geomallas, Drenajes

Juntas e Impermeabilización de tableros de puente

Diagnosis, reparación y protección del Hormigón
Inyecciones y refuerzo de Estructura

UN EQUIPO DE PROFESIONALES A SU SERVICIO

DIVISION OBRAS PUBLICAS

texsa

Pasaje Marsal, 11-13 - Tel.: 331 40 00* - Fax.: 332 26 45 - Télex: 52943 - 08014 Barcelona
Santa Leonor, 37 - Tels.: 754 11 12 - 754 05 45 - Fax.: 754 53 53 - Télex: 43444 - 28037 Madrid
40 Delegaciones en España. Presente en 36 Países.

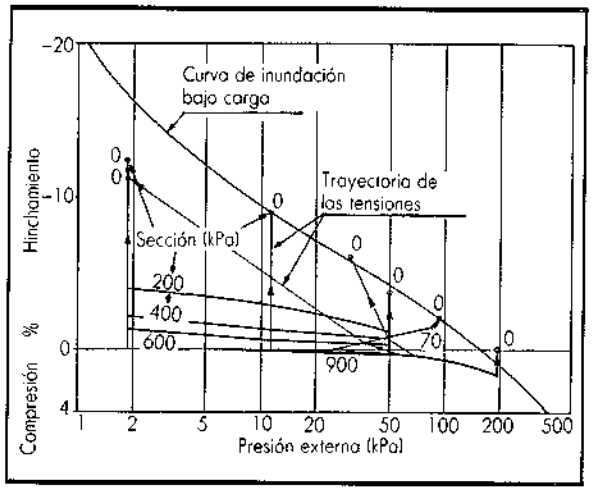


FIGURA 5. Ensayos edométricos de succión controlada en suelos compactados de El Arahal (Justo et al., 1984a).

suelo para contrarrestar la tendencia a hinchar. Por ello, la disminución de succión va acompañada de un incremento de la tensión normal vertical por encima de la base del pozo. Por debajo de la base, la tensión normal vertical puede disminuir o aumentar según sea la distribución del hinchamiento en el «perfil libre del suelo» (sometido sólo a su peso propio), según indican Justo et al. (1984b) y Delgado (1986). Afortunadamente, cuando disminuye la succión al mismo tiempo que se carga o descarga la muestra siguiendo las trayectorias de las tensiones que realmente aparecen «in situ», el hinchamiento que se alcanza finalmente depende poco de dichas trayectorias, según se muestra en la figura 5, y depende principalmente de la succión y presión total finales, alcanzando finalmente, en el intervalo práctico de presiones, la curva de «inundación bajo carga». La explicación de este hecho experimental podría ser que el «límite elástico para disminución de succión» (v. Justo et al., 1987, y Alonso et al., 1987) corresponde a succión nula y, por encima de este valor el cambio de volumen es recuperable.

La figura 6 muestra las curvas de regresión, en escala semilogarítmica, correspondientes a los valores de la succión de la figura 5. La curva para succión inicial (900 kPa) es una línea recta en escala natural. La curva para succión nula es una parábola cúbica en escala semilogarítmica (igual que sucede con la curva de hinchamiento bajo carga). De la comparación de las figuras 2 y 6 parece deducirse que el colapso parece menor en ensayos de succión controlada.

3. TRAYECTORIAS TENSION-DEFORMACION DE CALCULO

Según nuestras referencias, el primer método de elementos finitos verdaderamente tridimensional para el análisis de la interacción suelo estructura en suelos expansivos fue propuesto por Justo (1982) y Justo et al. (1983).

En su forma actual el método es aplicable a cualquier tipo de cimentación sobre suelos sujetos a expansión, retracción o colapso.

La trayectoria tensión-deformación seguida en el cálculo es una consecuencia de los estudios de laboratorio resumidos anteriormente y que se indica en la figura 7.

Sólo estamos interesados en las deformaciones producidas por la carga neta de la cimentación y por el humedecimiento del terreno. Así pues, el estado cero de deformaciones corresponde al peso propio de las tierras p_{v0} (punto 0). A partir de este punto la trayectoria tensión-deformación «in situ» es 01f, y la trayectoria de cálculo 03f.

Con este fin, aplicamos a cada elemento de suelo dentro de la capa activa, el hinchamiento 03, correspondiente a su presión inicial de tierras y a la curva de «humedecimiento bajo carga» correspondiente a su succión final.

El módulo de deformación del elemento de suelo corresponde a la línea 3f. Como este módulo depende de la presión final, desconocida al principio, hay que seguir un procedimiento iterativo.

Según nuestras referencias, es la primera vez que la trayectoria de las tensiones ha sido considerada como es debido. La mayor parte de los estudios que consideran

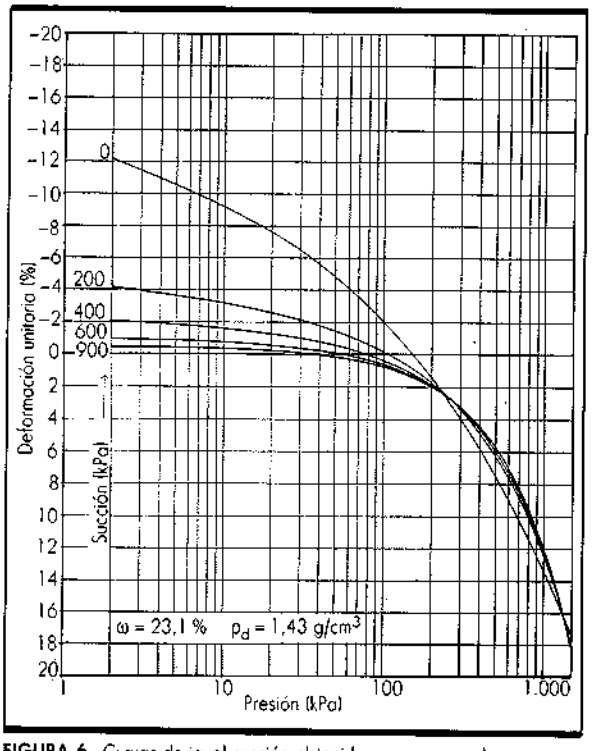


FIGURA 6. Curvas de igual succión obtenidas en ensayos de humedecimiento bajo carga constante en suelos compactados de El Arahal (Delgado, 1986).

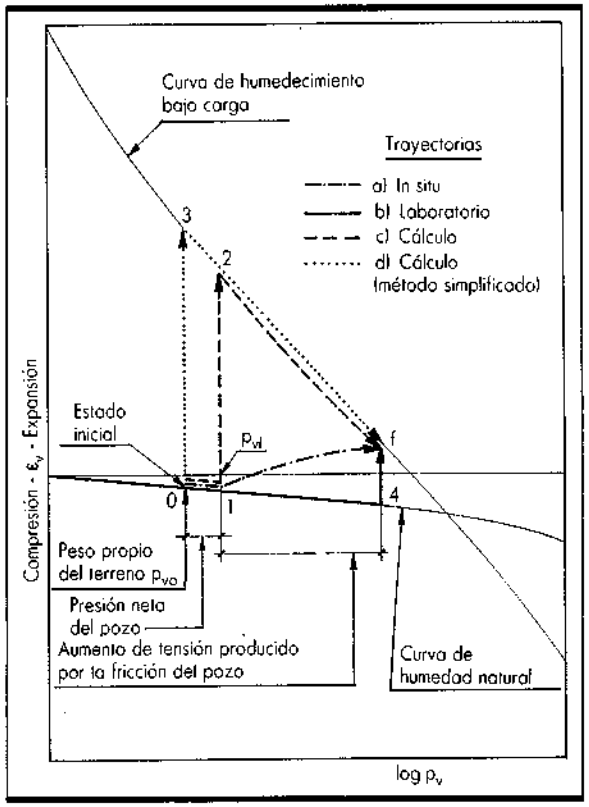


FIGURA 7. Trayectorias tensión-deformación alrededor de un pozo.

la interacción suelo-estructura en suelo expansivos recomiendan el uso del módulo correspondiente a un proceso de carga, lo cual podría conducir a una sobreestimación del hinchamiento (v. fig. 1). Livneh et al. (1973), en su método de elementos finitos en deformación plana, obtienen el módulo de elasticidad de curvas

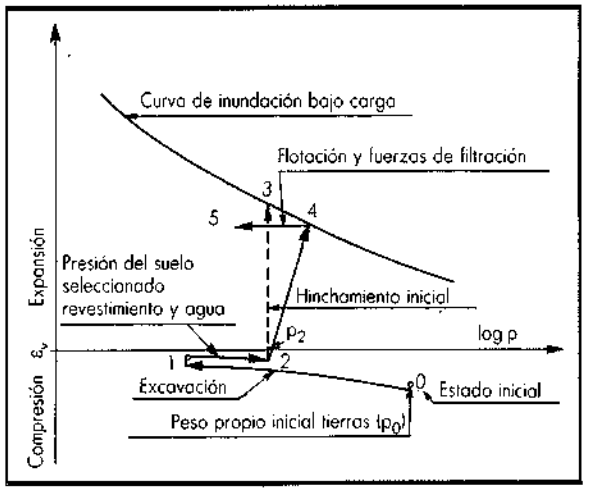


FIGURA 8. Trayectorias tensión-deformación para un canal en desmonte sobre suelo expansivo (Justo et al., 1985c).

de «humedecimiento bajo carga», pero sin justificar exactamente por qué.

El suelo se supone elástico, isótropo (v. Justo et al., 1983), pero no-lineal y heterogéneo. Es heterogéneo porque, en cada elemento de suelo, el hinchamiento y el módulo de elasticidad son, en general, diferentes. Es no-lineal porque el módulo de elasticidad depende, generalmente, del nivel de tensiones. El cambio de volumen bajo carga, en suelos expansivos, depende sólo de la tensión octahédrica normal, como predice el método elástico (v. Justo et al., 1983). Durante el ensayo de presión de hinchamiento $\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_v$, lo que indica propiedades isotrópicas.

El método se basa sólo en ensayos edométricos. Esto se justifica porque, si en el cálculo se impiden los movimientos horizontales, la influencia en los desplazamientos verticales es despreciable para valores razonables del coeficiente de Poisson.

A partir del hinchamiento edométrico, ε_v, de la figura 7, el hinchamiento isótropo se calcula mediante la fórmula:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_v \frac{1 - \nu}{1 + \nu}$$

Versiones actualizadas del método han sido presentadas por Justo et al. (1984b y 1985a).

En el intervalo de presiones práctico (5-200 kPa), las curvas de humedecimiento bajo carga pueden asimilarse a líneas rectas o en escala semilogarítmica o en escala natural, sin pérdida de precisión de importancia.

La figura 8 muestra las trayectorias tensión-deformación para un canal en desmonte en arcilla expansiva. La secuencia de cálculo es la que sigue (Justo et al., 1985c).

1. El estado inicial, definido por el peso propio del terreno sin excavar y un estado isótropo de tensiones, es el cero de deformaciones.

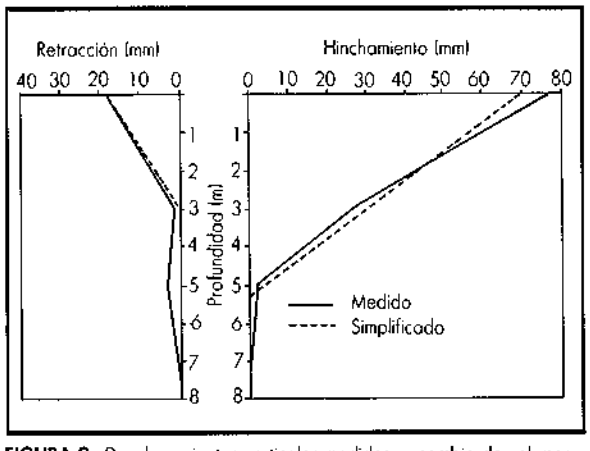


FIGURA 9. Desplazamientos verticales medidos, y cambio de volumen simplificado considerado en el cálculo de las cimentaciones.
a) Período mayo 82-noviembre 82. Retracción calculada 0,57 %.
b) Período noviembre 81-abril 84. Hinchamiento calculado 1,3 %.

2. El suelo no excavado está sujeto al efecto de la excavación, representado por una tensión normal a la superficie de excavación y con sentido hacia fuera, de valor γz_e, siendo z_e la profundidad de excavación en cada punto.
3. Se aplican las cargas correspondientes a una posible capa de suelo seleccionado, revestimiento y agua.
4. Se supone que el agua puede saturar la llamada «capa activa», anulando, en una primera fase, la succión.

Se introduce, mediante el método de elementos finitos, el cambio de volumen isótropo (ecuación 1) producido por el cambio de succión, en función de la tensión en cada elemento (paso del estado 2 al 3 en la figura 8). Este cambio de volumen inicial (hinchamiento o colapso) induce nuevos incrementos de tensión y deformación en el suelo y revestimiento (paso del estado 3 al 4).
5. La flotación en el material seleccionado o la filtración en el terreno natural producen una descarga de la «capa activa». En este caso se sigue una trayectoria de tensiones de descarga (figs. 1 y 3, v. Justo et al., 1984b).

4. TRAYECTORIAS TENSION-DEFORMACION «IN SITU»

La figura 9 muestra dos desplazamientos estacionales del perfil libre del terreno medidos en El Arahal, cerca de un grupo de edificios instrumentados con cimentación por pozos, en dos períodos de tiempo. Estos desplazamientos corresponden, respectivamente, a retracción e hinchamiento.

El desplazamiento de los edificios se ha calculado en los dos casos siguientes:

1. Se usa como dato de entrada la retracción de la figura 9a.

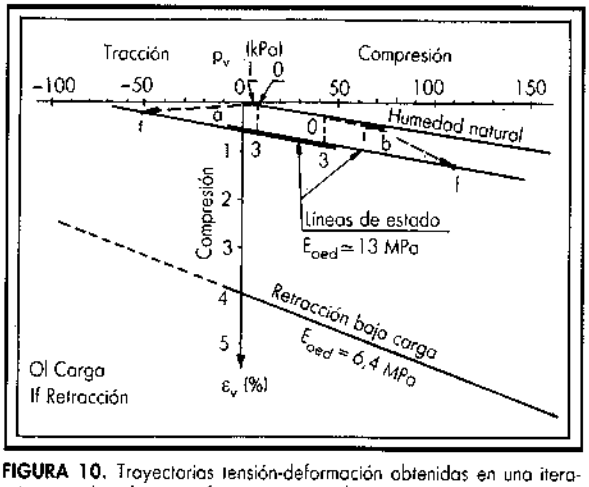


FIGURA 10. Trayectorias tensión-deformación obtenidas en una iteración, para los elementos finitos correspondientes a una cimentación por pozos, usando como datos de entrada para el perfil libre del suelo la retracción de la figura 9a.
a) Elemento de suelo en la capa superior, adyacente al pozo.
b) Elemento de suelo en la base del pozo.

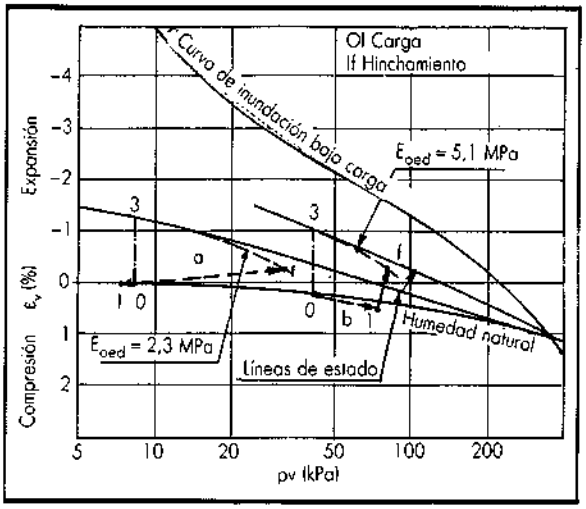


FIGURA 11. Trayectorias tensión-deformación para el hinchamiento de la figura 9b (v. pie de la figura 10).

La figura 10 muestra las líneas «de humedad natural» y «de retracción bajo carga» de laboratorio. Ambas se suponen líneas rectas en escala natural (v.§ 2.1). Para cada capa se han introducido en el gráfico la presión inicial de tierras (estado 0) y la retracción medida (03). Interpolando entre las dos rectas indicadas, dibujamos para cada capa la recta correspondiente a la succión final alcanzada, que pasa por el punto 3. Esto nos da el módulo edométrico de cada capa, que en este caso es constante.

En la figura se han dibujado los estados correspondientes a la carga del edificio bajo condiciones de humedad natural (1), y final tras retracción (f). Las deformaciones y tensiones verticales utilizadas para dibujar estos estados han sido obtenidas en los cálculos con elementos finitos.

En la figura se han obtenido los resultados correspondientes a los elementos a y b, cuya situación se indica en el pie. Es de destacar que los puntos que definen los estados, obtenidos mediante el método tridimensional, caen casi exactamente en las líneas de estado su-

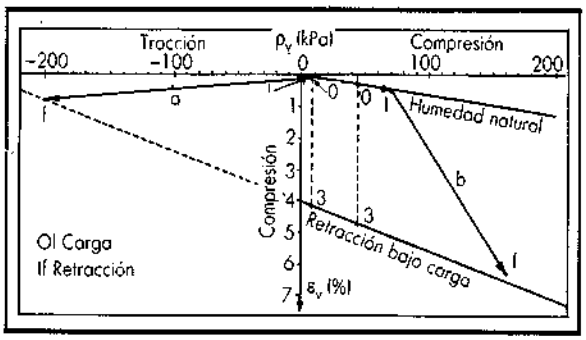


FIGURA 12. Trayectorias tensión-deformación suponiendo retracción hasta un pF = 6 para los elementos de suelo a, adyacente a la parte superior del pozo, y b, en la base.

puestas en el cálculo en el que los módulos edométricos (y con ello los módulos de elasticidad) dependen sólo de la tensión vertical normal, p_v.

2. Se usa como dato de entrada el hinchamiento de la figura 9b.

El proceso de cálculo (fig. 11) es como en el caso anterior, pero usando la curva de inundación bajo carga e hinchamiento en vez de retracción.

En este caso las líneas de estado no dan un módulo edométrico constante. Debería seguirse un procedimiento iterativo que comience con el módulo tangente en el punto 3 (v. figs. 7 y 11).

La figura muestra lo que sucede cuando sólo se realiza una iteración. Se han dibujado las líneas correspondientes a módulo edométrico constantes, de valor el tangente en el punto 3. En este caso el estado final cae en esta línea, en lugar de terminar en la línea de estado correspondiente a la succión final (fig. 11). En cualquier caso, el error no es demasiado importante.

3. En la figura 12 se ha supuesto retracción hasta la curva de retracción bajo carga (fig. 2). En este caso irreal las tracciones en la capa superior de suelo no son admisibles. Se está poniendo a punto un procedimiento que considera que se produce la ruptura al alcanzarse la resistencia a tracción.

5. REFERENCIAS

ALONSO, E. E.; GENS, A., e HIGHT, D. W. (1987): *Special Problem Soils.* General Report (Session 5). 9th European Conf. Soil Mech. F.E., Dublin.

DELGADO, A. (1986): *Influencia de la Trayectoria de las Tensiones en el Comportamiento de las Arcillas Expansivas y los Suelos Colapsables en el Laboratorio y en el Terreno.* Ph. Thesis, E.T.S., Arquitectura, Universidad de Sevilla.

ESCARIO, V. (1969): *Swelling of Soils in Contact with Water at a Negative Pressure.* Proc. 2nd Int. Res Eng. Conf. Expansive Clay Soils, pp. 207-217.

ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1986): «The Shear Strength of Partly Saturated Soils». *Géotechnique,* 36:6:453-456.

JUSTO, J. L. (1982): *Dictamen sobre las grietas aparecidas durante la construcción de un centro de EGB en la urbanización Balcón de Sevilla en camas.* Unpublished Report.

JUSTO, J. L. (1986): *Engineering Geological Aspects of Foundations in Swelling Soils.* General Report. 5th International Congress IAEG, Buenos Aires.

JUSTO, J. L., y SAETERSDAL, R. (1979): «Design Parameters for Special Soil Conditions». General Report. *7th Europ. Conf. Soil Mech.,* Brighton, 5:127-158.

JUSTO, J. L.; SAURA, J., y DELGADO, A. (1983): «Aplicación del Método de E.F. al Estudio de Cimentaciones sobre Arcillas Expansivas». *An. Ing. Mec.,* 1:1:104-109.

JUSTO, J. L.; DELGADO, A., y RUIZ, J. (1984a): «The Influence of Stress-Path in the Collapse-Swelling of Soils at the Laboratory». 5th *Int. Conf. Expansive Soils,* Adelaide, 67-71.

JUSTO, J. L.; SAURA, J.; RODRIGUEZ, J. E.; DELGADO, A., y JARAMILLO, A. (1984a): «A Finite Element Method to Design and Calculate Pier Foundations in Expansive-Collapsing Soils». 5th *Int. Conf. Expansive Soils,* Adelaide, 119-123.

JUSTO, J. L.; SAURA, J.; JARAMILLO, A., y DELGADO, A. (1985a): «Un Método de Elementos Finitos para el Proyecto y Cálculo de Cimentaciones por Pozos durante la Expansión, Retracción o Colapso». *1.er Cong. Iberoamericano de Método Computacionales,* Madrid, vol. 2.

JUSTO, J. L.; SAURA, J.; JARAMILLO, A.; DELGADO, A., y GENTIL, P. (1985b): «Prediction and Performance for Seasonal Swelling-Shrinkage of Buildings on Expansive Clay». San Franciso, *Proc. 11th ICSMFE,* 4:2199-2204.

JUSTO, J. L.; SAURA, J.; JARAMILLO, A.; MANZANARES, J. L.; RODRIGUEZ, J. E., y GONZALEZ, A. (1985c): «A FEM for lined canals on Expansive-Colapsing Soil». San Francisco, *Proc. 11ht ICSMFE,* 2:769-772.

JUSTO, J. L.; JARAMILLO, A., y DELGADO, A. (1987): «Damaged Houses on Pile Foundation in Expansive Soil. 6th *Int. Conf. Expansive Soils,* New Delhi.

LIVNEH, M.; SHKARSKY, E., y UZAN, J. (1973): «Cracking of Flexible Pavements Based on Swelling Clay». Haifa, *3rd Int. Conf. Expansive Soils,* 1:257-265.

EL 92 JUNTA VOLUNTADES

JUNTA DE ANDALUCIA

ANDALUCIA VIVA

CN 334. PK 18,900 (Autovía A-92)

Consejería de Obras Públicas y Transportes

Dirección General de Carreteras

ALGO NUEVO BAJO EL SOL

Cool-Lite, Antelio y Reflectasol. De Cristalería Española. Las lunas reflectantes de bajo factor solar que permiten el paso de la luz del sol, pero no de su calor.

Ideales para su utilización en "structural glazing". Productos a los que nadie puede hacer sombra. Porque sus prestaciones los han convertido en líderes del mercado.

Como Antelio y Reflectasol, dos procesos de fabricación de la más avanzada tecnología, dos soluciones específicas de alta calidad.

O como Cool-Lite, una amplísima gama de colores que se integran en el ambiente. La culminación de la estética.

Cuando emprenda su proyecto no se acalore. Déle más luz con los reflectantes de Cristalería Española. Tendrá dónde elegir.

ANTELIO **cool-lite** **REFLECTASOL**

CRISTALERIA ESPAÑOLA, S.A.
SOLUCIONES DE VIDRIO

Si desea recibir más información, envíe este cupón al Centro de Información Técnica de Aplicaciones del Vidrio (CITAV).
Paseo de la Castellana, 77. 28046 Madrid. Tel. (91) 397 21 19.

Nombre y Apellidos _____ Profesión _____

Dirección _____ Población _____ C.P. _____