

SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL NO LINEAL DE UN SUELO SATURADO. APLICACIÓN AL CASCO URBANO DE MURCIA

NON-LINEAL UNIDIMENSIONAL SUBSIDENCE OF SATURATED SOIL. APPLICATION TO MURCIA CITY CENTRE

JOSÉ LUIS DE JUSTO ALPAÑÉS. Dr. Ingeniero de Canales, Caminos y Puertos.

Catedrático del Área de Ingeniería del Terreno. jlj@us.es

NARCISO-JESÚS VÁZQUEZ CARRETERO. Dr. Arquitecto.

Profesor Titular del Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. narciso@us.es

Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno. Universidad de Sevilla.

RESUMEN: La caída del nivel piezométrico producida durante la última sequía en Murcia ha dado lugar a asientos en el suelo de la ciudad y ha causado daños en edificios y pavimentos. El perfil del suelo puede asimilarse a un acuífero confinado entre dos acuíferos. Se ha planteado la formulación del problema de la consolidación unidimensional no lineal de una capa de arcilla normalmente consolidada o sobreconsolidada, causada por la variación del nivel piezométrico en sus límites. Se ha usado un esquema de diferencias finitas para su resolución. Los asientos calculados se han comparado con los obtenidos mediante la teoría de la consolidación de Terzaghi-Froelich, comprobándose que la diferencia es pequeña. La teoría propuesta puede utilizarse para la evaluación y la predicción de la subsidencia provocada por la extracción de agua subterránea.

PALABRAS CLAVE: SUBSIDENCIA, SUELOS NO LINEALES, DIFERENCIAS FINITAS, SUELOS SATURADOS, SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS, SUELOS SOBRECONSOLIDADOS

ABSTRACT: The fall in water table level as a result of the recent drought in Murcia has given rise to soil settlement in the city and caused damage to buildings and roads. The soil profile may be compared to a aquitard or one with low permeability that stores groundwater but delays its flow and confined between two aquifers. Consideration has been given to formulating the problem of non-lineal unidimensional consolidation of a layer of clay which is normally consolidated or over consolidated as a result of a variation in the water table level and a framework of finite differences has been employed. The calculated settlement only showed slight differences when compared to the Terzaghi-Froelich consolidation theory. The proposed theory may be employed to evaluate and predict subsidence caused by the removal of groundwater.

KEYWORDS: SUBSIDENCE, NON-LINEAL SOILS, FINITE DIFFERENCES, SATURATED SOILS, NORMALLY CONSOLIDATED SOILS, OVER CONSOLIDATED SOILS

1. INTRODUCCIÓN

La caída del nivel piezométrico producida durante la última sequía en Murcia ha originado asientos en el suelo de la ciudad y ha causado daños en edificios, urbanizaciones, instalaciones y obras públicas. Se trata del primer caso significativo de subsidencia producido en España, y ha sido descrito por Justo y Vázquez (2000).

Cuando el descenso de la presión intersticial se produce en un área grande en comparación con el espesor de la ca-

pa comprimible, la consolidación ocurre en condiciones unidimensionales, tanto en lo que respecta al flujo de agua en los poros como a los desplazamientos del suelo. Esta situación es bastante frecuente en los casos de subsidencia (Ortega-Guerrero et al., 1999).

El perfil del suelo de Murcia puede asimilarse a un acuífero confinado entre dos acuíferos. El cálculo de la subsidencia unidimensional para un acuífero con cambios conocidos del nivel piezométrico en los dos acuíferos ha sido desarrollado suponiendo que el acuífero se encuentra satura-

do (Justo y Vázquez, 1999 y 2000) o saturado-parcialmente saturado (Justo et al., 2002, a y c).

Este artículo presenta la teoría y algunos resultados referidos a la consolidación unidimensional, no lineal, de un estrato de arcilla saturado provocado por un descenso de la presión del agua en los poros en los acuíferos que lo limitan por arriba y por debajo.

Hay zonas de Murcia en las que el estrato profundo compresible se encuentra normalmente consolidado.

Cuando se utiliza una teoría no lineal para la consolidación con leyes logarítmicas para las deformaciones, apropiadas para el cálculo de la subsidencia provocada por la compresión de estratos de arcilla profundos normalmente consolidados, conviene recurrir a algún modelo numérico, que para el cálculo unidimensional suele ser el de diferencias finitas.

2. UNA TEORÍA NO LINEAL PARA LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE UN ESTRATO DE ARCILLA SATURADA

Como es bien conocido, un descenso de la presión del agua en los poros del subsuelo, debido a la extracción de agua subterránea, aumenta la presión efectiva y, por lo tanto, provoca la consolidación del suelo con el consiguiente asiento de la superficie, característico de la subsidencia.

Justo y Vázquez (1999) justifican que, en muchos casos, las soluciones unidimensionales se ajustan bien a la subsidencia medida y describen adecuadamente el fenómeno.

Del análisis de los distintos cortes del suelo de la ciudad de Murcia (Vázquez y Justo, 2002), se puede establecer como modelo teórico para el cálculo de la subsidencia el de un estrato de arcilla confinado entre dos acuíferos sometidos a cambios conocidos en su nivel piezométrico (ver figura 1). Muchos autores han simplificado el perfil hidrológico al considerarlo como una alternancia de acuíferos y acuíferos horizontales (Gambolati y Freeze, 1973; Gambolati et al., 1974). Los estratos se suponen ilimitados en dirección horizontal (Herrera et al., 1977).

Según Davis y Raymond (1965), para las condiciones que se producen en el edómetro, la teoría de Terzaghi predice satisfactoriamente la tasa de asiento pero no la tasa de disipación de la presión del agua en los poros, para la que queda del lado de la inseguridad.

En la Teoría de la Consolidación lineal de Terzaghi (Terzaghi y Förelch, 1936), se supone una relación lineal entre el incremento de presión efectiva y el incremento de deformación.

Sin embargo, otros autores asumen la hipótesis de que las condiciones de ese estado final estable son no lineales,

debido a la variación de la permeabilidad y compresibilidad con la presión efectiva. La mayoría de estos autores presentan una ley logarítmica para las deformaciones y un coeficiente de consolidación constante. Janbu (1965) deriva la ecuación diferencial en función de las deformaciones, pero esta formulación no es adecuada para nuestro problema. Este autor encuentra que la velocidad de deformación es, durante la primera mitad del proceso, del orden del doble de la encontrada según la teoría de Terzaghi-Förelch.

Davis y Raymond (1965) presentan una teoría válida para los suelos normalmente consolidados. Durante el proceso de consolidación en una masa de suelo varían la compresibilidad, m_v , la permeabilidad, k_v , y el coeficiente de consolidación, c_v . En arcillas normalmente consolidadas el factor que presenta una variación menor es c_v , por lo que se puede suponer un c_v constante mientras que la compresibilidad y la permeabilidad decrecen al aumentar la presión.

2.1. Hipótesis

1. El suelo está saturado.
2. Tanto la deformación como el flujo de agua en el suelo ocurren sólo en dirección vertical.
3. El coeficiente de compresibilidad, m_v , se define del siguiente modo:

$$m_v = -\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial \sigma^1} \quad [1]$$

4. Se acepta una ley logarítmica para el cálculo de las deformaciones. Por lo tanto:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad [2]$$

expresión de la rama de compresión noval de un suelo normalmente consolidado, donde:

e_0 es el índice de poros inicial del suelo,

σ'_0 es la presión efectiva inicial del suelo,

C_c es el índice de compresión del suelo, que se supone constante.

5. Derivando la ecuación [2] y sustituyendo en [1] se obtiene:

$$m_v = \frac{0,434 \cdot C_c}{(1+e)\sigma'} \quad [3]$$

Durante el proceso de carga ($1+e$) varía mucho menos que la presión efectiva, por lo que se supone constante.

6. Los ensayos de consolidación realizados sobre suelos normalmente consolidados indican que el coeficiente de consolidación, c_v , varía mucho menos que el coeficiente de compresibilidad instantánea, m_v , o el coeficiente de permeabilidad. Se admite por ello que:

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad [4]$$

es constante. Esto equivale a suponer que al aproximarse las partículas de suelo k_v y m_v decrecen de tal forma que su cociente se mantiene constante.

7. Se admite la ley de Darcy.

8. La compresibilidad de los sólidos y del agua es despreciable en relación a la compresibilidad del esqueleto del suelo. Por lo tanto, los pesos específicos del agua y de las partículas sólidas permanecen constantes.

9. Se ignoran los efectos de la consolidación secundaria.

La consideración de dichos efectos se hace difícil principalmente por la falta de datos suficientes para un total conocimiento de las condiciones físicas, más que por problemas teóricos o de cálculo. Particularmente, en el caso de estratos gruesos, la edad de la formación juega un papel importante (De Simone y Viggiani, 1979).

Con estas hipótesis, Davis y Raymond (1965) obtienen la siguiente ecuación unidimensional para la consolidación de un suelo normalmente consolidado:

$$-c_v \left(\frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} - \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial u_e}{\partial z} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad [5]$$

siendo u_e la presión intersticial en exceso sobre la hidrostática inicial.

Para la resolución de esta ecuación, estos autores suponen que el peso de suelo es despreciable, situación que es admisible en el ensayo edométrico, pero no en un estrato profundo de suelo sometido a un proceso de sobreconsolidación.

Raymond (1969) incluye algunas soluciones específicas para una ecuación algo más complicada que la [5] y basada en hipótesis más discutibles, e indica que se debe resolver por diferencias finitas, pero sin llegar a hacerlo.

Viggiani (1973) resuelve la ecuación [5] para una serie de leyes de presión en exceso iniciales linealmente variables con la profundidad, pero con condiciones en los límites independientes del tiempo.

De Simone y Viggiani (1979) formulan la subsidencia unidimensional en coordenadas de Lagrange. Admiten hi-

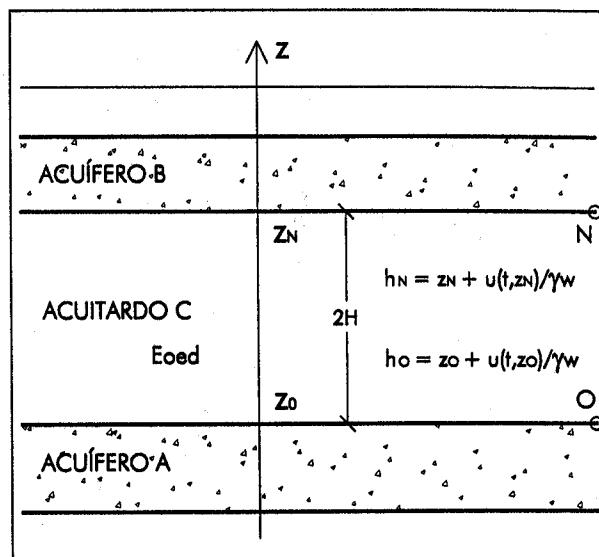


Fig. 1.
Acuitardo
confinado
entre dos
acuíferos.

pótesis semejantes a las indicadas en el § 2.1, y resuelven la ecuación diferencial por el método del predictor-corregidor.

Ninguno de estos autores estudia el problema de alturas piezométricas en los límites variables con el tiempo, que es el problema que vamos a resolver.

La presión efectiva a la profundidad z será:

$$\sigma' = \sigma'(0, z_0) - \gamma'(z - z_0) - u_e = \sigma' - u_e \quad [6]$$

siendo $\sigma'(0, z_0)$ la presión efectiva inicial a la profundidad z_0 (v. figura 1) y γ' el peso específico sumergido.

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad [7]$$

Sustituyendo en [5], y teniendo en cuenta que:

$$\frac{\partial}{\partial z} (\ln \sigma') = \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial z}$$

se tiene:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \left[\frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} - \frac{\partial u_e}{\partial z} \frac{\partial}{\partial z} (\ln \sigma') \right] \quad [8]$$

Llamando:

$$F_1(u_e, z) = \ln \sigma' = \ln \left[\sigma'(0, z_0 - \gamma'(z - z_0) - u_e) \right] \quad [9]$$

y sustituyendo en [8]:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \left[\frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} - \frac{\partial u_e}{\partial z} \frac{\partial F_1(u_e, z)}{\partial z} \right] \quad [10]$$

Fig. 2. Esquema de diferencias finitas en el acuífero con ancho de malla constante.

2.2. Aproximación por diferencias finitas

Desarrollando por diferencias finitas (ver figura 2), y suponiendo que a partir de M , $u(m, 0)$ y $u(m, N)$ son constantes (Justo y Vázquez, 2000):

$$\begin{aligned} \frac{u_e(m+1, n) - u_e(m, n)}{\Delta t} &= c_v \left[\frac{u_e(m, n+1) - 2u_e(m, n) + u_e(m, n-1)}{\Delta z^2} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{u_e(m, n+1) - u_e(m, n-1)}{2\Delta z} F_1(m, n+1) - F_1(m, n-1) \right] \end{aligned} \quad [11]$$

En la figura 2:

$$n = \frac{z}{\Delta z} \quad N = \frac{2H}{\Delta z} \quad m = \frac{1}{\Delta t} \quad M = \frac{t_f}{\Delta t} \quad [12]$$

siendo $2H$ el espesor del estrato de arcilla.

Si se hacen:

$$F(u_e, z) = \frac{1}{4} \ln [\sigma'(0, z_0) - \gamma'(z - z_0) - u_e] \quad [13]$$

$$\beta = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2}$$

Sustituyendo en [11] y operando:

$$\begin{aligned} u_e(m+1, n) &= u_e(m, n) + \beta \{ u_e(m, n+1) - 2u_e(m, n) + u_e(m, n-1) - \\ &\quad - [u_e(m, n+1) - u_e(m, n-1)] F(m, n+1) - F(m, n-1) \} \end{aligned} \quad [14]$$

Las condiciones en los límites, para desigual descenso del nivel piezométrico en los dos acuíferos, son (v. figura 1):

$$z = z_o \quad n = 0 \quad u_e = \gamma_w \Delta h_o(t) \quad [15]$$

$$z = z_N \quad n = N \quad u_e = \gamma_w \Delta h_N(t) \quad [16]$$

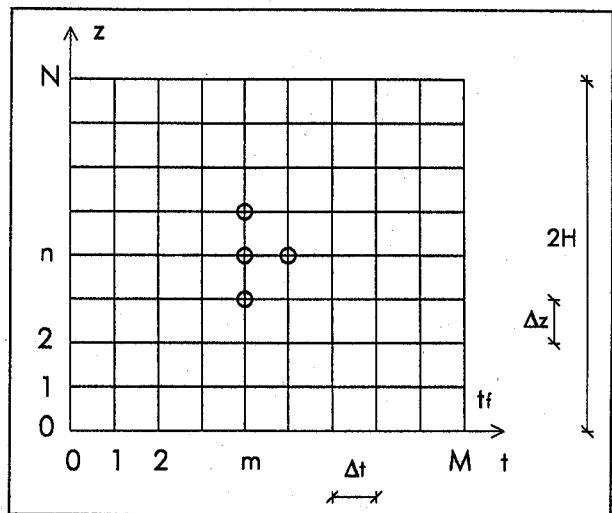
$$t = 0 \quad m = 0 \quad u_e = 0 \quad [17]$$

2.3. Cálculo de asientos

La deformación unitaria será:

$$\epsilon(z, t) = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0}$$

$$\epsilon(z, t) = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 - u_e}{\sigma'_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 - \frac{u_e}{\sigma'_0} \right) \quad [18]$$



El asiento de la capa será:

$$s = \int_0^{2H} \epsilon(z, t) dz \approx \sum_{n=0}^N i \epsilon_n \Delta z \quad [19]$$

Y el asiento del punto n , de la capa:

$$s(m, n_1) = \sum_{n=0}^{n_1} i \epsilon_n \Delta z \quad [20]$$

siendo:

$$i = 1/2$$

$$\begin{cases} n=0 \\ n=n_1 \\ n=N \end{cases}$$

$$i = 1$$

$$0 < n < n_1 \circ N$$

Las expresiones anteriores pueden utilizarse para el análisis de la consolidación de estratos profundos de arcilla normalmente consolidada.

2.4. Suelo sobreconsolidado

La teoría de Davis y Raymond (1965) se puede aplicar a un suelo sobreconsolidado siempre que se suponga que en cada tramo, normalmente consolidado o sobreconsolidado, el coeficiente de consolidación permanece constante. Se sabe que en un suelo sobreconsolidado c_v disminuye al aumentar la presión efectiva hasta llegar a las proximidades de la presión de preconsolidación, y que a partir de esta presión aumenta ligeramente o se mantiene constante (Jiménez Salas y Justo, 1975).

Sin embargo, podemos suponer de un modo aproximado que existen dos valores de c_v , uno mayor c_{vr} en el tramo sobreconsolidado, y otro menor, c_v , en el normalmente consolidado.

Si después de un descenso del nivel piezométrico se produce una subida, puede llegar un momento en el que las presiones intersticiales vuelvan a aumentar y se inicie un proceso de descarga. Esto origina un cambio en el coeficiente de consolidación y, por lo tanto, en β .

Si después de un ascenso del nivel piezométrico vuelve a descender, se mantienen, en recarga, los valores de c_{vr} y β_r , propios del estado de descarga, hasta que se llegue otra vez al mínimo de presión intersticial alcanzado anteriormente.

Un estrato fuertemente sobreconsolidado se caracteriza porque: $\sigma'_0 \leq \sigma' \leq \sigma'_p$, siendo σ'_p la presión de preconsolidación. La solución coincide con la de un suelo normalmente consolidado, sin más que sustituir C_c por C_s en la ecuación [18].

Si el suelo es ligeramente sobreconsolidado, será $\sigma'_0 < \sigma' < \sigma'_p$. Mientras sea $\sigma' \leq \sigma'_p$ habrá que considerar el suelo como sobreconsolidado, y cuando sea $\sigma' > \sigma'_p$ como normalmente consolidado. Al pasar de una situación a otra se producirá una disminución en el valor de c_v y en el de β , como consecuencia del aumento que se produce en m_v .

Hay que tener en cuenta para cada paso en el tiempo (m), cuál es la menor presión intersticial en exceso que se ha obtenido en cada profundidad (n), a la que se le llama u_{emin} (m, n). El asiento se calcula de forma incremental, con lo que las expresiones anteriores quedan:

$$\Delta s(m, n_i) = \sum_{n=0}^m i \epsilon_n \Delta z = \\ \frac{1}{1 + e_0} \sum_{n=0}^m C \log \left(\frac{\sigma'_0 - u_e(m, n)}{\sigma'_0 - u_e(m-1, n)} \right) \Delta z \cdot i \quad [21]$$

con:

$$C = C_c, \text{ si } u_e(m, n) \leq u_{emin}(m, n)$$

$$C = C_s, \text{ si } u_e(m, n) > u_{emin}(m, n)$$

El asiento en el tiempo $t = m \Delta t$, será:

$$s(m, n_i) = \sum_{m=0}^M \Delta s(m, n_i) \quad [22]$$

3. LA SUBSIDENCIA EN EL CASCO URBANO DE MURCIA

3.1. Datos de subsidencia en Murcia

Los datos de subsidencia en Murcia dan valores superiores a 10 cm, lo que ha originado problemas en edificios, urbanizaciones, instalaciones y obras públicas. Jaramillo y Ba-



Fig. 3.
Apertura de la junta entre dos edificios, creciente según la altura.

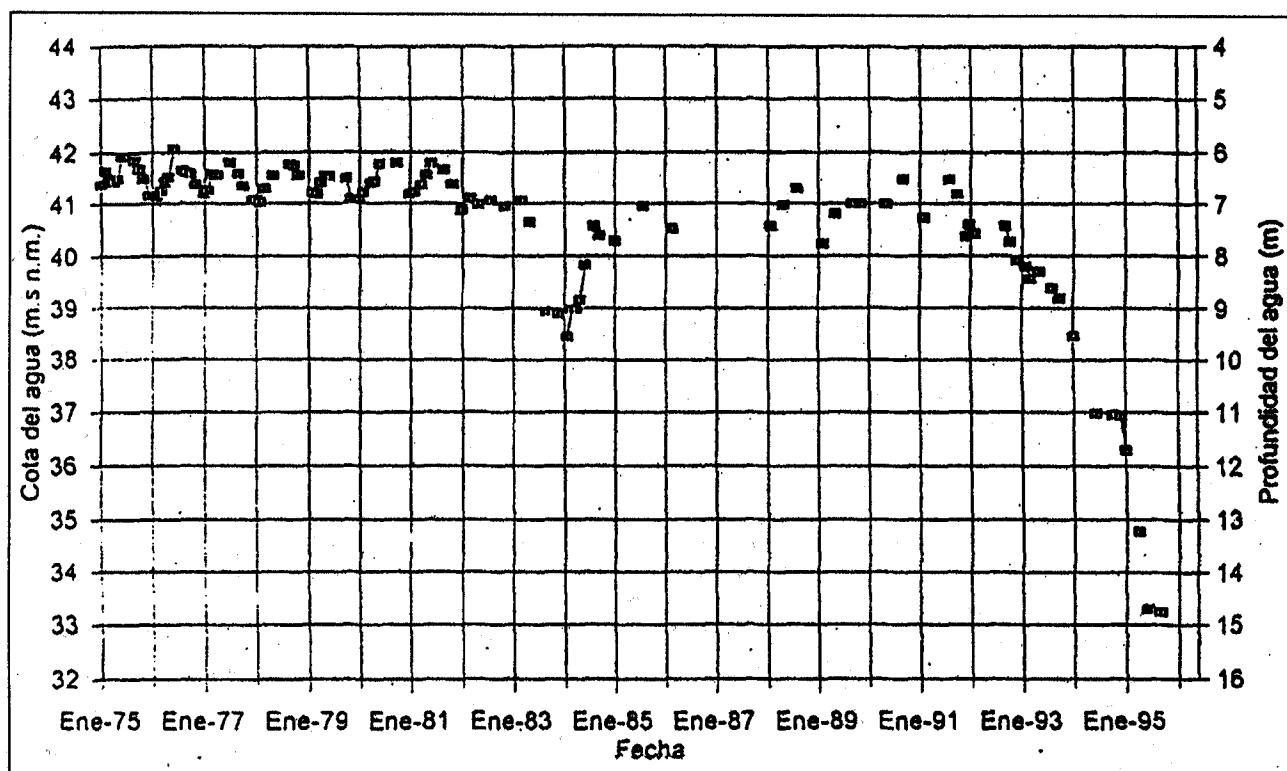
Ilesteros (1997) estiman un asiento de entre 15 y 30 cm entre 1993 y 1997. Aunque no se dispone de nivelaciones de precisión, los asientos observados en las diferentes áreas de la ciudad varían dentro de un intervalo con este orden de magnitud.

El descenso de la cota superficial del terreno se hizo observable a simple vista en muchos lugares a través de aceras y bordillos desorganizados, cortes en pavimentos, roturas de pretilles, vallas e infraestructuras superficiales, separaciones de peldaños exteriores, etc.. (Ballesteros, 1996a,b). En estas zonas se comprueba a simple vista un descenso del terreno de entre 5 y 10 cm (Ballesteros, 1995d).

La subsidencia ha afectado a más de 100 edificios, distribuidos por toda la ciudad y con diferentes tipos de cimentación y estructura. Se han estudiado los informes correspondientes a muchos de ellos (Vázquez y Justo, 2002).

Hay que destacar que algunos se encuentran próximos a parques y jardines, que son regados, como se ha comentado anteriormente, mediante agua extraída de pozos profundos municipales, o a la construcción de aparcamientos subterráneos de varias plantas, reciente en los tiempos en los que aparecieron los daños (Mañá, 1995). En ambos casos se ha podido producir un rebajamiento del nivel piezométrico.

Fig. 4.
Variación del
nivel de agua
en el
piezómetro
del ITGE
2.737-10.179
(Senent,
1995).



co local, causa primaria del descenso del terreno y de todas las lesiones encadenadas a las que ha dado lugar.

Se observa también la proliferación de anomalías en zonas con grandes extensiones de jardines, edificios en altura, estrato resistente de gravas a mayor profundidad de la media del casco y acusado descenso del nivel piezométrico, donde se han apreciado hundimientos del terreno de hasta 8 cm (Ballesteros, 1996, a y b). Senent (1995) sitúa a los edificios preferentemente fuera del casco histórico, sobre todo en áreas de reciente transformación urbana.

En el año 1991 algunos propietarios comienzan a detectar en el interior de sus viviendas algunas patologías, la mayoría de carácter leve (Ballesteros, 1994). A partir de los años 93-94 las lesiones se hacen muy numerosas e importantes, progresando con gran rapidez.

Se han observado desplomes, giros y asientos diferenciales, que han dado lugar a aplastamientos de enlucidos, empujes laterales, roturas de pretilés y fisuras horizontales en paños de medianeras. En la figura 3 se muestra la separación entre dos edificios con distinto tipo de cimentación en su zona de contacto (Ballesteros, 1995a).

La consolidación del terreno ha desencadenado el fenómeno del rozamiento negativo en los pilotes, dando lugar a inclinaciones de edificios cimentados sobre pilotes de fricción (Justo et al., 2001 y 2002b).

Los asientos estimados en algunos casos alcanzan valores de 4-5 cm y los desplazamientos horizontales en cabeza del edificio provocados por los basculamientos, 8-20 cm

(Ballesteros, 1995c). Se han originado fisuras en forjados, en muros de contención y de sótanos (Ballesteros, 1995b, 1996b).

3.2. Variaciones del nivel piezométrico

Los acuíferos naturales aluviales de las vegas del Guadalentín y del Segura incluyen depósitos detríticos de alta porosidad, con una elevada transmisividad y que son explotables mediante pozos.

El del Segura tiene una potencia superior a 300 m y está constituido por gravas, gravillas y arenas aluviales entre un nivel limo-arcilloso, sobre la primera capa, y niveles de margas limosas por debajo de éstas. Estas margas miocénicas constituyen, también, los relieves laterales del sistema.

El relleno aluvial alberga en su parte superior un acuífero libre o superficial y en su parte inferior otro profundo o cautivo, único o multicapa, según la zona. El acuífero profundo suele tener dos capas, denominadas acuífero profundo superior e inferior, respectivamente.

El acuífero superficial está conformado por limos y arcillas de baja permeabilidad, malas características hidrodinámicas y se encuentra muy ligado a la red de drenaje superficial, marcada fundamentalmente por el río Segura. El acuífero profundo está conformado por gravas subyacentes muy permeables, de excelentes características hidrodinámicas (Geotecnia y Proyectos, 1995; Senent, 1995).

Las capas se distribuyen de forma errática, generalmente interconectadas aunque no siempre. Aguas arriba de Murcia, en la cabecera de la Vega Media, hay comunicación entre el acuífero libre superficial y el profundo. Aguas abajo el acuífero profundo, monocapa o multicapa según las zonas, constituye un manto cautivo y semiartesiano.

El Instituto Tecnológico Geominero de España (ITGE) ha medido sistemática y periódicamente los niveles piezométricos desde 1972, analizando su evolución, mediante el estudio de varios piezómetros próximos al casco urbano de Murcia e incluidos en la red de vigilancia y control del sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura.

El piezómetro con la serie temporal más larga y mejor situada con respecto a la ciudad de Murcia es el 2.737-10.179 (ver figura 4). Los datos proporcionados por él corresponden a medidas efectuadas regularmente en ese punto y que tienen una conexión hidrogeológica directa con la situación de los niveles piezométricos en el casco urbano.

La empresa Aguas de Murcia lleva desde el año 94 un control exhaustivo de los niveles piezométricos bajo el casco de Murcia, a través de los numerosos pozos de riego para zonas verdes municipales de que dispone.

Para el análisis de los niveles piezométricos en la extensión ocupada por la ciudad se han estudiado los datos correspondientes a 58 pozos de extracción de agua municipales que reflejan la evolución piezométrica de los mismos desde enero del año 94 hasta enero del año 98 (Vázquez y Justo, 2002).

Sólo se dispone de datos de variación de la altura piezométrica en el acuífero profundo. Se supone que la altura piezométrica es la misma en los límites superior e inferior del estrato de arcilla.

3.3. Datos del terreno

Los datos representativos de las distintas zonas del suelo de Murcia se han tomado de dos documentos fundamentalmente: el "Estudio de las Variaciones de los Niveles Freáticos en el Subsuelo del Casco Urbano de Murcia. Consecuencias Geotécnicas" (Geotecnia y Proyectos, 1995), y el "Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para la Ordenación Urbana de Murcia", del Ministerio de Industria y Energía, Instituto Geológico y Minero de España, Dirección de Aguas Subterráneas y Geotecnia (IGME, 1984).

Se han procesado los datos de 106 sondeos, 15 penetraciones dinámicas y 7 penetraciones estáticas, diseminados por la ciudad para zonificar el territorio y, en función de sus características geotécnicas, analizar su comportamiento con respecto a la subsidencia.

Aunque el proceso de recopilación conlleva cierto grado de interpretación y subjetividad, motivado por la existencia de informes de distintas empresas, resultados anómalos, ausencia o abundancia de datos, etc..., se puede afirmar que

los parámetros geotécnicos medios deducidos son representativos del terreno de Murcia.

A grandes rasgos, el subsuelo de Murcia está constituido por una primera capa de relleno, con poca resistencia a la compresión y escasa capacidad portante, que será nombrada como capa 1 (ver figura 5).

A continuación, un segundo estrato constituido por arcillas, arcillas limosas o arenosas y limos arenosos, con un espesor variable entre 12 y más de 30 m, que se comportan, hidrogeológicamente, como un acuífero, capaz de albergar gran cantidad de agua en su seno, pero de transmitirla con cierta dificultad. A este estrato compresible se le designará como capa 2 (ver figura 5).

Bajo el conjunto anterior suele aparecer un nivel arenoso de transición (capa 3), de pocos metros de espesor, que limita superiormente a una capa de gravas (capa 4, ver figura 5), que configura una base estable donde se asientan las edificaciones cimentadas por pilotes columnas. Estas capas constituyen un acuífero de excelentes condiciones hidráulicas, capaz de ceder grandes cantidades de agua mediante la realización de sondeos mecánicos.

Entre las localizaciones con mayor espesor de la capa de arcilla limosa, y por lo tanto de las más desfavorables en cuanto a la subsidencia, se puede escoger el sondeo S'25,

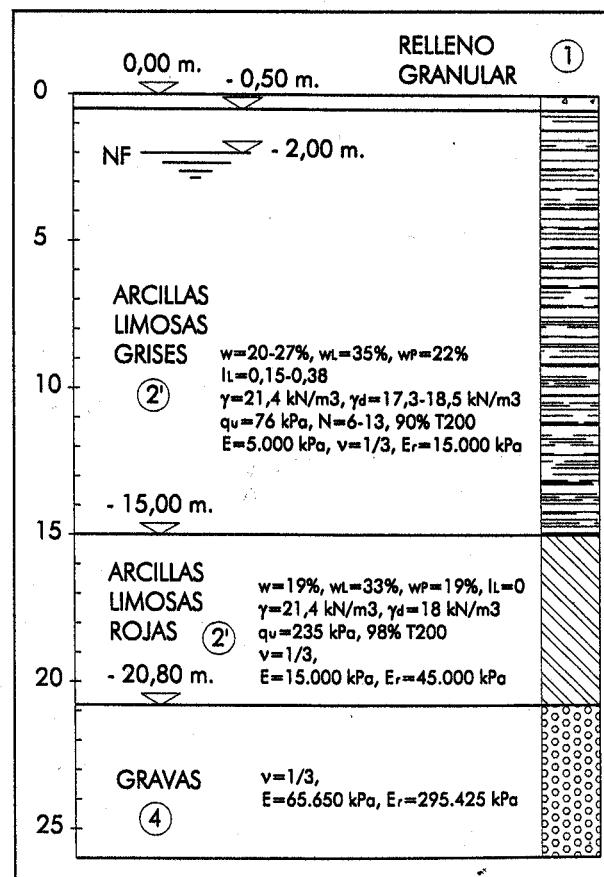


Fig. 5. Corte del terreno en el sondeo S'25.

**TABLA 1
INCREMENTOS DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO, Δh (m), EN EL POZO P39**

TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0

perteneciente al barrio de Santa María de Gracia y caracterizado porque no aparece el estrato de gravas antes de la finalización del sondeo.

Se encuentra en una parte del NO de la ciudad en la que dicho espesor varía dentro de una superficie relativamente pequeña entre unos valores cercanos a los 11 m y otros superiores a los 30. Aunque dicho dato es de más de 29,5 m en el sondeo S'25, se ha considerado que el estrato arcilloso llega hasta una profundidad de 20,8 m, aproximadamente la media entre los extremos cercanos, y que a esa cota aparece un estrato de gravas con las características que suelen tener en la mayor parte del casco (IGME, 1984).

La repercusión que esta modificación tendrá en los resultados de asiento del terreno no será importante, pues se ha disminuido el espesor en el estrato de arcillas limosas rojas, que se trata de una arcilla dura con una resistencia a la compresión simple de 235 kPa, y sin embargo, presentará un comportamiento más representativo de la media de la ciudad (ver figura 5).

El pozo más cercano al sondeo S'25 es el P39, situado en la Plaza Bohemia, y proporciona un descenso máximo del nivel piezométrico de 7,6 m (ver figuras 4 y 6). Los movimientos que se van a tomar en el cálculo para la altura piezométrica en el techo y la base del estrato compresible se muestran en la tabla 1. La cota inicial del nivel piezométrico, en enero del 83, corresponde a una profundidad de 2 m bajo la superficie del terreno (ver figura 5).

No se tienen datos de la presión de preconsolidación, aunque se sabe que la arcilla superior está ligeramente sobreconsolidada y la inferior está claramente sobreconsolidada. Los parámetros de cálculo se indican en la tabla 2. El módulo edométrico, E_{oed} , ya refleja esta sobreconsolidación.

Los cálculos se van a realizar suponiendo que la arcilla se encuentra inicialmente normalmente consolidada para estudiar la influencia de la sobreconsolidación. El asiento obtenido será, por lo tanto, mayor que el real. Conviene advertir que este emplazamiento no es el que da la máxima subsistencia (Vázquez, 2001).

El estrato de la figura 5 en el que se va a estudiar la consolidación es el constituido por las dos capas de arcillas limosas (capas 2'). Del estudio realizado basándose en los dos documentos citados, se puede decir que el índice de compresión, C_C , varía entre 0,09 y 0,24, con un valor medio de 0,16. El índice de poros, e , es de 0,56 a 0,99 en las muestras ensayadas, con un valor medio de 0,76. El coeficiente de permeabilidad, k , de $7,62 \times 10^{-7}$ a $7,8 \times 10^{-6}$ cm/s, con un valor medio de $5,15 \times 10^{-6}$. El coeficiente de consolidación medio, c_v , es de $3,55 \times 10^4$ cm²/sg, y oscila entre los valores $3,05 \times 10^4$ y $3,8 \times 10^4$ cm²/s.

De esta forma, los datos de los dos estratos que se van a introducir en el cálculo quedan como se recoge en la tabla 2.

4. CÁLCULOS DE SUBSIDENCIA EN MURCIA

4.1. Cálculos en el emplazamiento más representativo

Si se discretizan los estratos con las condiciones expresadas en la tabla 3, es decir $\Delta z = 0,725$ m e $\Delta t = 1$ mes, resulta un $\beta_r = 0,39$ (ver tabla 2), con lo que se cumple la condición de que $\beta \leq 1/2$ para que haya convergencia (Justo y Vázquez, 1999 y 2000).

Si se utilizan los datos expuestos para calcular, con las expresiones anteriores, las variaciones de la presión

**TABLA 2
DATOS DE CÁLCULO DE LOS ESTRATOS EN EL SONDEO S'25**

ESTRATOS	ESPESOR	γ (kN/m ³)	e_0	c_v (m ² /s)	c_{vr} (m ² /s)	C_C	C_S	β	β_r
ARCILLA MEDIA	14,5	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-6}$	$3,2 \times 10^{-7}$	0,156	0,018	0,04	0,39
ARCILLA DURA	5,8	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-6}$	$3,2 \times 10^{-7}$	0,156	0,018	0,04	0,39

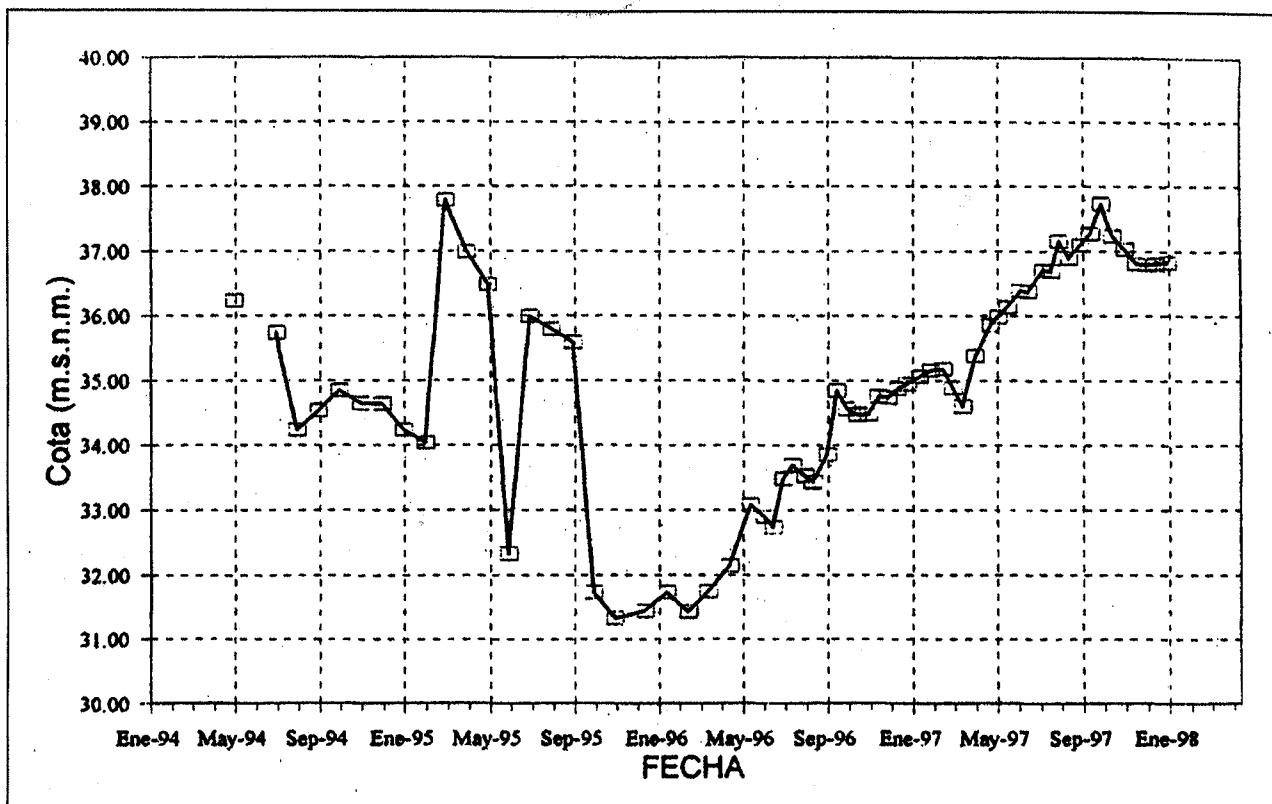


Fig. 6.
Variación del
nivel
piezométrico
en el pozo P39
(Aguas de
Murcia).

intersticial y el asiento para igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos, se obtienen unos resultados muy similares a los proporcionados por otras teorías (Justo y Vázquez, 1999 y 2000).

Si se representa en ordenadas la profundidad bajo el techo del estrato comprimible y en abscisas la presión intersticial en exceso sobre la hidrostática, u_{eo} , en kPa, para los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en el techo y en la base del estrato, se observa en la figura 7 cómo la ley se separa de la distribución hidrostática inicial en las cotas próximas al techo y a la base del estrato.

Esto ocurre en enero del 84, para volver en julio del 85, cuando se recupera el descenso que se había producido en el nivel piezométrico, y se va consolidando hasta julio del 92, en un período en el que el nivel piezométrico tiene un valor constante.

En julio del 92 el nivel piezométrico comienza a bajar de nuevo, y sigue en su descenso hasta junio del 95 con lo que las leyes vuelven a curvarse por arriba y por abajo. En un mes, de junio a julio del 95, se produce una subida del nivel piezométrico de 3,5 m y la ley se endereza, pero aparecen nuevos puntos de inflexión en torno a 1 y 18 m de profundidad. Tras dos meses en los que permanece constante, en un mes, de septiembre a octubre del 95, el nivel piezométrico desciende 4,4 m y la ley vuelve a curvarse, alcanzando el mínimo cuando se estabiliza este descenso con 3 meses de oscilación nula del nivel piezométrico, en enero del 96.

De enero del 96 a octubre del 97 se produce una subida de 6,4 m y la ley vuelve a una situación intermedia entre el mínimo y la situación hidrostática. Después el nivel piezométrico baja un metro y se mantiene constante hasta enero del 98, adquiriendo la forma que se observa en la figura.

Para observar con más claridad los puntos más significativos descritos, en la figura 8 se representan aisladas las leyes correspondientes a enero del 83 (inicial), octubre del 95 (cuando el nivel piezométrico llega al mínimo), enero del 96 (cuando se estabiliza este mínimo) y enero del 98 (final).

Para los meses anteriores se ha dibujado en la figura 9 la relación existente entre la profundidad y el asiento, calculado por las expresiones [21] y [22]. Puede compro-

TABLA 3
DATOS DE ENTRADA PARA EL CÁLCULO. S'25. P39

ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)	m	n
0,5	-2	20,3	1,45	1	180	14

Fig. 7. Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato comprimible. Distribuciones correspondientes a los meses en los que se producen quebrados en la ley de movimientos del nivel piezométrico en la base y el techo del estrato.

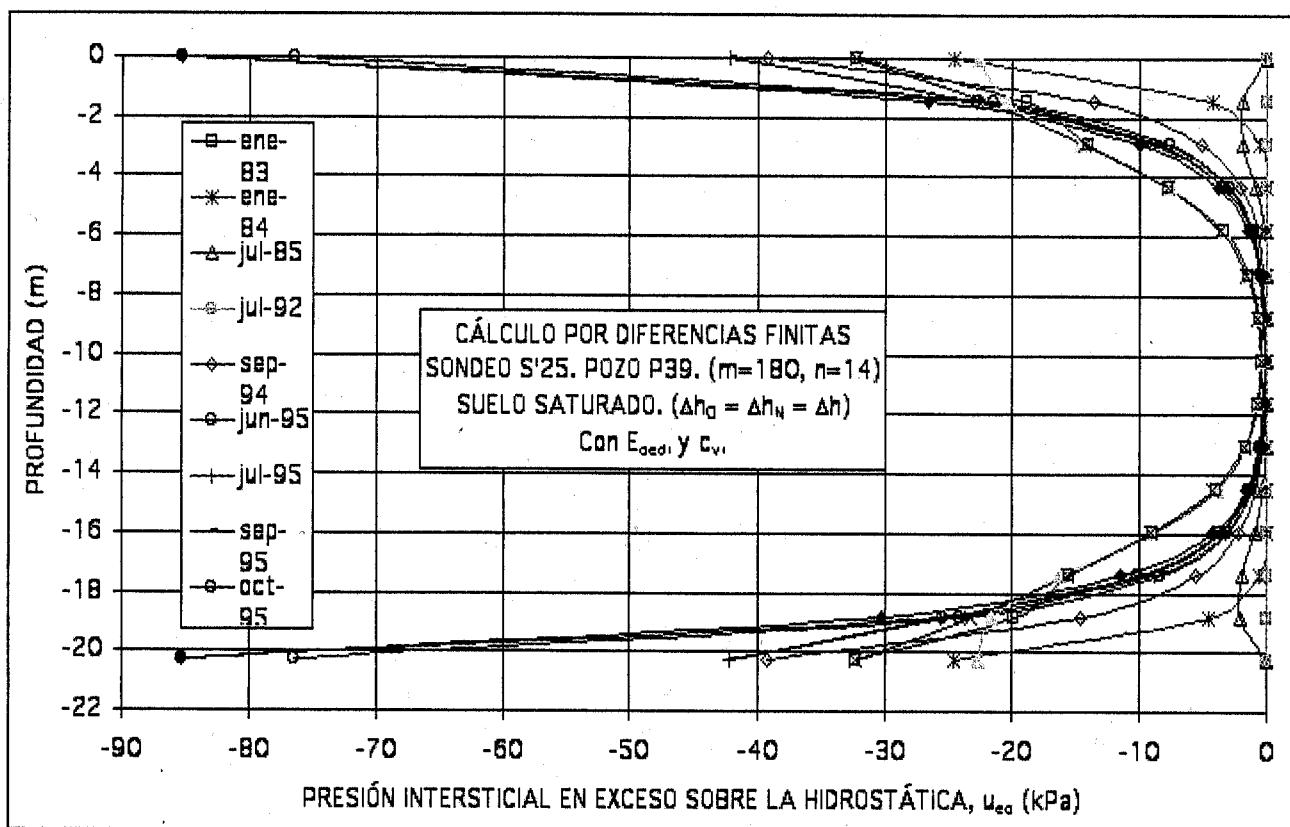
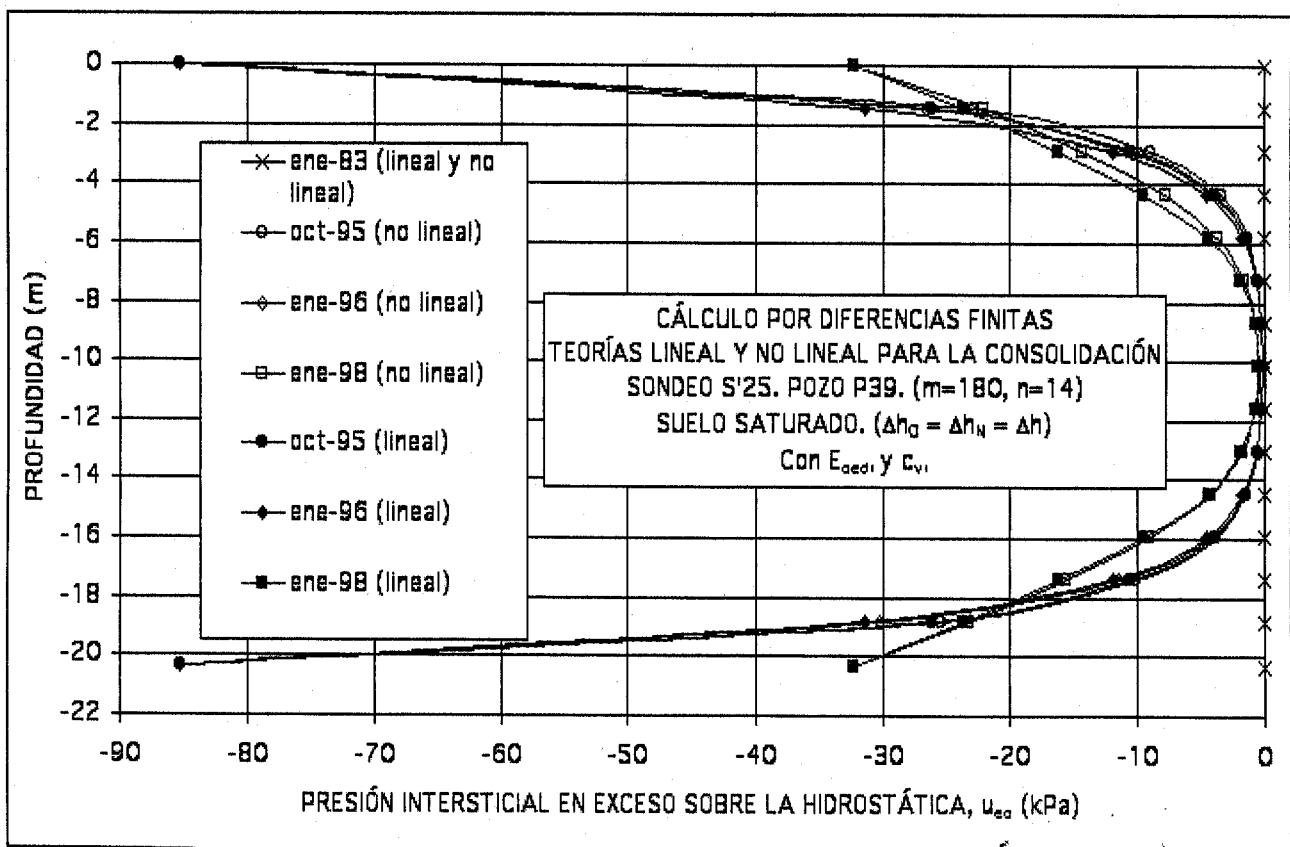


Fig. 8. Presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato comprimible en tres fechas clave. Comparación de cálculos lineal y no lineal.



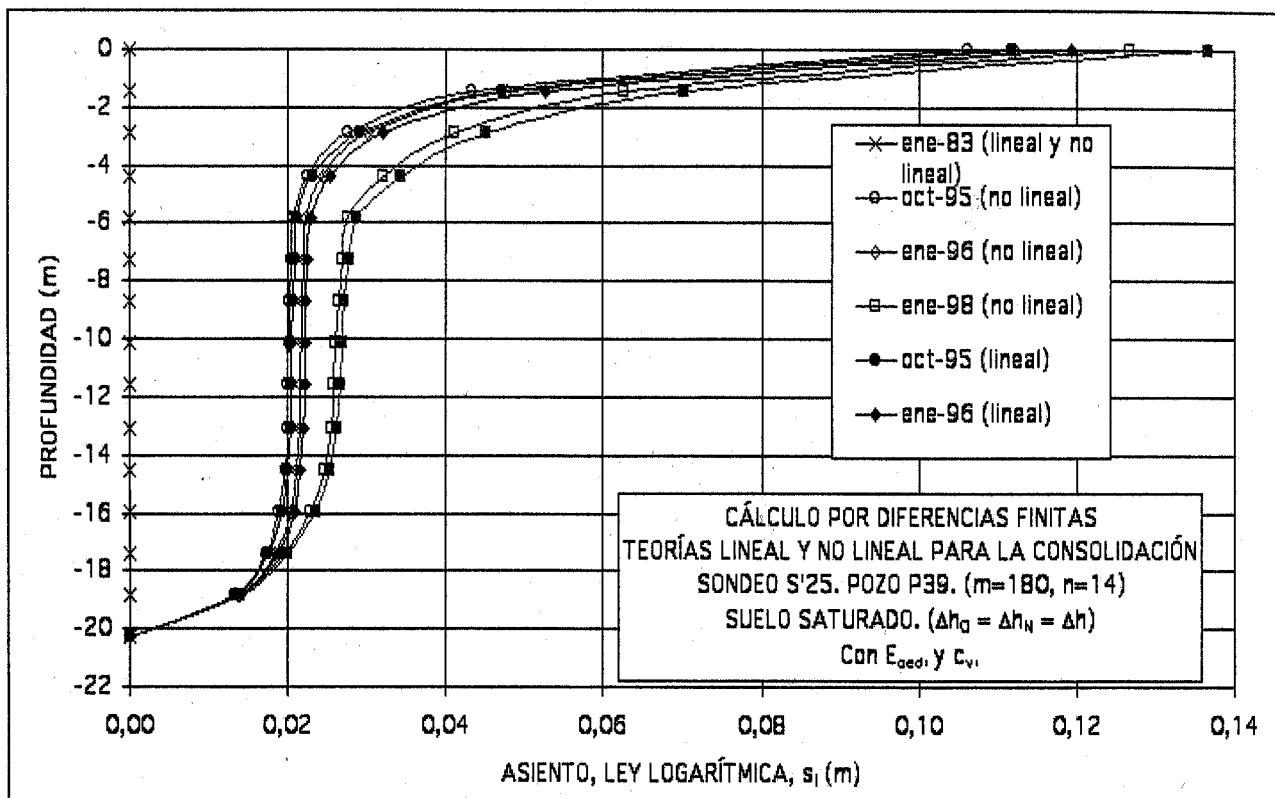


Fig. 9. Asientos en función de la profundidad en el estrato compresible en tres fechas clave. Comparación de cálculos lineal y no lineal.

barse que en los 5 m superiores crece muchísimo, produciéndose un 85% del total. En todas las curvas prácticamente se mantiene constante entre los 5 y los 15 m de profundidad.

Se observa que apenas hay diferencia entre los cálculos lineal y no lineal.

El mayor valor es de $s = 12,68$ cm, y se alcanza en enero del 98. Por lo tanto, el máximo asiento corresponde a la última medición, aunque como se ha apuntado anteriormente, en esa fecha haya ocurrido una importante recuperación del nivel piezométrico.

4.2. Comparación con otros métodos de cálculo

El asiento en el techo de la arcilla saturada ha sido calculado por otros métodos (Justo y Vázquez, 1999 y 2000):

1. Una aproximación explícita por diferencias finitas de la ecuación diferencial de la consolidación primaria unidimensional (Jiménez Salas y Justo, 1975).
2. Una aproximación implícita por el método de predictor-corrector de la misma ecuación. Se han repetido los cálculos, volviendo a los dos estratos de la figura 5, usando una malla de anchura variable, más densa en los límites, donde los cambios en la presión intersticial son mayores (ver figura 10). $\Delta z_i = 0,725$ m en las seis capas superiores (en la arcilla superior) y en las seis capas de la base

(en la arcilla inferior). Por otro lado, $\Delta z_{ij} = 1,45$ m en las ocho capas intermedias: siete en la arcilla superior y una en la inferior. La ventaja del método de predictor-corrector es que permite el uso de valores de β mayores a $1/2$, por lo que los Δz de la malla pueden ser más pequeños.

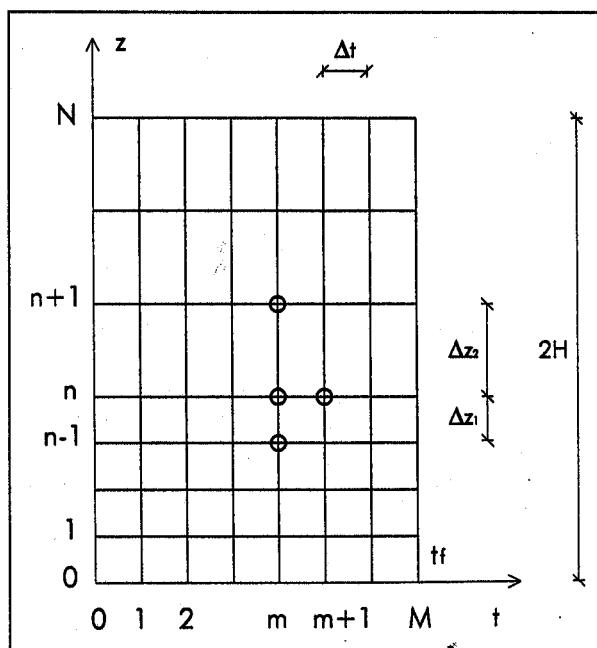


Fig. 10. Esquema de diferencias finitas con ancho de malla variable.

TABLA 4
RESULTADOS DEL CÁLCULO POR LOS DIFERENTES MÉTODOS

MALLA				β	β_r	MÉTODO	s_{\max}	
Δt (meses)	Δz (m)	m	n				VALOR (cm)	FECHA
1	1,45	180	14	0,04	0,39	TEORÍA NO LINEAL PARA LA CONSOLIDACIÓN	12,68	ENE-98
1	1,45	180	14	0,04	0,39		13,66	ENE-98
1	1,45 0,725	180	20	0,04 0,18	0,39 1,58		13,48	ENE-98

La tabla 4 muestra los asientos máximos calculados por los tres métodos, en las mismas condiciones, y producidos por las variaciones del nivel piezométrico registradas entre enero del 83 y enero del 98, recogidas en la tabla 1. Se exponen el valor máximo del asiento y la fecha en la que se produjo.

La tabla 4 muestra que la diferencia con la aproximación explícita por diferencias finitas es de un 7%, mientras que con la del método de predictor-corrector es de menos de un 6%. Por lo tanto, se puede afirmar que los asientos calculados por los tres métodos son similares. Lo mismo se puede decir acerca de los asientos a cualquier otra profundidad o de la presión del agua en los poros.

Aunque no se dispone de nivelaciones de precisión, la gran similitud de los resultados obtenidos por cálculos basados en distintas teorías avala la validez del procedimiento seguido. Queda establecer en la ciudad una trama de nivelaciones fiables con la suficiente precisión, para calcular los asientos que se originen ante nuevos descensos del nivel piezométrico, que permitan un seguimiento detallado del desarrollo del fenómeno y el control del mismo.

Con la recopilación de medidas de nivelaciones que informen de la trayectoria de la superficie del terreno y su comparación con los resultados del cálculo se podrá tener un buen mecanismo de ajuste del modelo empleado, lo que permitirá la disponibilidad de un instrumento apropiado para la evaluación y predicción de la subsidencia provocada por el descenso del nivel piezométrico.

5. CONCLUSIONES

La subsidencia provocada en Murcia durante la sequía producida en los años 90 ha provocado multitud de daños a lo largo de toda la ciudad.

El perfil del suelo de la ciudad de Murcia puede assimilarse a un acuífero confinado entre dos acuíferos. El cálculo de la subsidencia unidimensional para un acuífero con cambios conocidos del nivel piezométrico en los dos acuíferos ha sido desarrollado por Justo y Vázquez (1999 y 2000), asumiendo que el acuífero se encuentra saturado.

Se ha planteado una nueva formulación al problema de la consolidación unidimensional no lineal de una capa de arcilla saturada, normalmente consolidada o sobreconsolidada, causada por la variación del nivel piezométrico en sus límites. Se ha usado un esquema de diferencias finitas para su resolución.

Cuando se cumplen las condiciones en que se basan cada uno de los métodos, los resultados coinciden con gran exactitud, como muestra la tabla 4.

Aunque no se han realizado nivelaciones de precisión, sí se puede decir que los asientos calculados y observados son del mismo orden de magnitud.

La teoría propuesta puede utilizarse para la evaluación y la predicción de la subsidencia terrestre provocada por la extracción de agua subterránea. ■

REFERENCIAS

- BALLESTEROS, J.L., 1994. Informe sobre daños en los edificios Gaudí y Alfonso X de Murcia. ASEMAS.
- BALLESTEROS, J.L., 1995a. Informe sobre daños en edificación. ASEMAS. Expediente nº 12/24.727/94. Asegurado Sr. D. Alfonso Ayuso García. 13 viviendas de P.O., locales y sótano. C/. Cartagena, 38. Murcia.
- BALLESTEROS, J.L., 1995b. Informe sobre daños en el edificio Constanza. ASEMAS. Plaza de Santoña, nº 3. Murcia.
- BALLESTEROS, J.L., 1995c. Informe sobre daños en edificación. ASEMAS. Expediente nº 12/25.124/94. Asegurado Sr. D. Antonio del Bello Martín. 8 viviendas de P.O. y locales. C/. José Javier, 2. Murcia.
- BALLESTEROS, J.L., 1995d. Informe sobre los efectos derivados del rebajamiento del nivel freático en el casco urbano de Murcia. Centro de Asesoramiento Tecnológico. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

- BALLESTEROS, J.L., 1996a. *Informe sobre daños en edificación*. ASEMAS. Expediente nº 12/27.043/95. Asegurado Srs. Victor Bernal y Maestre Meroño. 50 viviendas de P.O., locales y sótano. C/. Vicente Aleixandre. Murcia.
- BALLESTEROS, J.L., 1996b. *Informe sobre daños en el edificio Minerva*. ASEMAS. C/. Miguel Hernández y Plaza de la Enseñanza. Murcia.
- DAVIS, E.H., y RAYMOND, G.P., 1965. *A non-linear theory of consolidation*. Géotechnique, 15.2.161-179.
- DE SIMONE, P. y VIGGIANI, C., 1979. *Consolidation of a thick aquitard due to ground water withdrawal. Evaluation and Prediction of Subsidence*. ASCE. 358-372.
- GAMBOLATI, G., y FREEZE, R.A., 1973. *Mathematical simulation of the subsidence of Venice. 1. Theory*. Water Resources Res. 9.3. 721-733.
- GAMBOLATI, G., GATTO, P., y FREEZE, R.A., 1974. *Mathematical simulation of the subsidence of Venice. 2. Results*. Water Resour. Res. 10.3. 563-577.
- GEOTECNIA Y PROYECTOS, 1995. *Estudio de las variaciones de los niveles freáticos en el subsuelo del casco urbano de Murcia. Consecuencias geotécnicas*. G-166. Murcia.
- HERRERA, I., ALBERRO, J., GRAUE, R. y HANEL, J.J., 1977. *Development of artificial reservoirs by inducing land subsidence. Land Subsidence Symposium*. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 39-45.
- I.G.M.E., 1984. *Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para Ordenación Urbana de Murcia*. E 1:25.000-1:5.000. Ministerio de Industria y Energía. Instituto Geológico y Minero de España. Dirección de Aguas Subterráneas y Geotecnia.
- JANBU, N., 1965. *Consolidation of clay layers based on non-linear stress-strain*. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. & Foundation Eng., Montreal, 2: 83-87.
- JARAMILLO, A., y BALLESTEROS, J.L., 1997. *El descenso del nivel freático en Murcia: Influencia sobre los edificios*. ASEMAS.
- JIMÉNEZ SALAS, J.A., y JUSTO, J.L., 1975. *Geotecnia y Cimientos I*. Editorial Rueda, Madrid.
- JUSTO, J.L. y VÁZQUEZ, N.J. 1999. *Subsistencia en Murcia. (II). Soluciones explícitas para el asiento unidimensional*. Ingeniería Civil. 115: 63-77.
- JUSTO, J.L. y VÁZQUEZ, N.J. 2000. *Aplicación de diversos métodos numéricos para el cálculo de la subsistencia unidimensional en un suelo saturado en el caso de Murcia*. Rev. Int. de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería 16(2):251-279.
- JUSTO, J.L., VÁZQUEZ, N.J. y JUSTO, E. 2001. *The negative skin friction of piles produced by subsidence in Murcia*. Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul (Turkey). 27-31 August 2001. Volume 2: pp. 923-926.
- JUSTO, J.L., VÁZQUEZ, N.J. y JUSTO, E. 2002a. *Subsidence in saturated-unsaturated soils: application to Murcia (Spain)*. Unsaturated Soils. Jucá, de Campos y Marinho (eds.). Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002. Recife (Brazil). 10-13 March 2002. Volume 2: pp. 845-850.
- JUSTO, J.L., VÁZQUEZ, N.J. y JUSTO, E. 2002b. *Rozamiento negativo en pilotes producido por la subsistencia en Murcia*. Ingeniería Civil, 125: 95-103.
- JUSTO, J.L., VÁZQUEZ, N.J. y JUSTO, E. 2002c. *Subsistencia en suelos saturados-parcialmente saturados. Aplicación al caso de Murcia*. Ingeniería Civil, 132:103-108.
- MAÑÁ, F., 1995. *Notas sobre las anomalías recientes que presentan algunos edificios de la ciudad de Murcia a tenor de la información suministrada por el Colegio de Arquitectos*. Barcelona.
- ORTEGA-GUERRERO, A., DUDOLPH, D.L. y CHERRY, J.A. 1999. *Analysis of long-term land subsidence near Mexico City: field investigations and predictive modeling*. Water Resour. Res., 35(11):3327-3341.
- RAYMOND, G.P., 1969. *Consolidation of deep deposits of homogeneous clay*. Géotechnique, 19.4:478-494.
- SENENT, M., 1995. *Informe hidrogeológico sobre los efectos de la sequía en los edificios de la ciudad de Murcia*. Universidad de Murcia. Instituto del Agua.
- TERZAGHI, K. y FROELICH, O.K., 1936. *Theorie der Setzung von Tonschichten*. Franz Deuticke, Leipzig und Wien. 168 pp.
- VÁZQUEZ, N.J., 2001. *Cálculo de la subsistencia unidimensional debida a los descensos del nivel piezométrico. Aplicación al casco urbano de Murcia y a los efectos sobre sus edificios*. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
- VÁZQUEZ, N.J. y JUSTO, J.L., 2002. *La subsistencia en Murcia. Implicaciones y consecuencias en la edificación*. Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia. ASEMAS. Universidad de Sevilla. Imprenta Regional de Murcia, Murcia.
- VIGGIANI, C., 1973. *Non-linear one-dimensional consolidation of thick clay layers*. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. & Foundation Eng., Moscú, 4.3:119-120.