

CAPÍTULO 2

LA SUBSIDENCIA EN MURCIA

TOMA DE DATOS

ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD

2.1. LA SUBSIDENCIA EN MURCIA

Recientemente la ciudad de Murcia ha sufrido el primer caso de subsidencia producido en España debido a la extracción de agua de pozos para el riego durante un período de sequía.

2.1.1. Marco hidrogeológico

2.1.1.1. Geomorfología

El Valle del Guadalentín-Segura es una extensa depresión que se encuentra en el ámbito de las Cordilleras Béticas y forma una fosa tectónica subsidente, de 8 a 10 km de anchura en dirección OSO-ENE, marcada por la existencia de frecuentes sismos registrados a lo largo de la Historia y movimientos recientes de fracturas y flexuras en sus márgenes, lo que ha favorecido el desarrollo de un potente depósito de naturaleza detrítica en el Plio-Cuaternario y margosa en el Mioceno, con espesores de 300 y 1.000 m, respectivamente.

Puesto que Murcia se asienta al borde de un río con grandes aportes de sedimentos, existen extensas áreas en las que se desarrollan potentes espesores de depósitos de llanura de inundación, correspondientes a gravas, arenas finas, limos y arcillas, depositados por decantación en períodos de mayor o menor energía del medio de sedimentación. En líneas generales, la disposición del relleno aluvial superficial se puede esquematizar mediante un primer tramo arcilloso o limoso por debajo del cual se distribuye un paquete más o menos continuo de gravas y gravillas. No obstante, hay frecuentes cambios laterales de facies y ocasionales niveles o lentejones de naturaleza arenosa (Vázquez, 2001).

2.1.1.2. Climatología y meteorología

Al tratarse de una cuenca de origen fluvial, se alternan las sequías e inundaciones condicionando un ciclo sedimentario en el que la subsidencia de los terrenos juega un papel muy importante. El Sureste español es la región más seca de la Península Ibérica. El clima puede definirse como mediterráneo, cálido y seco, con un marcado déficit de humedad. Su principal característica es la aridez, consecuencia del carácter exiguo e irregular de las precipitaciones, con una gran sequía estival, una elevada concentración de las lluvias y bastante evapotranspiración.

2.1.1.3. Hidrología superficial

Debido a la aridez del territorio, la red de drenaje natural está formada, con la excepción del río Segura, por cauces temporales. El río Guadalentín, debido a su menor cuenca y pluviometría en cabecera, también presenta un carácter temporal en su cuenca baja, que es actualmente un cauce seco salvo en las avenidas. Sin embargo, a lo largo de la

Historia, las obras de irrigación han cambiado totalmente el paisaje de la Vega, quedando la llanura aluvial del Segura totalmente dominada por la red de acequias.

2.1.1.4. Hidrología subterránea. El sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura

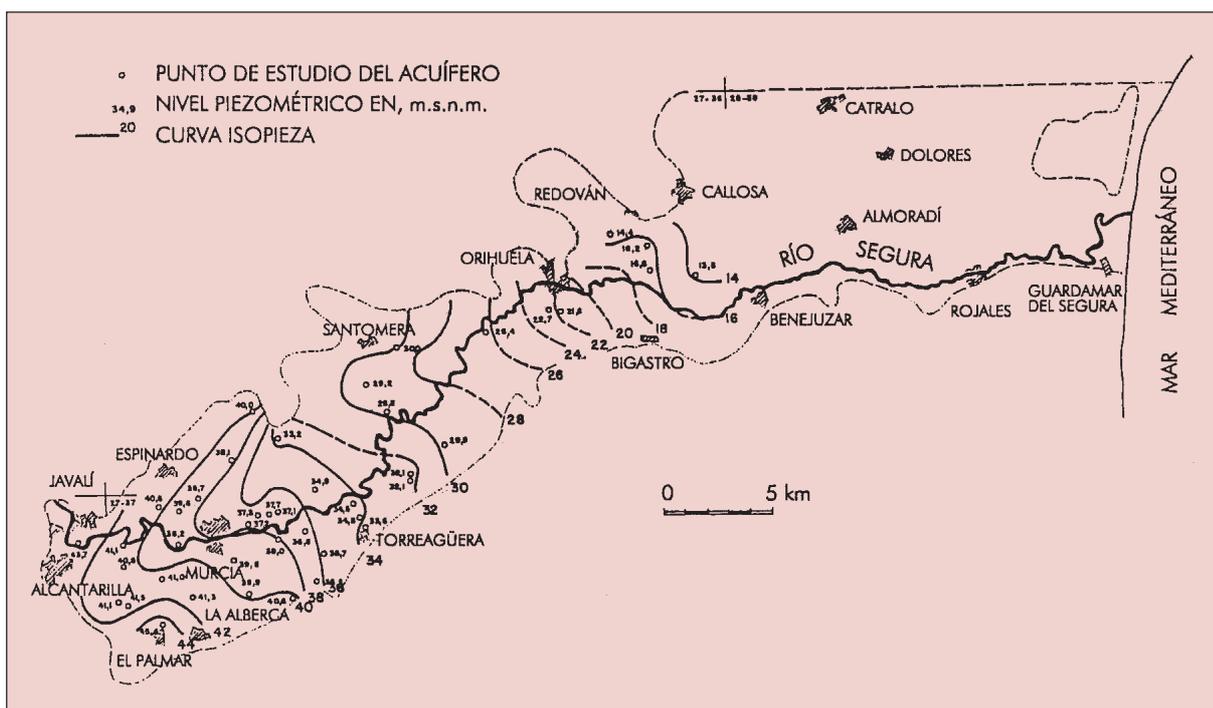
Los acuíferos naturales aluviales de las vegas del Guadalentín y del Segura incluyen depósitos detríticos de alta porosidad, con una elevada transmisividad y que son explotables mediante pozos. El del Segura tiene una potencia superior a 300 m y está constituido por gravas, gravillas y arenas aluviales entre un nivel limo-arcilloso, sobre la primera capa, y niveles de margas limosas por debajo de éstas. Estas margas miocenas constituyen, también, los relieves laterales del sistema.

El Instituto Tecnológico Geominero de España (ITGE) realiza estudios desde 1972 en los que denomina al acuífero como la unidad hidrogeológica de las Vegas Media y Baja del Segura. La Vega Media se extiende entre Alcantarilla y el límite de las provincias de Alicante y Murcia y la Vega Baja desde este límite hasta el mar (ver figura 2.1). La superficie total que abarcan es de 450 km², de los que 150 km² corresponden a la Vega Media.

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.

Figura 2.1

Isopiezas del acuífero profundo de las Vegas Media y Baja del Segura correspondientes a marzo de 1979 (Senent, 1995)



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.

La alimentación del acuífero en la Vega Media del Segura se basa en las infiltraciones debidas a los excedentes de riegos, las pérdidas en la red de acequias y la pluviometría (ver 2.1.2.2.1). En la figura 2.1 se representan las curvas isopiezas para el acuífero profundo de las Vegas Media y Baja del Segura correspondientes a marzo de 1979, en metros sobre el nivel del mar. El nivel del acuífero superficial en el casco urbano de Murcia se encontraba a profundidades desde 1 a 1,5 m bajo la cota de la superficie en la periferia hasta los 4 a 7 m en las proximidades del río, a causa de la disminución de cota topográfica y el alto gradiente hidráulico motivado por la baja permeabilidad y transmisividad de los materiales superficiales, requerido para el efecto drenante del Segura. El I.G.M.E. (1984) da una profundidad, según las zonas, de entre 1 y 6 m.

2.1.2. Causas del descenso del nivel piezométrico

2.1.2.1. La sequía

En el Levante el ritmo de precipitaciones anual supone una importante ausencia de lluvia en los meses que median entre los dos períodos que concentran las tres cuartas partes del total anual, los meses tardo-estivales y la primavera. El ciclo es muy frágil y cualquier alteración del mismo desencadena un período de sequía. La sequía prolongada impide las recargas del acuífero por la pluviometría. La Organización Meteorológica Mundial, a petición del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, propuso definir la sequía como la secuencia atmosférica caracterizada por el desarrollo de precipitaciones inferiores un 60% a las normales durante más de dos años consecutivos (Jaramillo, 1996).

2.1.2.2. Otras causas

Aunque la bajada piezométrica del acuífero aluvial de la Vega Media del Segura tiene su origen en la sequía de la Cuenca (Cabezas, 1994), sus efectos actúan en dos sentidos, disminuyendo el aporte de agua al terreno y aumentando su extracción.

2.1.2.2.1. La disminución en la alimentación de agua en el terreno

Por un lado, se disminuye la alimentación por la infiltración de la lluvia y de los excedentes de riego debido a la menor disponibilidad de recursos. En la tabla 2.1 se

muestran los distintos caminos por los que se produce la alimentación de la Vega Media y su variación entre el período 1972-82 y 1995.

Tabla 2.1
Alimentación de agua en la Vega Media del Segura

CONCEPTOS DE ALIMENTACIÓN	1972-82		1995	
	CAUDAL (hm ³ /año)	% TOTAL	CAUDAL (hm ³ /año)	% TOTAL
INFILTRACIONES DE LOS EXCEDENTES DE RIEGO	12	14	6	50
PLUVIOMETRÍA	63-88	86	6	50
TOTAL	75-100	-	12	-

A la desecación provocada por la prolongada sequía se le suma la evaporación del terreno, con la consiguiente disminución de humedad, y los efectos de la urbanización, pues las calzadas y aceras conducen el agua hacia el saneamiento. La urbanización de los terrenos supone, a veces, un descenso generalizado del nivel piezométrico en la zona. Además, en el caso de Murcia la presión urbanizadora en la periferia de la ciudad elimina grandes zonas de terreno dedicadas anteriormente al riego.

2.1.2.2.2. *Los caminos de extracción del agua*

Por otro lado, se aumentan las extracciones de agua subterránea para suplir este déficit. Se incrementa el bombeo con fines agrícolas e infinidad de usos en las zonas urbanas, como el riego de jardines, el lavado de vehículos, la limpieza de las calles, la refrigeración de instalaciones de climatización por bombas de calor agua-aire, el riego de particulares y el abastecimiento a industrias situadas próximas al casco (Vázquez, 2001).

En las épocas de sequía se abrieron un gran número de pozos, llamados de sequía, para sustituir el riego existente con anterioridad a través de la red de acequias, y mantener la riqueza agrícola creada. Entre ellos, algunos tienen autorización por parte de la Confederación Hidrográfica del Segura y otros no la tienen. Los pozos-sequía rodean abundantemente a la ciudad y se extienden por toda la Vega Media, permitiendo mantener el riego de la misma durante 1994 y 1995.

Los pozos para riego de calles, parques y jardines suelen ser de competencia y propiedad municipal. Su explotación aumentó para evitar el consumo de agua potable en los numerosos jardines. Se sitúan en la ciudad y pedanías de Murcia, totalizando un número cercano a los 60 (ver 2.3.1).

Otras extracciones de agua del acuífero corresponden a los pozos realizados en ciertos edificios para mantener las bombas de calor de los circuitos de refrigeración-calefacción. Además del bombeo de agua para el consumo o su uso en regadíos, las excavaciones de sótanos de edificios por debajo del nivel freático, la presencia de grandes árboles y las excavaciones profundas también aumentan el descenso del nivel piezométrico (Vázquez, 2001).

Tabla 2.2Extracciones de agua subterránea en la Vega Media del Segura durante el año hidrológico 1994-95 (hm³/año)

POZOS DE SEQUÍA PARA EL RIEGO AGRÍCOLA	22
POZOS MUNICIPALES PARA EL RIEGO DE ÁREAS VERDES URBANAS	0,6
DRENAJES DE SÓTANOS Y APARCAMIENTOS	2
EXTRACCIONES PARA LAS BOMBAS DE CALOR	2
POZOS DE ABASTECIMIENTO A LA INDUSTRIA	3
TOTAL	29,6

En el período 1972-82, aunque los pozos y sondeos existentes en la Vega Media eran muy numerosos, el bombeo resultaba muy escaso, entre 2 y 5 hm³/año. En el año hidrológico 1994-95 el bombeo de agua fue de 0,94 m³/s, es decir, 29,6 hm³/año, que se distribuían según se refleja en la tabla 2.2.

2.1.2.2.3. *La eliminación del riesgo de inundación*

Los embalses de regulación de las cabeceras del Segura y del Guadalentín han disminuido notablemente los riesgos de inundación y, por lo tanto, otra de las aportaciones de agua al terreno. La modificación del curso normal de la naturaleza impide que los terrenos del valle se aneguen periódicamente.

2.1.2.2.4. *El aumento de la demanda de agua*

Además, la actividad turística aumenta la demanda de agua e intensifica la importancia que tendrían las restricciones en el abastecimiento urbano, desalentando a la oferta nacional y europea, con la consiguiente repercusión económicamente negativa. La escasez de agua no siempre está provocada exclusivamente por la sequía hidrológica. A finales de los años 60-70 se hablaba de sequía cuando los valores de las precipitaciones eran del 80-95% de los normales. La causa fue un aumento de la demanda por la ampliación de la superficie de regadío y el boom turístico.

2.1.3. **La explotación de los recursos hidrogeológicos**

En el Sureste de la Península el principal factor que condiciona toda actividad es la disponibilidad del agua. Hasta que se introdujeron las nuevas tecnologías de aprovechamiento de los recursos de agua la ocupación poblacional y el desarrollo económico y social fueron muy bajos. En la actualidad se estima que los recursos hídricos subterráneos renovables en la cuenca, es decir el caudal correspondiente a la fracción de escorrentía superficial total que en régimen natural correspondería a la recarga de los acuíferos, son de 600 hm³/año. Por otra parte, en los 10.000 pozos activos se da una sobreexplotación total por bombeo de 470 hm³/año. Las descargas totales en los manantiales se estiman en 440 hm³/año. El resultado del balance global de las aguas subterráneas se expresa en la tabla 2.3.

Tabla 2.3
Balance global de aguas subterráneas en la Cuenca del Segura

	CAUDAL (hm ³ /año)
SOBREEXPLOTACIÓN POR BOMBEO	470
DESCARGA DE MANANTIALES	440
TOTAL AGUA EXTRAÍDA	910
RECURSOS HÍDRICOS RENOVABLES	600
SOBREEXPLOTACIÓN-DÉFICIT DE AGUA	310

2.1.4. La situación actual de la Cuenca

2.1.4.1. Las dos últimas sequías. Medidas del descenso del nivel piezométrico en Murcia

En el período 1972-82 el acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura recibía de 75 a 100 hm³/año. Se descargaba artificialmente mediante el bombeo de unos 2-5 hm³/año. El resto volvía a la superficie por el drenaje del río y la red de avenamiento, es decir, los azarbes. Pero las sequías de los años 1982 y 1993 cambiaron sustancialmente este balance.

En el año 1995 la alimentación era de 12 hm³/año y las extracciones superaban los 29 hm³/año (ver 2.1.2.2.2). En la tabla 2.4 se estudia el balance hidrológico correspondiente al acuífero en el período 1972-82 y en 1995, tras la sequía de los años 90, calculándose el déficit de agua correspondiente a la disminución de la alimentación y al aumento de la extracción.

Tabla 2.4
Déficit de agua en la Vega Media del Segura (hm³/año)

	1972-82	1995	DÉFICIT DE AGUA
ALIMENTACIÓN	75-100	12	76
EXTRACCIONES	2-5	29,6	26

Los descensos del nivel piezométrico (C.O.I.C.C.P.; Mañá, 1995) en la ciudad de Murcia han sido de 2,5 m en el trienio 82-84 y de hasta 10,8 m en el cuatrienio 92-95 (ver 2.3).

2.1.4.1.1. La sequía de los años 80

En la escasez de agua de los años 80 coincidieron un incremento de la superficie de riego y la sequía pluviométrica. En la Cuenca del Segura se estimaban en 1983 descensos de 5 m/año en los acuíferos del Valle del Guadalentín e incluso mayores en otros acuíferos. Como consecuencia se valoraron en 1981 las pérdidas en agricultura en 1.500 millones de pesetas, con una reducción del rendimiento de las cosechas de un 40%, y en 1985 se calcularon los daños en 400 millones de pesetas.

2.1.4.1.2. *La sequía de los años 90*

Una severa sequía también aquejó a la Vega entre 1991 y 1995. Sus efectos más directos se han dejado sentir en la agricultura, provocando la ruina de plantaciones y arbolados.

En toda la ciudad de Murcia el descenso progresivo y continuo del nivel freático se inició en 1991. De todos modos, Ballesteros (1995f) considera que mantiene cierta estabilidad hasta el año 1993, con variaciones estacionales más o menos acusadas. Pero a partir de 1993 la bajada se hace importantísima, como consecuencia de la prolongada sequía y de las extracciones indiscriminadas de agua subterránea. Ballesteros (1995c, 1996a) apunta una caída media de 8 m desde la primavera del año 93 hasta noviembre del 95, con puntas más acusadas coincidiendo con los períodos estivales. El C.O.I.C.C.P. propone un valor medio de 6 m. El descenso mínimo en este período es de 4 m.

En la figura 2.2 se destacan los barrios y lugares del casco urbano de Murcia con mayor relevancia en el presente estudio sobre la subsidencia por motivos variados, como pueden ser donde se ha producido un descenso mayor del nivel piezométrico, donde se han medido los asientos del terreno más importantes o donde se concentran más edificios con daños conocidos. En cuanto a las zonas más significativas en las que se tiene constancia de mediciones de bajadas del nivel piezométrico (ver 2.1.5.2):

- a) En la Avenida de Juan Carlos I, entre 1988 y 1990 no se observan variaciones apreciables del nivel piezométrico. Entre 1990 y 1995 se verifica un descenso de 5,3 m, quedando a una profundidad de 7,8 m respecto a la superficie del terreno (C.O.I.C.C.P.).
- b) En las proximidades del Hospital General, entre 1991 y 1993 los descensos medidos son inapreciables. En el período 1993-95 se constata una caída de 6,5 m, quedando el nivel piezométrico a una profundidad de 12,5 m (C.O.I.C.C.P.).
- c) En las inmediaciones de la Plaza Circular se han constatado valores del nivel freático a más de 9 m de profundidad (Ballesteros, 1995f).
- d) En el Polígono Infante Don Juan Manuel, cerca del sanatorio de S. Carlos, a 11 m (Ballesteros, 1995f), y entre las calles Torre de Romo y la prolongación de la C/. Pintor Pedro Flores, a 10,2 m, causado por un descenso de unos 4,2 m en el período 1993-95 (C.O.I.C.C.P.).
- e) En el entorno de la Catedral, la bajada entre 1992 y 1995 es de 7,4 m, resultando una profundidad de 10,2 m (C.O.I.C.C.P.).

Según las zonas, desde finales de 1993 hasta principios de 1996 la tasa mínima de descenso del nivel piezométrico puede estimarse en 1,5-2 m/año (Ballesteros, 1995d, 1996b), o 2-3 m/año (Ballesteros, 1995f). En 1994 Ballesteros (1995a) constata una media de 4 m. Senent (1995) da cifras medias de caídas piezométricas para el subsuelo de Murcia de 3 m en 1994 y 4 m en 1995. Geotecnia y Proyectos (1995), a partir de la información suministrada por varios estudios geotécnicos y varios piezómetros próximos al casco urbano, da una variación máxima de 4 m en los años 1994 y 1995.

La respuesta del acuífero a la recarga es muy rápida, lo que pudo comprobarse con los riegos realizados con aguas del trasvase en el mes de septiembre a octubre del 95, en el que se produjo una subida generalizada de más de un metro en la evolución piezométrica de los pozos municipales (ver 2.3). Debido a los riegos del trasvase, a las lluvias y al cese de la extracción de los pozos de sequía, el nivel piezométrico se recuperó unos 4 m entre el año 95 y el 97, situándose en esa última fecha a unos 4,5 m de media bajo la superficie general de la ciudad, cuando antes de la sequía de los 90 se situaba a una distancia de 3 m aproximadamente.

2.1.4.2. Estado general de los acuíferos

En el entorno del casco urbano de Murcia el flujo subterráneo de agua coincide aproximadamente con el flujo superficial del río Segura (ver figura 2.1). El canal del Reguerón se comporta como fuente de alimentación del acuífero, mientras que el casco urbano actúa como área de descarga del mismo, a través de los drenajes urbanos y de las captaciones.

En general, hoy en día se hace imposible atender a las demandas con los recursos de agua disponibles. Además de zonas infradotadas, quedan amplios sectores con recursos sometidos a sobreexplotación y que serán agotados a corto y medio plazo. La reducción de la demanda a través de la disminución de las pérdidas en las redes de abastecimiento, la mejora en la eficiencia de los riegos y la aportación de recursos no convencionales pueden suavizar el problema, pero no resolverlo. Las únicas alternativas posibles son la eliminación de demandas de riego y el aporte de recursos externos procedentes de otras cuencas (Vázquez, 2001).

2.1.5. Registros de subsidencia y daños provocados

A los daños económicos causados por la carencia de los recursos hídricos en los años 90 se le sumaron importantes perjuicios derivados del descenso del terreno en Murcia.

2.1.5.1. Valores de asiento del terreno

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 Ballesteros (1997) estiman un asiento de entre 15 y 30 cm entre 1993 y 1997.

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 y asfalto, roturas de pretilas, vallas y subestructuras 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, 1995f).

2.1.5.2. Situación de los edificios con daños

En la figura 2.3 se muestran situados en el plano de Murcia los edificios de los que se tiene conciencia de deterioros más o menos significativos debidos al asiento generalizado del terreno. 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.

Hay que destacar que algunos se encuentran próximos a parques y jardines (ver figura 2.2) 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 local, causa primaria del descenso del terreno y de todas las lesiones encadenadas a las que ha dado lugar (Ballesteros, 1994).

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 (ver 2.2.2) y acusado descenso del nivel piezométrico (ver 2.3.2), como el Polígono Infante Don Juan Manuel (ver figura 2.2), 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.

Ballesteros (1995f) y Senent (1995) hacen mención prioritaria a las siguientes ubicaciones (ver figura 2.2), aunque advierten de otros casos distribuidos irregularmente por la ciudad (ver 2.1.4.1):

- a) Polígono Infante Don Juan Manuel, con una decena de casos.
- b) Vistabella, con cinco edificios cercanos al mercado de abastos.
- c) C/. Cartagena, con media docena de casos y basculamientos en coronación de hasta 30 cm.
- d) Gran Vía Alfonso X el Sabio y Plaza Circular, con cinco o seis casos.
- e) Alrededores del Hospital Provincial.
- f) Polígono de la Fama, zona de viviendas sociales y Plaza Santoña.
- g) Ronda Norte, en las proximidades del nudo de la autovía.
- h) Entorno del Jardín de Floridablanca.
- i) Barrio de Vista Alegre.

El descenso del nivel piezométrico se hizo evidente bajo muchos de los inmuebles a través de la información suministrada por estudios geotécnicos y porque, en bastantes casos, las excavaciones de los sótanos habían exigido la extracción del agua freática, siempre próxima a la cota de cimentación, y en la fecha de detección de los deterioros los pozos de drenaje se encontraban secos (Jaramillo, 1997).

Los edificios en los que a fecha de 31 de enero de 1997 se habían realizado actuaciones de recalce parciales o totales y, en cierto sentido, los más afectados, son los numerados en el plano de la figura 2.3 como 16, 17, 54, 81, 105 y 110, y se encuentran situados, como puede comprobarse, en el barrio de Vistabella, cerca del Hospital General Universitario, en el entorno de la Plaza Circular en la Gran Vía de Alfonso X el Sabio, en el Polígono Infante Don Juan Manuel, en las proximidades de los Jardines del Malecón y en el Polígono de la Fama junto a la Plaza Juan XXIII (ver figura 2.2).

De toda la información citada, y en base a la distribución observada en la figura 2.3, se puede establecer que las zonas del casco urbano de Murcia con una mayor profusión de casos de edificios con daños provocados por la subsidencia del terreno causada por el descenso generalizado de los niveles piezométricos son (ver figura 2.2):

- a) Polígono Infante Don Juan Manuel.
- b) Barrio de El Carmen, cercanías del Cuartel de Artillería y alrededores de los Jardines de Floridablanca.
- c) Entorno de los Jardines del Malecón.
- d) Barrio de Vistabella, proximidades de la Condomina y zona del casco entre la Plaza de Toros y la Catedral.
- e) Polígono de la Fama, cerca de la Plaza Juan XXIII.
- f) Alrededores de la Plaza Circular, Jardines de la Fama, Gran Vía Alfonso X el Sabio y barrio de Vista Alegre.
- g) Barrio de Santa María de Gracia, entre la Ronda Norte, el Auditorio Municipal y el Pabellón de Deportes Príncipe de Asturias.

2.1.5.3. Daños generales

En el año 1991 varios 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.

En tabiques y cerramientos han surgido fisuras y grietas de hasta 10 mm de espesor. En las fachadas se aprecian grietas y fisuras con inclinaciones de 45°, de forma escalonada, siguiendo el mortero de unión de las piezas de ladrillo. En algunos lugares se disponen formando arcos de descarga. En varios puntos de unión entre soporte y cerramiento también se han observado fisuraciones.

Los huecos de carpintería aparecen con descuadres que dificultan o impiden su maniobra. En cocinas y baños se han producido desprendimientos y abombamientos de alicatados y azulejos. En techos y solados también se han puesto de manifiesto fisuras de mayor o menor importancia. En ocasiones se han separado los tabiques de los techos. Se han roto celosías y otros elementos de plementería (Ballesteros, 1995d). Han surgido humedades en medianerías y proximidades de las juntas de dilatación, con arrancamientos de las telas asfálticas de sellado (Ballesteros, 1995e).

Figura 2.5
Apertura de la junta de dilatación en la esquina de un patio



Figura 2.4
Apertura de la junta entre dos edificios de la C/. Cartagena, creciente según la altura, por motivo de la subsidencia del terreno



Se han observado desplomes, giros y asientos diferenciales, que han dado lugar a aplastamientos de enlucidos, empujes laterales, roturas de pretilos y fisuras horizontales en paños de medianeras.

En la figura 2.4 se muestra la separación entre dos edificios con distinto tipo de cimentación en su zona de contacto. La construcción de la izquierda se ejecutó en los años 50 y dispone de cimentación por zanjas corridas y pilotes de madera de 3-5 m de longitud. El inmueble de la derecha se realizó en 1986 y se encuentra cimentado con pilotes de tipo rotativo. El asiento y el giro que experimenta el edificio de la izquierda respecto al de la derecha ha provocado la apertura de la junta entre ambos, mayor conforme crece la altura. En la medianera entre ambos existen deterioros en las viviendas por haberse adherido el cerramiento de uno al del otro y, a consecuencia del basculamiento del de la izquierda, separase las dos hojas de la fábrica (Ballesteros, 1995b).

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

Hay que decir que la acción del terreno sobre las cimentaciones también puso en evidencia muchos vicios ocultos en las construcciones, que dieron lugar a la aparición de nuevos daños y que no habían dado la cara hasta entonces. Juntas de dilatación no respetadas, fábricas mal realizadas, forjados demasiado flexibles permitidos por las anteriores instrucciones de las estructuras de hormigón armado, generosas limitaciones de flecha que dieron lugar a fisuraciones de tabiquerías a partir de determinadas luces, pilotajes mal ejecutados en los años 70, son algunos ejemplos de factores que, sumados a la subsidencia general del terreno, han provocado patologías de cierta repercusión.

Otras veces la potencialidad de la aparición de patologías se debe al criterio de diseño con el que se realizó la estructura. Si las luces adyacentes son muy desiguales y la relación entre el canto del forjado y la luz entre vanos es escasa, las deformaciones pueden alcanzar valores considerables (Ballesteros, 1995d). Por lo tanto, aunque el diseño estructural de estas construcciones podía ser el habitual cuando fueron realizadas, es propenso a la aparición de patologías.

Por otra parte, los daños existentes en muchas de las edificaciones se vieron agravados y resaltados por los descensos del terreno. Hay deformaciones y fisuraciones, causadas por una excesiva flexibilidad de los forjados, que aparecieron con escasa entidad al poco tiempo de terminada la edificación y que fueron aumentando paulatinamente hasta alcanzar valores definitivos. Muchos de estos movimientos se encontraban estabilizados o tenían alteraciones periódicas por las diferencias higrotérmicas diarias y estacionales. Pero a la lenta evolución de estas viejas lesiones se le han superpuesto los nuevos asientos de cimentación, cuya progresión suele ser mucho más rápida y cuyos efectos se suman a los anteriores.

2.1.5.4. Exigencias de responsabilidades

Se iniciaron demandas contra el Ayuntamiento basadas, en algunos casos, en los descensos freáticos causados por las excavaciones de iniciativa municipal para aparcamientos subterráneos, o por las extracciones de agua para riego de calles y jardines.

También se han presentado medidas legales contra los arquitectos por considerar que la bajada del nivel piezométrico no es un hecho fortuito ni imprevisible, y que imputaban los deterioros producidos a la falta de previsión de los técnicos, por no diseñar las cimentaciones de forma que soportaran las eventuales variaciones de los niveles del agua en el terreno. Sin embargo, la circunstancia del descenso del nivel piezométrico sin precedentes en el casco urbano de Murcia puede considerarse como la concurrencia de un supuesto de Caso Fortuito, lo que supone que se trate de un evento imprevisible, o que previsto, fuese inevitable. Los técnicos que proyectaban cimentaciones en la ciudad de Murcia antes de 1990 no podían imaginar ni plantearse el descenso experimentado después por el nivel piezométrico (Vázquez, 2001).

Desde 1995 la Administración considera que el problema repercute en los intereses generales de la sociedad, por lo que se dispone a ofrecer ayuda técnica y económica a los afectados. Hay que tener en cuenta que la globalidad del problema hace que el fenómeno supere con creces el ámbito privado y afecte al interés público (Ballesteros, 1995f,g).

2.1.5.5. Relación entre las lesiones y las tipologías estructurales y de cimentación

2.1.5.5.1. Distribución de las lesiones en función de la altura de los edificios

En algunos de los edificios más altos la gravedad de las lesiones resulta mayor en las últimas plantas que en las más bajas, lo que se explica por el efecto de los movimientos debidos a los basculamientos y las pérdidas de verticalidad de las estructuras sobre los elementos no estructurales.

Otras veces los daños en tabiquerías son generalizados y se concentran en las plantas bajas, lo que da a entender que la fisuración, por tensiones tangenciales y de tracción, se debe al descenso de algunos pilares. La entidad de fisuras y grietas, a veces, varía desde 1-2 mm en la última planta hasta 8-10 mm en la primera (Ballesteros 1995d).

Las grietas en tabiquerías y cerramientos a 45° también indican asientos de pilares. A veces estas grietas conforman arcos de descarga en los paramentos. Las verticales en las esquinas de fachadas y medianeras apuntan a tensiones tangenciales y de tracción con giros de la estructura.

El total de la estructura con los pilares, los forjados y las pantallas disminuyen las diferencias entre las distintas zonas. También hay que tener en cuenta la rigidez

extraestructural que tienen muchos edificios y que proviene de partes como la tabiquería y los cerramientos. De todos modos, no parece conveniente contar con ella salvo en condiciones de servicio, pues su rigidez se pierde en cuanto se fisuran, y esto ocurre mucho antes de que la estructura o la cimentación alcancen su estado límite último.

2.1.5.5.2. *Variación de las lesiones según el tipo de cimentación*

Hay edificios con más de 40 años de antigüedad en los que no han aparecido daños hasta la década de los 90. La solución de cimentación es, en muchos casos, de zanjas corridas y pilotes de madera de 3-6 m de longitud. Si un pilote de madera se mantiene por debajo del nivel freático, fuera del contacto con el aire, puede durar indefinidamente. Pero cuando el nivel del agua en el terreno desciende, la madera expuesta a la humedad en la zona parcialmente saturada no tarda en pudrirse (Senent, 1995).

Hay otros cuya construcción terminó en los años 80 y en los que no aparecieron problemas de fisuración o asientos hasta 1993-94.

En algunos casos con cimentación superficial, los asientos tenidos durante el período entre el final de las obras y la fecha de fuerte descenso del nivel piezométrico no superaban los valores admisibles, por lo que no hubo denuncias por parte de los vecinos. Sin embargo, tras el brusco descenso del nivel freático se manifestaron asientos diferenciales entre zapatas de un mismo edificio y basculamientos de losas que se hicieron ostensibles mediante roturas y separaciones en las juntas de dilatación de varios cm respecto a la posición original.

No hay que olvidar el carácter escalonado de las lesiones, de forma que progresivamente unas van siendo causas de otras. Frecuentemente cuando se abren las juntas de dilatación de la forma descrita representan una nueva vía de entrada del agua de lluvia en el edificio, lo que da lugar a la aparición de humedades. La figura 2.5 muestra una junta abierta en la esquina de un patio por donde puede penetrar el agua con facilidad y ser causa de humedades en todas las viviendas adyacentes.

Se ha apreciado un mejor comportamiento en los edificios cimentados con losa cuando se encuentran entre medianeras, pues el asiento suele ser homogéneo y no produce lesiones interiores. Se han medido asientos en losas de más de 5 cm con respecto a las construcciones colindantes sin que hayan aparecido problemas en el inmueble (ver 6.1.1.2). Cuando el edificio se encuentra aislado o tiene medianeras o esquinas libres se agrava el problema al producirse basculamientos visibles a simple vista. En algunos casos la magnitud es considerable, próxima a los 30 cm en coronación (Ballesteros, 1995f).

En cualquier caso, el descenso del terreno acarrea el asiento de las cimentaciones superficiales. Se observa en los sótanos que los muros de contención perimetral que disponen de este tipo de cimentación asientan, lo que origina giros y grietas en las coronaciones de los muros y en las soleras de los sótanos.

Figura 2.6
Apertura de la junta entre edificios del Polígono Infante Don Juan Manuel



Figura 2.7
Apertura de junta entre dos edificios de la C/. Cartagena, y basculamiento, provocados por el descenso del nivel piezométrico



Otras veces la cimentación es profunda. En las localizaciones donde el estrato de gravas se encuentra a una profundidad considerable (ver 2.2.2), para pilotes trabajando por punta se hace necesaria una longitud mínima del orden de 30 m, nada habitual con los medios utilizados en los años 80, lo que provocó que se adoptara la solución de pilotes flotantes. En un edificio del Polígono Infante Don Juan Manuel la construcción se terminó en 1985 y en 1995 la propiedad comunicó al arquitecto el basculamiento de uno de los cuerpos de los edificios, que se separaba del colindante unos 12 cm en la coronación de la junta de dilatación (Ballesteros, 1996a). Esto hizo aparecer fisuraciones en las tabiquerías interiores. Las anomalías comenzaron en el año 1993 y se agravaron en 1995. La figura 2.6 muestra otro ejemplo similar en el Polígono Infante D. Juan Manuel, en el que se aprecia con claridad cómo crece con la altura la apertura de la junta de dilatación de forma que alcanza el valor máximo en coronación.

El coeficiente de seguridad con el que fueron dimensionadas las cimentaciones de las construcciones con pilotes apoyados en el estrato de gravas ha experimentado una disminución, aunque los deterioros ocasionados son escasos. De todos modos, también se confirman asientos en algunos pilotes columna (Ballesteros, 1995f), que podrían deberse a las variaciones en la potencia y la calidad de los estratos de grava, y a algún fenómeno de lavado de finos (ver 6.1.2), aunque más bien la causa parece ser la pérdida de parte de la resistencia que tenían, la correspondiente al fuste, como se demuestra en los desarrollos del capítulo 5.

Sin embargo, con esta tipología de cimentación crecen los perjuicios sobre los elementos de urbanización, al bajar el suelo y quedarse colgado el edificio de los pilotes. Las conducciones de agua y saneamiento se rompen cuando el inmueble no asienta y el terreno baja de 15 a 20 cm. Las aceras perimetrales presentan numerosos cedimientos y ondulaciones y se han medido asientos importantes del nivel de pavimentación respecto a los edificios de entre 5 y 20 cm (ver figuras 2.8 y 2.9).

El descenso del terreno ha producido roturas en los paramentos que se apoyan en el suelo e inclinaciones de luminarias y elementos de mobiliario urbano. En la figura 2.10 (a y b) se aprecia que un asiento del suelo con una magnitud aproximadamente igual al espesor de la llaga de la fábrica del cerramiento ha provocado la rotura del mismo y el posterior desprendimiento de una hilera de los aplacados de ladrillo que revisten el pilar de esquina. Por otra parte, también se han provocado lesiones en aquellos que tienen soleras en la planta inferior, que descienden acompañando al terreno, pero se encuentran apoyadas en elementos rígidos de la cimentación como vigas riostras o encepados.

Los asientos en los pilotes flotantes son de mayor entidad que los de los pilotes columna, midiéndose valores de hasta 10 cm (Ballesteros, 1995f). Se han observado inclinaciones de edificios cimentados sobre pilotes de fricción en las juntas de dilatación. Los asientos diferenciales y los giros de las estructuras causados por las irregularidades descritas son los que provocan los efectos más dañinos. En la figura 2.7, correspondiente a dos edificios de la calle Cartagena, se aprecia el basculamiento del edificio de la derecha, que alcanza en torno a 20 o 30 cm en coronación.

Figura 2.8
Asiento de pavimento respecto al edificio



Figura 2.9
Magnitud del asiento del acerado respecto al paramento del edificio



Figura 2.10a

Rotura de cerramiento apoyado en el suelo debido al descenso del nivel piezométrico



Figura 2.10b

Desprendimiento del aplacado de ladrillo que reviste al pilar de esquina provocado por la rotura del cerramiento



2.1.5.5.3. *Relación de las lesiones con las soluciones que combinan diferentes tipologías estructurales y de cimentación*

Las lesiones se han hecho más evidentes en los edificios que combinan varios tipos de cimentación o planos de apoyo a distintas profundidades (Ruano, 1983; Ballesteros, 1995a; CEICO, 1985 y 1995). Incluso, cuando presentan soluciones únicas se han intensificado los daños por la heterogeneidad en la forma de aplicación de la carga de las construcciones colindantes con distintos tipos de cimentación, evidenciándose en los contactos de unos y otros. Es más, las diferencias de diseño estructural también tienen su repercusión en la magnitud de los asientos y en la concentración de los deterioros, debido a la distinta rigidez de las zonas del edificio (Ballesteros, 1995c).

2.1.5.6. Estabilización de los asientos

Con la recuperación de los niveles piezométricos se estabilizaron los asientos. En el caso de suelos arenosos los asientos terminaron en un plazo corto, mientras que donde la potencia del estrato de arcillas y limos era importante se produjeron asientos diferidos en los siguientes 4-5 años.

2.2. ESTUDIO DEL TERRENO DE LA CIUDAD DE MURCIA

2.2.1. Datos para el estudio

Los datos representativos de las distintas zonas del suelo de Murcia se han tomado de dos documentos fundamentalmente (I.G.M.E., 1984; Geotecnia y Proyectos, 1995). 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 (L.R.C.C.E., 1995). En la figura 2.11 se representan sus localizaciones.

2.2.2. El perfil del terreno en Murcia

2.2.2.1. Caracterización general

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 *capas 1*. 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 acuitardo, capaz de albergar gran cantidad de agua en su seno, pero de transmitirla con cierta dificultad. A este estrato compresible se le designará como *capas 2*.

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

2.2.2.2. Distribución de la potencia y las profundidades de los estratos en el casco urbano de Murcia

Se han recogido los datos extraídos de cada uno de los sondeos con respecto a los siguientes parámetros del corte del terreno (Vázquez, 2001):

2.2.2.2.1. Profundidad del relleno (*capas 1*)

En la figura 2.12 se representan las curvas de nivel de la profundidad que alcanza la capa de relleno superficial. En general, se observa un aumento hacia el casco histórico, lo que se debe a su mecanismo de formación, pues antiguamente se tendía a elevar las rasantes de las cimentaciones por encima de los niveles de inundación. Hay zonas en las que no existe.

El espesor del relleno varía entre 0,5 y 8 m, con una media de 2,19 m. Destacan los existentes en la cava exterior a la antigua zona amurallada de la ciudad, en la margen norte del río Segura, con una profundidad de 5 m de media y una anchura de 3 a 4 m, correspondientes a las medidas del foso. También suele ser mayor su potencia en las proximidades del río y en los meandros abandonados.

2.2.2.2.2. Espesor y profundidad del muro de la capa de arcilla (*capas 2*)

La potencia de la capa de arcilla es uno de los factores más importantes para la determinación de la magnitud de los asentamientos provocados por los descensos del nivel piezométrico. Las figuras 2.13 y 2.14 reflejan las curvas de nivel del espesor y la profundidad del muro de la capa de arcilla. Se aprecia que la potencia del estrato arcilloso crece hacia el NO, en el área ocupada por los barrios de S. Basilio y Santa María de Gracia, y en el SE, en el Polígono Infante D. Juan Manuel, siendo en este caso mayor cuanto más oriental es la localización.

El espesor de la arcilla varía entre 0,6 y más de 30 m, con 12,36 m de media. La profundidad del muro de la arcilla viene, además, determinada por la existencia del relleno, y oscila entre 2,9 y más de 30 m, con un valor medio de 14,81 m. Aunque también hay lugares donde la arcilla no existe, son muy escasos y se trata del estrato de mayor importancia en la configuración del perfil del terreno en Murcia.

Hay varios puntos en los que se termina el sondeo y no se ha llegado al fin de esta capa, con lo que el dato exacto de su espesor y la profundidad del muro no se conocen, aunque sí se sabe que superarán los valores del límite del sondeo. Esto ocurre en el S'32, S'25 y S'13, en los que son mayores de 30, 29,5 y 29 m, respectivamente, siendo los valores extremos del espesor del estrato compresible. Los tres puntos se sitúan en el NO de la ciudad, el S'25 cerca de la Plaza Bohemia, el S'32 entre el Pabellón de Deportes Príncipe de Asturias y la Plaza Camilo José Cela, y el S'13 entre esta última y la Plaza Circular (ver figuras 2.2 y 2.11). Entre ellos es el S'13 el que se encuentra más próximo a edificios conocidos con daños (ver figura 2.3).

2.2.2.2.3. *Espesor y profundidad del muro de la capa de arena (capas 3)*

En las figuras 2.15 y 2.16, referidas al espesor y la profundidad a la que se encuentra el muro de la capa de arena, se distinguen las zonas del casco en la que no se tiene constancia de la existencia de este estrato. Abarca una amplia franja que se extiende desde las inmediaciones de la Plaza Circular hacia el NO y en el norte de los barrios de Vista Alegre y La Flota, por encima de la Escuela de Artes y Oficios y la Plaza del Pintor Ignacio Medina Vera. También ocupa un área al oeste de la ciudad, cogiendo parte de los Jardines del Malecón y casi todo el casco al sur del Río Segura, excepto los alrededores de los Jardines de Floridablanca, un área en la Colonia de S. Esteban y parte del Polígono Infante D. Juan Manuel (ver figura 2.2). En el resto del casco el espesor de la arena varía, como se aprecia en la figura 2.15, entre 1 y 14 m, con un valor medio de 2,66 m. La profundidad del muro de la arena toma valores entre 2 y más de 33,5 m, con 15,19 m de media (figura 2.16).

2.2.2.2.4. *Profundidad del techo y del fondo de la capa de gravas (capa 4)*

Según que en la localización de que se trate exista o no capa de arena, el muro de la arcilla coincidirá con el techo de la arena o con el de la grava, generalmente. Como muestran las figuras 2.17 y 2.18, la profundidad a la que se sitúa el techo del estrato resistente de gravas y su espesor son muy variables. En el entorno del centro histórico está a unos 11 m de profundidad bajo la superficie, mientras que en otros lugares supera los 25 m. Incluso en algunas zonas del noroeste de la ciudad no existe. La profundidad del techo de la grava varía entre 10 y más de 33,5 m, con 17,87 m de media.

La profundidad del techo de la grava es un factor de gran importancia a la hora de evaluar el efecto que el descenso del nivel piezométrico tiene sobre el terreno, es decir, la magnitud de la subsidencia (ver 4.1). También es determinante sobre el tipo de cimentación, pues en determinadas épocas no se había extendido el uso de una tecnología que hiciera posible llegar con los pilotes a profundidades de más de 20 m (ver 2.4).

En cuanto al fondo del estrato de gravas sólo aparece en seis sondeos. En ellos su profundidad toma valores muy parecidos, oscilando entre los 21 y los 23 m. En el resto de los sondeos, o no hay estrato de gravas o no se tiene constancia de su fondo, pues el sondeo

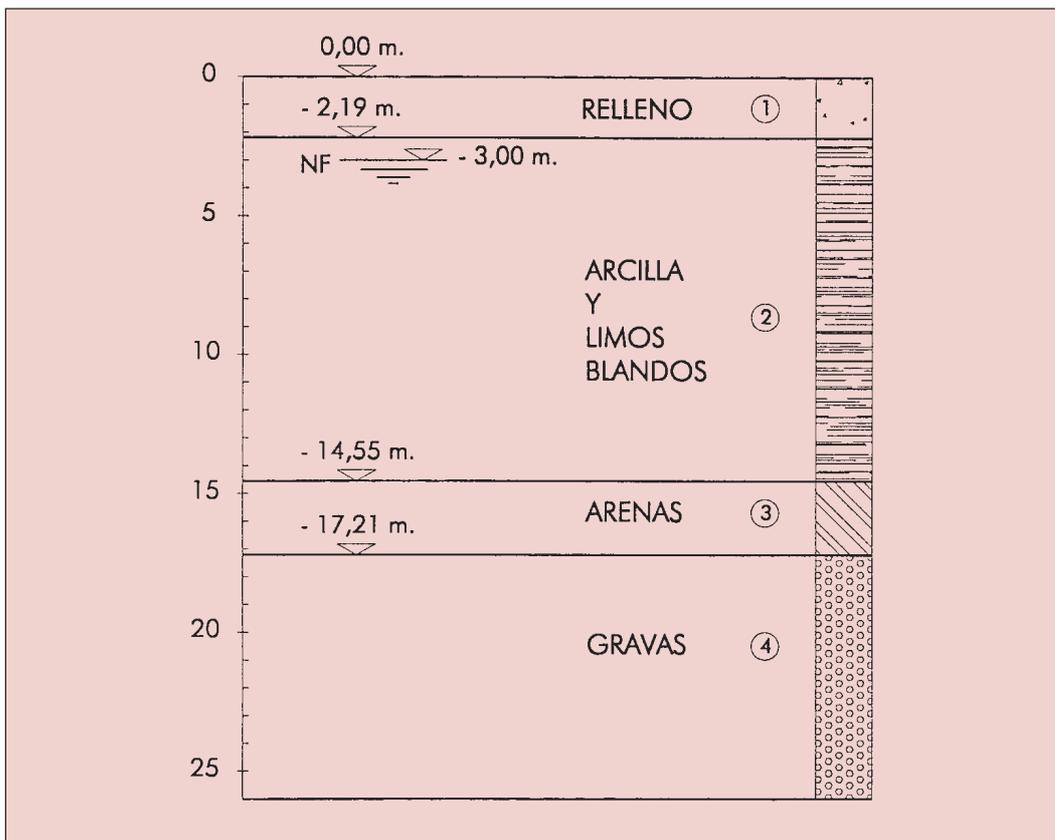
se termina antes de que salga. Las profundidades de los límites inferiores de estos sondeos varían entre los 13,5 m y los 34 m. Teniendo en cuenta todos estos condicionantes, sólo se puede estimar un valor medio de la profundidad del estrato de gravas, en torno a los 28,07 m.

Como la grava, cuando aparece, es el último estrato de la mayoría de los sondeos, los datos de las profundidades del techo y, sobre todo, del fondo, tienen un carácter relativo. Las figuras no pretenden tener un alto grado de exactitud, sino mostrar los valores en sus tendencias generales, para comprender la distribución media del estrato de gravas en el subsuelo de Murcia. En este sentido, la caracterización del techo y el fondo de la grava se ha hecho extensiva a toda la ciudad a partir de unos pocos datos puntuales. Por lo tanto, los valores numéricos son orientativos y deben desecharse en caso de no coincidencia de la realidad con ellos.

Por ejemplo, en los sondeos situados en el NO de la ciudad, que terminan a cotas muy distintas, no aparece el estrato de gravas. Esto puede deberse a su ausencia o a que se encuentran por debajo de los límites de las prospecciones. Por analogía de comportamiento con el resto del subsuelo del casco, se ha adoptado el criterio de considerar la existencia del sustrato de gravas a cierta profundidad por debajo del fin de cada sondeo, de donde resultan las curvas de nivel de las figuras 2.17 y 2.18.

2.2.2.3. Corte medio del terreno del casco urbano de Murcia

Figura 2.19
Corte medio del terreno en Murcia



En cualquier caso, a partir de los datos expuestos se puede configurar un perfil teórico representativo del suelo de la Ciudad de Murcia. La figura 2.19 muestra el corte medio del terreno, con las siguientes capas:

- a) Relleno de profundidad 2,19 m (*capas 1*).
- b) Arcilla, arcilla con capas de limo o arena, o limo arenoso, de espesor 12,36 m, de muy blandas a muy firmes en profundidad (*capas 2*).
Superficialmente la consistencia suele ser muy baja, blanda e incluso muy blanda, con poca aptitud resistente, y los valores de la resistencia a la compresión simple se encuentran en torno a 30-80 kPa. A partir de los 10-12 m de profundidad el suelo se convierte en más arcilloso, aumentando su consistencia, con valores normales de la resistencia a la compresión simple de 100 a 200 kPa. A partir de los 20 m se tienen arcillas margosas duras o muy duras, con resistencia a la compresión simple entre 200 y 400 kPa.
- c) Arena, de 2,66 m de espesor (*capas 3*).
- d) Grava, que llega hasta una profundidad de más de 28 m. En la parte inferior de este estrato aparecen con frecuencia capas de arcilla arenosa y arena (*capa 4*).

2.2.3. Estratos del subsuelo de Murcia y propiedades geotécnicas

El casco urbano de Murcia se asienta sobre materiales de edad cuaternaria, originados por la acción del río Segura (ver 2.1.1.1)

2.2.3.1. Estratos del subsuelo de Murcia

Del estudio de todos los datos disponibles se puede establecer una distinción entre las siguientes capas (Vázquez, 2001):

- a) Rellenos antrópicos y tierra vegetal (*capa 1*)
- b) Fangos bajo la cota del fondo del río Segura (*capa 1a*)
- c) Arcillas (*capa 2*)
- d) Arcillas limosas y arenosas (*capa 2'*)
- e) Limos arcillosos con algo de arena fina (*capa 2a*)
- f) Limos arcillosos muy blandos y saturados, correspondientes a los antiguos meandros abandonados (*capa 2a'*)
- g) Arenas, arenas finas limosas y arenas con algo de grava fina e indicios de limo, en forma de lentejones erráticos (*capa 3*)
- h) Arenas finas, flojas y saturadas, correspondientes a la terraza baja del río Segura, su antiguo cauce mayor natural (*capa 3'*)
- i) Gravetas arenosas (*capa 4*)

2.2.3.2. Valores medios de los parámetros geotécnicos

Tras el análisis de las propiedades geotécnicas medias de cada uno de los niveles se puede confeccionar la siguiente tabla:

Tabla 2.5
Valores medios de las propiedades geotécnicas de los estratos del suelo de Murcia

PROPIEDAD \ ESTRATO	1	1a	2	2'	2a	2a'	3	3'	4
CONTENIDO EN CARBONATOS (%)	29,66	-	30,53	32,19	30,77	-	30,78	-	-
CONTENIDO EN MATERIA ORGÁNICA (%)	4,35	-	2	1,76	-	-	-	-	-
CONTENIDO EN SULFATOS (% concentración ión SO ₃)	-	-	0,03	0,04	-	0,03	0,03	-	0,06
% que pasa por TAMIZ 200	99	-	89,81	87,05	77,9	67,38	37,65	55	9,54
% que pasa por TAMIZ 40	99,5	-	99,34	97,88	99,1	96,33	92,72	94,33	25,75
COHESIÓN CONSOLIDADA SIN DRENAJE, c_u (kPa)	-	-	-	20	-	-	-	-	-
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO CONSOLIDADO SIN DRENAJE, ϕ_{cu} (°)	-	26	-	-	-	-	-	-	-
COHESIÓN CON DRENAJE, c' (kPa)	-	-	38	20	-	-	14	-	-
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO CON DRENAJE, ϕ' (°)	-	-	22	26	-	-	32	-	>35
COEFICIENTE DE CONSOLIDACION, c_v (cm ² /s)	-	-	-	3,55x10 ⁻⁴	-	-	-	-	-
HUMEDAD por encima del N.F., w (%)	29,66	-	21,6	26,07	-	20,18	17	20	-
HUMEDAD por debajo del N.F., w (%)	-	-	25,74	25,26	25,5	25,31	20,62	-	8,08
LIMITE LIQUIDO, w_L (%)	46,3	-	38,14	35,27	32,23	31,83	29,58	25,5	22,8
LIMITE PLASTICO, w_P (%)	22,06	-	18,98	18,92	13,93	16,08	19,72	17	14,05
ÍNDICE DE PLASTICIDAD, I_P (%)	24,24	-	18,5	16,35	18,3	15,74	9,86	8,5	8,75
INDICE DE COMPRESIÓN, C_c	-	-	0,17	0,16	0,13	0,15	0,14	-	-
INDICE DE HINCHAMIENTO, C_s	-	-	0,02	0,019	0,033	0,009	0,014	-	-
INDICE DE POROS, e	-	-	0,7	0,76	0,69	0,65	0,72	-	-
MÓDULO EDOMÉTRICO, E_{oed} (kPa)	-	-	5.874	7.843	12.200	<4600	9609	-	-
PERMEABILIDAD, k (cm/s)	-	-	1,65x10 ⁻⁶	5,15x10 ⁻⁶	-	-	6,24x10 ⁻⁶	-	-
PESO ESPECÍFICO APARENTE, γ (kN/m ³)	-	-	19,7	20	-	20,5	20,7	-	-
PESO ESPECÍFICO SATURADO, γ_{sat} (kN/m ³)	-	-	20,1	20,5	20	20,3	20,3	-	-

2.2.4. Ensayos edométricos

En cuanto a las muestras del suelo de las que se disponen de ensayos edométricos, se ha elaborado la tabla 2.6:

Tabla 2.6
Resultados de ensayos edométricos sobre muestras del suelo de Murcia

SON	z (m)	TIPO	K (cm/s)	T200 (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	w (%)	I _L	d (kN/m ³)	e _o	C _c	C _s	p' (kPa)	o' (kPa)	E _{oed} (kPa)	q _u (kPa)	N SPT
S1	4,1-4,8	2'	-	97	45,8	23,68	22,12	31,61	0,36	14,82	0,800	0,24	0,024	120	63,4	8.175	21	12
S3	2,4-3	2	7,22 x10 ⁻⁷	98	38,4	20,27	18,13	19,38	-0,05	16,6	0,612	0,1	0,02	80	49,9	14.762	188	-
S3	9,9-10,5	3	6,24 x10 ⁻⁶	97	35,7	19,55	16,15	19,65	0,01	16,4	0,626	0,12	0,019	93	131,4	13.251	-	-
S4	3,2-3,9	2'	-	-	35	20,06	14,94	25,12	0,34	15,85	0,668	0,13	0,012	38	61,1	10.273	51	8
S4	5,3-5,9	2'	-	-	47,9	23,72	24,18	38,67	0,62	13,45	0,976	0,2	0,014	69	96	8.837	32	9
S5	2,8-3,5	2a'	-	90	27,2	17,6	9,6	24,72	0,74	15,97	0,654	0,16	0,013	76	56	9.419	46	-
S5	4,4-5,3	2a'	-	91	32,1	19,06	13,04	26,28	0,55	16,02	0,648	0,13	0,005	56	87,8	10.591	32	-
S5	9,2-9,8	2'	-	95	35,6	20,12	15,48	32,38	0,79	14,31	0,846	0,24	0,015	130	138,7	8.551	26	-
S7	3,8-4,4	2a	-	90	-	-	-	20,14	-	16,3	0,646	0,13	0,033	84	58,1	12.201	-	-
S13	9-9,7	3	-	95	-	-	-	28,76	-	15,32	0,741	0,17	0,009	78	128,8	9.575	40	-
S14	3,9-4,5	2'	-	95	35	19,04	15,96	25,48	0,4	16,3	0,634	0,13	0,023	100	65,6	13.281	-	8
S16	2,4-3	2'	5,93 x10 ⁻⁶	98	32,9	20,67	12,03	17,35	-0,29	16,4	0,622	0,1	0,018	67	54,8	12.835	-	48

2.3. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN PIEZOMÉTRICA DE LA CIUDAD DE MURCIA

A partir de los niveles piezométricos medidos en cada pozo podemos estimar la variación de la presión intersticial del agua en los acuitardos de cada localización. Su traducción en cambios en las presiones efectivas del suelo nos permitirá obtener valores de asientos del terreno y de sus efectos sobre las cimentaciones de los edificios de Murcia.

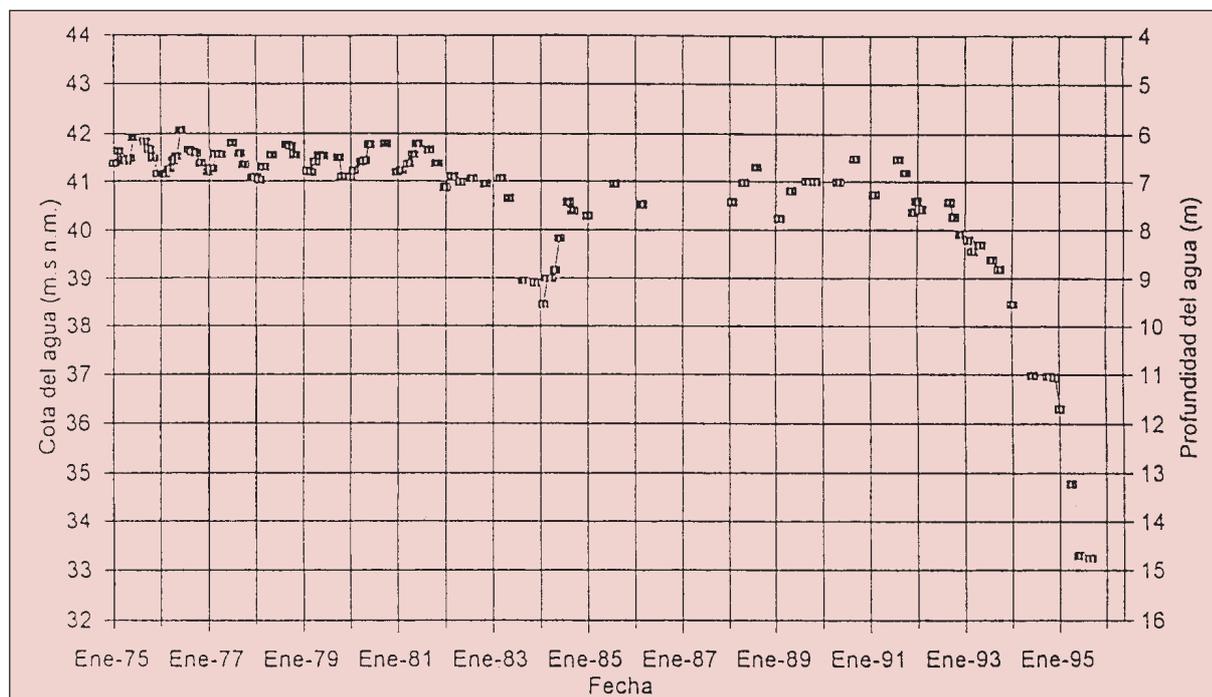
2.3.1. Datos del nivel piezométrico en Murcia

2.3.1.1. Fuentes de procedencia de los datos

Como se muestra en la figura 2.1, la unidad hidrogeológica de las Vegas Media y Baja del Segura es el acuífero de la zona en la que se asienta la ciudad de Murcia (ver 2.1.1.4). El Instituto Tecnológico Geominero de España (ITGE) ha medido sistemática y periódicamente sus niveles piezométricos desde 1972, analizando su evolución, mediante el estudio de varios piezómetros próximos al casco urbano de Murcia. El que tiene la serie temporal más larga y mejor situada con respecto a la ciudad de Murcia es el 2.737-10.179 (ver figura 2.20). Sus datos corresponden a medidas efectuadas regularmente y que tienen una conexión hidrogeológica directa con los niveles piezométricos en el casco urbano.

Figura 2.20

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



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. En la figura 2.21 se encuentran situados los emplazamientos de algunos de estos pozos y de otros dedicados a usos diferentes en el plano del casco urbano de Murcia.

2.3.1.2. Evolución general

De la observación de las variaciones del piezómetro 2.737-10.179 y de los pozos municipales (Senent, 1995) se puede deducir que el acuífero se mantiene constante a lo largo del período 75-98, a excepción de los descensos que corresponden a dos sequías, la de los años 1983-84 y la de los años 1992-95.

2.3.1.2.1. Variaciones estacionales

Las variaciones estacionales medias son del orden de 1 m, con una duración aproximada de 4-5 meses.

2.3.1.2.2. Variaciones interanuales

En el período entre el 75 y el 83 las oscilaciones no superaban el metro, el sistema acuífero se encontraba en equilibrio y el nivel piezométrico estaba dentro de los cuatro metros superficiales en la ciudad (ver 2.1.1.4 y 2.1.4.1).

Entre enero del 83 y enero del 84 el nivel piezométrico desciende hasta 2,5 m debido a la sequía, lo que se recupera totalmente en julio del 85. Desde julio del 85 hasta julio del 92 tenemos un nuevo período de oscilaciones constantes y poco significativas. En julio del 92 comienza una sequía que se prolonga hasta octubre del 95, en la que se reduce la alimentación del acuífero de la Vega Media y aumenta la extracción de aguas subterráneas (ver 2.1.2.2.2). Entre los años 1995 y 1997 se produce un ascenso medio del nivel piezométrico debido a un mayor aporte (ver 2.1.4.1.2).

2.3.2. Estudio de las variaciones piezométricas interanuales

2.3.2.1. Evolución piezométrica de cada localización

Para un estudio a lo largo del tiempo de la evolución del nivel piezométrico en la localización de los pozos del casco urbano de Murcia se han tomado como representativas de todos ellos las variaciones del nivel en el piezómetro 2.737-10.179 desde enero del 75 hasta septiembre del 94, y desde esta fecha hasta enero del 98 la evolución particular de cada uno de los pozos. Con sus lecturas se consideran, para cada pozo, la cota mínima a la que llega el agua y el máximo descenso del nivel piezométrico que se produce en la sequía de la década de los noventa, el máximo ascenso que experimenta y la cota máxima a la que sube en su recuperación, y, como esos mínimos y máximos no se dan en una misma fecha para todos los pozos, se ha elegido aquella en la que coinciden los mínimos de 25 de los pozos estudiados, septiembre del 95, y se ha representado también la cota del nivel piezométrico para esta fecha (Vázquez, 2001).

2.3.2.2. Distribución de las variaciones piezométricas en el casco urbano

Con los datos anteriores se han elaborado curvas de nivel (ver figuras 2.22 a 2.26) para cada uno de estos parámetros, que proporcionan una información de gran interés para evaluar la repercusión que los movimientos del nivel piezométrico debidos a la sequía han tenido en la subsidencia del área.

En la figura 2.22 se aprecia que el máximo descenso varía entre 7,6 m y 10,8 m, creciendo hacia el NE y el SE del casco y disminuyendo hacia el NO y el SO. En la zona central se produce una bajada piezométrica media, menor hacia el este, y un gran descenso focalizado en la terraza baja del río Segura, en su cauce mayor natural, hacia el oeste del casco, alrededor de los pozos 5 y 58, en las zonas de los Jardines del Malecón y en Murcia Parque.

Se puede afirmar que en el casco urbano de Murcia ha habido tres zonas con una caída del nivel piezométrico significativamente mayor que en el resto, que son el entorno de los Jardines del Malecón, en el oeste; el Polígono Infante Don Juan Manuel, en el SE, y los barrios de Vista Alegre y La Flota, en el NE. Todos estos lugares tienen presencia de jardines y pozos de extracción de agua, y se encuentran en zonas de las que han tenido una mayor profusión de edificios con daños (ver figura 2.3 y 2.1.5.2).

Las lecturas de la figura 2.23, que muestra la cota mínima a la que llega el nivel piezométrico, varían entre los valores extremos de 28,4 y 31,8 m sobre el nivel del mar y concuerdan con las figuras anteriores, principalmente en el mayor descenso de la zona al NE de la ciudad, en los barrios de Vista Alegre y La Flota, aunque el de la zona SE, correspondiente al Polígono Infante D. Juan Manuel, no aparece representado, más bien está desplazado hacia el norte, es decir, en el este del casco, donde se encuentra el barrio de Vistabella, y en el SE se mantienen las cotas altas. También aparecen cotas elevadas en el NO y el SO, lo que concuerda con los datos anteriores de máximo descenso piezométrico. Del pronunciado descenso al oeste de la ciudad, focalizado en los Jardines del Malecón, no hay información, pues en esa zona la cota permanece a bastante altura.

En la figura 2.24 se puede ver la cota del nivel piezométrico en septiembre del 95, que coincide en líneas generales con la mínima, salvo al NO donde el descenso del nivel piezométrico aún no ha acabado, por lo que la cota es mayor que en las figuras previas. Se aprecian claramente los puntos de la ciudad donde existe un gradiente o pendiente piezométrica, indicando el sentido de movimiento de las aguas, probablemente hacia los puntos de extracción. El ejemplo más significativo es el flujo desde la Plaza Bohemia hacia el entorno del Pabellón de Deportes Príncipe de Asturias, el Jardín de Fofó y el Auditorio Municipal y la Ronda Norte. En todas estas localizaciones existen sondeos de extracción municipal y construcciones con daños .

La cota máxima a la que llega el nivel piezométrico tras el ascenso que sigue a la sequía se representa en la figura 2.25 y varía entre los valores de 34,9 y 38,9 m sobre el nivel del mar. La distribución es muy similar a la de la mínima cota, lo que da idea de que la recarga del acuífero se produce de una forma bastante más homogénea que su descarga. La figura 2.26 muestra el máximo ascenso continuado del nivel piezométrico tras la sequía, que varía entre 6,1 y 8,6 m. En el NO del casco se observa que tras una zona, centrada en el Jardín de Fofó y el Auditorio Municipal, en la que el ascenso es grande, sigue otra, en el entorno de la Plaza Camilo José Cela, en la que tarda más en producirse.

2.3.2.3. Zonificación piezométrica del casco urbano de Murcia

Para zonificar el casco urbano de Murcia desde el punto de vista de las variaciones piezométricas y teniendo en cuenta la información anterior, se pueden distinguir dos factores fundamentales, la forma en que se desarrollan la descarga y la recarga del acuífero y las magnitudes que alcanzan.

En cuanto a la descarga, en la figura 2.27 se diferencian claramente dos zonas, de alto y bajo o medio descenso del nivel piezométrico. Se considera zona de alto descenso aquella en la que la caída piezométrica máxima ha superado los 9 m y la cota mínima a la que llega el nivel de agua en el terreno se encuentra por debajo de 30 m sobre el nivel del mar. La zona con una bajada de menos de 9 m y cuya cota mínima supera los 30 m se denomina de bajo o medio descenso piezométrico. La que no cumple ambas condiciones no pertenece a ninguno de los dos grupos. Resalta que la única zona que puede considerarse de alto descenso piezométrico es la correspondiente a los barrios de Vista

Alegre y La Flota, situados en el NE de la ciudad, alrededor de la Plaza Juan XXIII, y una pequeña cuña que se inicia en el Polígono Infante D. Juan Manuel, en el SE. Un área de valores importantes de bajada del nivel piezométrico, pero que no llega a cotas lo suficientemente profundas como para englobarla en la zona de alto descenso piezométrico, es el entorno de los Jardines del Malecón.

Por otro lado, se puede distinguir también una parte del casco situada en el NO, el barrio de Santa María de Gracia en los alrededores del Pabellón Príncipe de Asturias, en la que el máximo descenso del nivel piezométrico se produce más tarde que en el resto de la ciudad, no habiéndose consumado totalmente en septiembre del 95, fecha en la que había finalizado en la mayoría de las localizaciones de Murcia. A esta zona, englobada en la de bajo o medio descenso piezométrico, se la denomina como de descenso retardado del nivel piezométrico.

En cuanto a la recarga, en la figura 2.27 se distinguen dos áreas, de alto y bajo o medio ascenso del nivel piezométrico. Se llama zona de alto ascenso aquella en la que la recuperación piezométrica sobrepasa los 7 m y la cota máxima a la que llega el nivel de agua en el terreno supera los 37 m sobre el nivel del mar. La zona con un ascenso inferior a 7 m y cuya cota máxima queda por debajo de los 37 m se nombra como de bajo o medio ascenso piezométrico. La que no cumple ambas condiciones tampoco en este caso pertenece a ninguno de los dos grupos. Como puede comprobarse, la mayor parte del casco pertenece a la zona de alto ascenso piezométrico, ocupando todo el sur, el centro y una amplia franja en el NO de la ciudad. Las zonas de bajo o medio ascenso se reducen a tres bolsas, una extendiéndose hacia el norte de la Plaza Circular y la Plaza Camilo José Cela, otra en una parte de La Flota por encima de la Ronda de Levante, y la otra en el barrio de Vistabella pasando a la otra margen del río por la parte más oriental del Polígono Infante D. Juan Manuel.

En general se aprecia una relación directa entre la magnitud de las fluctuaciones del nivel piezométrico y la frecuencia en la aparición de daños en los edificios (ver 2.1.5.2), coincidiendo las zonas donde las cifras son más altas.

2.3.2.4. Elección de los pozos con mayores descensos del nivel piezométrico

Los pozos con un descenso mayor del nivel piezométrico son el P5 y el P58, ambos situados en el entorno de los Jardines del Malecón y con una caída piezométrica de 10,8 m. En segundo lugar, los pozos P18, situado en el barrio de Vista Alegre, y P38, en La Flota, presentan una bajada del nivel piezométrico de 9,5 m. Todos ellos tienen valores similares de máximo ascenso piezométrico, variando entre 7,2 y 7,6 m.

Hay que decir que los registros que se tienen del sondeo P5 no son continuos desde junio del 95 hasta enero del 96. Aunque se dispone de las cotas del nivel piezométrico correspondientes a estas fechas y, por lo tanto, de los valores entre los que ha oscilado, no se conoce nada de la evolución intermedia. Los del P58 tampoco lo son con anterioridad a junio del 95 (ver figura 4.7), pero como las referencias del piezómetro 2.737-10.179 llegan

hasta esa fecha, se pueden enlazar unas con otras para completar una lectura total. Por lo tanto, se puede elegir el pozo P58, localizado en Murcia Parque, como representativo de la gran caída del nivel piezométrico en la zona de los Jardines del Malecón. Además, el pozo P58 se encuentra rodeado por varios sondeos disponibles en la documentación utilizada, uno de los cuales es el S'18, que presenta el dato de resistencia a la compresión simple más baja de toda la ciudad de Murcia y está cercano tanto a los Jardines del Malecón como a los de Floridablanca, lugares en los que se concentran muchos daños en edificios.

Por otro lado, la zona que rodea a los Jardines del Malecón se había excluido de la de alto descenso piezométrico debido a que la cota mínima del nivel piezométrico no era lo suficientemente profunda. En cuanto a los pozos de la zona de alto descenso del nivel piezométrico, el P18 (ver figura 4.13) y el P38, se tiene la información completa de sus registros desde junio del 94 hasta enero del 98. Entre ellos puede seleccionarse el P18, por su mayor cercanía a las áreas de mayor profusión de inmuebles con deterioros, encontrándose muy próximo al edificio designado en la figura 2.3 con el número 50 y al sondeo nombrado en la figura 2.11 como S1, del que se tienen los resultados de un ensayo edométrico realizado a una muestra a profundidad entre 4,1 y 4,8 m. Su localización exacta está en la Plaza del Cronista Diego Rodríguez, muy cerca de la Escuela de Artes y Oficios y la Plaza del Pintor Ignacio Medina Vera. Por lo tanto, se puede escoger como representativo de los piezómetros situados en la zona de alto descenso del nivel piezométrico al P18 (“Los Álamos”), que presenta una bajada del nivel de agua en el terreno de 9,5 m entre julio del 92 y septiembre del 95 y un ascenso de 7,6 m entre septiembre del 95 y octubre del 97. Entre octubre del 97 y enero del 98 baja 0,5 m (ver figura 4.13).

2.4. LAS CIMENTACIONES DE LOS EDIFICIOS DE MURCIA

Tradicionalmente se han utilizado dos tipos de cimentación. La edificación de poca altura se cimentaba mediante zanjas corridas de muros de carga, apoyando en los rellenos o sedimentos superficiales mediante encachados o mampuestos de piedra. A su vez, los edificios importantes lo hacían sobre pilotes de madera de 4-6 m de longitud, flotantes en el estrato de limos o arcillas. A partir de los años 60 el desarrollo urbano y los avances tecnológicos han ido introduciendo lentamente en Murcia otras prácticas de cimentación más propias de sus condiciones geotécnicas. Actualmente las adoptadas con más asiduidad son (Vázquez, 2001):

- a) Cimentación por losa, procurando que el plano de cimentación se encuentre en terreno natural y no en relleno.
- b) Cimentación profunda, con pilotes flotantes o empotrados en las gravas de 3 a 5 diámetros. Se han usado pilotes prefabricados, in situ, con entubación recuperable y de barrena continua. Entre ellos, los prefabricados han presentado el problema de los ruidos, vibraciones y daños en los edificios próximos causados por la hinca, y los barrenados el de la presencia ocasional de bolos u obstrucciones en los rellenos superficiales y el difícil empotramiento en las gravas. Debido a esto, se ha extendido el uso del pilote apisonado.

Como se puede comprobar en 2.2.2 la profundidad a la que se sitúa el techo del estrato de gravas es muy variable. Por lo tanto hay lugares donde es fácil la ejecución de pilotes columna, trabajando fundamentalmente por la punta, pero en otros es más complicado por la profundidad a la que habría que llegar. La tecnología disponible en los años 80 presentaba serias dificultades para conseguirlo. En algunos lugares, incluso, no se podía adoptar esta solución para la cimentación profunda pues el estrato de gravas no existe. Por lo tanto, es frecuente que las cimentaciones profundas ejecutadas con anterioridad a los años 90 sean de pilotes flotantes (ver 2.1.5.5.2).

2.5. CONCLUSIONES

En la década de los 90 se ha registrado en Murcia el primer caso conocido en España de subsidencia provocada por el descenso generalizado de los niveles piezométricos a causa de una sequía prolongada.

El sistema acuífero sobre el que se asienta la ciudad de Murcia se denomina como Vega Media y Baja del Segura, y consta de dos capas, el acuífero libre o superficial y el acuífero cautivo o profundo. El perfil estratigráfico del subsuelo de Murcia comienza con un primer nivel de relleno, de poca resistencia y escasa potencia. A continuación aparece un estrato compresible de arcilla, arcilla limosa o arenosa, o limo arenoso, de espesor comprendido entre 12 y 30 m, y que se comporta hidrológicamente como un acuitardo. Superficialmente su consistencia es baja y la resistencia a la compresión simple de 30-80 kPa. A partir de los 10-12 m de profundidad crece la proporción de la fracción arcillosa y aumenta la consistencia, con valores de q_u de 100 a 200 kPa. Desde profundidades de 20 m la arcilla es dura o muy dura y q_u varía entre 200 y 400 kPa. Bajo él se tiene un nivel de transición de arena de poco espesor, que limita superiormente a una capa de gravas, acuífero de excelentes condiciones hidráulicas y que configura el sustrato resistente de las cimentaciones profundas del casco urbano.

El nivel piezométrico en el acuífero se mantiene constante en el período entre 1975 y 1998, a excepción de dos fuertes descensos, correspondientes a las sequías de los años 82-84 y 92-95. Entre 1975 y 1983 las oscilaciones no superan el metro, el sistema acuífero se encuentra en equilibrio y el nivel del agua en el terreno permanece a profundidades de 1-1,5 m bajo la superficie de la ciudad, que llegan a los 4-7 m en las proximidades del río. En 1982-84 se produce una caída piezométrica de 2,5 m, que se ha recuperado en 1985. Entre 1985 y 1992 las fluctuaciones son constantes y poco significativas. Entre 1992 y 1995 se produce un descenso importantísimo del nivel piezométrico, cuyo máximo varía de 7,6 a 10,8 m, alcanzando una cota mínima entre 28,4 y 31,8 m.s.n.m. La fecha en la que coincide la cota mínima para la mayoría de los pozos municipales es septiembre del 95. La tasa con la que se produce el descenso es de 1,5 a 4 m/año.

La causa principal de la caída piezométrica es la sequía, que actúa minimizando la recarga del acuífero por la disminución de la pluviometría y de la infiltración de los excedentes de riego (que pasa de 75-100 hm³ en 1972-82 a 12 hm³ en 1995), y aumentando la extracción de agua por el incremento del bombeo con fines agrícolas y usos urbanos

variados (que pasa de 2-5 hm³ en 1972-82 a 29,6 hm³ en 1995). Otros factores que provocan un menor aporte de agua son la evaporación del terreno, la urbanización y la eliminación del riesgo de inundaciones. Y otros parámetros que incrementan la salida del agua del terreno son las excavaciones de plantas de sótanos por debajo del nivel freático, la presencia de grandes árboles y el aumento de la demanda que conlleva el desarrollo urbano, social y turístico.

A los perjuicios económicos se sumó la aparición de numerosos daños en edificios, infraestructuras y elementos de urbanización, provocados por un asiento de la superficie del suelo de la ciudad de entre 15 y 30 cm. La subsidencia ha afectado a más de 100 edificios, muchos de ellos localizados próximos a zonas de extracción de agua, como jardines y construcciones de plantas de sótanos para aparcamientos. Se han observado desplomes, giros y asientos diferenciales. Las lesiones afectan tanto a las cimentaciones y estructuras como a cerramientos, tabiquerías, huecos de carpintería, aplacados, techos y solados. Se estiman asientos de hasta 10 cm y desplazamientos horizontales en cabeza de los edificios, causados por giros y basculamientos, de 8 a 20 cm. En varios de los inmuebles dañados se han ejecutado actuaciones de recalce total o parcial de la cimentación. En algunos lugares se han puesto de manifiesto vicios ocultos de la construcción que no habían dado la cara hasta entonces. En otras partes se han agravado daños existentes. Las lesiones se han intensificado en los edificios que combinaban diferentes tipologías de estructura o cimentación.

En las cimentaciones tradicionales de las construcciones antiguas, consistentes en zanjas corridas y pilotes de madera de 3-6 m de longitud, los problemas aparecen cuando el nivel piezométrico baja por debajo de ellos, con lo que quedan expuestos a la pudrición en la zona del terreno sin saturar. En las cimentaciones superficiales se han medido asientos diferenciales entre zapatas y basculamientos de losas, lo que ha dado lugar a roturas y aperturas de juntas de dilatación. En las cimentaciones profundas se ha generado el fenómeno del rozamiento negativo al colgarse el terreno del fuste del pilote en su movimiento descendente. Si se trata de pilotes columna, el aumento del axil provoca una disminución del coeficiente de seguridad con el que fueron diseñados. Incluso en algunos se han detectado asientos. De cualquier forma, en estos casos, como el suelo asienta y el edificio cimentado por los pilotes no lo hace, crecen los destrozos sobre los elementos de urbanización, instalaciones, y cerramientos y soleras de las plantas bajas que apoyen directamente sobre el terreno. Si se trata de pilotes flotantes, se han medido asientos de hasta 10 cm e importantes inclinaciones de los edificios.

Se ha originado una gran alarma social, iniciándose demandas contra el Ayuntamiento y los arquitectos, en busca de responsabilidades por los acontecimientos producidos.

En el bienio 1995-97, el agua procedente del aumento de las lluvias, los riegos consecuencia del trasvase y el cese de la extracción de los pozos permitió una recuperación media de 4 m, situándose el nivel piezométrico a unos 4,5 m bajo la superficie del suelo del casco urbano de Murcia. La recarga del acuífero se produjo de una forma bastante homogénea. La consecuencia directa fue la estabilización de los asientos.

**EL USO DE LA CONSOLIDACIÓN
UNIDIMENSIONAL EN LA PREDICCIÓN
DE LA SUBSIDENCIA PARA UN
DESCENSO CONOCIDO DEL
NIVEL PIEZOMÉTRICO**

3.1. EL ESTUDIO DE LA SUBSIDENCIA. UNA REVISIÓN DEL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

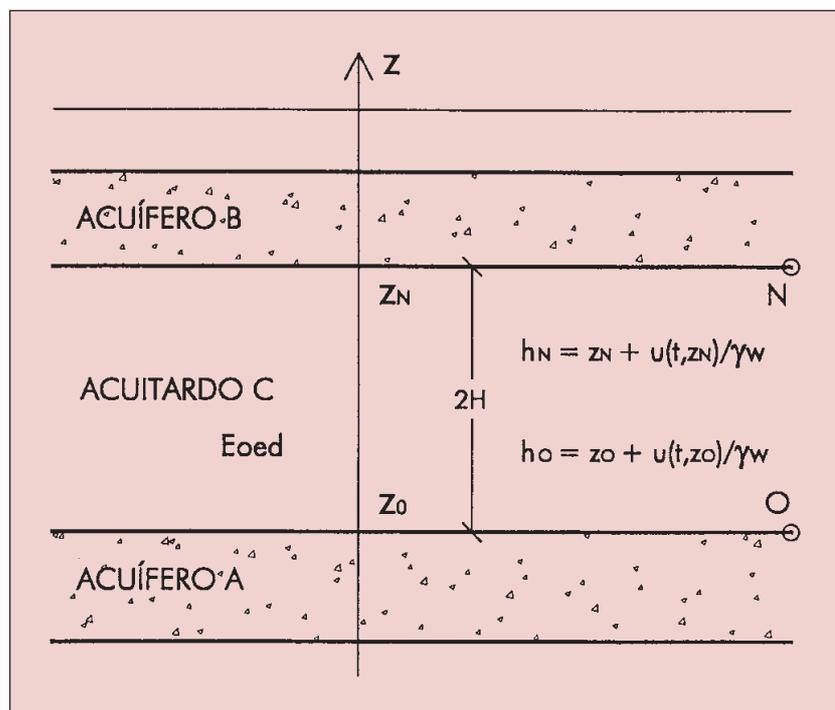
3.1.1. Revisión de modelos adoptados en el estudio de la subsidencia

Hay varios artículos que revisan los modelos empleados en el estudio de la subsidencia (Corapcioglu, 1984). Sandhu (1979) hace un desarrollo de los modelos de la subsidencia terrestre y anota ciertas diferencias de opinión en el establecimiento de las relaciones constitutivas. Helm (1982) compara entre sí los modelos de subsidencia más conceptuales, incluyendo al de la relación entre la profundidad y la porosidad, el semiespacio, el viscoelástico y el de drenaje del acuitardo elástico (Vázquez, 2001).

3.1.2. La solución unidimensional para la subsidencia

La subsidencia producida por la extracción, en función del tiempo, de cantidades específicas de agua desde varios pozos en los que se conoce bien el perfil hidrológico (permeabilidad y compresibilidad de todas las formaciones geológicas, nivel piezométrico inicial, etc..) es un complejo problema tridimensional que puede tratarse con una solución acoplada usando la teoría de la consolidación tridimensional de Biot (Gambolati y Freeze, 1973; Schrefler et al., 1977; Saxena, 1979; Safai y Pinder, 1980; Corapcioglu y Bear, 1984). Sin embargo, la complejidad matemática y de cálculo de esta aproximación solamente estaría justificada si estuvieran disponibles los datos completos del suelo, lo que no es usual. Por esta razón se usa en su lugar la ecuación de difusión tridimensional y se asume que los desplazamientos son verticales (Freeze, 1971b; Gambolati y Freeze, 1973; Corapcioglu y Brutsaert, 1977; Narasimhan y Witherspoon, 1977a; De Simone y Viggiani, 1979; Saxena, 1979; Safai y Pinder, 1980; Corapcioglu, 1984; Corapcioglu y Bear, 1984).

Figura 3.1
Acuitardo limitado por dos acuíferos



Del análisis de los cortes del suelo de la ciudad de Murcia (ver 2.2.2.3), podemos 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 3.1). Muchos autores han simplificado el perfil hidrológico al considerarlo como una alternancia de acuitardos y acuíferos horizontales (Gambolati y Freeze, 1973; Gambolati et al., 1974). Los estratos se suponen ilimitados en dirección horizontal (Herrera et al., 1977). Si el coeficiente de permeabilidad de los acuíferos es de un orden de magnitud de una a dos veces mayor, se puede suponer que la filtración en los acuitardos es vertical (Herrera et al., 1977) y el error que introduce tal simplificación es normalmente pequeño (Neuman y Witherspoon, 1969 a y b; Bredehoeft y Pinder, 1970). Los acuíferos son infinitamente permeables en relación con los acuitardos.

Cuando se mide el nivel piezométrico en los acuíferos, Helm (1975 y 1977) recomienda el cálculo de la subsidencia con un método unidimensional basado en la teoría de la consolidación de Terzaghi. Conviene señalar que, si se admite que los desplazamientos son sólo verticales, la formulación de Biot se reduce a la de Terzaghi (Corapcioglu y Brutsaert, 1977).

3.2. LA ECUACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA LA SUBSIDENCIA DE UN SUELO SATURADO

Se suponen las siguientes hipótesis (Justo y Vázquez, 1999):

1. El suelo es homogéneo.
2. El suelo está saturado.
3. Las deformaciones son directamente proporcionales a las presiones efectivas.
4. La compresibilidad de los sólidos es despreciable en relación a la compresibilidad del esqueleto del suelo y del agua.
5. Es aplicable el cálculo infinitesimal a un medio formado por partículas finitas
6. La compresión es unidimensional.
7. La filtración es unidimensional.
8. Se puede aplicar la Ley de Darcy.
9. El coeficiente de permeabilidad es una constante.
10. Las deformaciones son pequeñas.
11. La velocidad de los granos es de segundo orden en comparación con la velocidad del fluido.
12. La presión total es constante

Cuando el nivel piezométrico se introduce en el interior de la capa de arcilla, aparecen presiones intersticiales negativas. Si la succión es moderada, las hipótesis 2, 3 y 9 seguirán siendo válidas. Para succiones mayores dejan de ser ciertas y hay que acudir a otro planteamiento (ver 3.3).

Todas las hipótesis corresponden a la teoría unidimensional de Terzaghi, pero no se supone que la compresibilidad del agua sea despreciable comparada con la del esqueleto de

las partículas. Helm (1975 y 1976) ha encontrado prácticamente los mismos valores de subsidencia empleando valores de los parámetros k_v y m_v constantes o dependientes de las tensiones. La utilización de un modelo elástico es corriente incluso en modelos complejos de subsidencia (Corapcioglu y Bear, 1984).

En general, se admite la hipótesis 11 (Freeze, 1971b), pero Gambolati y Freeze (1973) indican que podría no ser aceptable en casos de estratos gruesos de permeabilidad baja y compresibilidad alta. De Simone y Viggiani (1979) han presentado ecuaciones alternativas en coordenadas lagrangianas en las que las hipótesis 3, y 9 a 11 no se incluyen, pero sólo han desarrollado la solución para una arcilla normalmente consolidada.

Solamente en los procesos de recarga y descarga en acuitardos profundos y consolidados no es despreciable el término de la compresibilidad del agua. Bajo esas circunstancias el cambio en la porosidad, n , es bastante menor y el almacenamiento específico, S_s , y el coeficiente de consolidación, c_v , se suponen constantes.

Para el casco urbano de Murcia se estudiará el caso de un acuitardo confinado, limitado por dos acuíferos (ver figura 3.1). El mismo sistema de tres capas para el bombeo en un pozo, considerando almacenamiento en el acuitardo, ha sido estudiado por Neuman y Witherspoon (1969 a y b) y Bredehoeft y Pinder (1970). El modelo hidráulico establecido por Herrera et al. (1977) para el estudio de la subsidencia provocada posteriormente en el Lago Texcoco, en Méjico, lo constituyen dos acuíferos que limitaban un acuitardo profundo, el superior llamado “capa dura” y el inferior llamado “depósitos profundos”. También se asumía la homogeneidad de las capas y el flujo vertical en el acuitardo. Se supuso que no había interacciones significativas entre los acuíferos principales, por lo que ambos trabajaban independientemente. En un principio los valores de descarga que se tomaron fueron de un 18% para la capa dura y un 82% en los depósitos profundos, aunque luego se corrigió al 20% y 80%.

Si la extracción de agua de un acuífero no produce ningún cambio en las presiones totales (hipótesis 12), se llega a la ecuación de la consolidación primaria (Jiménez Salas y Justo, 1975):

$$\frac{u(z,t)}{t} = c_v \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \quad [3.1]$$

La *presión intersticial en exceso* con respecto a las condiciones iniciales, u_{eo} , cumplirá con la ecuación:

$$u(z,t) = u_{eo}(z,t) + u(z,0) \quad [3.2]$$

Sustituyendo la ecuación [3.2] e introduciendo la variable espacial adimensional, la ecuación [3.1] se convierte en (Vázquez, 2001):

$$\frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial Z^2} \quad [3.3]$$

Tabla 3.1
Presión intersticial en exceso en el caso general

CONDICIONES EN LOS LÍMITES	PRESIÓN INTERSTICIAL EN EXCESO
$h_o = 0$	$u_{eo2} = w \frac{h_N}{2} Z + \sum_{n=1} \frac{(-1)^n}{M_1} \text{sen}(M_1 Z) I(h_N)$
$h_N = 0$	$u_{eo1} = w \frac{h_o}{2} [2 - Z] \sum_{n=1} \frac{\text{sen}(M_1 Z)}{M_1} I(h_o)$
$h_o = h_N = h$	$u_{eo} = w \frac{h}{2} \sum_{m=0} \frac{\text{sen}(M Z)}{M} I(h)$ $M = (2m + 1) / 2$

La deformación es $= m_v u_{eo}$ [3.7]

y el asiento con respecto a la base del acuitardo:

$$s(Z) = H \int_0^Z dz = H m_v \int_0^Z u_{eo} dz$$
 [3.8]

Los asientos se recopilan en la tabla 3.2 (Vázquez, 2001).

Tabla 3.2
Asiento en el caso general

CONDICIONES INICIALES	ASIENTO CON RESPECTO A LA BASE DEL ACUITARDO
$h_N = 0$	$s_1(Z) = H m_v w \frac{h_o}{4} Z (4 - Z) + \sum_{n=1} \frac{1}{M_1^2} \cos(M_1 Z) I(h_o)$ $M_1 = n / 2$
$h_o = 0$	$s_2(Z) = H m_v w \frac{h_N}{4} Z^2 \sum_{n=1} \frac{(-1)^n}{M_1^2} [1 - \cos(M_1 Z)] I(h_N)$
$h_o = h_N = h$	$s(Z) = H m_v w \sum_{m=0} \frac{1}{M^2} \cos(M Z) I(h) Z h$ $M = (2m + 1) / 2$

El sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura está constituido en su parte superior por un acuífero libre o superficial y en la inferior por otro profundo o cautivo (ver 2.1.1.4). Sólo se dispone de datos de variación de la altura piezométrica en el acuífero profundo (ver 2.3.1). Se supone, en principio, que la altura piezométrica es la misma en los límites superior e inferior del estrato de arcilla.

Los cálculos se van a iniciar en el emplazamiento del sondeo S'25 (ver figura 3.3), el más representativo de la media de la ciudad (ver 4.1.2), con las variaciones del nivel piezométrico que se producen en el pozo municipal más cercano, el P39 (ver figura 3.4).

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 3.4. El módulo edométrico, E_{oed} , ya refleja esta sobreconsolidación.

En la tabla 3.3 se ha hallado la media homónima ponderada según el espesor de cada estrato del sondeo S'25 para los módulos edométricos correspondientes a la carga noval y a las situaciones de descarga y recarga, E_{oed} y E_{oedr} .

Tabla 3.3
Espesor y E_{oed} de cada estrato. Sondeo S'25

ESTRATO	ESPESOR (m)	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)
SUPERIOR	14,5	7.500	67.000
INFERIOR	5,8	22.500	200.000
TOTAL	20,3	9.265	82.716

Tabla 3.4
Datos de entrada para el cálculo S'25. P39. ($m=180$, $n=28$)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97
	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97	ENE-98
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,5	-2	20,3	0,725	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	(kN/m^3)	e_o	c_v (m^2/s)	C_C	E_{oed} (kPa)					
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	0,156	9.265	0,18				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	0,156	9.265	0,18				

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Figura 3.3
Corte del terreno en el sondeo S'25

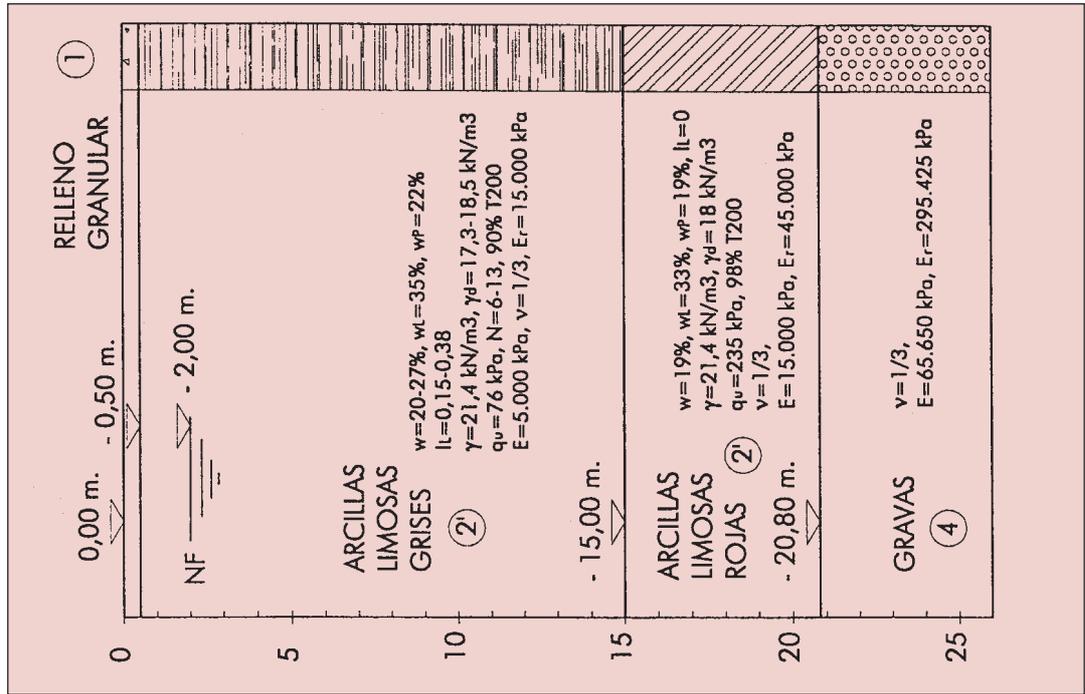
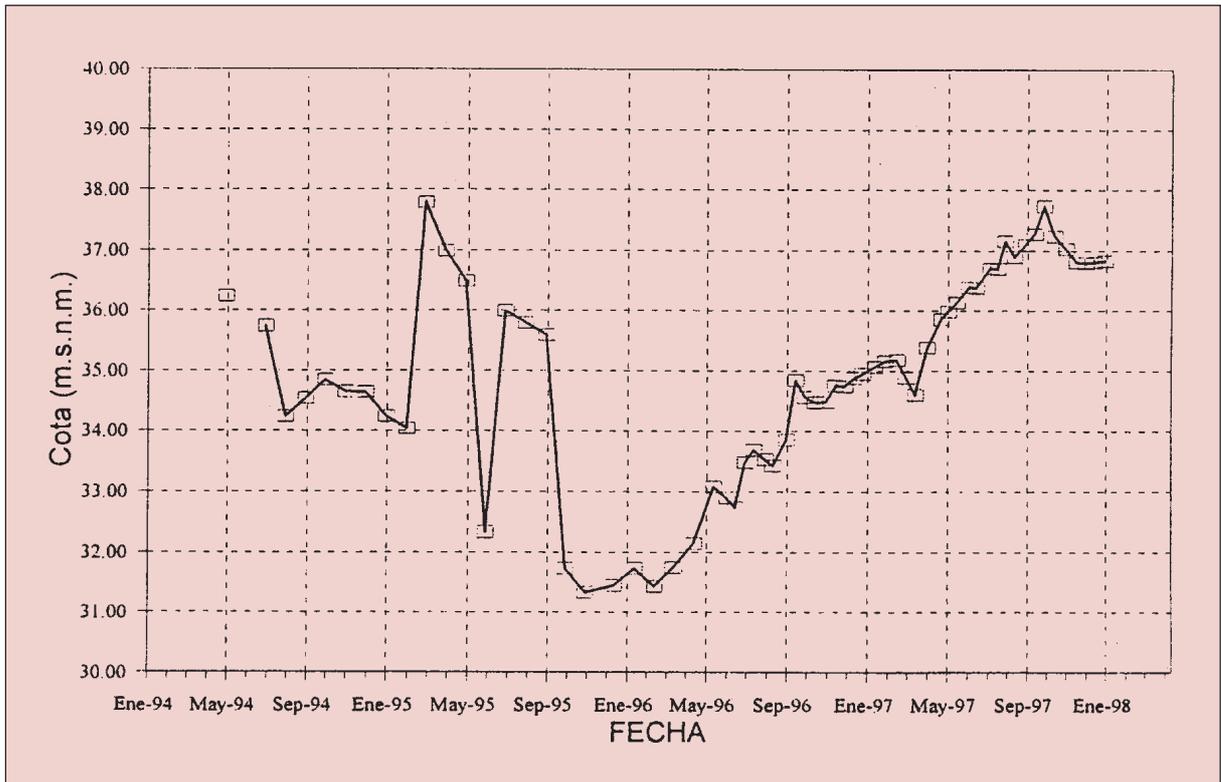


Figura 3.4
Variación del nivel piezométrico en el pozo P39 (Aguas de Murcia)



Se ha calculado el asiento usando la expresión de la tabla 3.2 correspondiente a $h_o = h_N = h$, con los datos de la tabla 3.4, con $z = 0,725$ m e $t = 1$ mes, obteniéndose los mismos resultados con 16 y 46 términos. El asiento máximo se produce en el período entre septiembre y noviembre del 96 y es de 2,88 cm. Si usamos 7 términos el error es muy pequeño, siendo inexistente en los períodos en los que las variaciones del nivel piezométrico no son muy bruscas y se separa del orden de 0,1 mm de los cálculos anteriores en casi toda la tabla. La mayor diferencia se produce en octubre del 95 y es de 1 mm. No hay que olvidar que de septiembre a octubre del 95 el nivel piezométrico baja 4,4 m. Como referencia, en los meses en los que el asiento es máximo la diferencia es de 0,1 mm. Pero también podemos suponer que las variaciones del nivel piezométrico sólo se producen en el acuífero profundo, que es al que corresponden los datos que usamos en los cálculos, puesto que la alimentación debida a la lluvia, los excedentes de riego y las pérdidas en la red de acequias afectan primero al superficial. Ortega et al. (1999) asumen las variaciones del nivel piezométrico solamente en el acuífero profundo de la Cuenca de Méjico. Si empleamos la expresión de la tabla 3.2 correspondiente al caso en el que no hay cambio de altura piezométrica en el acuífero superior ($h_N = 0$) y con 16 términos, el asiento máximo también se produce de septiembre a noviembre de 1996 y es de 1,44 cm. Los resultados siguen una trayectoria similar a los del caso anterior aunque los valores de asiento son aproximadamente la mitad de los anteriores.

3.2.1.2. Variación lineal de h

Las expresiones matemáticas de las presiones intersticiales en exceso adimensionales para una variación lineal de $h(T_v)$ desde cero hasta un valor constante final h_f durante un intervalo de tiempo T_{vf} , con diferentes condiciones iniciales, se hallan en Vázquez (2001) y se recogen en la tabla 3.5. El asiento puede obtenerse de la ecuación [3.8]. Las expresiones explícitas para el asiento adimensional se recogen en la tabla 3.6.

En el período entre enero del 83 y enero del 84 en el sondeo S'25 se produce un descenso continuo del nivel piezométrico de 2,5 m. Para este intervalo se han aplicado las fórmulas anteriores con 16 y 46 términos en la serie y los resultados que se han obtenido son idénticos a los que se tenían con la solución general.

Para $T_v = 0,001$ la presión intersticial en exceso adimensional tiene valores no despreciables solamente en las inmediaciones de la cara donde ocurre el cambio de altura piezométrica, con lo que el asiento adimensional es despreciable. Para $T_v = 10$, o cuando $T_v = 1$ y $T_{vf} = 0,1$, la presión intersticial en exceso y el asiento alcanzan los valores finales.

Las series incluidas en las ecuaciones correspondientes a la presión intersticial en exceso o al asiento convergen bastante rápidamente, en especial para grandes valores de T_v y T_{vf} . El número de términos de la serie, N , necesario para alcanzar una precisión de tres decimales en los valores adimensionales de la presión intersticial en exceso o del asiento de las tablas 3.5 y 3.2, oscila entre 0 para $10 > T_v > T_{vf}$ y 70 para u_{eo} y $T_v = T_{vf} = 0,001$. Para el caso del asiento de la expresión de la tabla 3.2 correspondiente a $h_o = h_N = h$ el número máximo de términos es de 43.

Tabla 3.5 Presión intersticial en exceso no dimensional para una variación lineal creciente de h hasta un valor final constante h_f (Justo y Vázquez, 1999)

Condiciones en los límites	T_v T_{vf}	T_v T_{vf}
h_o	$\frac{u_{eo2}}{1/2} = \frac{h_N}{w}$ $= Z + \frac{1}{T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{M_1^{2n+1}} \left(\frac{1}{M_1} \right)^{n+1} \text{sen}(M_1 Z) e^{-M_1^2 T_v} \left[\frac{4}{6} Z^2 \right]$	$\frac{u_{eo2}}{1/2} = \frac{h_{Nf}}{w}$ $= Z \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{T_{vf}^{n+1}} \frac{(1)^{n+1}}{M_1^3} \text{sen}(M_1 Z) e^{-M_1^2(T_v + T_{vf})} \left[e^{-M_1^2 T_v} \right]$
h_N	$\frac{u_{eo1}}{1/2} = \frac{h_o}{w}$ $= 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{T_v} \frac{2}{M_1^{2n+1}} \text{sen}(M_1 Z) e^{-M_1^2 T_v} \left[\frac{(2 - Z)Z(4 - Z)}{6} \right]$	$\frac{u_{eo1}}{1/2} = \frac{h_{of}}{w}$ $= 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Z}{T_{vf}^{n+1}} \frac{\text{sen}(M_1 Z)}{M_1^3} e^{-M_1^2(T_v + T_{vf})} \left[e^{-M_1^2 T_v} \right]$
$h_o = h_N = h$	$\frac{u_{eo}}{w} = 1 + \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M_1^{2m+1}} \text{sen}(M_1 Z) e^{-M_1^2 T_v} \left[\frac{Z}{6} \right]$	$\frac{u_{eo}}{w} = 1 + \frac{2}{T_{vf}^{m=0}} \frac{\text{sen}(M_1 Z)}{M_1^3} e^{-M_1^2(T_v + T_{vf})} \left[e^{-M_1^2 T_v} \right]$

Tabla 3.6
Asiento no dimensional para una variación lineal creciente de h hasta un valor final constante h_f (Justo y Vázquez, 1999)

Condiciones en los límites	T_v T_{vf}	T_v T_{vf}
h_N	$\frac{s_1(Z)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{2} \frac{h_o}{w} \right) =$ $= \frac{Z(4-Z)}{4} + \frac{1}{T_v} \sum_{n=1}^{n=N} \frac{1}{M_1^4} \cos(M_1 Z) e^{M_1^2 T_v} \frac{Z^2}{M_1} \frac{Z}{M_1^4} e^{M_1 T_v}$	$\frac{s_1(Z)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{2} \frac{h_{of}}{w} \right) =$ $= \frac{Z(4-Z)}{4} \frac{1}{T_{vf}} \sum_{n=1}^{n=N} \frac{1}{M_1^4} \cos(M_1 Z) \left[e^{M_1^2(T_v, T_{vf})} e^{M_1 T_v} \right]$
h_o	$\frac{s_2(Z)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{2} \frac{h_N}{w} \right) =$ $= \frac{Z^2}{4} + \frac{1}{T_v} \sum_{n=1}^{n=N} \frac{(1)^{n+1}}{M_1^4} e^{M_1^2 T_v} (1 - \cos[M_1 Z]) \frac{Z^2}{48} [Z]$	$\frac{s_2(Z)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{2} \frac{h_{Nf}}{w} \right) =$ $= \frac{Z^2}{4} \frac{1}{T_{vf}} \sum_{n=1}^{n=N} \frac{(1)^{n+1}}{M_1^4} [1 - \cos(M_1 Z)] e^{M_1^2(T_v, T_{vf})} e^{M_1 T_v}$
$h_o = h_N = h$	$\frac{s(Z)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{w} h \right) =$ $= \frac{Z}{2} + \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{m=N} \frac{1}{M^4} \cos(MZ) e^{M^2 T_v} \frac{Z^2}{M} \frac{Z}{M}$	$\frac{s(Z)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{w} h \right) =$ $= \frac{Z}{2} \frac{1}{T_{vf}} \sum_{m=0}^{m=N} \frac{1}{M^4} \cos(MZ) \left[e^{M^2(T_v, T_{vf})} e^{M T_v} \right]$
Cualquiera	$\frac{s(2)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{w} h_m \right) = 1 + \frac{1}{3T_v} + \frac{2}{T_v} \sum_{m=0}^{m=N} \frac{e^{M T_v}}{M}$	$\frac{s(2)}{2Hm_v} \left(\frac{1}{w} h_{mf} \right) = 1 + \frac{2}{T_{vf}} \sum_{m=0}^{m=N} \frac{e^{M^2(T_v, T_{vf})} e^{M T_v}}{M^4}$

3.2.2. Resolución por métodos de cálculo numérico

La situación inicial es de equilibrio y se conocen los valores de la altura piezométrica en los límites superior e inferior del estrato de arcilla (ver figura 3.1). Se supone que la situación inicial es hidrostática y que el nivel piezométrico inicial se encuentra a una cota z_w . Se conocen, también, las modificaciones que se producen en los acuíferos confinantes. Admitiendo todas las hipótesis de la teoría de Terzaghi-Fröhlich, la ecuación de la consolidación primaria (Jiménez Salas y Justo, 1971) toma la forma [3.1].

Una de las hipótesis consideradas en el caso de Murcia (3.2.1) es que el descenso del nivel piezométrico es el mismo en el acuífero superior que en el inferior:

$$h_o(t) = h_N(t) = h(t) \quad [3.9]$$

Las condiciones en los límites pueden escribirse:

$$z = z_0 \quad u = u(0, z_0) + \frac{z_w - z_0}{z_w - z_0} h(t) \quad [3.10]$$

$$z = z_N \quad u = u(0, z_N) + \frac{z_w - z_N}{z_w - z_N} h(t) \quad [3.11]$$

$$t = 0 \quad u = u(0, z) = \frac{z_w - z}{z_w - z_0} \quad z_0 \leq z \leq z_N \quad [3.12]$$

Si se supone que los cambios en la altura piezométrica sólo se producen en el acuífero inferior (ver 3.2.1), entonces:

$$h_o(t) = h(t) \quad h_N(t) = 0 \quad [3.13]$$

Con lo que las condiciones en los límites de la ecuación [3.1] serán:

$$z = z_0 \quad u = u(0, z_0) + \frac{z_w - z_0}{z_w - z_0} h(t) \quad [3.14]$$

$$z = z_N \quad u = u(0, z_N) = \frac{z_w - z_N}{z_w - z_N} h(t) \quad [3.15]$$

$$t = 0 \quad u = u(0, z) = \frac{z_w - z}{z_w - z_0} \quad z_0 \leq z \leq z_N \quad [3.16]$$

3.2.2.1. Cálculo de presiones intersticiales

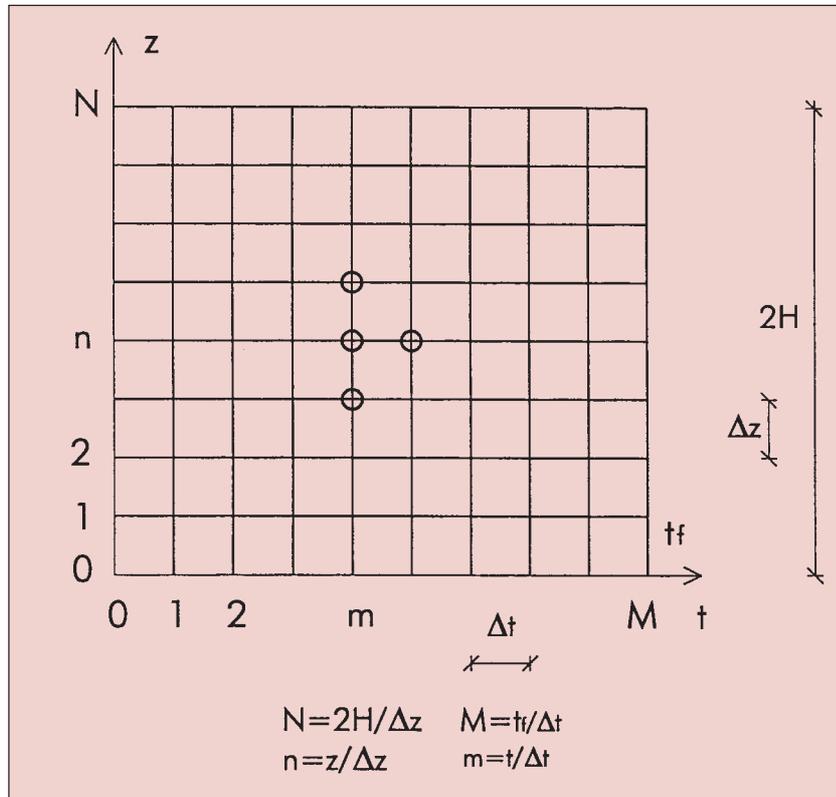
3.2.2.1.1. Diferencias finitas

Si se resuelve la ecuación diferencial [3.1] con las condiciones en los límites [3.10] a [3.12], o [3.14] a [3.16], por diferencias finitas (ver figura 3.5), y suponiendo que a partir de M , $u(m,0)$ y $u(m,N)$ son constantes (Justo y Vázquez, 2000):

$$u(m+1, n) = u(m, n) + \frac{1}{2} [u(m, n+1) - 2u(m, n) + u(m, n-1)] \quad [3.17]$$

$$\text{con } = \frac{c_v t}{z^2} \quad (\text{Para que haya convergencia ha de ser } 0 < \frac{l}{2}) \quad [3.18]$$

Figura 3.5
Esquema de diferencias finitas con ancho de malla constante



Logfren (1977) dice que la compactación de los depósitos bajo la superficie debida al incremento de la presión efectiva causado por el descenso en el nivel del agua, depende principalmente de la naturaleza del suelo, y puede ser:

- a) Proporcional y elástica, es decir, las deformaciones son proporcionales a las tensiones y recuperables, por lo tanto, independientes del tiempo.
- b) Principalmente anelástica, resultado de un reajuste de la estructura granular, causando una disminución permanente de volumen y un incremento de la densidad de los depósitos. Carbognin et al. (1977) dan un valor de E_{oed} para la descarga (E_{oedr}) un 20% superior al de la carga noval en el suelo de Venecia (ver 1.2.4.1).

En general, si los depósitos son arenas gruesas y gravas la compactación será pequeña y mayormente elástica, mientras que si contienen estratos de grano fino o, incluso, pequeñas cantidades de arcilla, la compactación será mucho mayor y principalmente anelástica, es decir, mayormente permanente.

Se va a admitir, en primer lugar, un comportamiento elástico, es decir reversible, del terreno. Pero si se considera que el comportamiento del terreno no es elástico, el ascenso

del nivel piezométrico después de un período de descenso provoca un incremento de la presión intersticial, con lo que se origina un proceso de descarga y deben aumentar los parámetros c_v y E_{oed} , lo que lleva implícito un cambio de r . Si después vuelve a descender, se mantendrán los nuevos valores de c_v y E_{oed} (c_{vr} y E_{oedr}) hasta que se llegue de nuevo al mínimo de presión alcanzado anteriormente. Esto repercute tanto en el cálculo de las presiones como en el de los asientos. Hay que tener en cuenta para cada paso en el tiempo (m), cuál es la menor presión que se ha obtenido en cada profundidad (n), a la que se le llama $u_{min}(m,n)$. Para las presiones, si,

$$u(m,n) = u_{min}(m,n), \text{ se utiliza el coeficiente de consolidación, } c_v = 3,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$u(m,n) > u_{min}(m,n), \text{ se utiliza el coeficiente de consolidación en recarga,}$$

$$c_{vr} = 3,2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

3.2.2.1.2. Método de predictor-corrector

El método de predictor-corrector (Douglas y Jones, 1963) se ha usado con éxito en la solución numérica de ecuaciones diferenciales ordinarias. Para su aplicación al problema estudiado se introduce un nuevo paso intermedio para cada cálculo en el tiempo ($m+1/2$). La primera aproximación, con el predictor, determina los valores de la presión en las posiciones intermedias ($m+1/2$) a partir de los valores anteriores conocidos (m), para las profundidades dadas. La segunda, con el corrector, determina los valores de la presión en las posiciones que buscamos ($m+1$) a partir de los valores intermedios ($m+1/2$) y de los valores anteriores conocidos (m), para las profundidades citadas. Así, con el pequeño esfuerzo de duplicar el cálculo en cada paso, podemos conseguir un considerable aumento en la exactitud. Cuando la ecuación diferencial es lineal la solución es explícita, siendo implícita si no lo es. Partiendo de la ecuación diferencial [3.1], podemos hacer las siguientes aproximaciones (Justo y Vázquez, 2000):

Para el predictor,

$$u(m+1/2, n-1) = 2(1+r)u(m+1/2, n) + r u(m+1/2, n+1) = 2u(m, n) \quad [3.19]$$

que constituye un sistema de $N-1$ ecuaciones con $N-1$ incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores $u(m, n)$ se hallan los $u(m+1/2, n)$

Para el corrector,

$$u(m+1, n-1) = 2(1+r)u(m+1, n) + r u(m+1, n+1) =$$

$$= (u(m, n+1) + 2u(m, n) + u(m, n-1)) = 2u(m, n) \quad [3.20]$$

que constituye un sistema de $N-1$ ecuaciones con $N-1$ incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores $u(m, n)$ se hallan los $u(m+1, n)$.

El ascenso del nivel piezométrico después de un período de descenso provoca un cambio de r , pues se aplica el coeficiente de consolidación en recarga, c_{vr} . Si después vuelve a descender, se mantendrán los nuevos valores de c_{vr} y E_{oedr} hasta que se

llegue de nuevo al máximo de presión efectiva alcanzado anteriormente. Esto hace que dependa de la presión y en las expresiones anteriores hay que cambiar u por $u(m,n)$ en el predictor y por $u(m+1/2,n)$ en el corrector.

El método del predictor-corrector tiene su campo de aplicación en ecuaciones diferenciales no lineales (por ejemplo, en suelos parcialmente saturados). En ecuaciones lineales, como la que nos ocupa, (ec. [3.1]), se puede alcanzar la precisión que se desee con tal de que z e t sean suficientemente pequeños (Douglas y Jones, 1963), pero no hay limitación en el valor de z , por lo que el sistema es mucho más flexible cuando el proceso se desarrolla en tiempos prolongados.

3.2.2.2. Cálculo de asientos

Se van a considerar dos modelos distintos respecto del asiento. El primero se basa en suponer que la ley tensión-deformación es lineal (Justo y Vázquez, 2000):

$$\sigma(m,n) = \frac{\sigma'(m,n) - \sigma'(0,n)}{E_{oed}} = \frac{u(0,n) - u(m,n)}{E_{oed}}$$

El asiento en el tiempo t ($t = m \cdot \Delta t$) de un nodo, n_1 , respecto a la base del estrato, será:

$$s(m,n_1) = \sum_{n=n_1}^N \frac{u(0,n) - u(m,n)}{E_{oed}} \cdot z_i \quad [3.21]$$

Si $1 \leq n \leq N-1$, $i = 1$. Si $n = 0$, $n = n_1$ o $n = N$, $i = 1/2$

Cuando hay varios estratos con distinto E_{oed} , se calcula el asiento de cada uno por separado, siendo N el límite superior y n_1 el inferior.

Los datos obtenidos de muchas muestras inalteradas de suelos en la Llanura de Nobi (ver 1.2.3) probaban que las capas de arcilla más superficiales, cuyo asiento era calculado por Kuwahara et al. (1977), estaban normalmente consolidadas, mientras que las capas más profundas estaban ligeramente o fuertemente sobreconsolidadas.

El segundo modelo, válido para suelos normalmente consolidados, consiste en admitir una ley logarítmica para la deformación (Justo y Vázquez, 2000).

$$\sigma_i(m,n) = \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_i}{\sigma'_o} = \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{u(m,n)}{u(0,n)}$$

$$s_i(m,n_1) = \sum_{n=n_1}^N z'_i = \frac{C_c}{1+e_o} \sum_{n=n_1}^N \log \frac{u(m,n)}{u(0,n)} \cdot z_i \quad [3.22]$$

Si $1 \leq n \leq N-1$, $i = 1$. Si $n = 0$, $n = n_1$ o $n = N$, $i = 1/2$ para cada estrato.

En realidad ésta es la práctica común en Mecánica del Suelo, donde se admite la Teoría de Terzaghi para calcular las presiones intersticiales en exceso y la ley logarítmica para el cálculo de asentos. Aunque el módulo edométrico, E_{oed} , refleja la sobreconsolidación de la arcilla (ver 3.2.1.1), al no tener datos de la presión de preconsolidación, los cálculos con la ley logarítmica se han hecho suponiendo la arcilla normalmente consolidada para comprobar la influencia de diversos métodos numéricos en este tipo de arcillas. Los asentos obtenidos con la ley logarítmica serán, pues, demasiado elevados.

Si se realizan los cálculos por diferencias finitas en el sondeo S'25 (ver figura 3.3) con las variaciones del nivel piezométrico que se producen en el pozo P39 (ver figura 3.4) y asumiendo que la variación de la altura piezométrica es la misma en las zonas superior e inferior del estrato de arcilla, tomando un $z = 0,3625$ m y un $t = 15$ días, los parámetros de cálculo se indican en la tabla 3.7, donde se observa que se está considerando un comportamiento elástico del terreno. Si se llama u_{min} a la mínima presión del agua que se alcanza en la base del estrato, s_{max} al máximo asiento calculado por la expresión [3.21] y s_{lmax} al máximo calculado por la expresión [3.22], los resultados se resumen en la tabla 3.8.

Tabla 3.7
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. ($m=360, n=56$)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN 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
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	Z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,5	-2	20,3	0,3625	0,5							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	(kN/m^3)	e_o	c_v (m^2/s)	C_C	E_{oed} (kPa)					
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	0,156	7.500	0,36				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	0,156	22.500	0,36				

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 3.8
Resultados del cálculo por diferencias finitas
SUELO SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
S'25. P39 ($m=360, n=56$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,41	SEP-96 DIC-96
s_{lmax} (cm)	10,64	NOV-96

Para $z = 1,45$ m e $t = 1$ mes,

Tabla 3.9
 Datos de entrada para el cálculo
 S'25. P39. ($m=180, n=14$)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN 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
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,5	-2	20,3	1,45	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	(kN/m ³)	e_o	c_v (m ² /s)	C_C	E_{oed} (kPa)					
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	0,156	7.500	0,04				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	0,156	22.500	0,04				

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 3.10
 Resultados del cálculo por diferencias finitas.
 SUELO SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,46	JUL-96
$s_{l\ max}$ (cm)	10,93	AGO-96

Si se vuelve a hacer el cálculo cambiando las condiciones en los límites [3.10] a [3.12] por las [3.14] a [3.16], es decir, considerando que no hay variación de la altura piezométrica en el acuífero superior, y manteniendo todos los demás datos, los resultados de asiento son muy inferiores:

Tabla 3.11
 Resultados del cálculo por diferencias finitas.
 SUELO SATURADO. ($h_N = 0$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	0,64	ABR-96 DIC-96
$s_{l\ max}$ (cm)	2,04	AGO-96 NOV-96

Si se considera la irreversibilidad real que se produce en el comportamiento del terreno, para el asiento, cuando $u(m, n) > u_{\min}(m, n)$ producida para esa profundidad hasta ese momento, cambiaremos el módulo edométrico, E_{oed} , por el módulo edométrico en recarga, E_{oedr} , en la expresión [3.21] y el índice de compresión, C_C , por el índice de hinchamiento, C_S , en la [3.22]. Pero estas ecuaciones ya no serán válidas si no calculan el asiento de una forma incremental, con lo que para cada paso en el tiempo lo que se calcula es el incremento de asiento que se produce con respecto al paso anterior. Sumando todos los que se tienen hasta ese momento, se puede comprobar el asiento total que se produce en cada profundidad para un tiempo determinado. Las leyes de asiento quedan de la siguiente forma (Justo y Vázquez, 2000):

Para la ley tensión-deformación lineal:

$$s(m, n_1) = \sum_{n=n_1}^N \frac{u(m, n) - u(m, n-1)}{E_{oed}} \quad z.i \quad [3.23]$$

Si $1 \leq n \leq N-1$ $i = 1$

Si $n = n_1$ o $n = N$ $i = 1/2$

$E_{oed} = E_{oed}$, si $u(m, n) \leq u_{\min}(m, n)$

$E_{oed} = E_{oedr}$, si $u(m, n) > u_{\min}(m, n)$

$$s(m, n_1) = \sum_{m=0} s(m, n_1)$$

Para la ley logarítmica:

$$s_l(m, n_1) = \sum_{n=n_1}^N z' = \frac{I}{I + e_o} C \log \frac{u(m, n)}{u(m-1, n)} \quad z.i \quad [3.24]$$

$C = C_C$, si $u(m, n) \leq u_{\min}(m, n)$

$C = C_S$, si $u(m, n) > u_{\min}(m, n)$

$$s_l(m, n_1) = \sum_{m=0} s_l(m, n_1)$$

Si se repite el cálculo por diferencias finitas con estas condiciones manteniendo z e t , los datos de entrada se exponen en la tabla 3.12. Si se representa en ordenadas la profundidad bajo el techo del estrato compresible y en abscisas la presión intersticial, u , en kPa, para 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), 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 3.6 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 mantiene 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 aparece un nuevo punto de inflexión en torno a 18 m de profundidad.

Figura 3.6

Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible, en condiciones no elásticas

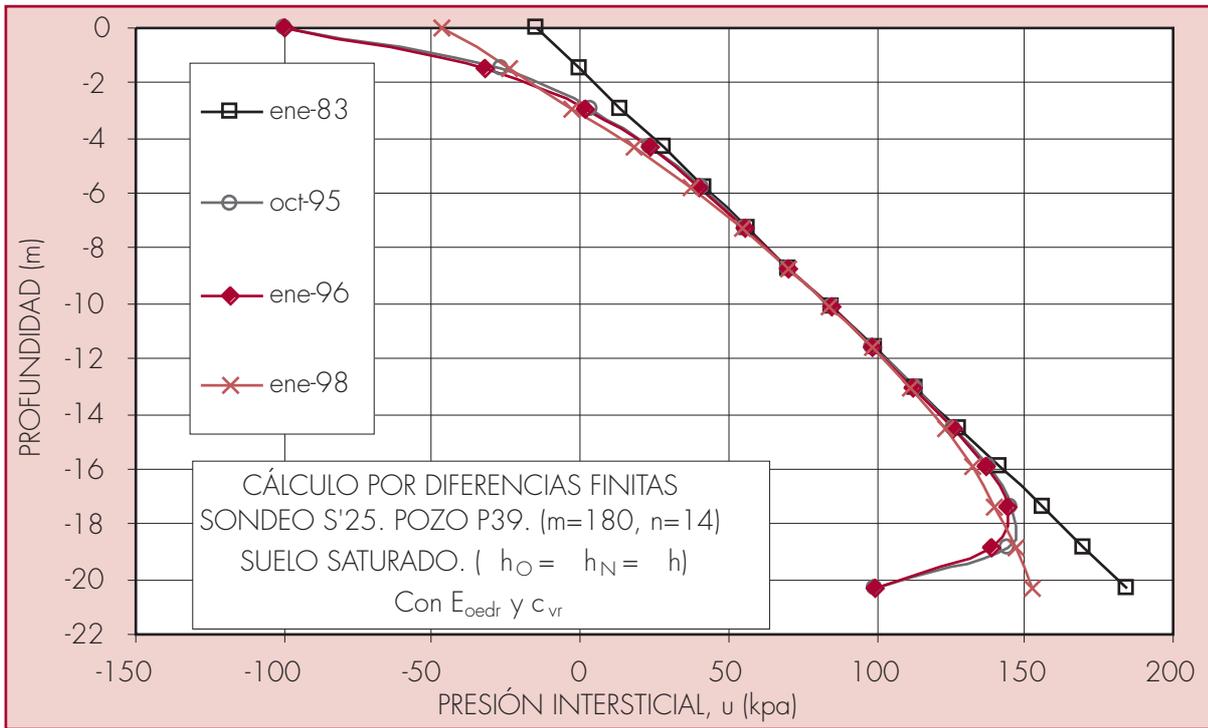
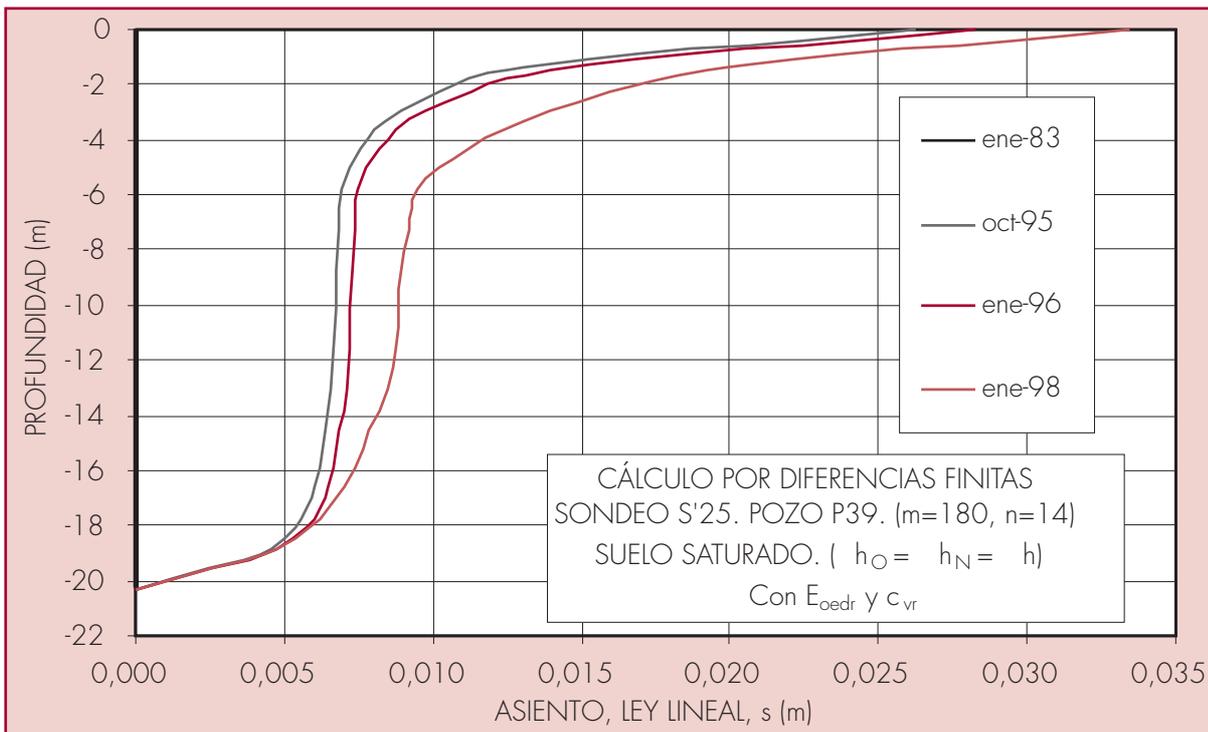


Figura 3.7

Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley tensión-deformación lineal



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 observada.

Tabla 3.12
 Datos de entrada para el cálculo
 S'25. P39. ($m=180, n=14$)
 Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97
	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97	ENE-98
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,5	-2	20,3	1,45	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	(kN/m^3)	e_o	c_v (m^2/s)	c_{vr} (m^2/s)	C_c	C_s	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)		r
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	$3,2 \times 10^{-7}$	0,156	0,018	7.500	67.000	0,04	0,39
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	$3,6 \times 10^{-8}$	$3,2 \times 10^{-7}$	0,156	0,018	22.500	200.000	0,04	0,39

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 3.13
 Resultados del cálculo por diferencias finitas.
 SUELO SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)
 Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	3,34	ENE-98
$s_{l max}$ (cm)	13,66	ENE-98

Para los meses anteriores se ha dibujado la relación existente entre la profundidad y el asiento, calculado por las expresiones [3.23] y [3.24]. En las figuras 3.7 y 3.8 se observa que el asiento que se calcula por la ley tensión-deformación lineal es del orden de 4 veces inferior al de la ley logarítmica. Además puede comprobarse que en los 5 m superiores crece muchísimo en ambos casos, en ellos se produce un 85% del total. En todas las curvas prácticamente se mantiene constante entre los 5 y los 15 m de profundidad. Los valores máximos se pueden leer en la tabla 3.13.

Figura 3.8
Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley logarítmica

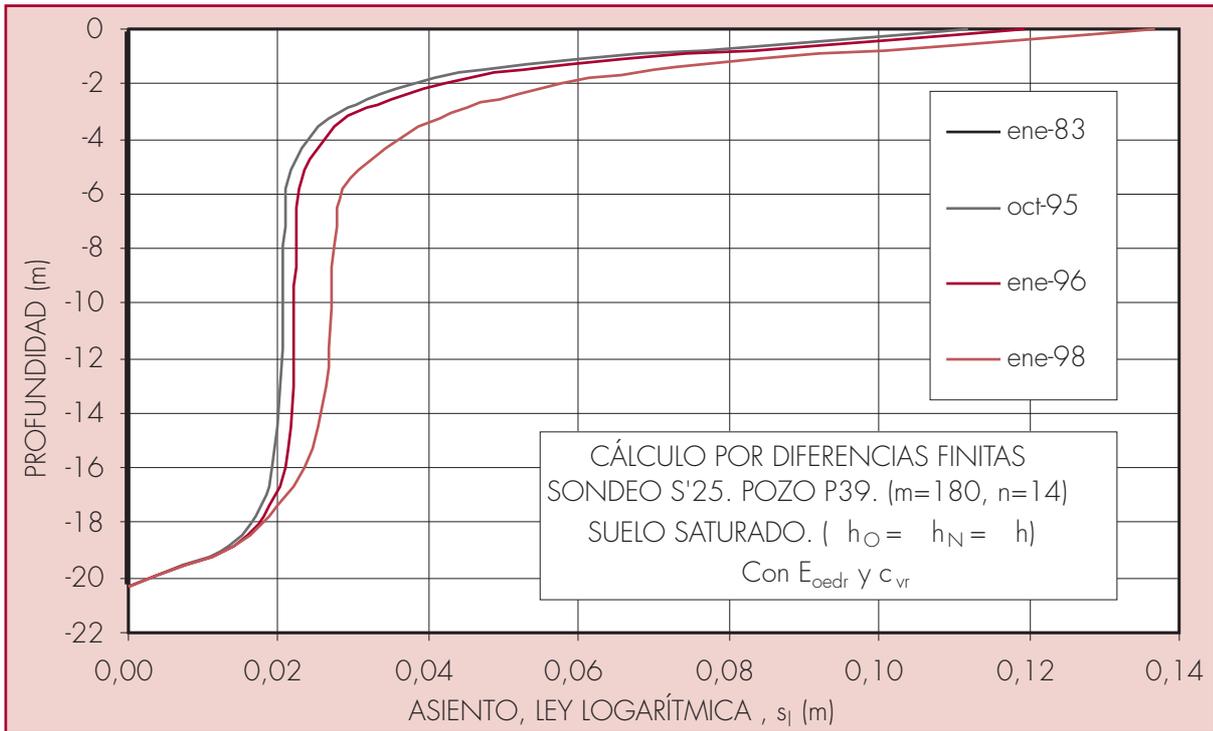
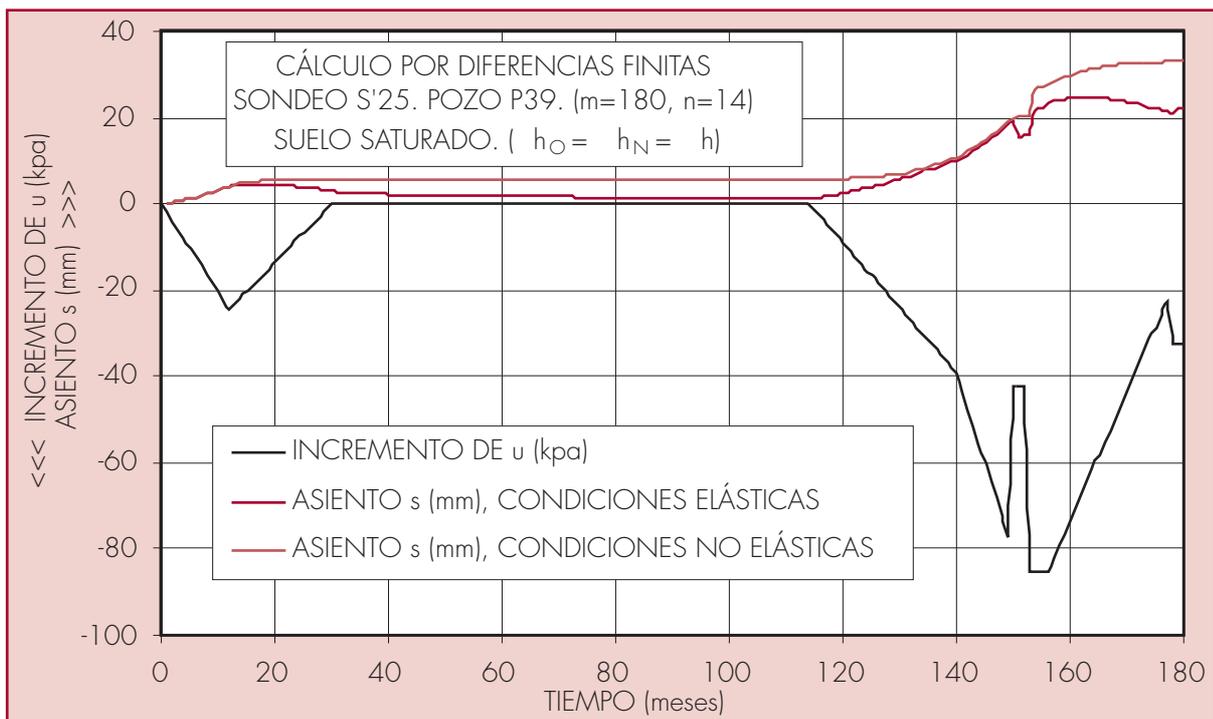


Figura 3.9
Asiento e incremento de presión intersticial en el techo y la base del estrato compresible, en función del tiempo, distinguiendo o no la recarga de la carga noval. Ley tensión-deformación lineal



Podemos comparar los resultados obtenidos por los dos últimos cálculos para $h_o = h_N = h$, comprobando que, cuando se usan valores distintos de E_{oed} y c_v para la descarga y recarga, el asiento final es mayor, por ser menor su recuperación en el tiempo de descarga. En la figura 3.9 se representa en abscisas el tiempo y en ordenadas la variación de la presión intersticial en el techo y la base del estrato compresible y el asiento correspondiente a la ley lineal ([3.23]), para los dos casos, en condiciones elásticas y no elásticas. En el primer tramo de descenso del nivel piezométrico, ambos asientos coinciden, para separarse cuando el nivel asciende. El que distingue la recarga y la descarga de la carga noval prácticamente no baja del valor máximo, mientras que el otro se recupera en gran parte y sigue haciéndolo, aunque lentamente, durante el largo período en el que el nivel piezométrico permanece constante desde julio del 85 hasta julio del 92. En este mes vuelve a iniciarse un descenso y la respuesta del asiento es más rápida en el que no se distinguen la recarga y la carga noval. Pero este descenso supera al inicial, con lo que las dos leyes de asiento casi se juntan en el período entre septiembre del 94 y junio del 95. Es en este mes, con un nuevo ascenso, donde las dos leyes se separan definitivamente para no volver a coincidir más. Tras otros dos descensos y un ascenso, el nivel piezométrico acaba manteniéndose constante en los tres últimos meses, llegando a enero del 98, en el que el asiento en condiciones no elásticas alcanza el máximo y el de condiciones elásticas ha bajado desde el máximo y se encuentra en una fase de recuperación.

En la figura 3.10 se representa en abscisas el incremento de la presión intersticial en el techo y la base del estrato, cambiado de signo, y en ordenadas el asiento (ley lineal, [3.23]), para condiciones elásticas y no elásticas. Se observa el distinto comportamiento del asiento obtenido de las dos formas en cada movimiento del nivel piezométrico.

Si se considera que no hay variación de la altura piezométrica en el acuífero superior, manteniendo todos los demás datos, se pueden representar las presiones intersticiales calculadas, u , en kPa, en abscisas y la profundidad bajo el techo del estrato compresible, en m, en ordenadas, para los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en la base del estrato. La figura 3.11 muestra un comportamiento análogo al de la figura 3.6 en las profundidades próximas a la base del estrato, ambas referidas a las fechas de enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98.

Para estos meses se dibuja la relación existente entre la profundidad y el asiento, calculado por las expresiones [3.23] y [3.24]. En las figuras 3.12 y 3.13 se observa que el asiento que se calcula por la ley tensión-deformación lineal es del orden de 3 a 3,5 veces inferior al de la ley logarítmica (frente a 4 veces cuando $h_o = h_N = h$). Pero la principal diferencia es que el asiento se produce en la zona próxima a la base del estrato compresible y se mantiene constante en las zonas central y superior, mientras que en el caso anterior se producía en su mayor parte (85%) en los cinco metros superiores. Los resultados de asiento son equivalentes a los del cálculo para igual variación del nivel piezométrico en ambos acuíferos, pero acotándolos a la zona cercana a la base del estrato y desapareciendo los de la zona próxima al techo, con lo que la reducción del asiento es considerable (en torno al 77%). Los valores máximos se pueden leer en la tabla 3.14. Lo mismo ocurre para el asiento calculado sin distinguir la recarga, como se deduce de la observación de los resultados de las tablas 3.10 y 3.11.

Figura 3.10

Incremento de la presión intersticial en el techo y la base del estrato compresible en función del asiento

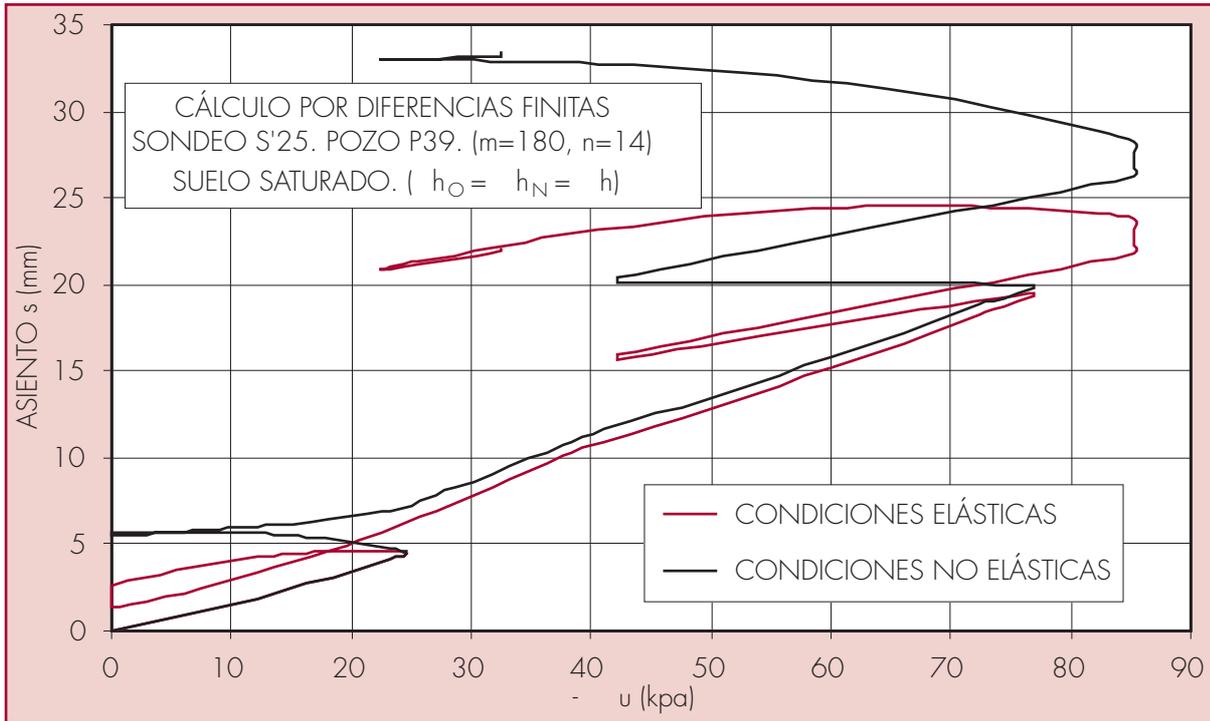


Figura 3.11

Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible, en condiciones no elásticas

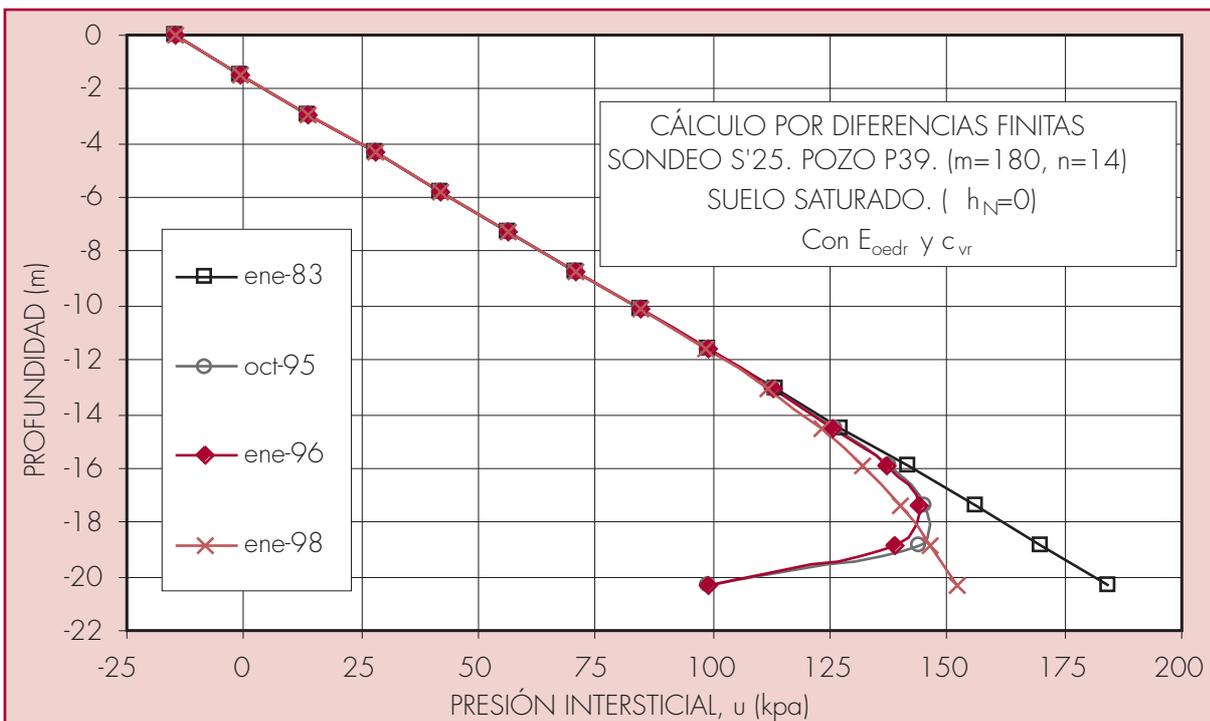


Figura 3.12

Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley tensión-deformación lineal

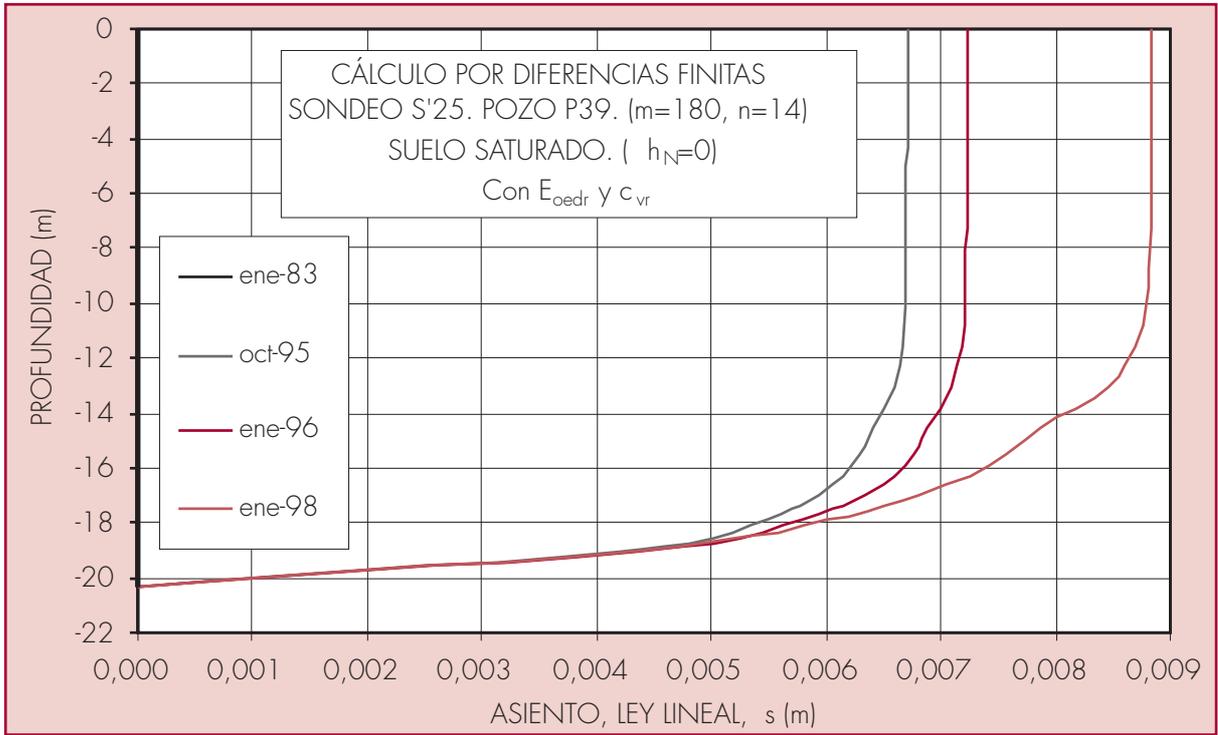


Figura 3.13

Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley logarítmica

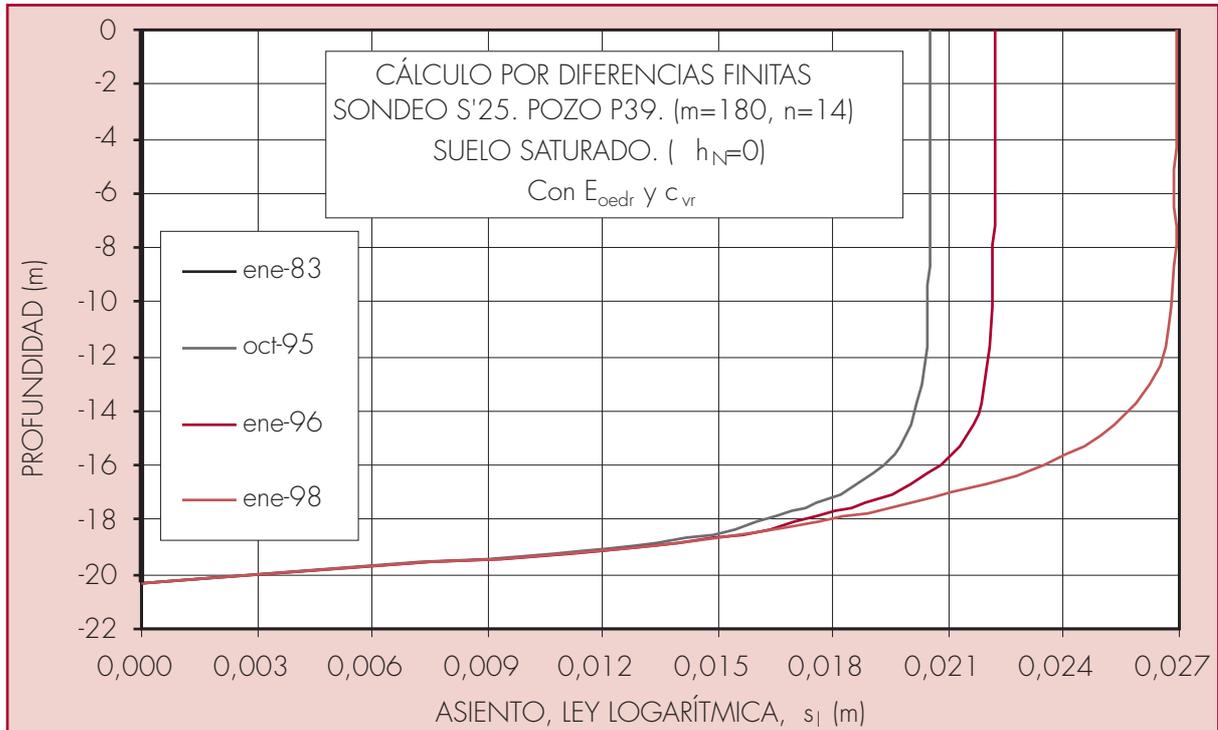


Tabla 3.14
 Resultados del cálculo por diferencias finitas.
 SUELO SATURADO. ($h_N = 0$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)
 Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	0,88	DIC-97 ENE-98
sI_{max} (cm)	2,69	ENE-98

Es interesante comparar los resultados obtenidos por las expresiones explícitas recogidas en las tablas 3.2 y 3.6 y por la aproximación explícita en diferencias finitas. Si se hacen los cálculos por diferencias finitas, para igual variación del nivel piezométrico en ambos acuíferos, con los datos de la tabla 3.4, sin distinguir entre carga noval y descarga/recarga y con el valor medio de E_{oed} de la tabla 3.3, con $z = 0,725$ m e $t = 1$ mes, se obtienen los resultados de la tabla 3.15.

Al usar un E_{oed} medio el dato que más varía es el del asiento calculado por la expresión [3.23], correspondiente a la ley tensión-deformación lineal, que resulta algo superior a los de otras discretizaciones, pero la variación es poco significativa y el asiento es del mismo orden de magnitud.

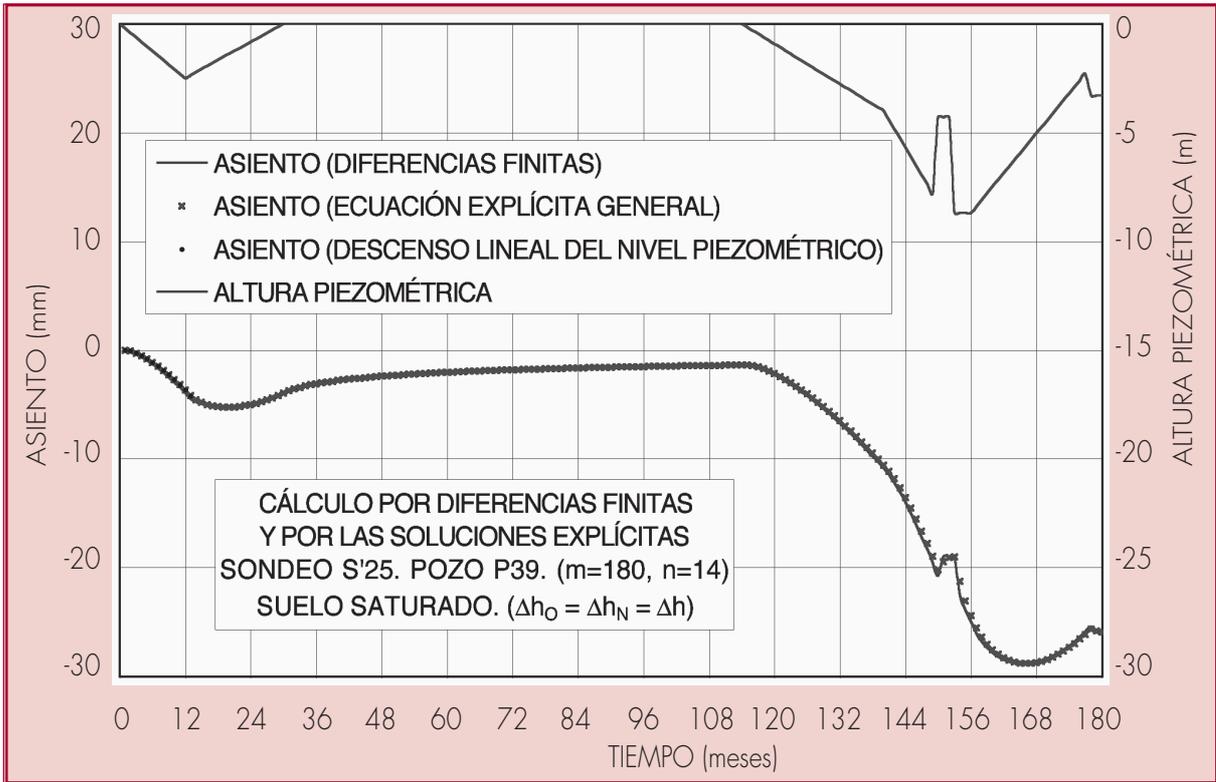
Tabla 3.15
 Resultados del cálculo por diferencias finitas.
 SUELO SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=28$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,89	OCT-96
sI_{max} (cm)	10,67	OCT-96 NOV-96

En la figura 3.14 se comparan los asientos en el techo del acuitardo que se obtienen, en mm, aplicando los cálculos según la tabla 3.4, correspondientes a $h_o = h_N = h$, por la resolución en diferencias finitas con relación lineal entre tensión y deformación para el asiento, con la ecuación explícita general de la expresión de la tabla 3.2 y con la expresión de la tabla 3.6, válida para un descenso lineal del nivel piezométrico. Se representan, también, como referencia, las variaciones de altura piezométrica en el techo y la base del acuitardo.

Figura 3.14

Asiento producido por los cambios de altura piezométrica. Diferencias finitas y expresiones explícitas



Como puede observarse, los asientos coinciden totalmente cuando se calculan por las expresiones explícitas de las tablas 3.2 (expresión general) y 3.6 (descenso lineal del nivel piezométrico), por lo que su exactitud es mayor. Los asientos que se obtienen por el método de diferencias finitas se separan muy poco de los otros, del orden de 0,1 mm en casi toda la tabla, y siempre más donde los movimientos del nivel piezométrico son más bruscos, produciéndose la mayor diferencia en octubre del 95 y siendo de 1,2 mm. El asiento máximo, como ya se ha apuntado, es prácticamente idéntico. Lo mismo ocurre con el asiento a cualquier profundidad.

En cuanto a la idoneidad de uno u otro método para el cálculo del asiento, el esquema explícito de diferencias finitas requiere que el coeficiente $\alpha = c_v t / z^2$ sea $\geq 1/2$ para que haya convergencia. Cuando c_v es alto o, como sucede en el caso de Murcia, el proceso se prolonga en tiempos largos, esto demanda valores muy pequeños de t y un esfuerzo de cálculo excesivo, o valores muy altos de z , lo que tiene mayor efecto pero puede adulterar el resultado. De acuerdo con Gibson y Lumb (1953) es difícil determinar exactamente la presión del agua en los poros tras largos períodos de tiempo. El efecto de disminuir t también aumenta la exactitud del cálculo por la solución explícita, pues, se demuestra por desarrollos en serie, que el error relativo producido por la integración numérica es $T^2 / 12 + \dots = O(T^2)$, por lo que decrece rápidamente cuando decrece T . Con las ecuaciones de las tablas 3.2 y 3.6 se puede encontrar la solución para cualquier tiempo y profundidad sin que haya que pasar por los puntos intermedios, a lo que obliga la malla de diferencias finitas. La solución explícita es la más exacta, pero sólo es aplicable cuando c_v es constante. Por lo tanto, presenta el inconveniente de que con ella no se pueden tener en cuenta variaciones de c_v en procesos de carga, descarga y recarga.

También se emplearon las soluciones explícitas correspondientes a $h_o = 0$, con los datos de la tabla 3.4 (3.2.1.1 y 3.2.1.2). Si se repite el mismo cálculo por diferencias finitas se obtienen los resultados de la tabla 3.16. El asiento de la ley lineal es casi idéntico al hallado por las expresiones explícitas, aunque es superior al calculado con la discretización anterior ($z = 1,45$ m e $t = 1$ mes) y el asiento correspondiente a la ley logarítmica es casi idéntico al de dicha discretización.

Tabla 3.16
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. ($h_N = 0$)
S'25. P39 ($m=180, n=28$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
S_{max} (cm)	1,45	SEP-96 OCT-96
$S_{I\ max}$ (cm)	2,03	OCT-96 FEB-97

Para comparar el método de predictor-corrector con los cálculos hechos con anterioridad, se calculan las presiones intersticiales por las expresiones [3.19] y [3.20] y el asiento por las [3.23] y [3.24], para el caso elástico y considerando un espesor único medio de la capa de arcilla, con igual variación del nivel piezométrico en ambos acuíferos, con los datos de la tabla 3.4, obteniendo valores máximos prácticamente iguales a los que ya teníamos.

Tabla 3.17
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
S'25. P39 ($m=180, n=28$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
S_{max} (cm)	2,89	SEP-96 OCT-96
$S_{I\ max}$ (cm)	10,68	OCT-96

Los resultados son muy similares a los que se tenían con las expresiones explícitas de las tablas 3.2 y 3.6, y con el método de diferencias finitas. Con respecto a los asientos de las series, la diferencia a lo largo de toda la tabla es del orden de 0,2 mm, siendo superior donde los movimientos del nivel piezométrico son más bruscos, produciéndose la mayor en octubre del 95, de 1,8 mm. El asiento a cualquier profundidad es casi idéntico. Si se

comparan con los cálculos por diferencias finitas, la diferencia es incluso menor, siendo la máxima de 0,6 mm, en octubre del 95.

Si se considera que la solución exacta es la que proporcionan las expresiones explícitas, lo que no está lejos de la realidad pues ya se ha visto que coinciden plenamente los resultados de los asientos calculados para el caso general y para el de distribución lineal de la altura piezométrica hasta un mínimo, el método predictor-corrector se aleja de ella más que el de diferencias finitas, aunque ligeramente, y se puede afirmar que el método de diferencias finitas es una solución intermedia entre el predictor-corrector y el de las expresiones explícitas, para el caso estudiado, tal y como se observa en octubre del 95. Como dato, es de observar que el asiento final, que aparece en enero del 98, es el mismo en todos los cálculos, de 2,6 cm.

Si se vuelve a calcular por el método de predictor-corrector, manteniendo todas las condiciones, pero para el caso en que el nivel piezométrico se mantiene constante en el acuífero superior, los resultados son totalmente análogos a los del mismo cálculo por diferencias finitas y sus valores máximos se exponen en la tabla 3.18.

Se puede afirmar que las soluciones explícitas presentan claras ventajas con respecto a los esquemas de diferencias finitas y de predictor-corrector para un suelo elástico y uniforme. Para todos los demás casos de leyes logarítmicas para las deformaciones, o suelos parcialmente saturados, las soluciones explícitas no existen y es necesario recurrir al cálculo numérico.

Si se produce un decrecimiento seguido de un incremento de la altura piezométrica, probablemente habrá un incremento seguido de un decrecimiento de la presión efectiva. En este caso el coeficiente de consolidación cambia del valor de carga al de descarga, y es necesario aplicar un esquema de diferencias finitas o de predictor-corrector a la ecuación para conseguir una solución válida. En estos casos, al no haber limitación en el valor de u , el método de predictor-corrector es el que tiene el ámbito de aplicación más amplio.

Tabla 3.18
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO SATURADO. ($h_N = 0$)
S'25. P39 ($m=180, n=28$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	1,44	OCT-96 ENE-97
Sl_{max} (cm)	2,03	JUL-96 DIC-96

3.3. LA ECUACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA LA SUBSIDENCIA DE UN SUELO PARCIALMENTE SATURADO

La región por encima del nivel piezométrico no se encuentra saturada y el grado de saturación es inferior a la unidad, $S_w < 1$. La que está por debajo permanece totalmente saturada, con grado de saturación, $S_w = 1$. El flujo gravitacional del agua provoca que descienda el nivel del agua, aumentando la profundidad de la zona no saturada y desaturándola.

Lytton (1977) ha extendido la teoría de Biot a los suelos parcialmente saturados. Su formulación se restringe al comportamiento lineal elástico y a la definición de tensión efectiva de Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma - \alpha u \quad [3.25]$$

donde σ' es la succión y α es un coeficiente multiplicador, dependiente del grado de saturación, la historia de las tensiones y la estructura del suelo (Lloret y Alonso, 1985). La ecuación [3.25] ha sido revisada por varios autores y no hay una única expresión para la presión efectiva (Jiménez Salas y Justo, 1971). Yeh et al. presentan una aproximación similar, en la que α se hace igual al grado de saturación.

En la formulación del comportamiento de los suelos parcialmente saturados es fundamental introducir la variación de la compresibilidad y la permeabilidad del suelo con el grado de saturación y el efecto que tiene la succión en la deformabilidad y la resistencia (Lloret et. al., 1987). Richards (1931), utilizando la ley de conservación de la masa, dedujo la ecuación para el flujo de la fase líquida isotérmica en materiales parcialmente saturados (Vázquez, 2001).

Se suponen las siguientes hipótesis (Justo et al., 2002a):

1. El suelo es isótropo.
2. Es aplicable el cálculo infinitesimal a un medio formado por partículas finitas.
3. Las deformaciones son pequeñas.
4. La velocidad de los granos es de segundo orden en comparación con la velocidad del fluido.
5. Se puede aplicar la Ley de Darcy.
6. Se asumen condiciones isotérmicas.
7. El flujo de humedad en la fase de vapor es despreciable (Gardner, 1958)
8. Las presiones totales permanecen constantes.
9. Tanto la permeabilidad, k , como el contenido volumétrico de humedad, θ , son funciones de la presión del agua en los poros (o la succión) u .

Por lo tanto, si $u < u_o$, $k = k(u)$, $\theta = \theta(u)$ [3.26]

Para tratar juntos a los suelos saturados y parcialmente saturados, se puede poner en función de la presión del agua en los poros, u , en lugar de la succión, s , teniendo en cuenta que $s = -u$.

El parámetro que cumple en el suelo parcialmente saturado la misma función que el coeficiente de consolidación en el saturado es la difusividad, que se define como:

$$D(u) = \frac{k(u)}{w} \frac{du}{d} \quad [3.27]$$

Si llamamos:

$$\alpha(u) = \frac{1}{4k(u)} \frac{dk(u)}{du} \quad [3.28]$$

Para el caso de un acuitardo limitado por un acuífero inferior (ver figura 3.1) en el que el nivel piezométrico cae dentro del acuitardo, si el descenso de la presión intersticial es constante, o casi constante, sobre un área que es grande en comparación con el espesor de la capa que consolida, la consolidación del acuitardo ocurre bajo condiciones unidimensionales (Ortega-Guerrero, 1999). Esta situación es bastante frecuente cuando la subsidencia se produce por la extracción de agua desde acuíferos en muchos pozos y el coeficiente de permeabilidad de los acuíferos es de una a dos veces mayor que el de los acuitardos. En ese caso las componentes laterales del flujo en el acuitardo inducido por la despresurización en un acuífero adyacente son despreciables. Esto fue cuantificado inicialmente por Neuman y Witherspoon (1969a).

Debido al predominio de la componente vertical del flujo en el acuitardo, las heterogeneidades horizontales tendrán una influencia pequeña en el flujo y el fenómeno de la subsidencia, mientras que las verticales serán un factor importante. La naturaleza de la perturbación en las presiones generada por la extracción de agua subterránea desde el acuífero tiende a ser continua en extensión lateral y, con la excepción del área inmediatamente adyacente al centro de bombeo, tener un gradiente lateral muy bajo a determinada distancia del mismo. Por lo tanto, el proceso de consolidación es prácticamente unidimensional (ver 3.1.2), y la ecuación para el flujo de la fase líquida es (Justo et al., 2002c):

$$\frac{u}{t} = D(u) 4 \alpha(u) \frac{u}{z} \frac{u}{z} \frac{1}{w} + \frac{u^2}{z^2} \quad [3.29]$$

Se asume que se conocen los datos de la altura piezométrica en el techo y la base del acuitardo. Las condiciones en los límites del acuitardo serían, para igual descenso del nivel piezométrico en los acuíferos superior e inferior, las [3.10] a [3.12], y si el cambio en la altura piezométrica sólo se produce en el inferior, las [3.14] a [3.16].

Tanto el coeficiente de permeabilidad, $k(u)$, como la difusividad, $D(u)$, en los suelos parcialmente saturados pueden determinarse por varios métodos (Gardner, 1956; Kunze y

Kirkham, 1962; Bruce y Klute, 1963; Richards, 1965a y b; Fredlund y Rahardjo, 1993; Romero, 1999). Para suelos no muy plásticos ambos decrecen cuando aumenta la succión (Bruce y Klute, 1963; Gardner y Milklich, 1962). En los suelos de grano fino cuando la presión intersticial sobrepasa al valor de entrada del aire, el coeficiente de permeabilidad, k (más), y la pendiente de la curva característica, $d/d(u/w)$ (menos), decrecen fuertemente, pero $D(u)$ suele ser mucho menos dependiente de u que las otras dos variables (Review Panel, 1965; Richards, 1965 a y b; Gardner y Milklich, 1962; Kunze y Kirkham, 1962).

Por otra parte, las medidas in situ muestran una gran dispersión en los valores de la difusividad, incluso para una misma profundidad (Richards, 1965b), y los valores in situ en las arcillas plásticas son de un orden de magnitud 5 a 8 veces mayor que en los de los laboratorios (Richards, 1968b). Debido a la dificultad para establecer las medidas exactas in situ de D , a menudo se utiliza en los cálculos un valor medio constante (Thomé, 1990).

Tabla 3.19
Funciones de permeabilidad y $D(u)$

Ecuación No.	Rango (kPa)	$k(u)$	$D(u)$	Referencias
1	todo	$\frac{k_s}{1 + [a(u/w)]^2}$	$(1-k/k_s)c/(-4u)$	Gardner, 1958
2	$u < -20$ $-u_1 < u < -20$	k_s $k_s \exp(bu/w)$	0 $b/(4w)$	Gardner, 1958 Aitchison y Richards, 1965
3	$u < u_o$ $-200 < u < u_o$	k_s $k_s \exp[b(u-u_o)/w]$	0 $b/(4w)$	Rijtema, 1965
4	$u < u_o$ $u_1 < u < u_o$	k_s $k_s(1+p)(u-u_o)$ $p = \frac{(k/k_s)_f^{-1}}{u_1 - u_o}$	0 $p/(4k)$	Li y Desai, 1983 Cathie y Dungan, 1975 Desai y Li, 1983 Gioda y Desideri, 1988 Brooks y Corey, 1964
	$u < u_1$	$k_s = k_s(k/k_s)_f$	0	
5	$u < u_o$ $u < u_o$	k_s $k_s(u_o/u)^c$	0 $-c/(4u)$	Brooks y Corey, 1964

$u_1=2000$ kPa para arcillas duras; 400 kPa para suelos limosos

$b= 10^{-1}$ a $5 \times 10^{-1} \text{ m}^{-1}$

Para determinar D , de acuerdo con la ecuación [3.28], es necesario conocer la función $k(u)$. Diversos autores (Fredlund et al., 1994; Brooks y Corey, 1964; Bouwer, 1964; Li y Desai, 1983; Desai y Li, 1983; Cathie y Dungan, 1975; Freeze, 1971b; Thomé, 1990) han encontrado que, si u_o es el "valor de entrada de aire", para $u > u_o$ el suelo permanece saturado y, por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad corresponde al del suelo saturado,

que se asume constante. En ese caso, $(u) = 0$, la pérdida de agua del volumen elemental de suelo corresponde a su disminución de volumen, y, por lo tanto, sería aplicable la ecuación [3.1].

La tabla 3.19 muestra la función de permeabilidad encontrada por algunos autores para los suelos parcialmente saturados, y los correspondientes valores de (u) . En la tabla 3.20 se indican algunos valores de a , c y k_s para la función nº 1 de la tabla 3.19. El parámetro c es mayor en suelos gruesos. La ecuación 2 de la tabla 3.19 fue propuesta por Gardner (1958) para obtener una solución analítica de la 1 en casos especiales, pero reconoce que no se adapta bien para un rango de valores lo suficientemente amplio. La ecuación 3 no es más que una extensión de la 2 para u_0 variable.

Tabla 3.20
Parámetros para la ecuación 1 de la tabla 3.19 (Bouwer, 1964; Richards, 1973)

Tipo de suelo	k_s (m/s)	a (m^{-1})	c
Arena media	$5,8 \times 10^{-5}$	4,0	5
Arena fluvial	$7,9 \times 10^{-6}$	1,4	4
Arena fina, limo arenoso	$5,8 \times 10^{-6}$	2,2	3
Limos y arcillas sin estructurar	$1,2 \times 10^{-7}$	1,4	4
Limo "Diablo"	$5,6 \times 10^{-8}$	2,6	2
Arcilla "Horsham"	$2,0 \times 10^{-10}$	0,6	1
Esquisto arcilloso West Laramie *	$2,7 \times 10^{-8}$	0,1	3

* Valor de campo

La expresión de la función (u) depende de las ecuación $k = k(u)$. Se puede utilizar la expresión 1 de las recogidas en la tabla 3.19, recomendada por Gardner (1958), con lo que (Justo et al., 2002a),

$$1 \quad \frac{k}{k_s} = \frac{[a(u/w)]^c}{1 + [a(u/w)]^c} \tag{3.30}$$

$$(u) = \frac{[a(u/w)]^c}{1 + [a(u/w)]^c} \frac{c}{4(u)} \tag{3.31}$$

Gardner (1958) indica que cuanto más gruesa es la granulometría del suelo mayor es c . Richards (1973) da para la permeabilidad in situ de la arcilla de Horsham, que puede ser asimilable a la de Murcia, $c = 1$, con lo que:

$$\frac{k}{k_s} = \frac{1}{1 + a(u/w)} \tag{3.32}$$

$$(u) = \frac{a}{4} \frac{k}{k_s}$$

En esta arcilla (ver 2.2.3.2):

$$k_s = 2 \times 10^{-10} \text{ m/s}, \quad a = 6 \times 10^{-1} \text{ m}^{-1}$$

Con los valores medios según el espesor de cada estrato para el E_{oed} y el E_{oedr} , que aparecen recogidos en la tabla 3.3,

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{w} = \frac{2 \times 10^{-10} \times 9.265}{9,81} = 1,89 \times 10^{-7} \text{ m}^2 / \text{s} \quad [3.33]$$

$$D_r = \frac{k_s E_{oedr}}{w} = \frac{2 \times 10^{-10} \times 82.716}{9,81} = 1,68 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$$

3.3.1. Resolución por diferencias finitas

La ecuación [3.29] puede desarrollarse en diferencias finitas (Justo et al., 2002c):

$$(u) = \frac{D(u) t}{z^2} \quad [3.34]$$

$$u(m+1, n) = u(m, n) + (u) \left((u) [u(m, n+1) - u(m, n-1)] [u(m, n+1) - u(m, n-1)] + u(m, n+1) - 2u(m, n) + u(m, n-1) \right) \quad [3.35]$$

Refiriéndose a ecuaciones casi-lineales similares a la [3.35], Ames (1972) dice que se podría esperar que se mantuviera estable el método explícito simple si se cumple que $0 < \beta < 1/2$, Richtmeyer y Morton (1967) establecen la poca información útil que está disponible en la práctica con respecto a la estabilidad y convergencia en el caso no lineal general.

Con estas condiciones, para los valores de la difusividad que se recogen en [3.33] no es posible repetir algunos de los cálculos realizados en el caso del suelo saturado debido a que β pasa de $1/2$ y la solución no convergería. Para un $\Delta z = 0,725$ m y un $\Delta t = 1$ mes, $\beta = 0,93$. Para un $\Delta z = 1,45$ m y un $\Delta t = 1$ mes se puede hacer el cálculo sin distinguir la recarga, en cuyo caso $\beta = 0,23$, pero si se distinguiera, $\beta_r = 2,07$. Si se toma un $\Delta z = 2,9$ m y un $\Delta t = 1$ mes, $\beta = 0,06$ y $\beta_r = 0,52$, con lo que tampoco convergería distinguiendo la recarga.

Para el cálculo con un $z = 2,9$ m y un $t = 1$ mes, sin distinguir la recarga, los datos de entrada se resumen en la tabla 3.21. Del análisis de los resultados se observa que los valores del asiento crecen en una proporción muy grande en la zona en la que está el suelo parcialmente saturado, en los metros superiores.

Para corregir este hecho se introduce una nueva expresión basada en la idea de que el asiento varía linealmente con el logaritmo de la succión cuando la presión total es constante y la consolidación es unidimensional. Josa et al. (1987) establecen una relación lineal entre el volumen específico y el logaritmo de la succión. Mc Keen (1992) considera

que existe una relación lineal entre la deformación y el logaritmo de la succión para un aumento de la succión desde la capacidad de campo ($u = -10$ a -31 kPa) hasta el límite de retracción o secado al aire ($u = -31$ MPa), pues para humedades fuera de este rango cesa la actividad volumétrica. La retracción lineal de una capa de suelo homogénea sometida a un cambio uniforme del logaritmo de la succión es:

$$= C_h f s \log \frac{(u)}{(u_o)} \quad [3.36]$$

siendo C_h el “índice de compresión para succión”, que es equivalente al índice de inestabilidad, pero para cambio de volumen tridimensional en lugar de unidimensional, y que, según Mc Keen vale $-0,04$ en un suelo de baja expansividad, de $-0,04$ a $-0,12$ en un suelo de moderada expansividad, y de $-0,12$ a $-0,23$ en un suelo de alta expansividad. Para el suelo de Murcia se acepta el caso de baja expansividad, con lo que $C_h = -0,04$.

Para pasar del cambio de volumen tridimensional al unidimensional interviene el coeficiente f , que viene dado por la ecuación:

$$f = \frac{1 + 2K_o}{3} \quad [3.37]$$

con K_o , el coeficiente de empuje en reposo. En una arcilla totalmente fisurada sería $f = 1/3$, y en una arcilla intacta $f = 1$. Richards ha sugerido un valor de f de $1/3$. Otros autores han encontrado una buena correspondencia de este valor con el movimiento de los suelos arcillosos (Mitchel y Avalue, 1984). Por otro lado, Mc Keen señala que en la práctica $0,5 < f < 0,83$. Si se supone el suelo como una arcilla no fisurada, $f = 0,83$.

s es un coeficiente que incluye el efecto de la presión total ,

$$s = 1 - \frac{P.H.}{P.H.} \text{ para } P.H. = 50\% \quad [3.38]$$

con $P.H.$ = presión de hinchamiento. Si se toma un valor de $P.H. = 0,5$, $s = 0,5$. Con lo que:

$$= C_h f s \log \frac{(u)}{(u_o)} = 0,04 \times 0,83 \times 0,5 \log \frac{(u)}{(u_o)} = 0,017 \log \frac{u}{u_o} \quad [3.39]$$

Así que, si $u = -10$ kPa, se halla el asiento por las expresiones [3.23] y [3.24], y si $u = -31$ kPa, se halla el asiento por las expresión [3.39].

El límite de $u = -10$ kPa es el que separa al suelo saturado, en el que es válida la expresión $\sigma' = \sigma - u$, del que es parcialmente saturado. Se comprueba, en los cálculos que se exponen a continuación, que para $u = -10$ kPa, aproximadamente coinciden los asientos calculados por las expresiones [3.23]-[3.24] y por la [3.39].

Tabla 3.21
 Datos de entrada para el cálculo
 S'25. P39. ($m=180, n=7$)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97
	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97	ENE-98
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPE- SOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,5	-2	20,3	2,9	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPE- SOR	(kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	C_C	E_{oed} (kPa)					
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	$1,9 \times 10^{-7}$	0,156	7.500	0,06				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	$1,9 \times 10^{-7}$	0,156	22.500	0,06				

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Los valores máximos del asiento, calculado en las condiciones descritas, son:

Tabla 3.22
 Resultados del cálculo por diferencias finitas
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=7$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	4,98	MAY-96
sl_{max} (cm)	11,15	MAY-96

Si $z = 2,9$ m e $t = 15$ días, $\alpha = 0,03$ y $r = 0,26$, con lo que la solución converge distinguiendo la recarga y los datos de entrada se exponen en la tabla 3.23.

En el caso del suelo parcialmente saturado no se distingue la carga noval de la recarga en la expresión [3.39] porque no se dispone de los datos necesarios para determinar la diferencia que se produce en el coeficiente que multiplica al logaritmo de la succión. En cualquier caso, con la introducción de esta fórmula, los resultados que se obtienen son mucho más lógicos y el ajuste a los datos de asiento conocidos en Murcia es más exacto (ver 2.1.5.1).

Tabla 3.23
 Datos de entrada para el cálculo
 S'25. P39. ($m=360, n=7$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97
	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	JUL-95	SEP-95	OCT-95	ENE-96	OCT-97	NOV-97	ENE-98
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (días)							
	0,5	-2	20,3	2,9	15							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	(kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_c	C_s	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)		r
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	$1,9 \times 10^{-7}$	$1,7 \times 10^{-6}$	0,156	0,018	7.500	67.000	0,03	0,26
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	$1,9 \times 10^{-7}$	$1,7 \times 10^{-6}$	0,156	0,018	22.500	200.000	0,03	0,26

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Se observa que la primera vez en la que se hace negativa la presión, a 2,9 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible, lo que se produce en mayo del 94, interviene la función (u) , haciendo que el valor de la presión salte hasta alcanzar una cifra positiva, y que cuando baja de nuevo por debajo de cero debido a las oscilaciones del nivel piezométrico, vuelve a intervenir (u) haciéndolo positivo, lo que se repite mientras se mantiene el descenso del nivel piezométrico o los cambios son relativamente rápidos. Estas oscilaciones continúan hasta el final de la tabla, pero la inestabilidad no crece extendiéndose a todos los cálculos, sino que se acota para la profundidad citada.

El problema aparece cuando el salto de la presión intersticial se produce desde un valor positivo a un valor inferior a -10 kPa. Por ejemplo, en noviembre del 95 la presión a 2,9 m de profundidad vale 16,95 kPa, y 15 días más tarde, -10 kPa. En ese caso la expresión que calcula el asiento es la [3.39], de la que resultaría el logaritmo de un valor negativo. Para rectificar este hecho, en los once puntos de la malla de diferencias finitas en los que ocurre, el asiento se calcula de una forma incremental, al pasar del valor positivo a -10 kPa con las expresiones [3.23] y [3.24], y al pasar de -10 kPa al valor negativo con la expresión [3.39].

Los valores máximos del asiento en este caso se recogen en la tabla 3.24. Como era de esperar, los resultados de asiento son superiores a los que se tenían cuando no se distinguía la recarga, aunque la proporción es mayor a la que se daba en los cálculos para el suelo saturado. Puede haber un error provocado por la inestabilidad antes descrita, aunque γ y r se mantengan dentro de los límites para que la solución converja. De todos modos, ya se ha apuntado que en algunos de los métodos estudiados para el suelo saturado el error crecía al aumentar z , y parece ocurrir aquí lo mismo. En este caso $z = 2,9$ m, valor que resulta excesivamente grande.

Tabla 3.24
 Resultados del cálculo por diferencias finitas
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_0 = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=360, n=7$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	12,32	SEP-96
$s_{l\ max}$ (cm)	27,51	SEP-96

En los doce primeros meses, puesto que sólo hay descenso del nivel piezométrico, deben coincidir los cálculos derivados de los datos de entrada de las tablas 3.21 y 3.23. Para enero del 84 la diferencia entre las presiones intersticiales calculadas a 2,9 m de profundidad es de 0,11 kPa (de 1%), entre los asientos s_l obtenidos para el techo del estrato compresible es de 0,04 cm (de 1%) y entre los asientos s de 0,01 cm (de 1%). Las oscilaciones citadas anteriormente aún no han aparecido.

Para un $z = 1,45$ m y un $t = 1$ mes es posible hacer el cálculo sin distinguir la recarga. Los datos de entrada son los de la tabla 3.9, cambiando el coeficiente de consolidación $c_v = 3,6 \times 10^{-8}$ m²/s por la difusividad $D = 1,89 \times 10^{-7}$ m²/s, con lo que $\alpha = 0,23$ en vez de 0,04.

Tabla 3.25
 Resultados del cálculo por diferencias finitas
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_0 = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	5,13	DIC-96 ENE-97
$s_{l\ max}$ (cm)	11,61	SEP-96 NOV-96

Para este valor de z la inestabilidad no aparece en ningún momento de la tabla. Los valores máximos del asiento se exponen en la tabla 3.25. Estos resultados son muy similares a los obtenidos para la discretización de la tabla 3.22 y también se encuentran bastante próximos a los de los cálculos para el suelo saturado con las distintas discretizaciones.

Se puede afirmar que con la aproximación según el esquema de diferencias finitas, usando la expresión [3.32] para la función (u) y con los valores de D y D_r de la expresión [3.33] se obtienen resultados satisfactorios cuando z no es demasiado grande y se encuentra comprendida entre 0 y 0,5. Pero no se encuentran fácilmente discretizaciones para que esto se cumpla en el caso que distingue la recarga de la carga noval.

3.3.2. Resolución por el método de predictor-corrector

Partiendo de la ecuación diferencial [3.29], se pueden hacer las siguientes aproximaciones (ver 3.2.2.1):

Para el predictor (Justo et al., 2002a),

$$\begin{aligned} & (u(m,n))u(m+1/2,n-1) - 2(1 + (u(m,n)))u(m+1/2,n) + \\ & + (u(m,n))u(m+1/2,n+1) = 2u(m,n) + (u(m,n)) (u(m,n))(u(m,n+1)) \quad [3.40] \\ & u(m,n-1))(2 \quad w \quad z \quad u(m,n+1) + u(m,n-1)) \end{aligned}$$

que constituye un sistema de $N-1$ ecuaciones con $N-1$ incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores $u(m,n)$ se hallan los $u(m+1/2,n)$:

Para el corrector (Justo et al., 2002a),

$$\begin{aligned} & (u(m+1/2,n))u(m+1,n-1) - 2(1 + (u(m+1/2,n)))u(m+1,n) + \\ & + (u(m+1/2,n))u(m+1,n+1) = (u(m+1/2,n))(u(m,n+1)) - 2u(m,n) + \\ & + u(m,n-1) - 2u(m,n) + 2 (u(m+1/2,n)) (u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1)) \\ & u(m+1/2,n-1))(2 \quad w \quad z \quad u(m+1/2,n+1) + u(m+1/2,n-1)) \end{aligned}$$

[3.41]

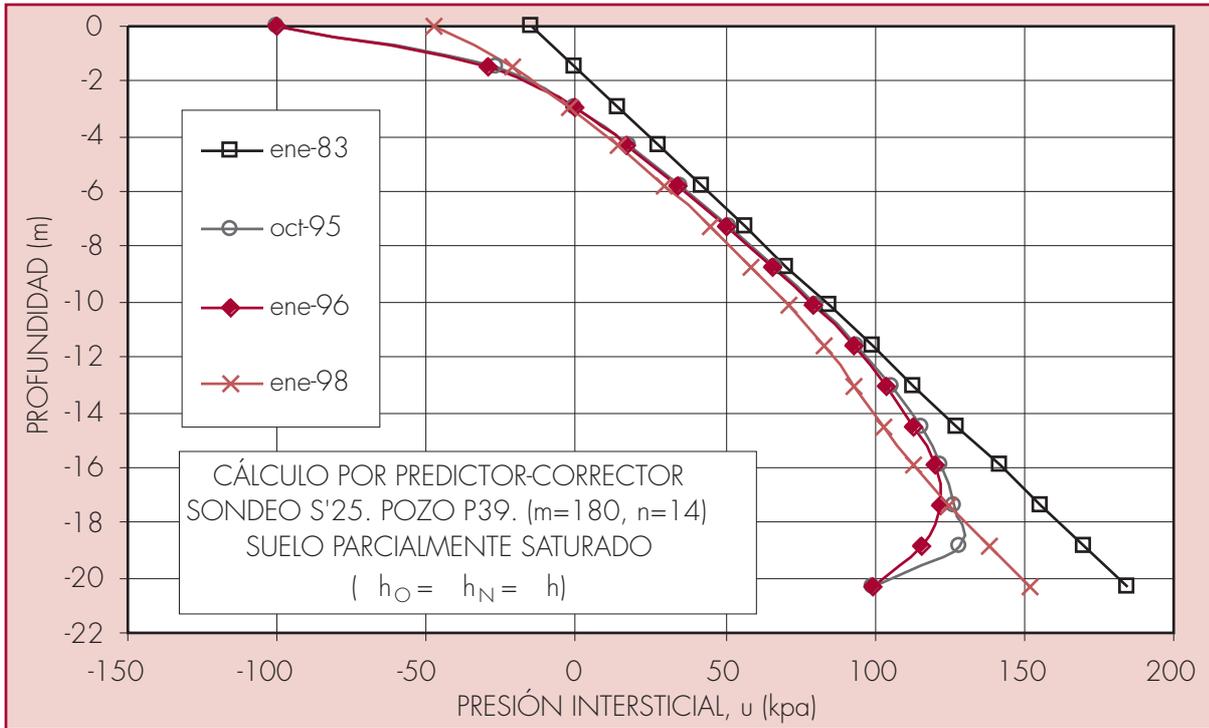
que constituye un sistema de $N-1$ ecuaciones con $N-1$ incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores $u(m,n)$ y $u(m+1/2,n)$ se hallan los $u(m+1,n)$.

Si se utilizan las expresiones [3.40] y [3.41] para hallar las presiones intersticiales con los datos del último cálculo, es decir, con $z = 1,45$ m e $t = 1$ mes, y aplicando la expresión [3.32] para la función (u) , se pueden comparar los resultados con el desarrollo correspondiente a la misma discretización realizado por diferencias finitas. Representando en ordenadas la profundidad bajo el techo del estrato compresible y en abscisas la presión del agua, u , en kPa, en los meses enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98, se puede comparar también el comportamiento frente al descrito con anterioridad para el caso del suelo saturado, representado en la figura 3.6. En la 3.15 se aprecia que, aunque la tendencia que sigue la presión intersticial como respuesta a los cambios en el nivel piezométrico es muy similar, las leyes se van separando progresivamente de la situación hidrostática inicial, lo que se hace más acusado cuando se han producido los cambios más importantes y rápidos del nivel piezométrico. Las diferencias más significativas se

producen en octubre del 95, pues aparece un punto de inflexión a unos 17,4 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible que no estaba en la ley para el suelo saturado, y en enero del 98, pues también se tiene un nuevo punto de inflexión, esta vez a 15 m de profundidad, a partir del que la ley se hace aproximadamente paralela a la hidrostática.

Figura 3.15

Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible, en condiciones elásticas



Los máximos del asiento, obtenido por las expresiones [3.23]-[3.24] y [3.39], son muy similares a los que se derivan del cálculo por diferencias finitas, como puede verse en la tabla 3.26. A lo largo de todo el desarrollo, los valores del asiento son muy parecidos, prácticamente idénticos cuando el nivel piezométrico se mantiene estable, y presentan pequeñas diferencias cuando cambia con rapidez. La máxima aparece de abril a junio del 95 y es de 0,19 cm (el 2%) para el asiento s_l y de 0,13 cm (el 3%) para el s .

Tabla 3.26

Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_0 = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	5,2	OCT-96
s_l_{max} (cm)	11,65	ENE-97

Para los meses anteriores se representa en las figuras 3.16 y 3.17 la relación entre la profundidad y el asiento, calculado tanto por el esquema de diferencias finitas como por la formulación implícita del predictor-corrector (Justo et al., 2002a). Las diferencias son muy escasas y se observan tan sólo en octubre del 95, fecha en la que el nivel piezométrico llega a su posición más baja. Se aprecia que el asiento calculado por las expresión [3.24] es entre 2 y 4 veces superior al calculado por las expresión [3.23].

Comparándolas con los gráficos para el suelo saturado, destaca que el asiento, aunque sigue siendo mayor en la zona en la que el suelo está parcialmente saturado, se reparte más homogéneamente entre todas las profundidades y en la banda entre 5 y 15 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible se produce una parte del mismo que no es en absoluto despreciable.

Se distinguen tres zonas en profundidad. Los 5 m más superficiales, correspondientes al suelo parcialmente saturado, en los que el asiento oscila en torno a un 40% del total. Los 5 m inferiores, adyacentes al acuífero de abajo, en los que el asiento es aproximadamente un 25% del total. Y los 10 m centrales en los que se produce el resto, con una tendencia, por lo tanto, mucho más suave. Las diferencias en el reparto de las proporciones de asiento entre estas zonas se hacen más acusadas en los meses de descenso más brusco del nivel piezométrico y van disminuyendo cuando se mantiene estable.

A 15 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible aparece un punto de inflexión en la figura 3.16, debido al aumento en el E_{oed} , por lo que el comportamiento anterior se disimula algo y parece como si en los 10 m centrales fuera similar al de los 5 últimos. Esto no ocurre en la figura 3.17 porque se han tomado los mismos valores del C_C en los dos estratos, con lo que el comportamiento descrito se ve con toda claridad.

Otra diferencia significativa con las figuras 3.7 y 3.8 estriba en que los asientos son sensiblemente menores, debido a que el cálculo que se representó para el suelo saturado distinguía la recarga de la carga noval y este no lo hace.

En la figura 3.18 se representa en abscisas el tiempo, en meses, y en ordenadas la variación de la presión intersticial en el techo y en la base de estrato compresible y el asiento calculado por las expresiones [3.23] y [3.39], tanto por el esquema de diferencias finitas como por el método de predictor-corrector (Justo et al., 2002c). En ella se observa que la diferencia entre ambos es muy pequeña y sólo apreciable cuando los cambios en el nivel piezométrico son más bruscos y pronunciados. Cuando esto ocurre, el asiento que resulta del método predictor-corrector es ligeramente superior al de las diferencias finitas.

Lo mismo se observa en la figura 3.19, en la que se coloca en abscisas al incremento de la presión intersticial en el techo y la base del estrato, cambiado de signo, y en ordenadas el asiento, calculado por diferencias finitas y por el predictor-corrector. Como referencia, pueden compararse con las figuras 3.9 y 3.10, correspondientes al suelo saturado.

Figura 3.16

Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley tensión-deformación lineal

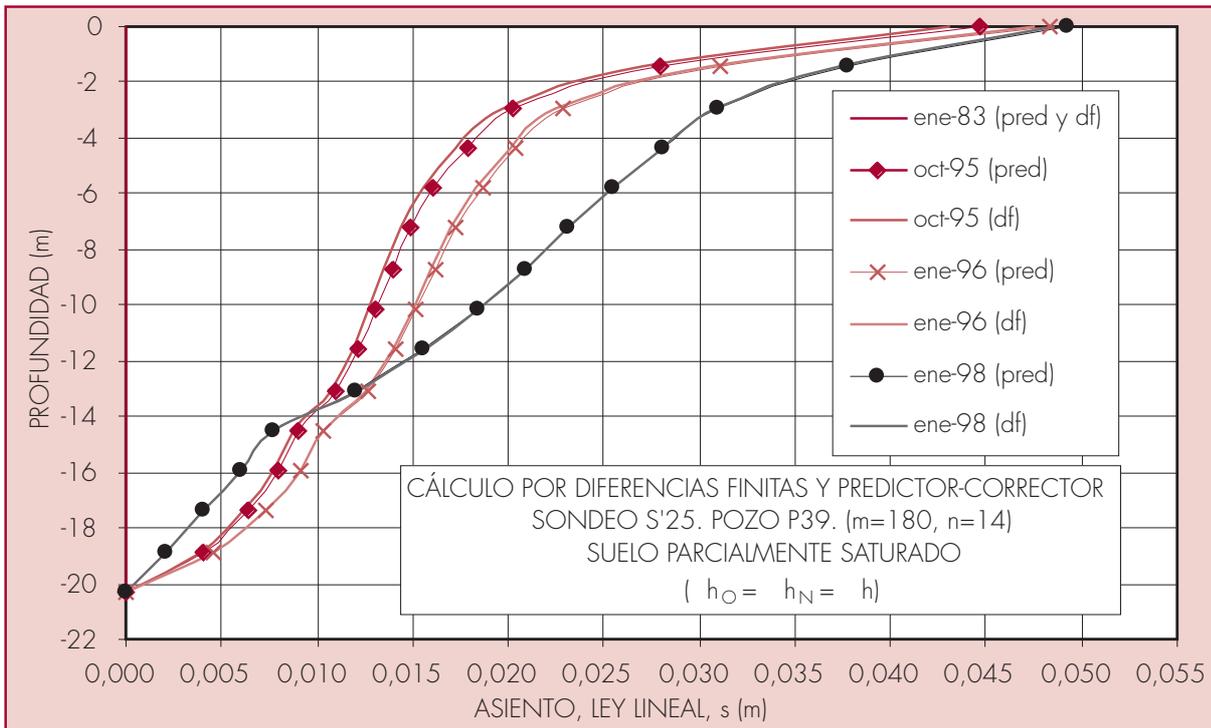


Figura 3.17

Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley logarítmica

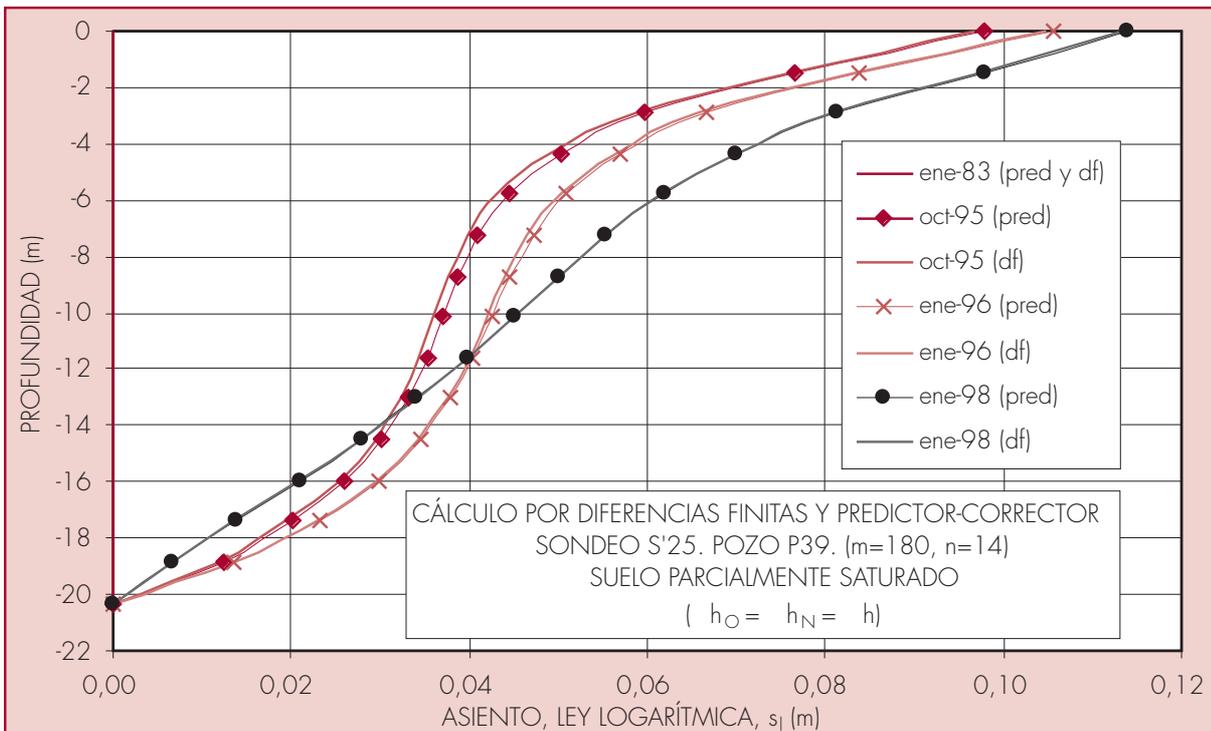


Figura 3.18
Asiento producido por los cambios de la altura piezométrica

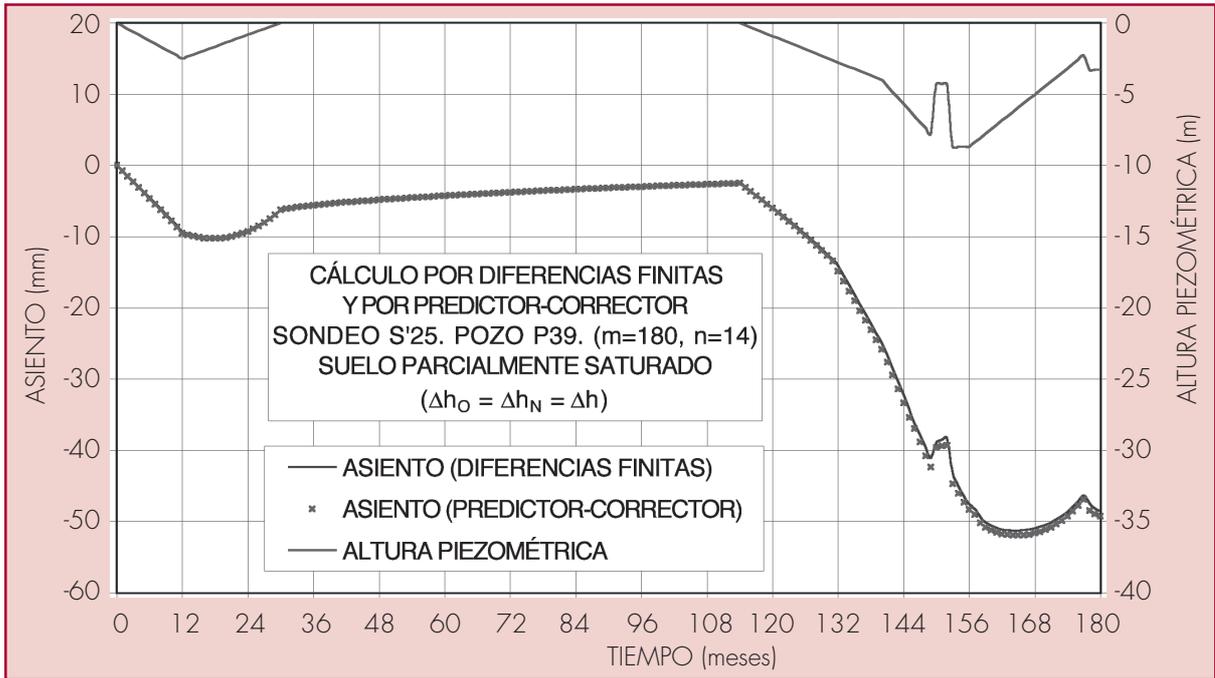
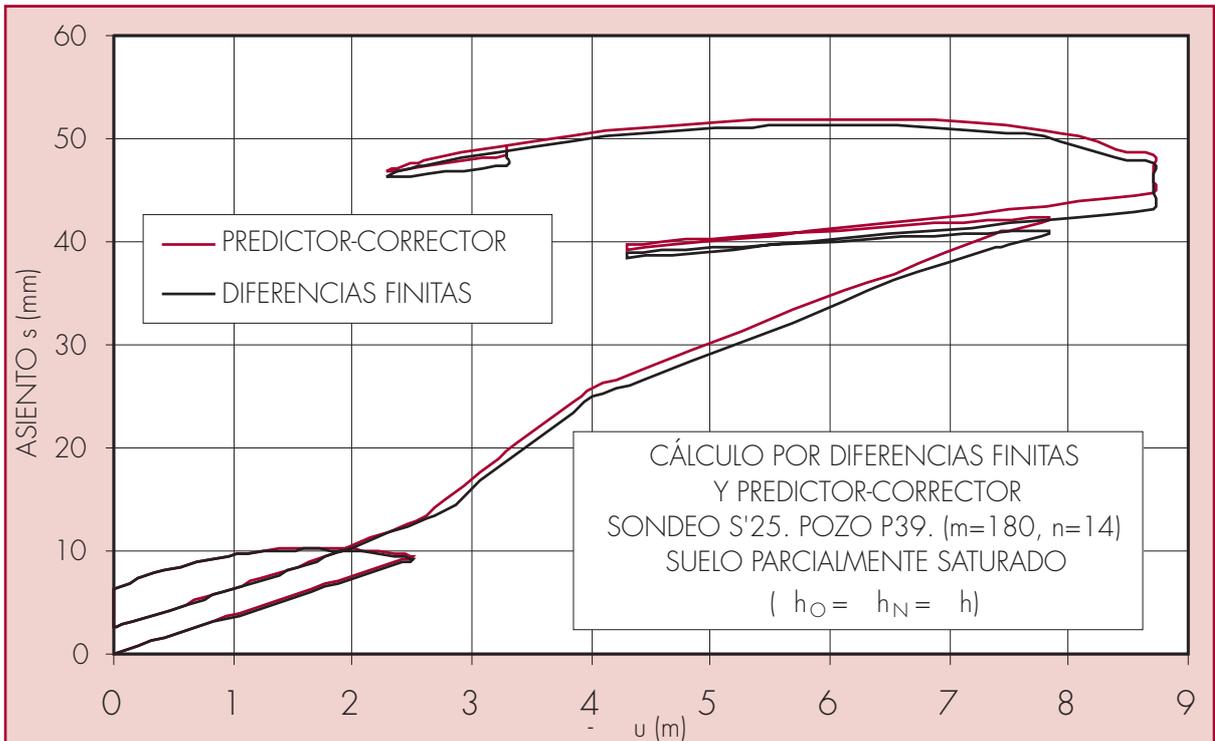


Figura 3.19
Incremento de la presión intersticial en el techo y la base del estrato compresible en función del asiento



Se puede repetir el cálculo distinguiendo la recarga de la carga noval, es decir, con los datos de la tabla 3.12, cambiando el coeficiente de consolidación, $c_v = 3,6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ y $c_{vr} = 3,2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, por la difusividad $D = 1,89 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ y $D_r = 1,68 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, con lo que $\alpha = 0,23$ y $\alpha_r = 2,07$, lo que no se podía hacer con el esquema de diferencias finitas debido a que $\alpha_r > 0,5$ porque la solución no convergería. En el primer tramo de descenso del nivel piezométrico los asientos y las presiones que se obtienen cuando se distingue la recarga coinciden con los que resultan cuando no se hace, y al recuperarse el nivel se separan. Los valores máximos del asiento calculado por las expresiones [3.23] y [3.24] y [3.39] se recogen en la tabla 3.27.

Tabla 3.27
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_0 = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
S_{max} (cm)	6,04	NOV-96 ENE-97
$S_{l\ max}$ (cm)	14,34	ENE-98

Respecto al cálculo sin distinguir la recarga los valores son lógicamente superiores y, al igual que ocurría para el caso del suelo saturado, el máximo asiento calculado por las expresión [3.24] se produce en enero del 98, aunque en este caso no ocurre lo mismo con el asiento calculado por las expresión [3.23]. Cuando no se distingue la recarga, en enero del 98 los asientos están en una fase de recuperación. Los valores obtenidos, al igual que ocurría con las diferencias finitas en el cálculo sin distinguir la recarga, son del mismo orden de magnitud que los que se recogen para el suelo saturado, aunque mayores. En la figura 3.20 se muestran las distribuciones de la presión intersticial en función de la profundidad para el último de los casos estudiados, cuyos resultados de asiento se expresan en la tabla 3.27. Se suavizan los puntos de inflexión que aparecían en las leyes para los mismos supuestos pero en condiciones elásticas.

El cálculo distinguiendo la recarga que se puede comparar a otro similar hecho con el esquema de diferencias finitas es el que corresponde a un $z = 2,9 \text{ m}$ e $t = 15$ días, es decir con los datos de la tabla 3.23. Los valores máximos del asiento se exponen, a continuación, en la tabla 3.28. El máximo asiento se da para el mismo tiempo que en el caso de las diferencias finitas, aunque los valores son superiores. La primera vez que se hace negativa la presión del agua a 2,7 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible, es en agosto del 94. Al igual que ocurría en el cálculo por diferencias finitas, la función (u) provoca un salto de la presión hasta un valor positivo y, si baja otra vez por debajo de cero debido a los cambios del nivel piezométrico, vuelve a intervenir (u) subiéndolo hasta un nuevo valor positivo. Estas oscilaciones no pasan de la profundidad citada y se siguen produciendo desde este momento hasta el final del cálculo.

Tabla 3.28
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_0 = h_N = h$)
 S'25. P39 ($m=360, n=7$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95
		ENE-96
s_{max} (cm)	25,29	SEP-96
$s_{l_{max}}$ (cm)	33,91	SEP-96

Los valores son bastante superiores a los que se obtienen cuando no se distingue la recarga y también superan a los del desarrollo por diferencias finitas. Parece evidente que el error de cálculo se incrementa mucho para anchos de malla con z muy grande. Pero la coincidencia de los resultados en los cálculos por el método predictor-corrector y por diferencias finitas para el caso anterior de $z = 1,45$ m e $t = 1$ mes, sin distinguir la recarga, y su concordancia con los resultados que se obtenían para el suelo saturado y con los datos conocidos del asiento real producido, avalan el empleo de este método para el cálculo de la subsidencia siempre que z no sea excesivo.

Si se vuelve a calcular con $z = 0,725$ m e $t = 1$ mes, es decir, disminuyendo z a la mitad, las oscilaciones descritas desaparecen totalmente y siguen una trayectoria progresiva. No se producen saltos bruscos y el comportamiento es similar al de $z = 1,45$ m e $t = 1$ mes, con pequeñas diferencias en los resultados de las tensiones derivadas de haber hecho más tupida la malla. La primera vez que la tensión a 2,9 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible se hace negativa es en julio del 95 y no hay inestabilidad alguna, manteniéndose negativa hasta enero del 98. Hay que recordar que esta discretización no era posible en el esquema de diferencias finitas porque $\alpha = 0,93$ y la solución no convergería. El método de predictor-corrector es, por lo tanto, más válido, pues permite discretizar con más libertad al no tener que ajustarse a 0,5 para el límite de

Si se calcula distinguiendo la recarga de la carga noval, es decir, con los datos de la tabla 3.12, cambiando el coeficiente de consolidación por la difusividad, pero considerando que no hay variación de la altura piezométrica en el acuífero superior, los valores máximos del asiento calculado por las expresiones [3.23]-[3.24] y [3.39] se recogen en la tabla 3.29, donde se muestra que se producen en enero del 98 y alcanzan aproximadamente la mitad de la magnitud que en el caso de descenso piezométrico en los dos acuíferos (tabla 3.27). En la figura 3.21 se representan las presiones intersticiales calculadas, u , en kPa, en abscisas y la profundidad bajo el techo del estrato compresible, en m, en ordenadas, para los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en la base del estrato. La figura muestra un comportamiento análogo al de la figura 3.20 en las profundidades próximas a la base del estrato. Las dos se encuentran referidas a las fechas de enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98.

Figura 3.20

Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible, en condiciones no elásticas

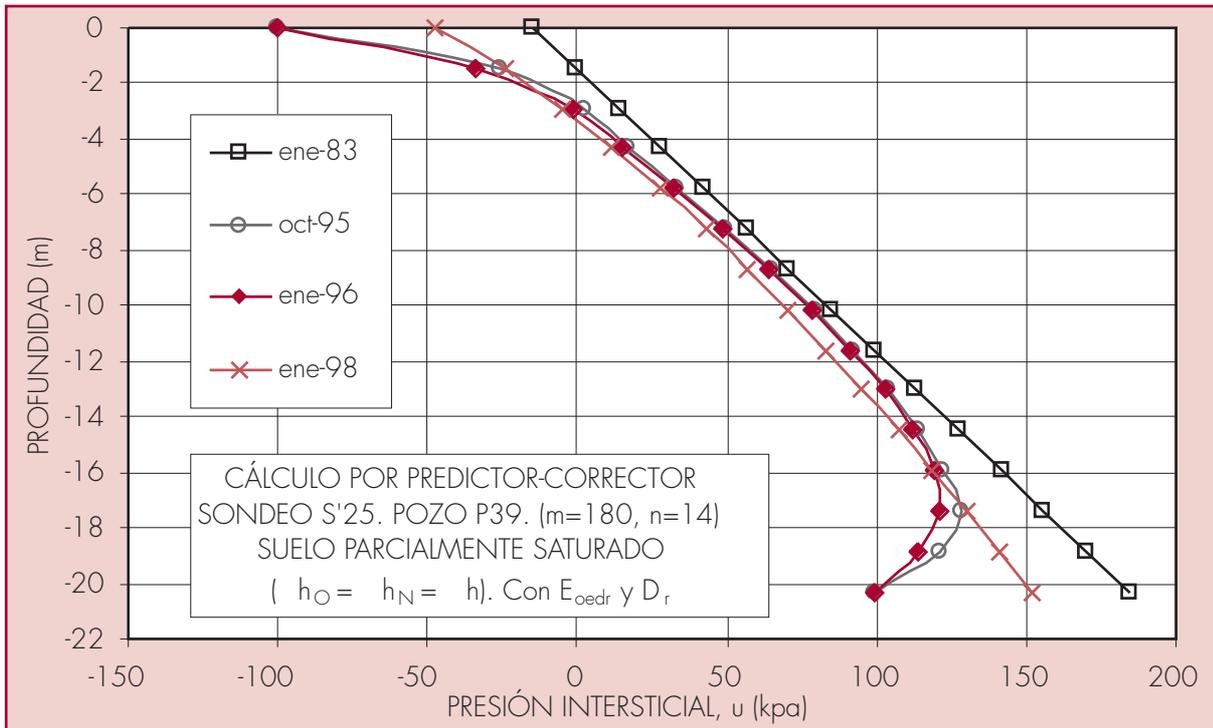


Figura 3.21

Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible, en condiciones no elásticas

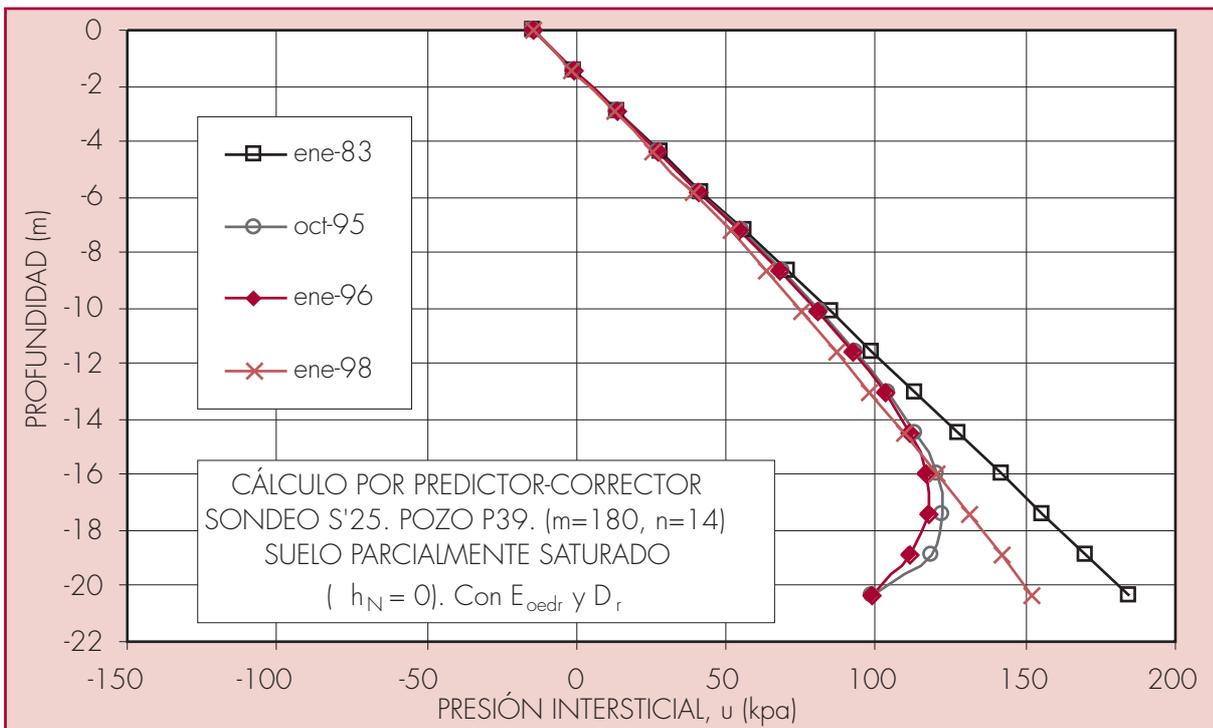


Tabla 3.29
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_N = 0$)
 S'25. P39 ($m=180, n=14$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25		
POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
S_{max} (cm)	2,73	ENE-98
$S_{l_{max}}$ (cm)	7,26	ENE-98

3.4. LA SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL EN UN ESTRATO COMPRESIBLE PROFUNDO SEGÚN SU CONSOLIDACIÓN

Hay zonas de Murcia en las que el estrato profundo compresible se encuentra normalmente consolidado (ver figura 3.1). Sin embargo, como se ha apuntado anteriormente, no se tienen datos fiables sobre la presión de preconsolidación del terreno.

Según Davis y Raymond (1965), para condiciones de contorno edométricas, 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 lo que queda del lado de la inseguridad. Presentan una teoría válida para los suelos normalmente consolidados, considerando que durante el proceso de consolidación en una masa de suelo varían la compresibilidad, la permeabilidad y el coeficiente de consolidación. Pero en las arcillas normalmente consolidadas el factor que presenta una variación menor es el c_v , por lo que se puede asumir un c_v constante mientras que la compresibilidad y la permeabilidad decrecen al aumentar la presión. Se asumen las siguientes hipótesis:

1. El suelo está saturado.
2. El suelo está confinado lateralmente.
3. Los incrementos de deformación son directamente proporcionales a los incrementos de presión efectiva. Si e es el índice de poros y $'$ es la presión efectiva, el coeficiente de compresibilidad del esqueleto del suelo, m_v , viene dado por:

$$m_v = \frac{1}{1+e} \frac{e}{'}$$
[3.42]

4. Se acepta una ley logarítmica para el cálculo de las deformaciones, es decir, la expresión [3.22]. Por lo tanto:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{'}{'_0}$$
[3.43]

5. El coeficiente de compresibilidad es inversamente proporcional a la presión efectiva.

Durante el proceso de consolidación ($1+e$) varía con el tiempo en una proporción muy inferior a como la hace la presión efectiva, σ_v , por lo que se asume que ($1+e$) es constante para cualquier incremento de carga. Por lo que:

$$m_v = \frac{A}{\sigma_v}, \quad \text{con } A \text{ constante.} \quad [3.44]$$

6. Se acepta que c_v es constante. Esto es equivalente a decir que las partículas del suelo se mueven acercándose y el descenso en la permeabilidad es proporcional al descenso en la compresibilidad.

7. La presión total es constante.

8. La presión efectiva es la misma para todos los puntos que se encuentran a una misma cota, en una capa horizontal.

9. Se puede aplicar la Ley de Darcy.

10. La compresibilidad de los sólidos y del agua es despreciable en relación a la compresibilidad del esqueleto del suelo.

11. Se ignoran los efectos de la consolidación secundaria.

En un pequeño elemento de suelo de espesor dz se igualan la tasa de agua perdida por unidad de área con la tasa de volumen disminuido por unidad de área, resultando la ecuación general para la consolidación unidimensional (Vázquez, 2001):

$$\frac{u_{eo}}{t} = c_v \frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial z^2} - \frac{u_{eo}}{z} \frac{\partial u_{eo}}{\partial z} (\ln \sigma_v) \quad [3.45]$$

$$\text{Si se hace, } F(u_{eo}, z) = \frac{1}{4} \ln \left[\sigma_v'(0, z_o) + \sigma_v'(z - z_o) u_{eo} \right] \quad [3.46]$$

Teniendo en cuenta [3.18], aproximando [3.45] por diferencias finitas, y operando se llega a:

$$u_{eo}(m+1, n) = u_{eo}(m, n) + \frac{\Delta z}{2} \left[\frac{\partial u_{eo}}{\partial z}(m, n+1) - \frac{\partial u_{eo}}{\partial z}(m, n-1) \right] + \frac{\Delta z^2}{2} \frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial z^2}(m, n) - \frac{\Delta z}{2} \left[\frac{\partial u_{eo}}{\partial z}(m, n+1) + \frac{\partial u_{eo}}{\partial z}(m, n-1) \right] \ln \left[\frac{\sigma_v'(m, n+1)}{\sigma_v'(m, n-1)} \right] \quad [3.47]$$

Las condiciones en los límites, para igual descenso del nivel piezométrico en los dos acuíferos, son (ver figura 3.1):

$$z = z_o \quad u_{eo} = -w h_o(t) \quad [3.48]$$

$$z = z_N \quad u_{eo} = -w h_N(t) \quad [3.49]$$

$$t = 0 \quad u_{eo} = 0 \quad [3.50]$$

La deformación unitaria será (ver [3.22]):

$$(z, t) = \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_v'(z, t)}{\sigma_v'(z, 0)} = \frac{C_c}{1+e_o} \log \left[1 - \frac{u_{eo}}{\sigma_v'(z, t)} \right] \quad [3.51]$$

El asiento de la capa será:

$$s_l = \int_0^{2H} (z, t) dz \qquad s_l(m, n_1) = \sum_{n=n_1}^N i_n z \qquad [3.52]$$

$$i = 1/2 \qquad \begin{matrix} n = 0 \\ n = n_1, \\ n = N \end{matrix} \qquad i = 1 \qquad 0 < n < N$$

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

Un estrato fuertemente sobreconsolidado se caracteriza porque $'_o > '_p$, siendo $'_p$ 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 [3.51]. Si el suelo es ligeramente sobreconsolidado, será: $'_p < '_f$. Mientras sea $'_o > '_p$ habrá que considerar el suelo como fuertemente sobreconsolidado, y cuando sea $'_o < '_p$ como normalmente consolidado.

Al pasar de una situación a otra se producirá un aumento en el valor de c_v y en el de C . Hay que tener en cuenta para cada paso en el tiempo (m), cuál es la menor presión que se ha obtenido en cada profundidad (n), a la que se le llama $u_{eomin}(m, n)$. El asiento se calcula de forma incremental, con lo que las expresiones anteriores quedan (ver [3.24]):

$$s_l(m, n_1) = \sum_{n=n_1}^N i_n z = \frac{1}{1 + e_o} \sum_{n=n_1}^N C \log\left(\frac{'_o u_{eo}(m, n)}{'_o u_{eo}(m-1, n)}\right) z \cdot i \qquad [3.53]$$

Con $C = C_c$, si $u_{eo}(m, n) \leq u_{eomin}(m, n)$, $C = C_s$, si $u_{eo}(m, n) > u_{eomin}(m, n)$

$$s_l(m, n_1) = \sum_{m=0}^m s(m, n_1) \qquad [3.54]$$

Si se utilizan los datos de la tabla 3.12 para calcular, con las expresiones anteriores, las variaciones de la presión intersticial y el asiento para igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos se obtienen unos resultados muy similares a los del apartado 3.2, con un asiento máximo de $s_l = 12,68$ cm en enero del 98. En la figura 3.22 se muestran las variaciones de la presión intersticial en exceso sobre la hidrostática, u_{eo} , para los meses de enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98, en los que se producen quiebras en los movimientos del nivel piezométrico en la base y el techo del estrato compresible. En la figura 3.23 se representa el asiento en función de la profundidad para los meses anteriores.

Figura 3.22

Presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible, en condiciones no elásticas

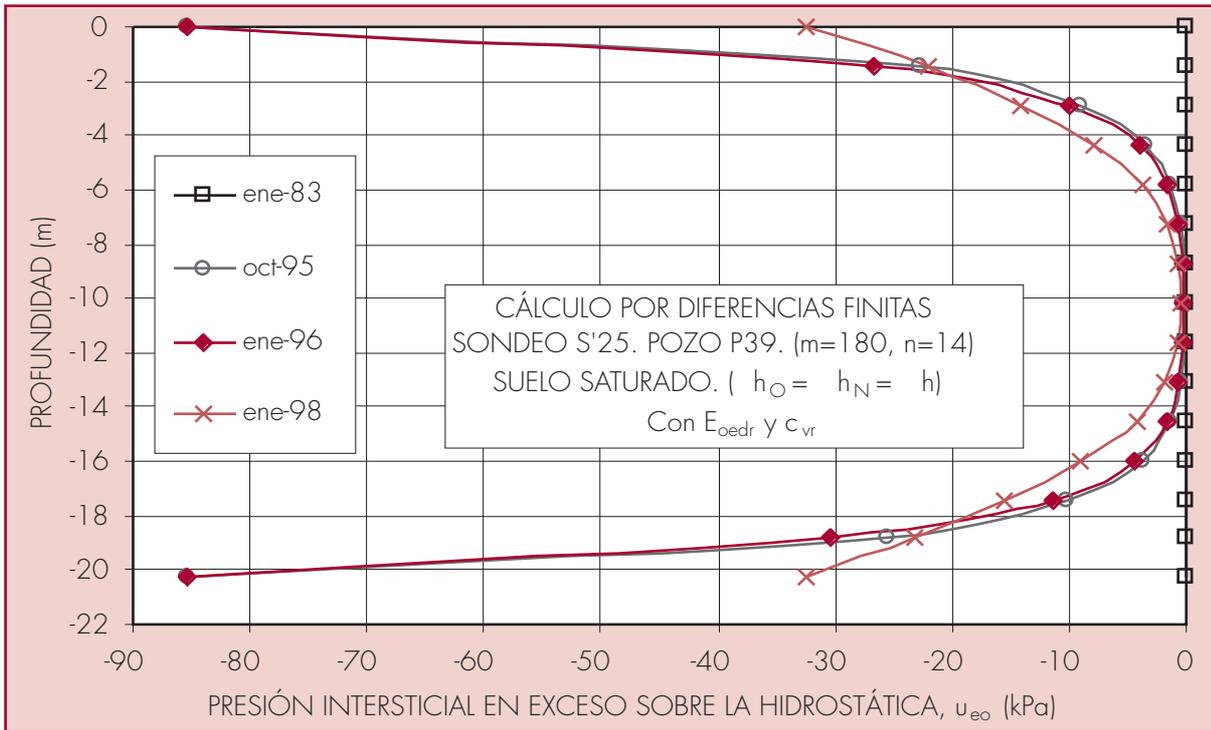
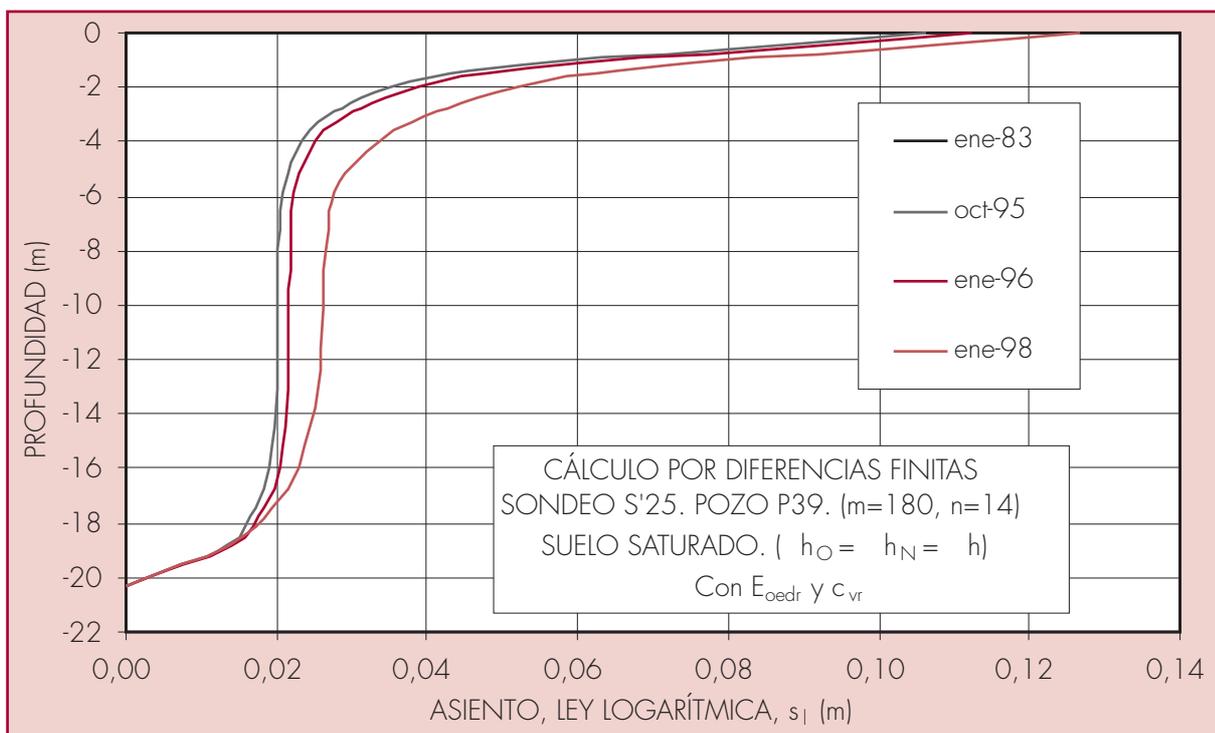


Figura 3.23

Asiento en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible. Ley logarítmica



3.5. CONCLUSIONES

Aunque la solución acoplada de la subsidencia provocada por la extracción de volúmenes conocidos de agua desde varios pozos es un complejo problema tridimensional, algunos autores han demostrado que, en muchos casos, una solución unidimensional se ajusta bien a los asientos medidos.

Se han aceptado la mayoría de las hipótesis de la teoría de consolidación de Terzaghi, añadiendo la compresibilidad del agua, como los hidrólogos realizan normalmente sus cálculos.

Se han aplicado varios métodos al cálculo de la subsidencia en Murcia, para la variación del nivel piezométrico desde enero del 83 hasta enero del 98 correspondiente al pozo P39 del casco urbano (ver 2.3.2). Para desarrollarlos se ha elegido una localización donde la arcilla no es blanda y el asiento que resulta es relativamente pequeño.

En primer lugar, se ha hallado por varias vías el asiento en el techo del estrato compresible considerando el suelo saturado:

- a) Las expresiones explícitas del asiento para el caso general incluidas en la tabla 3.2.
- b) En los doce primeros meses hay una caída lineal del nivel piezométrico y se han utilizado las expresiones de la tabla 3.5.
- c) Una aproximación explícita por diferencias finitas.
- d) Una aproximación implícita por el método de predictor-corrector.

Se han escrito las soluciones explícitas para cualquier variación a lo largo del tiempo del nivel piezométrico en las caras superior e inferior de un acuitardo confinado entre dos acuíferos. Las soluciones explícitas incluyen una serie infinita que converge rápidamente, especialmente para valores del factor de tiempo que no sean muy bajos.

La ventaja de la solución explícita es que permite encontrar la presión intersticial o el asiento en cualquier lugar o tiempo, sin obligar a pasar a través de los puntos intermedios, tal y como ocurre con las aproximaciones por diferencias finitas. Por lo tanto, para un suelo elástico y uniforme presenta claras ventajas. Bajo esas condiciones la figura 3.14 muestra que los asientos calculados por los cuatro métodos son prácticamente idénticos, aunque la solución explícita es más exacta.

Por otra parte, las oscilaciones en el nivel piezométrico provocan aumentos y disminuciones en la presión efectiva. Por lo tanto, el coeficiente de compresibilidad cambia del valor de carga al de descarga, y es necesario aplicar un esquema de diferencias finitas a la ecuación, para alcanzar una solución con la suficiente precisión. En este sentido, también han de introducirse en los cálculos las variaciones del coeficiente de consolidación para descarga y recarga. Bajo condiciones no elásticas el asiento final es superior, a causa de que no se completa la recuperación en una fase de descarga (figura 3.9).

Cuando el suelo no es uniforme se precisa también el uso de diferencias finitas o elementos finitos.

El esquema explícito de diferencias finitas requiere que el coeficiente $\frac{1}{2}$. Cuando el valor de c_v es alto esto puede exigir que t sea muy pequeño y un esfuerzo de cálculo excesivo. Gibson y Lumb (1953) indican que es difícil determinar con precisión la presión del agua en los poros después de largos períodos de tiempo.

El método de predictor-corrector no tiene la limitación anterior y, por lo tanto, presenta una mayor flexibilidad.

Además, las expresiones explícitas sólo son válidas para el caso del suelo saturado, mientras que por los métodos de diferencias finitas o de predictor-corrector se pueden aproximar las ecuaciones diferenciales que gobiernan el flujo transitorio unidimensional para suelos parcialmente saturados.

El parámetro que sustituye al coeficiente de consolidación en los suelos parcialmente saturados es la difusividad, que depende de la permeabilidad y, por lo tanto, del valor de la presión intersticial. Debido a la dispersión de las medidas de $D(u)$ y a la dificultad para obtenerlas se ha tomado un valor medio constante. Se han ensayado las funciones para $k(u)$ propuestas por varios autores, encontrándose que la que mejor se adapta al suelo de Murcia es la de Gardner (1958).

En suelos parcialmente saturados la aproximación por diferencias finitas es válida para calcular la subsidencia si z no es demasiado grande y $\frac{1}{2}$. Pero estos supuestos no son fáciles de cumplir en condiciones no elásticas. Al no tener condicionantes tan restrictivos, el método de predictor-corrector permite una aplicación más general, siempre que z no sea excesivo.

En el caso de una teoría no lineal para la consolidación y leyes logarítmicas para las deformaciones, más apropiadas para el cálculo de la subsidencia provocada por la compresión de estratos de arcilla profundos normalmente consolidados, también hay que recurrir a técnicas de diferencias finitas, aunque esta aproximación proporciona resultados satisfactorios, que se alejan poco de los obtenidos por los métodos anteriores.