

**CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA
PRODUCIDA EN LAS LOCALIZACIONES
MÁS DESFAVORABLES DE MURCIA**

4.1. SELECCIÓN DE SONDEOS REPRESENTATIVOS

4.1.1. Conceptos de elección

Los principales factores que influyen en la subsidencia son la estratigrafía, a través de la variación del espesor y el número de los estratos compresibles, los valores que toman con la profundidad la compresibilidad y las características de consolidación, y la distribución vertical de la presión del agua y sus cambios, ambos relacionados con el bombeo. Por lo tanto, los tres criterios de elección de los puntos del casco urbano de Murcia que presentan mayor riesgo respecto a la subsidencia son el espesor y la resistencia del estrato compresible y el descenso del nivel piezométrico (Vázquez, 2001).

4.1.2. Datos de los puntos seleccionados

Como resumen de las localizaciones de los sondeos y los pozos seleccionados se tienen la figura 4.1 y la tabla 4.1.

Tabla 4.1
Sondeos más desfavorables para el cálculo de la subsidencia en Murcia

SONDEO	POZO	h_{max} (m)	H (m)	q_u (kPa)	N , SPT (golpes)
S'13 (Mayo, 1987)	P17 (La Encarna)	7,9	32	36 120 140-175	3 12-22 27-39
S'25 (Abril, 1989)	P39 (Plaza Bohemia)	7,6	29,5	76 235	6-13
S'46 (Noviembre, 1991)	P20 (San Esteban)	8,1	6	19-24	1
SR1	P35 (La Pólvora)	7,8	6,8 7,5	15 35	5 5 47
S'16 (Noviembre, 1987)	P34 (Jardín de Viudes)	7,9	20	41	5-6
S'18 (Julio, 1988)	P58 (Murcia Parque)	10,8	4	4	2-9
S1	P18 (Los Álamos)	9,5	1,9 0,7 7,25 0,25 1,75 0,45	47 21	11 20

Leyenda: h_{max} = Máximo descenso del nivel piezométrico, H = Potencia del estrato compresible

En la tabla también se muestra la fecha de realización de los sondeos en los casos que se conoce. Todos son anteriores al período de fuertes descensos del nivel piezométrico de los años 90 y se encuentran entre las sequías de los 80 y de los 90, en momentos de estabilidad en la evolución de los niveles piezométricos. Parece lógico pensar que la cota

del nivel freático en cada sondeo va a coincidir o estar muy cerca de la que se tome como inicial, que será anterior a la sequía del período 1982-83.

4.2. CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA

Con todos los sondeos se han realizado los cálculos para el supuesto de suelo parcialmente saturado, con la función de (u) dada por la expresión [3.32], y distinguiendo la recarga de la carga noval. Para hallar las presiones intersticiales se han empleado las expresiones [3.40] y [3.41], es decir, el método de predictor-corrector, y para obtener los asientos las ecuaciones [3.23]-[3.24] y [3.39]. Los datos de entrada se resumen en las tablas respectivas. Como condiciones de contorno se han considerado que se produce el descenso del nivel piezométrico en los dos acuíferos ($h_0 = h_N = h$) y que sólo se produce en el inferior ($h_N = 0$).

El desarrollo correspondiente al sondeo S'25 se detalla en el capítulo 3. Si se consideran los datos de entrada de la tabla 3.12, cambiando los valores del coeficiente de consolidación por los de la difusividad, los resultados de la tabla 3.27 corresponden a la hipótesis de igual descenso piezométrico en ambos acuíferos y los de la 3.29 a la de descenso piezométrico únicamente en el acuífero inferior. La figura 3.20 muestra las leyes de la presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible en el primer caso y la 3.21 en el segundo. Este planteamiento es el que presenta mayor similitud a los que se hacen en el resto de los sondeos y que se explican a continuación.

4.2.1. Sondeo S'13. Pozo P17

El sondeo S'13 corresponde al punto de mayor espesor de la capa de arcilla (*capa 2*). Se tienen tres estratos de arcilla cuya resistencia va aumentando en profundidad (ver figura 4.2). El pozo municipal más cercano es el P17, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.3. Para las dos capas superiores se dispone de los valores del C_C . Para la tercera se toma el correspondiente a la media de los estratos de arcilla de todos los sondeos de los que se conoce el dato (ver tabla 2.5). En cuanto al C_S , se ha obtenido en cada caso a partir del C_C mediante correlaciones lineales (Vázquez, 2001). Con el E_{oed} y el E_{oedr} de cada estrato se han obtenido las medias según sus espesores (ver tabla 4.2). Del peso específico de cada capa también se ha considerado la media según sus espesores. Considerando un $k_s = 2 \times 10^{-10}$ m/s, resultan los valores de la difusividad que se exponen en la tabla 4.3

Tabla 4.2
Espesor y E_{oed} de cada estrato. Sondeo S'13

ESTRATO	ESPESOR (m)	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)
ARCILLAS BLANDAS	4	4.000	24.760
ARCILLAS MODERADAMENTE FIRMES	16	11.250	100.145
ARCILLAS FIRMES	12	15.000	124.500
TOTAL	32	9.930	76.610

Figura 4.2
Corte del terreno en el sondeo S'13

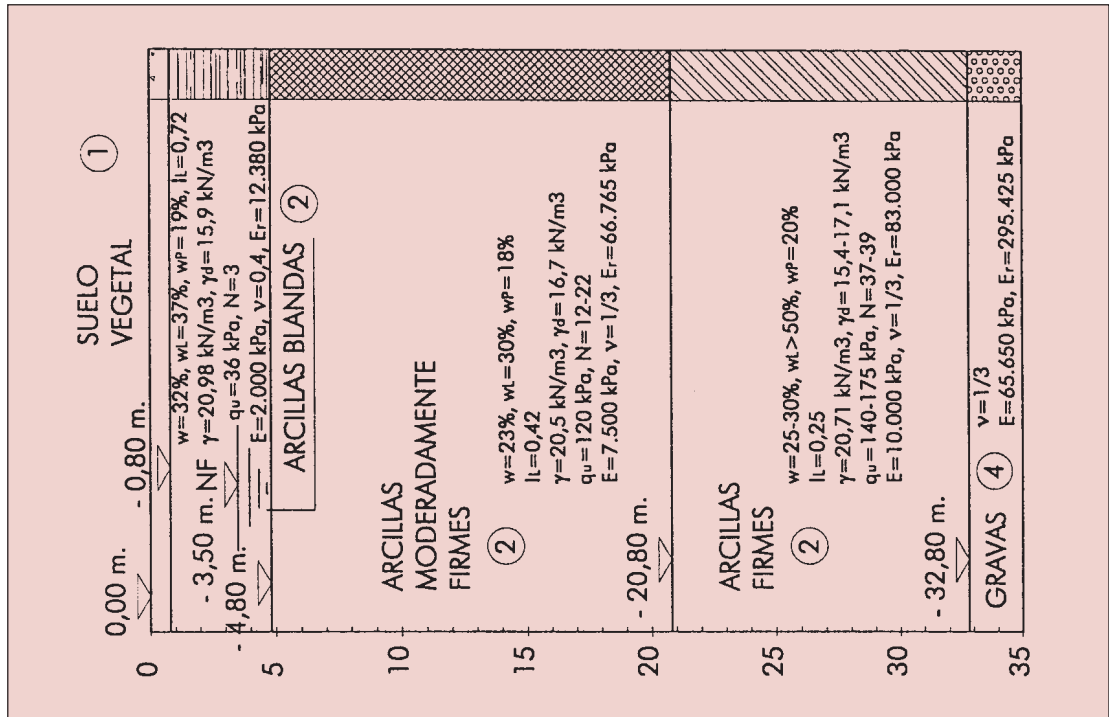
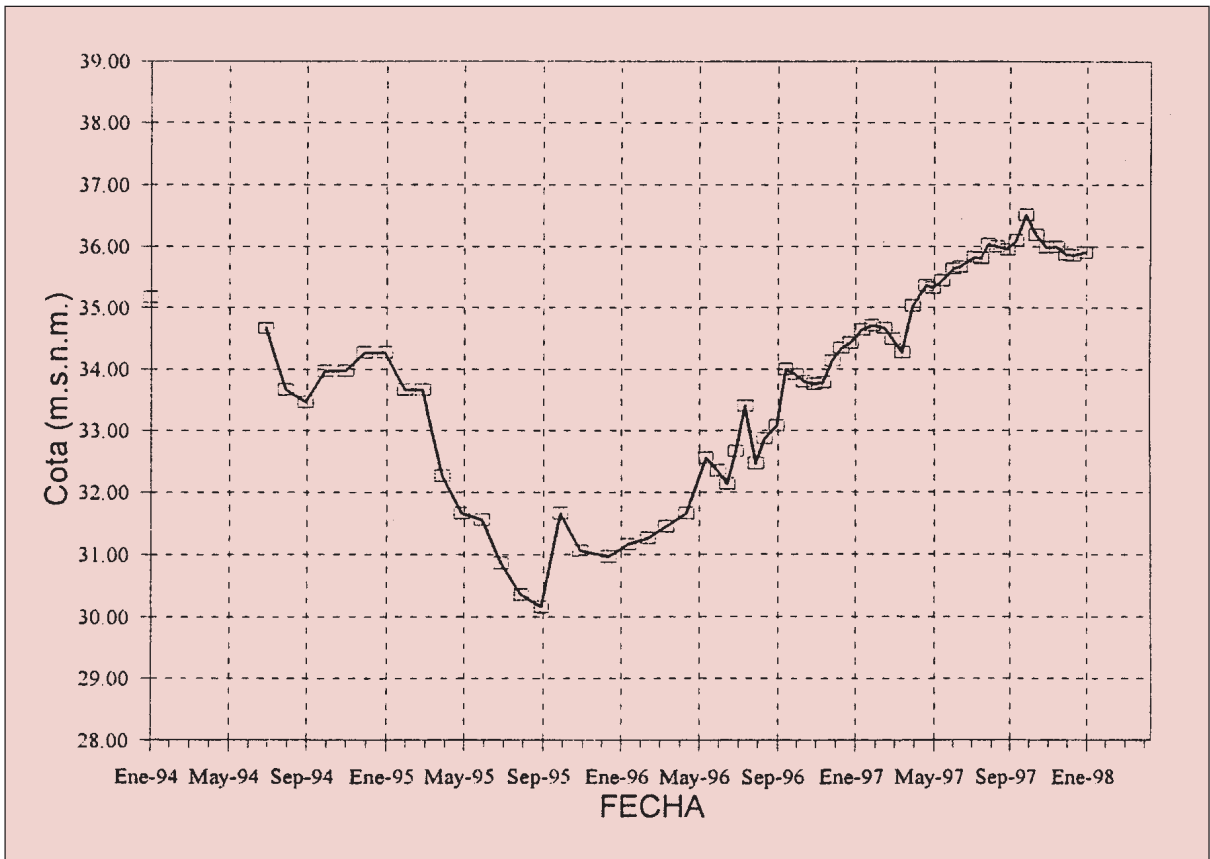


Figura 4.3
Variación del nivel piezométrico en el pozo P17 (Aguas de Murcia)



Se ha calculado con un $z = 1$ m e $t = 1$ mes, para $h_0 = h_N = h$. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.3. Con estas condiciones la distribución de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible se representa en la figura 4.4. El asiento s_l , obtenido por las expresión [3.24], es mayor que s , que resulta de la [3.23], en todo el desarrollo. Pero la diferencia entre ellos es mucho menor que la que había en el sondeo S'25 y ambos tienen el mismo orden de magnitud. Los resultados del s_l son más lógicos que los que se daban en el S'25 y los de s son muy similares a aquellos. Los máximos se presentan en la tabla 4.4. Si se repite el cálculo para $h_N = 0$, los resultados se muestran en la figura 4.5 y la tabla 4.4.

Tabla 4.3
 Datos de entrada para el cálculo
 S'13. P17. ($m=180, n=32$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'13. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA (CAPA 2)												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P17												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 SEP-95	SEP-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+6,5	-0,5				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,8	-3,5	32	1	1							
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 BLANDA	2	4	20,65	0,7	2×10^{-7}	$1,6 \times 10^{-6}$	0,104	0,017	4.000	24.760	0,52	4,04
ARCILLA MOD. FIR.	2	16	20,65	0,7	2×10^{-7}	$1,6 \times 10^{-6}$	0,154	0,017	11.250	100.145	0,52	4,04
ARCILLA FIRME	2	12	20,65	0,7	2×10^{-7}	$1,6 \times 10^{-6}$	0,166	0,02	15.000	124.500	0,52	4,04

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 4.4
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO
 S'13. P17 ($m=180, n=32$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'13				
POZO P17				
	$h_0 = h_N = h$		$h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	196,2	SEP-95	196,2	SEP-95
S_{max} (cm)	6,58	AGO-96	2,59	ENE-98
S_{lmax} (cm)	10,4	DIC-96 ENE-97	4,66	ENE-98

Figura 4.4

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

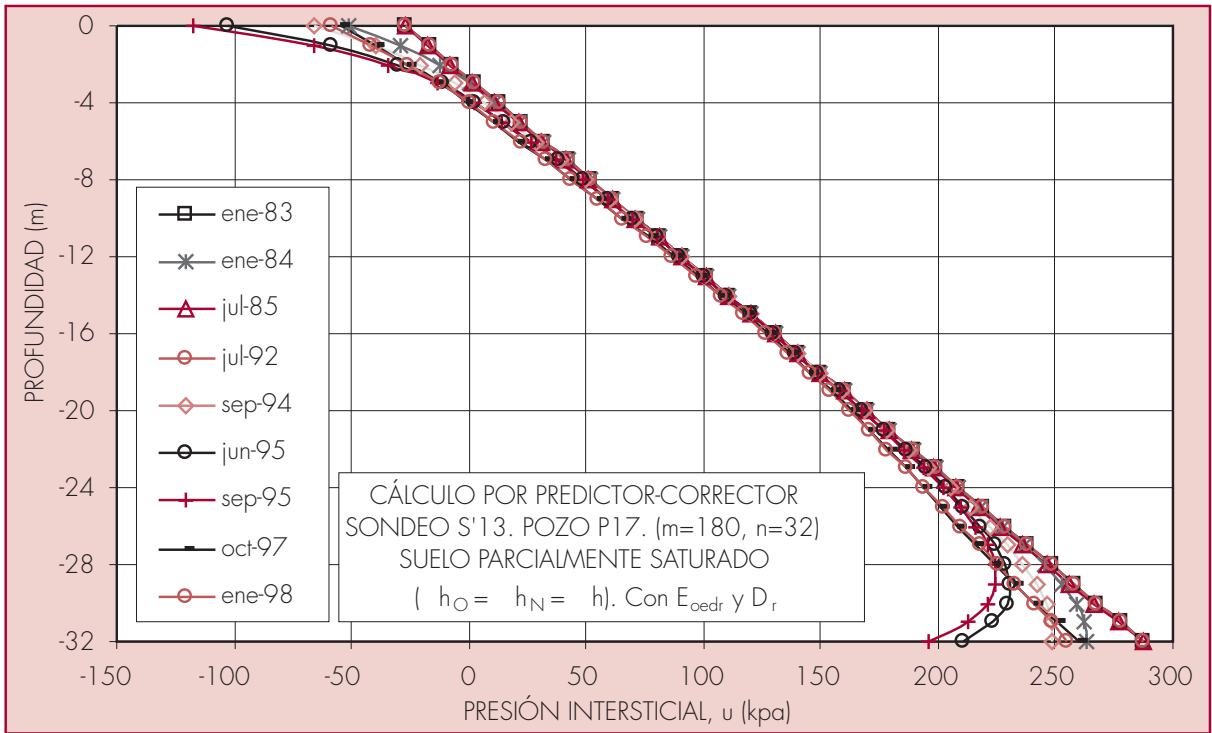
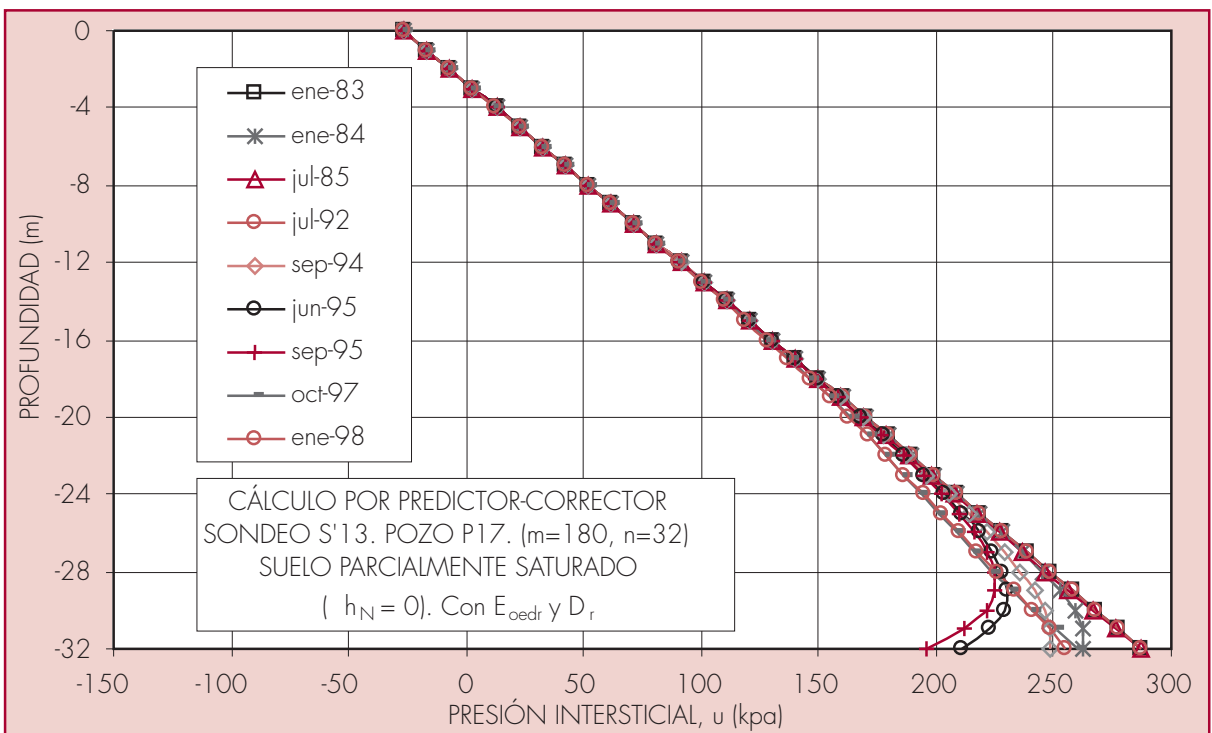


Figura 4.5

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



4.2.2. Sondeo S'46. Pozo P20

El sondeo S'46 corresponde a uno de los puntos de limo arcilloso más blando (*capa 2'*). Como se observa en la figura 4.6, el estrato de limo arcilloso tiene resistencia muy baja.

El pozo municipal más cercano es el P20, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.7.

Para C_C y C_S se han tomado los valores medios de la *capa 2'* (tabla 2.5).

El valor de 2×10^{-10} m/s resulta demasiado pequeño para la permeabilidad del limo. Aunque poco fiables, como se ha comentado en el capítulo 3, los datos de permeabilidad de la tabla 2.5 son de un orden de 10^{-8} m/s, más cercanos a las permeabilidades propias del limo. En la capa de limo parece más lógico tomar $k_s = 10^{-8}$ m/s, con lo que resultan los valores de la difusividad de la tabla 4.5 (Vázquez, 2001).

Se puede realizar el cálculo cambiando los valores de la difusividad por los del limo e incluyendo en el asiento al estrato de arenas y arenas limosas que está por debajo del limo arcilloso (ver figura 4.6).

El asiento de la arena se obtiene de la expresión [3.24], teniendo en cuenta que el incremento de presión para todo el estrato de arena es el mismo e igual al que se produce en el contacto con el limo, es decir, al que tenemos en el techo y la base del acuitardo. Para diferenciar la recarga de la carga noval se usa un módulo edométrico en recarga de unas 4,5 veces el de carga. Los datos de entrada se presentan en la tabla 4.5.

Tabla 4.5
 Datos de entrada para el cálculo
 S'46. P20. ($m=180$, $n=10$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'46. SONDEO CON CAPA DE LIMO ARCILLOSO BLANDO (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P20												
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 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,6	+7,2	-1				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	1,8	-1,55	10	1	1							
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
LIMO ARCILLOSO	2'	7	20,43	0,76	2×10^{-6}	$1,7 \times 10^{-5}$	0,156	0,019	2.000	16.420	0,11	0,87
ARENA	3	3	20,43						68.000	306.000		

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Figura 4.6
Corte del terreno en el sondeo S'46

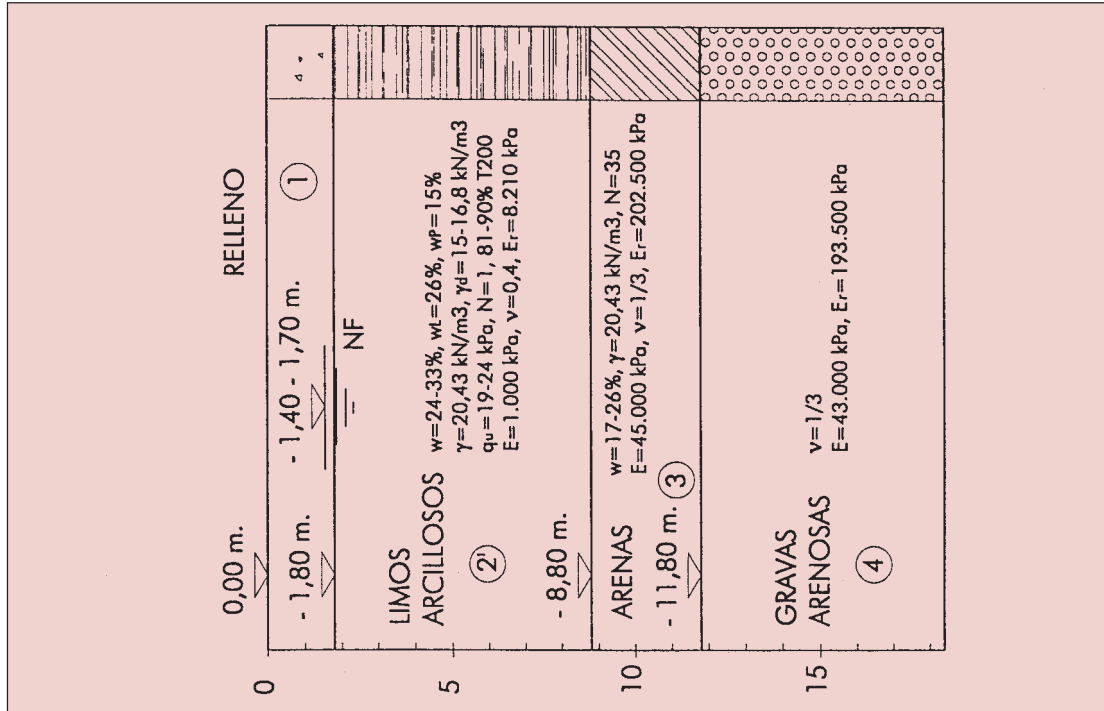
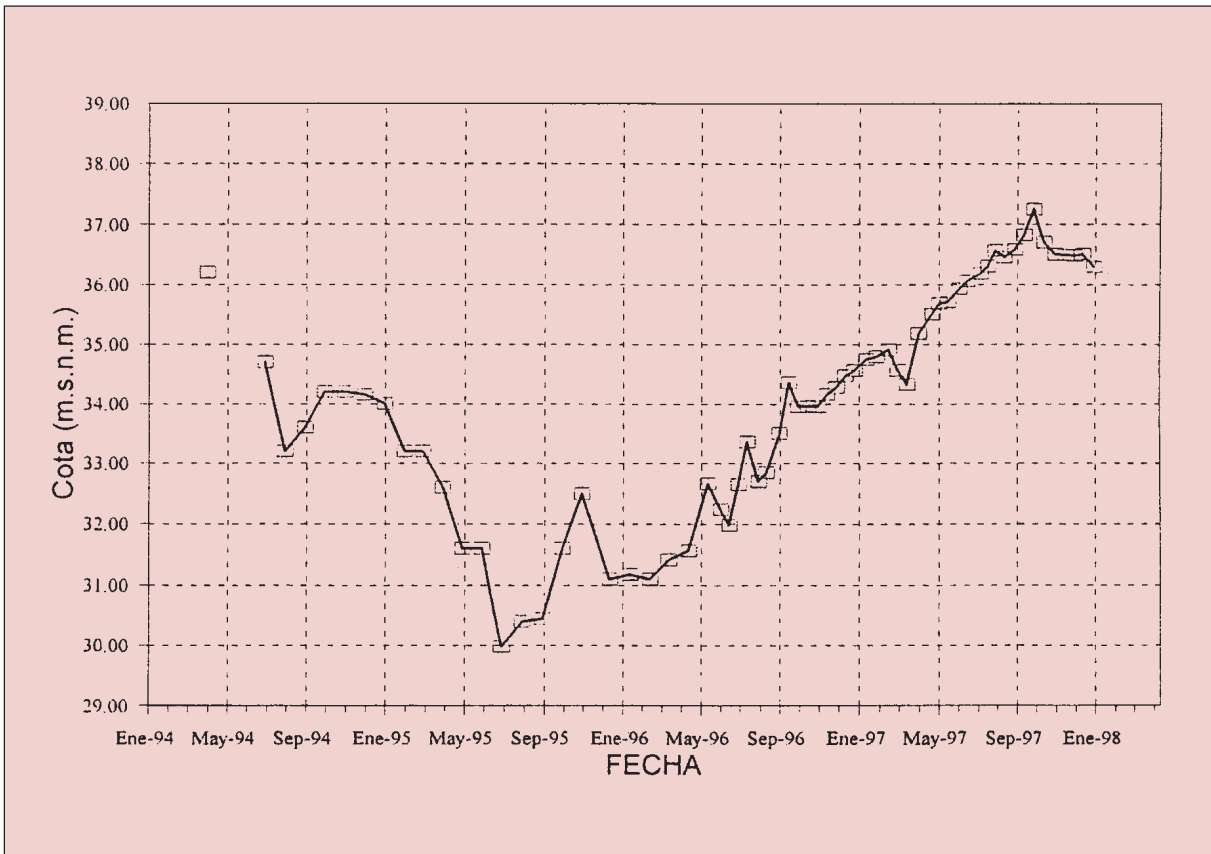


Figura 4.7
Variación del nivel piezométrico en el pozo P20 (Aguas de Murcia)



La distribución de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible se representa en la figura 4.8, que muestra un comportamiento muy cercano al hidrostático.

Las presiones intersticiales resultantes tienen una distribución lógica, sin oscilaciones ni inestabilidades y presentan el mismo comportamiento medio que en los demás sondeos.

Este es el corte que proporciona los mayores asientos relativos entre los calculados, teniendo en cuenta el espesor total del estrato compresible. Como dicho dato es de sólo 7 m, resultan períodos en los que todo el estrato se encuentra por encima del nivel piezométrico y está parcialmente saturado. Esto se refleja en el valor negativo de u_{min} de la tabla 4.6, que corresponde a la mínima presión intersticial alcanzada en la base del estrato de limo.

El asiento s_l es superior al s hasta enero del 84, en el que es superado por este, y se mantiene así hasta enero del 98. Los valores máximos se recogen en la tabla 4.6.

Si se hace el cálculo para $h_N = 0$, los resultados se recogen en la figura 4.9 y la tabla 4.6.

Tabla 4.6
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S'46. P20 ($m=180, n=10$)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'46				
POZO P20				
	$h_o = h_N = h$		$h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-21,09	AGO-95 NOV-95	-21,09	AGO-95 NOV-95
s_{max} (cm)	25,54	AGO-95	14,66	DIC-95
$s_{l\ max}$ (cm)	22,27	AGO-95	11,31	DIC-95

Figura 4.8

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

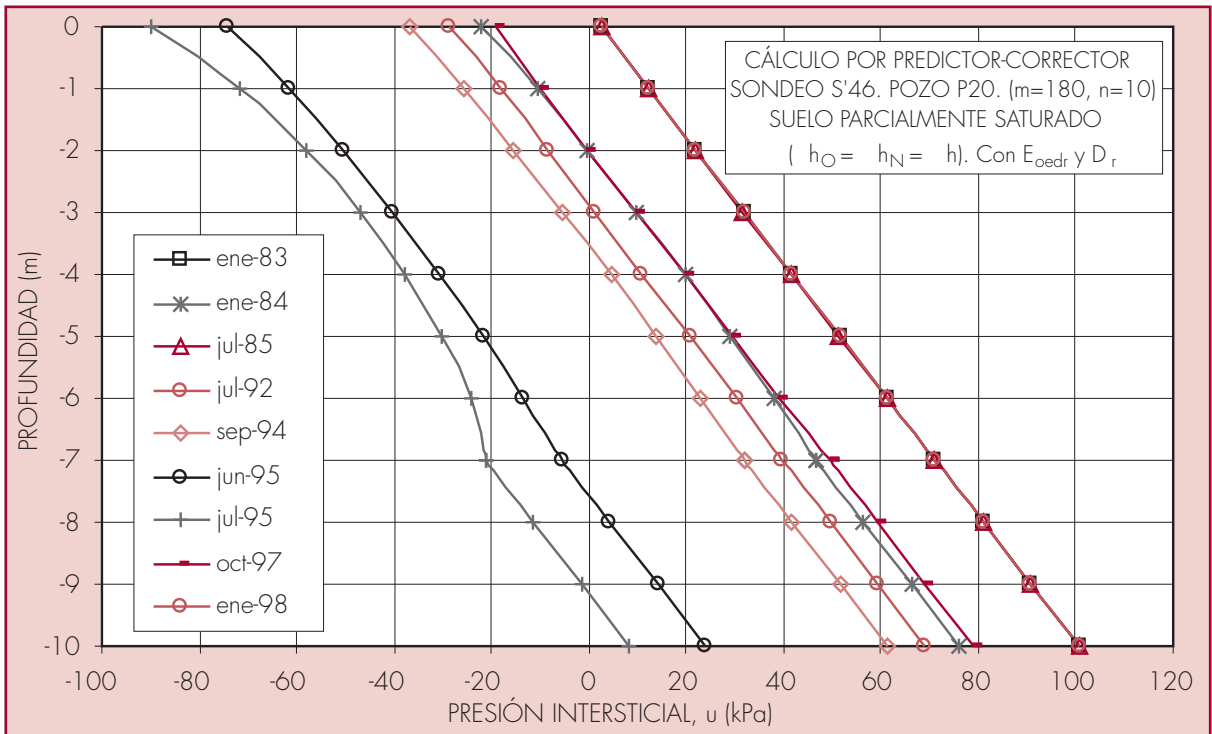
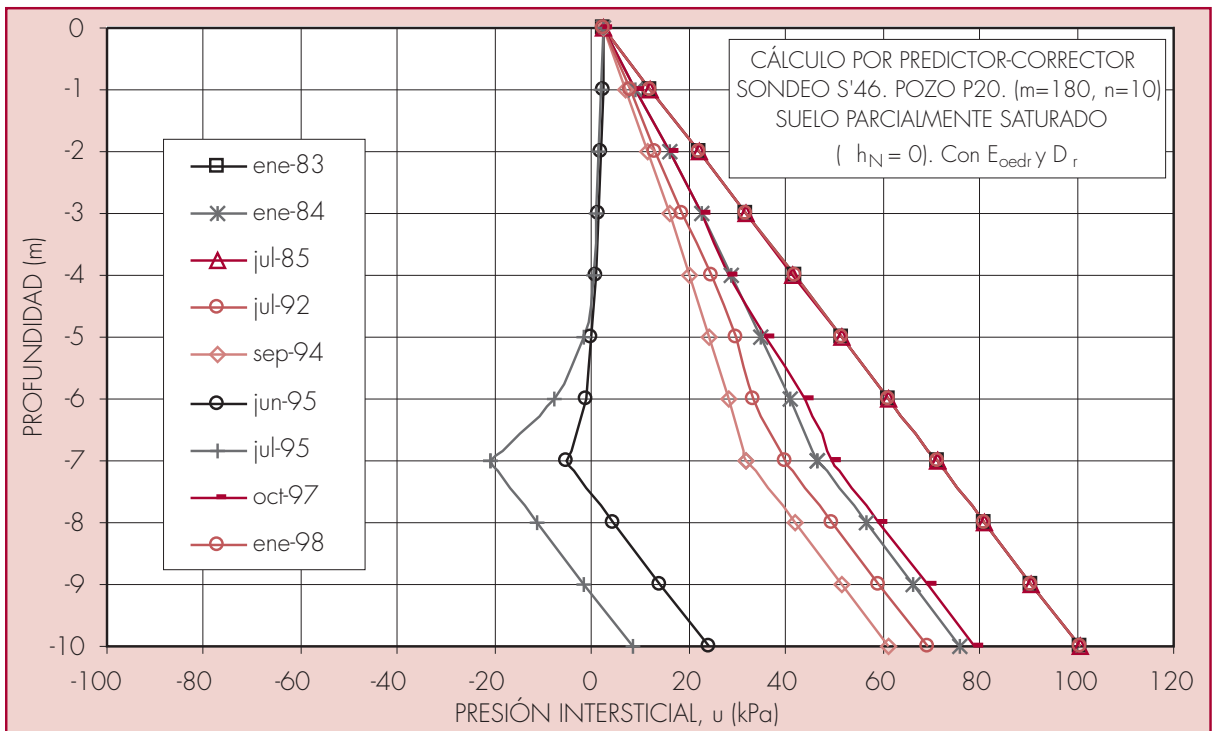


Figura 4.9

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



4.2.3. Sondeo SR1. Pozo P35

En el sondeo SR1 se ha encontrado una de las capas más blandas de arcilla limosa. Además, el corte del terreno presenta una disposición típica del casco urbano de Murcia, con alternancia de capas de arcilla, limo y bolsas de arena y grava (ver figura 4.10).

Debajo del relleno, conforme se profundiza, aparece una capa de arcillas y limos (*capa 2'*) de 4,4 m de espesor, otra de limos arenosos (*capa 2a*) de 2,2 m, una de arena limosa con gravas (*capa 3*) de 4,4 m, otra de gravas con arenas (*capa 4*) de 8,8 m y una de arcillas y limos (*capa 2'*) de 7,7 m, bajo la que se extiende el estrato inferior de gravas.

El pozo municipal más cercano es el P35, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.11.

Se han escogido los valores medios del C_C , del C_S , del γ y del e de cada tipo (ver tabla 2.5). Para el índice de poros y el peso específico, se ha hallado la media según los espesores de los tres estratos y se han realizado los cálculos con estos datos, debido a su poca variación. A partir del E_{oed} y del E_{oedr} de los estratos compresibles se ha obtenido la difusividad para cada uno de ellos, en carga noval y en recarga.

Se ha realizado el cálculo para $h_o = h_N = h$, con un $z = 1,1$ m e $t = 1$ mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.7.

Tabla 4.7
 Datos de entrada para el cálculo
 SR1. P35. ($m=180$, $n=25$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO SR1. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA LIMOSA BLANDA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P35												
TIEMPO	ENE-83	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	SEP-95	OCT-97				
	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	SEP-95	OCT-97	ENE-98				
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+6,8	-1				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H_1$ (m)	$2H_2$ (m)	z (m)	t (meses)						
	2,2	-1,7	6,6	7,7	1,1	1						
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 Y LIMO	2'	4,4	20,32	0,75	$4,1 \times 10^{-8}$	$3,3 \times 10^{-7}$	0,156	0,019	2.000	16.420	0,09	0,72
LIMO ARENOSO	2a	2,2	20,32	0,75	$3,1 \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-5}$	0,129	0,033	3.000	11.725	6,55	25,71
ARENA	3	4,4	20,32						25.000	112.500		
GRAVA	4	8,8	20,32						60.000	270.000		
ARCILLA Y LIMO	2'	7,7	20,32	0,75	$5,7 \times 10^{-7}$	$4,7 \times 10^{-6}$	0,156	0,019	28.000	229.895	1,22	10,05

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Figura 4.10
Corte del terreno en el sondeo SRI

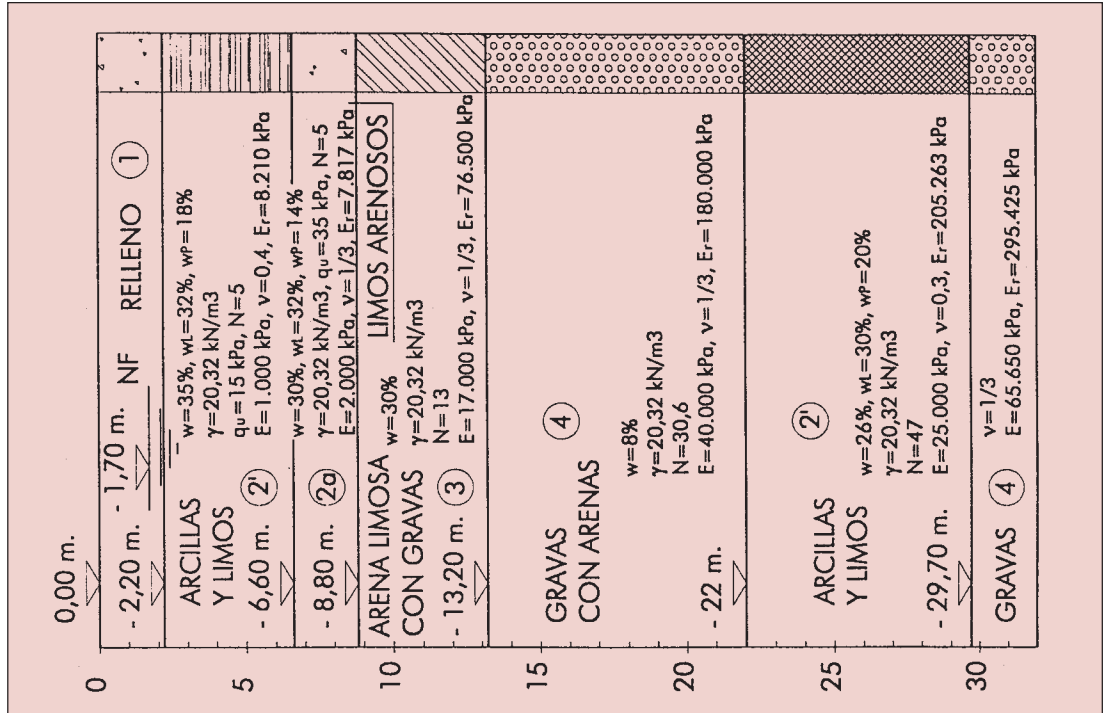
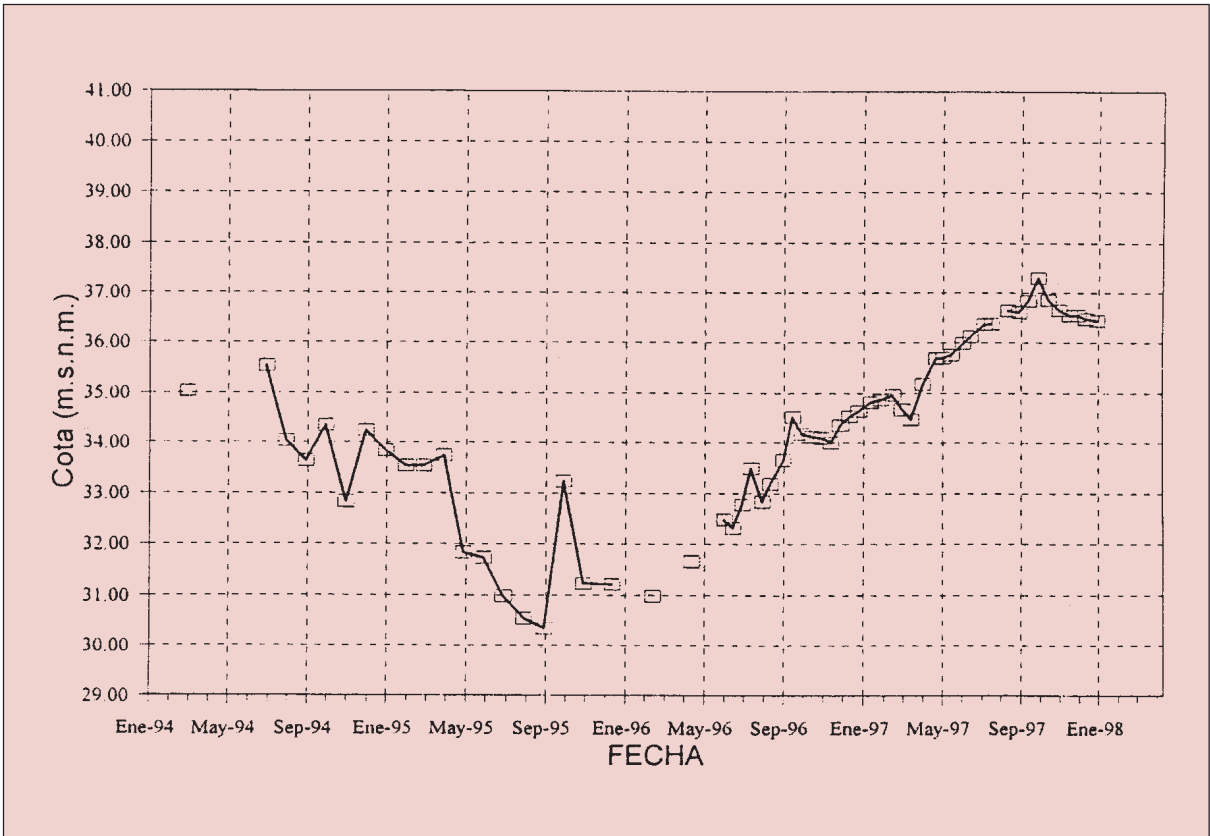


Figura 4.11
Variación del nivel piezométrico en el pozo P35 (Aguas de Murcia)



Se han considerado los valores de la permeabilidad del limo y se ha incluido en el asiento al estrato de arena y al de gravas (ver figura 4.10), que se obtienen de las expresión [3.24], teniendo en cuenta que el incremento de presión para todos los estratos de arena y grava es el mismo e igual al que se produce en los contactos con el limo y la arcilla, es decir, al que existe en el techo y la base de los acuitardos. Para diferenciar la recarga de la carga noval se usa un módulo edométrico en recarga de unas 4,5 veces el de carga.

En el contacto entre la arcilla y el limo, como ambos tienen distinta permeabilidad y, por lo tanto, difusividad, se utiliza la media de las permeabilidades.

La distribución de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible se representa en la figura 4.12.

En noviembre del 95, en el contacto entre el estrato superior de arcilla y el de limo se pasa de una presión del agua en los poros de 11,5 kPa a otra de -11,5 kPa. Como en la expresión [3.39] saldría un logaritmo negativo, se ha aplicado de una manera incremental, es decir, sumando el resultado que sale de considerar el paso de 11,5 a -10 kPa con el de -10 a -11,5 kPa.

La causa de este salto está en las oscilaciones que aparecen en el contacto entre la arcilla y el limo en algún momento del desarrollo debido a que $r = 25,71$ para el limo, lo que se puede evitar si $t = 15$ días, con lo que r baja a la mitad.

En cualquier caso, estas oscilaciones son de pequeña cuantía y desaparecen, quedando el hecho acotado a unos meses.

El asiento s_l resulta superior al s . Los valores máximos de ambos se recogen en la tabla 4.8.

Si se vuelve a hacer el cálculo para $h_N = 0$, los resultados de presiones intersticiales se muestran en la figura 4.13 y los máximos de los asientos en la tabla 4.8.

Tabla 4.8
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
SR1. P35 ($m=180, n=25$)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO SR1				
POZO P35				
	$h_0 = h_N = h$		$h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	186,39	SEP-95	186,39	SEP-95
s_{max} (cm)	16,97	NOV-96 DIC-96	12,55	JUN-96
$s_{l\ max}$ (cm)	23,09	JUL-96	18,29	ABR-96

Figura 4.12

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

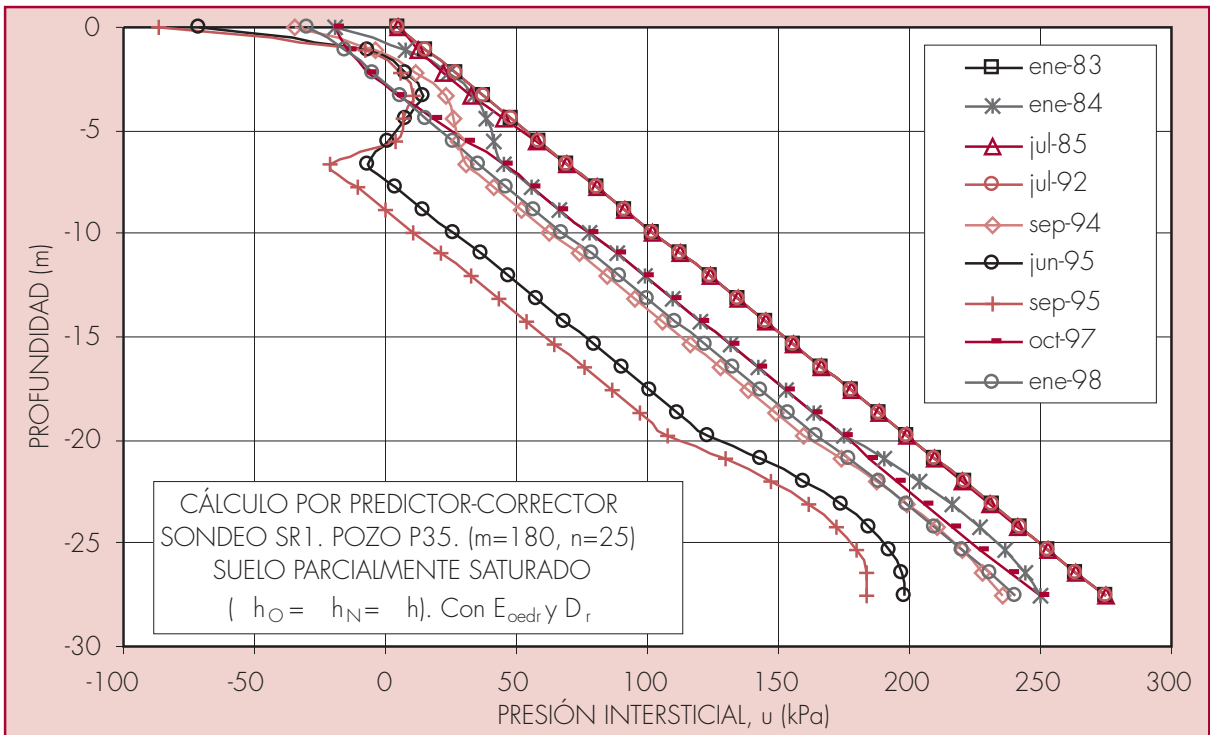
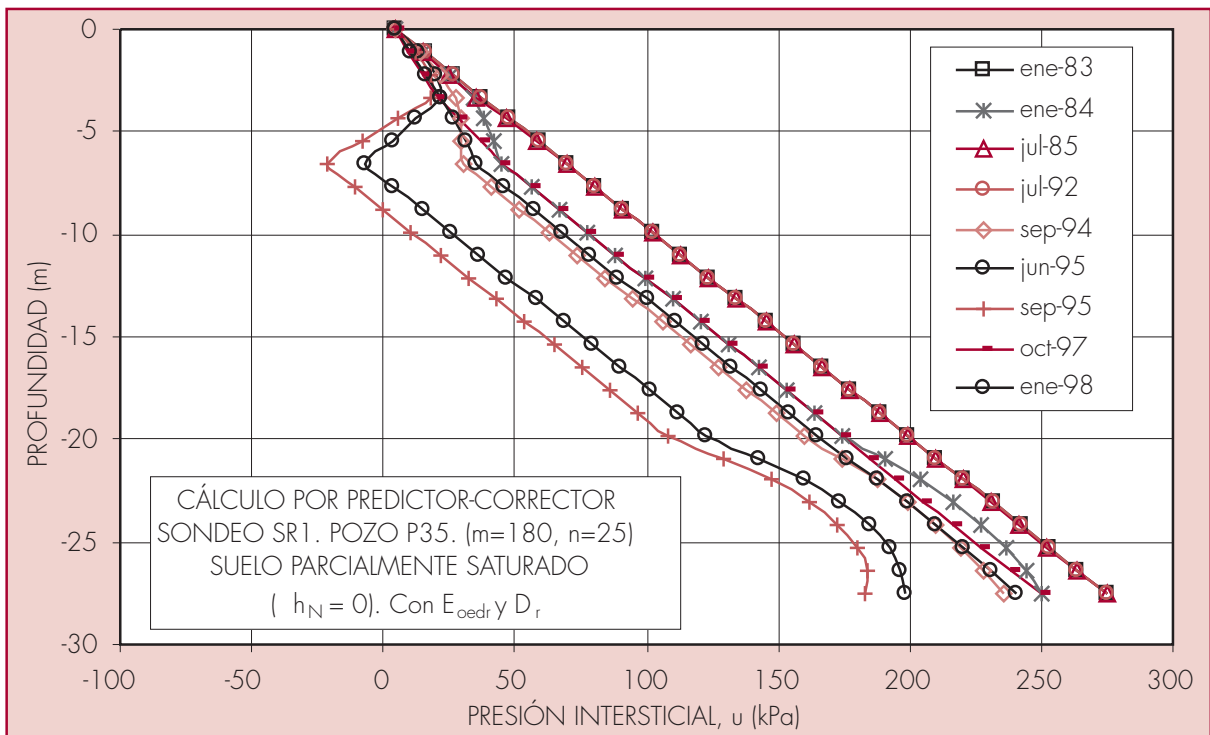


Figura 4.13

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



4.2.4. Sondeo S'16. Pozo P34

El sondeo S'16 corresponde a uno de los puntos de arcilla limosa más blanda (*capa 2'*). Presenta un estrato de arcilla limosa, con niveles de limos arenosos y arenas limosas, cuya resistencia es muy baja (ver figura 4.14). El pozo municipal más cercano es el P34 (ver figura 4.15). Se han tomado los valores de C_C y C_S correspondientes a la media de las capas de arcilla limosa. A partir del E_{oed} y del E_{oedr} del estrato y considerando un $k_s = 2 \times 10^{-10}$ m/s, resultan los valores de la difusividad de la tabla 4.9. Se ha realizado el cálculo para $h_o = h_N = h$, con un $z = 1$ m e $t = 1$ mes. En la figura 4.16 se representan las trayectorias de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible. El s_l es mayor que el s , aunque la diferencia entre ellos es muy pequeña. En un principio son muy similares y al bajar el nivel piezométrico el segundo crece más rápidamente, pero conforme transcurre la consolidación del estrato se ve superado por el primero. En la figura 4.17 se muestran las presiones intersticiales para el caso de $h_N = 0$.

Tabla 4.9
 Datos de entrada para el cálculo
 S'16. P34. ($m=180, n=20$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'16. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA LIMOSA BLANDA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P34												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 AGO-95	AGO-95 OCT-95	OCT-95 NOV-95	NOV-95 FEB-96	FEB-96 OCT-97	OCT-97 ENE-98	
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+1,5	-1	0	+7,4	-1,5	
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	0,8	-3,5	20	1	1							
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'	20	20,4	0,76	$1,0 \times 10^{-7}$	$8,4 \times 10^{-7}$	0,156	0,019	5.000	41.055	0,26	2,17

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 4.10
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO
 S'16. P34 ($m=180, n=20$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'16				
POZO P34				
	$h_o = h_N = h$		$h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	78,48	AGO-95	78,48	AGO-95
s_{max} (cm)	8,77	NOV-96 DIC-96	5,44	ENE-98
s_{lmax} (cm)	9,09	MAR-97	4,63	ENE-98

Figura 4.14
Corte del terreno en el sondeo S'16

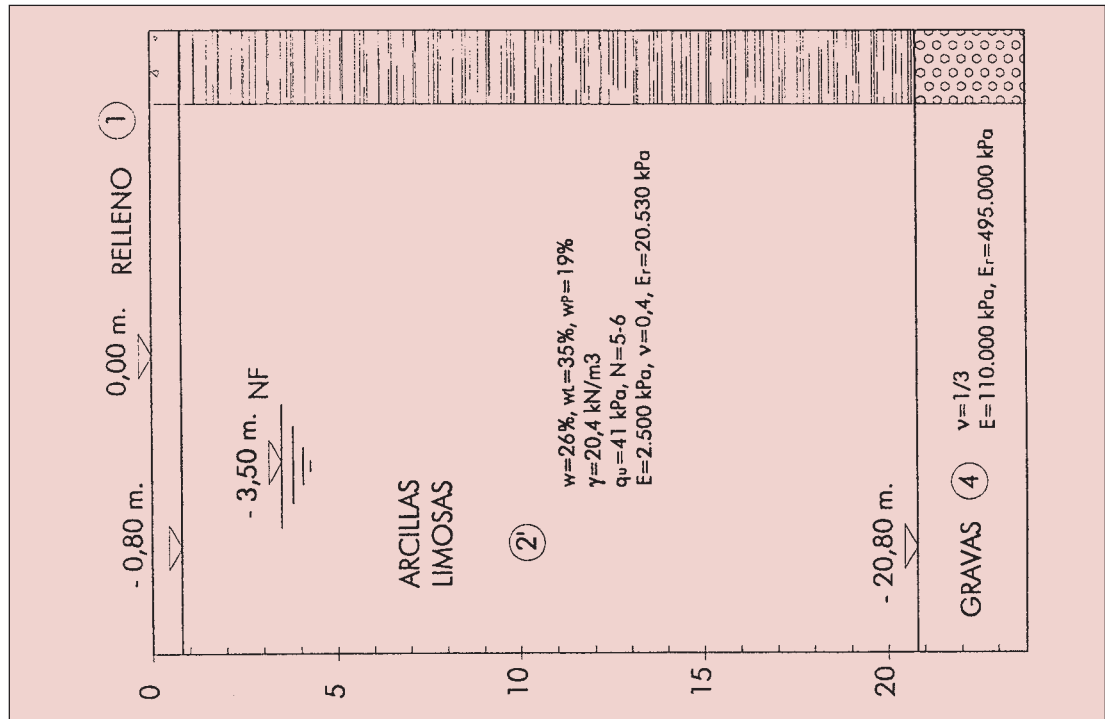


Figura 4.15
Variación del nivel piezométrico en el pozo P34 (Aguas de Murcia)

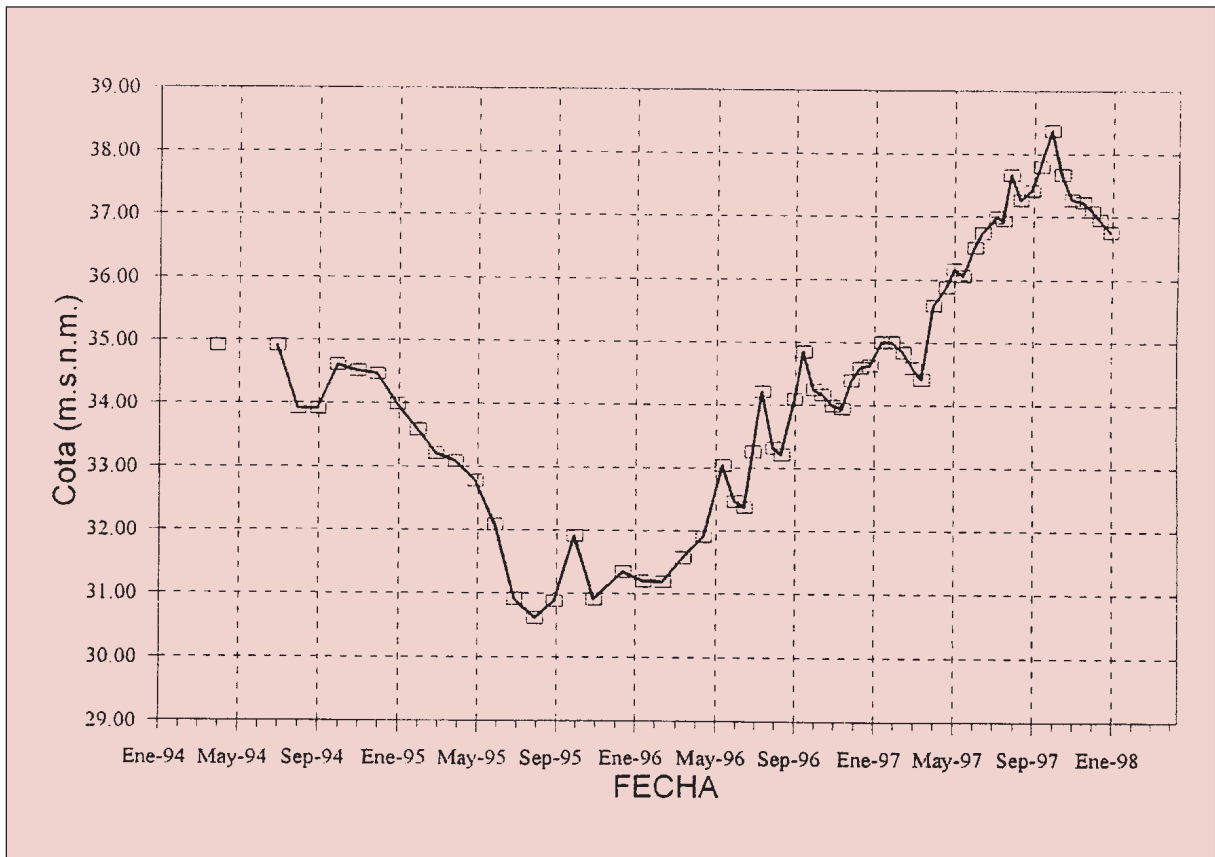


Figura 4.16

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

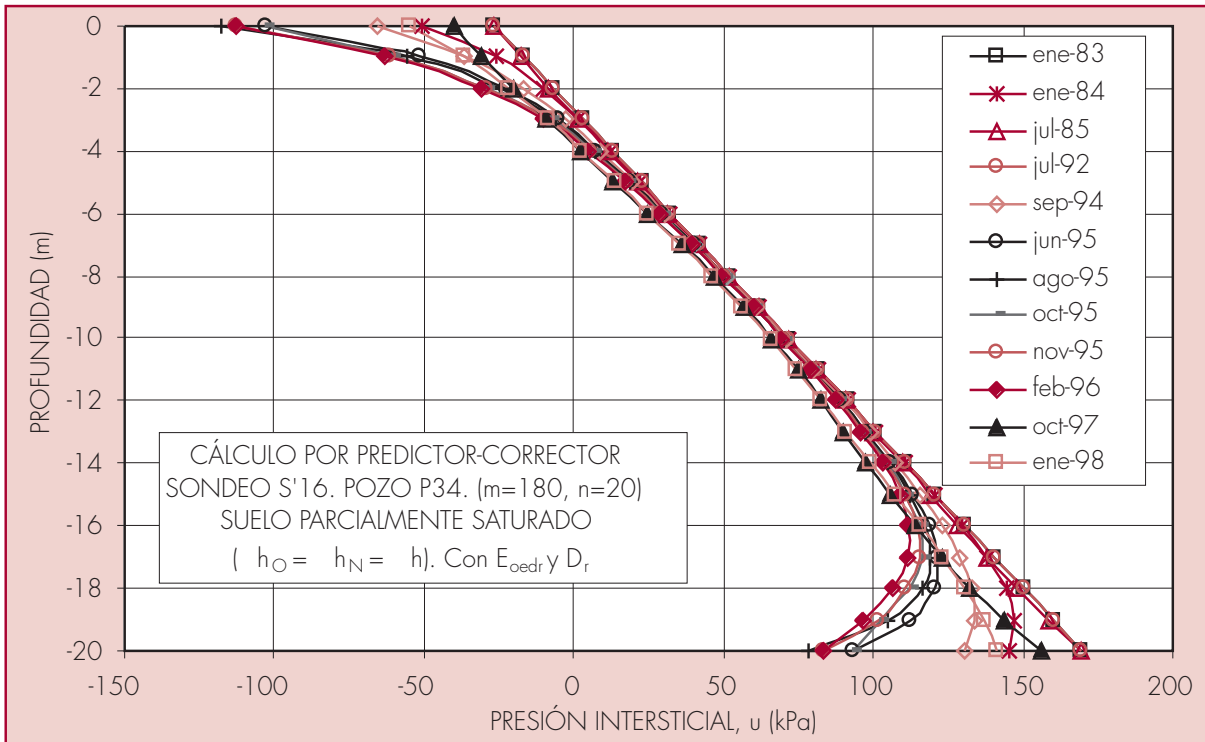
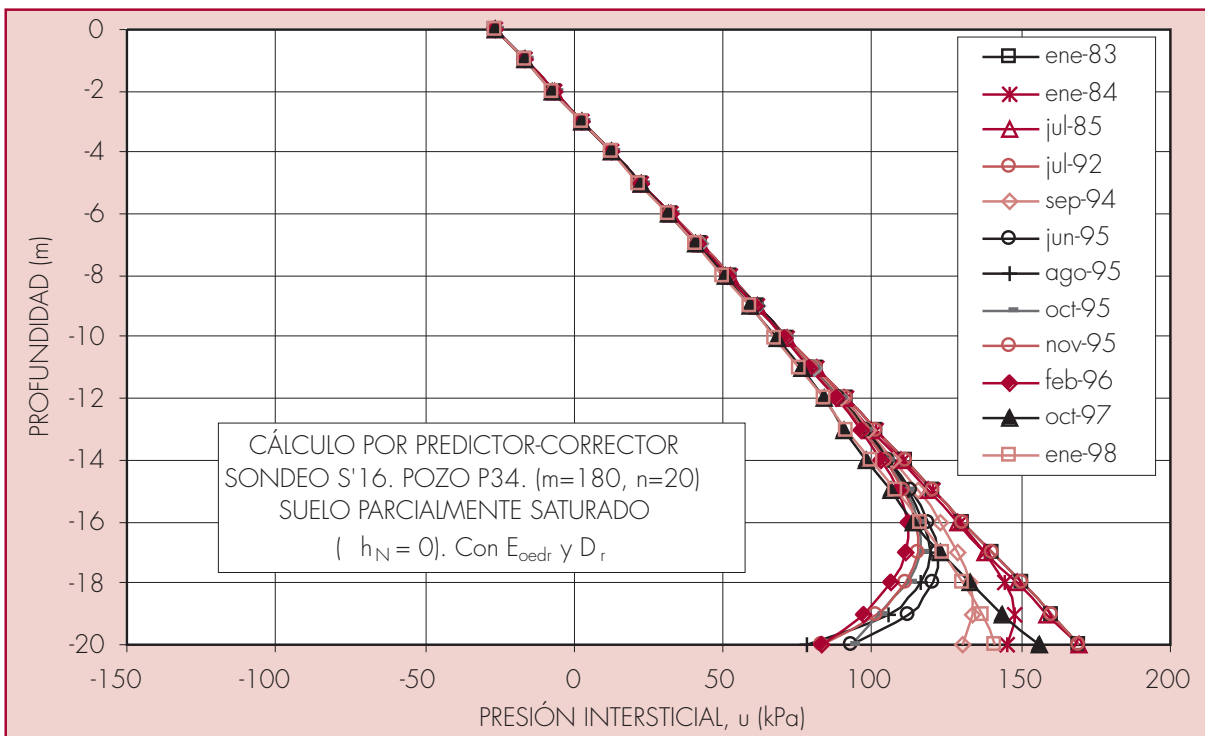


Figura 4.17

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



4.2.5. Sondeo S'18. Pozo P58

El sondeo S'18 corresponde a uno de los puntos de arcilla arenosa más blanda (capa 2'). En él aparece un estrato de arcilla arenosa de muy baja resistencia (ver figura 4.18). El pozo municipal más cercano es el P58, que se encuentra en una zona de alto descenso piezométrico y cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.19. Para el C_C y el C_S se han tomado los valores medios correspondientes a las capas de arcilla limosa. A partir del E_{oed} y del E_{oedr} del estrato, y considerando un $k_s = 2 \times 10^{-10}$ m/s, resultan los valores de difusividad, tanto para la carga noval como para la recarga, de la tabla 4.11. Se ha realizado el cálculo para $h_o = h_N = h$, con un $z = 1$ m e $t = 1$ mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.11.

Tabla 4.11
 Datos de entrada para el cálculo
 S'18. P58. ($m=180$, $n=4$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'18. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA ARENOSA BLANDA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P58												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 AGO-95	AGO-95 NOV-95	NOV-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98			
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,2	0	+7,5	-1			
	ESPESOR RELLENO (m)	Z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (meses)							
	3,8	-6,5	4	1	1							
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 ARENOSA	2'	4	20,4	0,76	$4,1 \times 10^{-8}$	$3,3 \times 10^{-7}$	0,156	0,019	2.000	16.420	0,11	0,87

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Con estas condiciones el s_l , obtenido por las expresión [3.24], es menor que s , que resulta de la [3.23], en todo el desarrollo. Los valores máximos se presentan en la tabla 4.12.

Teniendo en cuenta que el espesor total del estrato compresible es de 4 m, los asientos son sensiblemente mayores a los de los demás cortes, exceptuando el correspondiente al sondeo S'46, relacionado con el pozo P20. Como el espesor del estrato es pequeño y la posición inicial del nivel piezométrico es más profunda de lo normal, resultan tramos temporales en los que todo el estrato se encuentra por encima de este nivel y está parcialmente saturado, como muestra la tabla 4.12 (u_{min}).

Las presiones resultantes presentan una distribución lógica, sin oscilaciones ni inestabilidades. Los valores de la $D(u)$ son inferiores a los que se han empleado en otros sondeos, incluso para el caso de recarga. La presión del agua en los poros se separa de la distribución hidrostática inicial en las zonas superior e inferior del estrato, es decir, en las

cercanías a los acuíferos, cuando el nivel piezométrico desciende por debajo de la base del estrato. Cuando sube, vuelve a aproximarse a la distribución lineal propia del estado hidrostático.

Tabla 4.12
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO. ($h_o = h_N = h$)
 S'18. P58 ($m=180, n=4$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'18		
POZO P58		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-75,54	AGO-95
		NOV-95
s_{max} (cm)	6,34	JUL-96
		AGO-96
$s_{l\ max}$ (cm)	5,71	JUL-96

Es posible repetir el cálculo incluyendo al estrato de arena que está por debajo de la arcilla arenosa en el asiento (ver figura 4.18). Este asiento se obtiene de la expresión [3.23], teniendo en cuenta que el incremento de presión para todo el estrato de arena es el mismo e igual al que se produce en el contacto con la arcilla, es decir, al del techo y la base del acuitardo. Para diferenciar la recarga de la carga noval se usa un módulo edométrico en recarga de unas 4,5 veces el de carga con lo que $E_{oed} = 49000\ kPa$ y $E_{oedr} = 220500\ kPa$. Las distribuciones de la presión intersticial en función de la profundidad se muestran en la figura 4.20. El asiento s_l sigue siendo inferior al s en toda la tabla. Los valores máximos se recogen en la tabla 4.13.

Para $h_N = 0$ las presiones intersticiales se representan en la figura 4.21 y los máximos del asiento aparecen, también, en la tabla 4.13.

Tabla 4.13
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO
 S'18. P58 ($m=180, n=14$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'18				
POZO P58				
	$h_o = h_N = h$		$h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-75,54	AGO-95	-75,54	AGO-95
		NOV-95		NOV-95
s_{max} (cm)	8,07	FEB-96	7,59	MAY-96
		MAR-96		
$s_{l\ max}$ (cm)	7,44	FEB-96	6,95	MAY-96
		MAR-96		JUN-96

Figura 4.18
Corte del terreno en el sondeo S'18

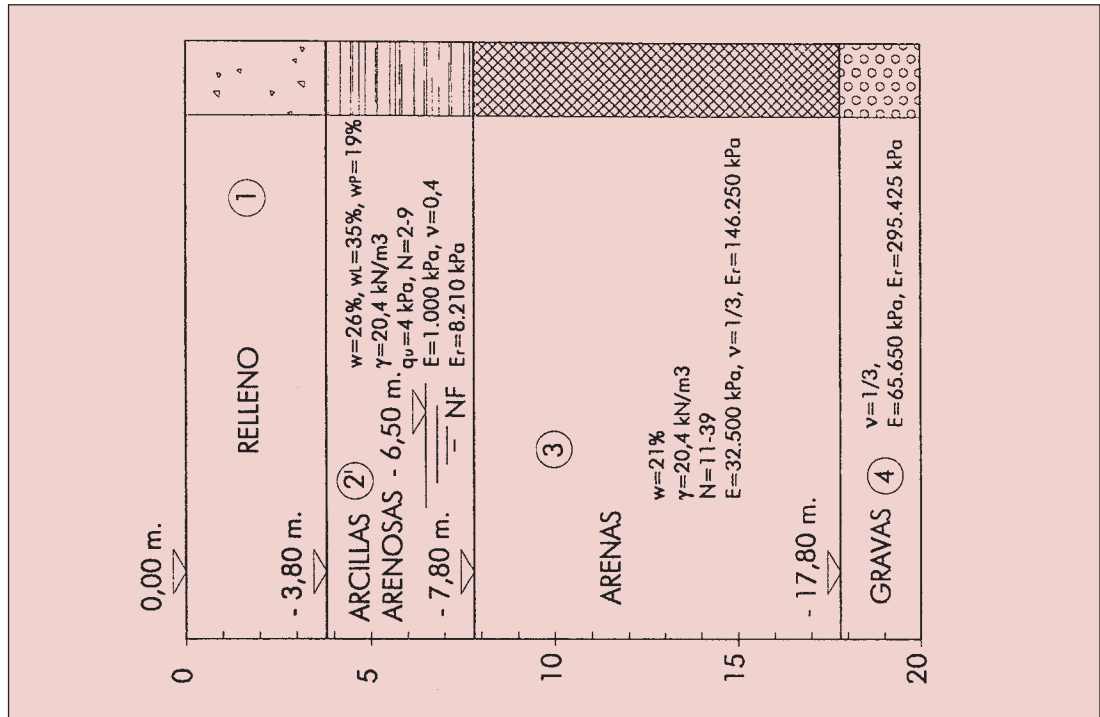


Figura 4.19
Variación del nivel piezométrico en el pozo P58 (Aguas de Murcia)

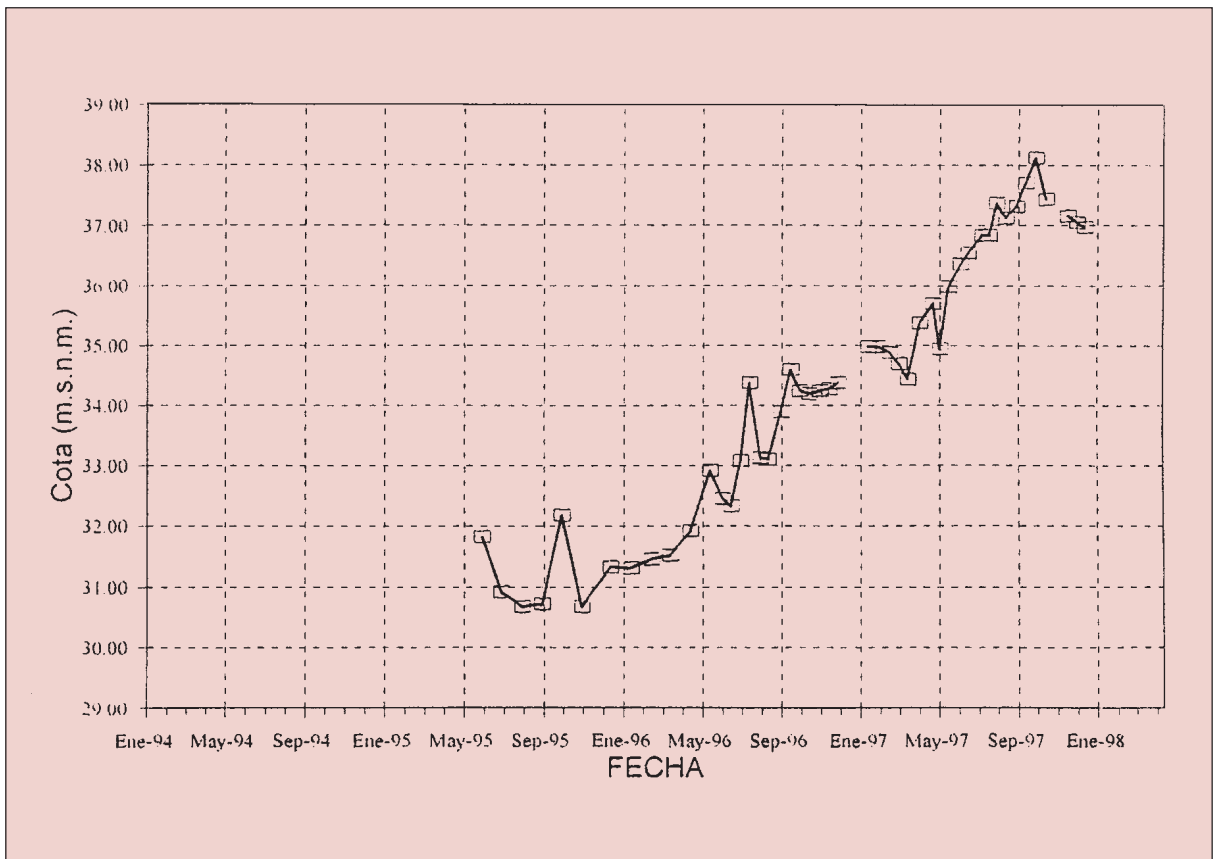


Figura 4.20

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

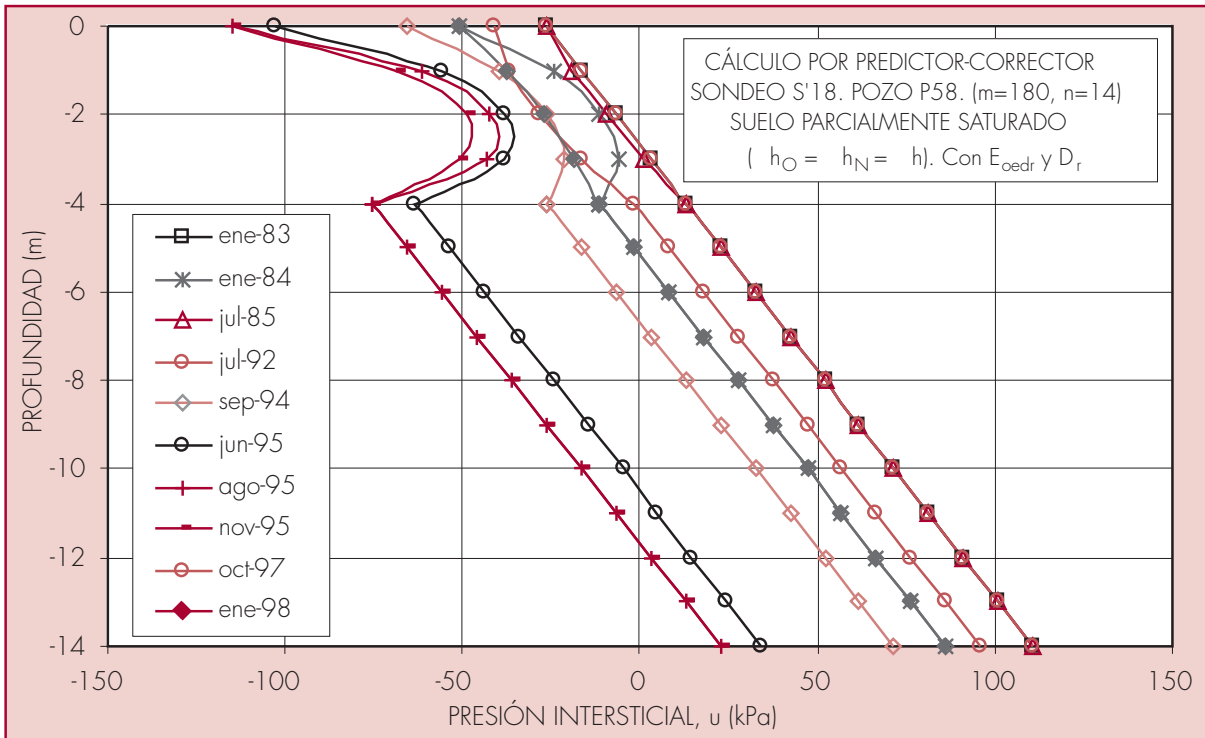
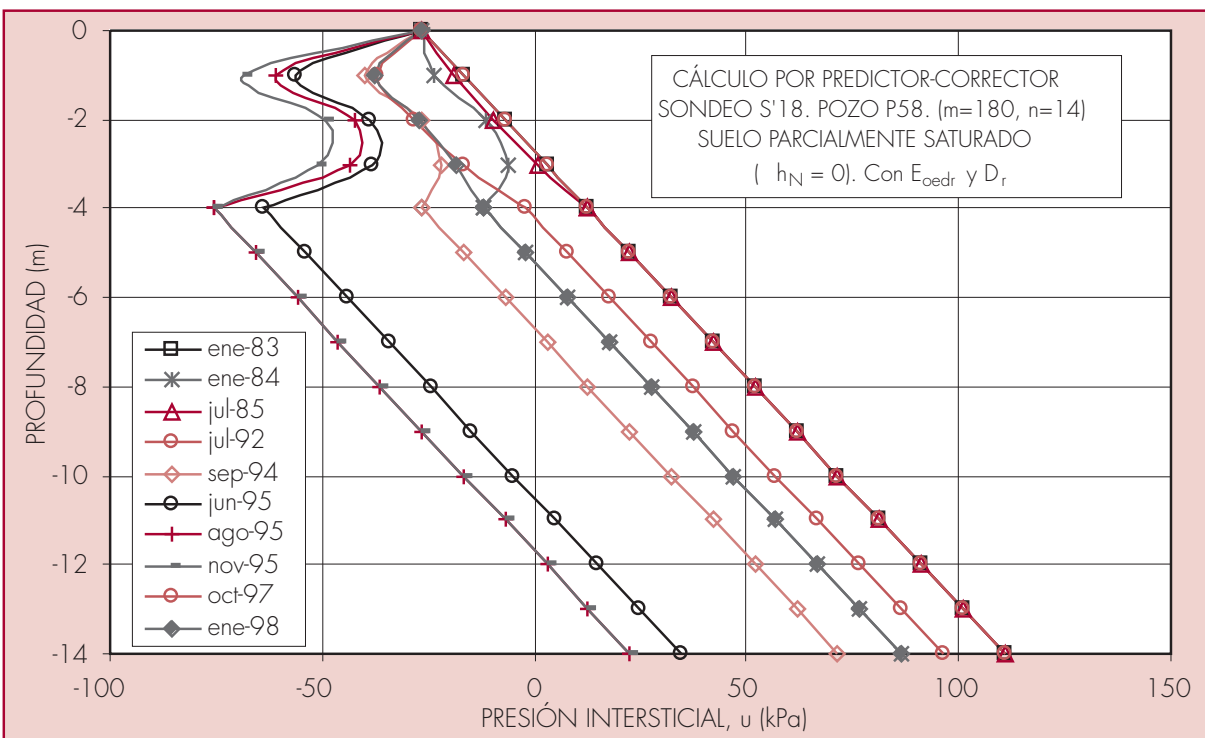


Figura 4.21

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



4.2.6. Sondeo S1. Pozo P18

El sondeo S1 se localiza en la zona de alto descenso del nivel piezométrico (ver 2.3.2.3). El estrato compresible está constituido por capas de arcilla limosa ($2'$) y limo arenoso ($2a$) alternadas y que se extienden hasta una profundidad de 14,7 m, donde comienza el estrato de gravas (ver figura 4.22).

Las variaciones del nivel piezométrico, correspondientes al pozo P18, se representan en la figura 4.23.

En la capa de mayor espesor de arcilla limosa se han obtenido C_C y C_S de un ensayo edométrico mediante la corrección de la curva edométrica, dando valores superiores a los medios. En las otras dos capas de arcilla limosa se han aplicado los valores medios. Para los estratos de limo arenoso los valores de C_C y C_S son los medios para esta capa.

Para el índice de poros y el peso específico se ha hallado la media según los espesores.

A partir del E_{oed} y del E_{oedr} obtenidos se ha calculado la difusividad en carga noval y en recarga. Se consideran los valores de la permeabilidad del limo (ver figura 4.22). En el contacto entre la arcilla y el limo, como ambos tienen distinta permeabilidad y, por lo tanto, difusividad, se utiliza la media de las permeabilidades.

Se ha realizado el cálculo para $h_0 = h_N = h$, con un $z = 0,95$ m e $t = 1$ mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.14.

Como pasa en el limo a un valor de 26, en algunos puntos comienza a haber inestabilidad en el cálculo con las oscilaciones descritas en otros casos y alternancia de valores de u positivos y negativos con saltos de aproximadamente 20 kPa, con lo que vuelve a aparecer un logaritmo negativo en la expresión [3.39]. En este caso se ha disminuido t a 15 días, con lo que el máximo valor de u queda en 13,07 (considerando la media de las permeabilidades del limo y la arcilla en el contacto entre ambas), y se corrige el comportamiento.

En la figura 4.24 se tienen las leyes de la presión intersticial en función de la profundidad correspondientes a los tiempos en los que se producen cambios en el gradiente del nivel piezométrico.

Al igual que ha ocurrido en los otros desarrollos, cuando se consolida en el tiempo un descenso del nivel piezométrico, la ley que relaciona a las presiones intersticiales con la profundidad se separa de la inicial hidrostática, sobre todo en la base y el techo del estrato, lo que desaparece cuando el nivel piezométrico sube o se mantiene estable.

La respuesta del asiento a los cambios de presiones es más lenta que en los casos anteriores. Cuando acaba de producirse el primer descenso del nivel piezométrico y comienza el ascenso, el asiento sigue creciendo durante un largo período.

Figura 4.22
Corte del terreno en el sondeo S1

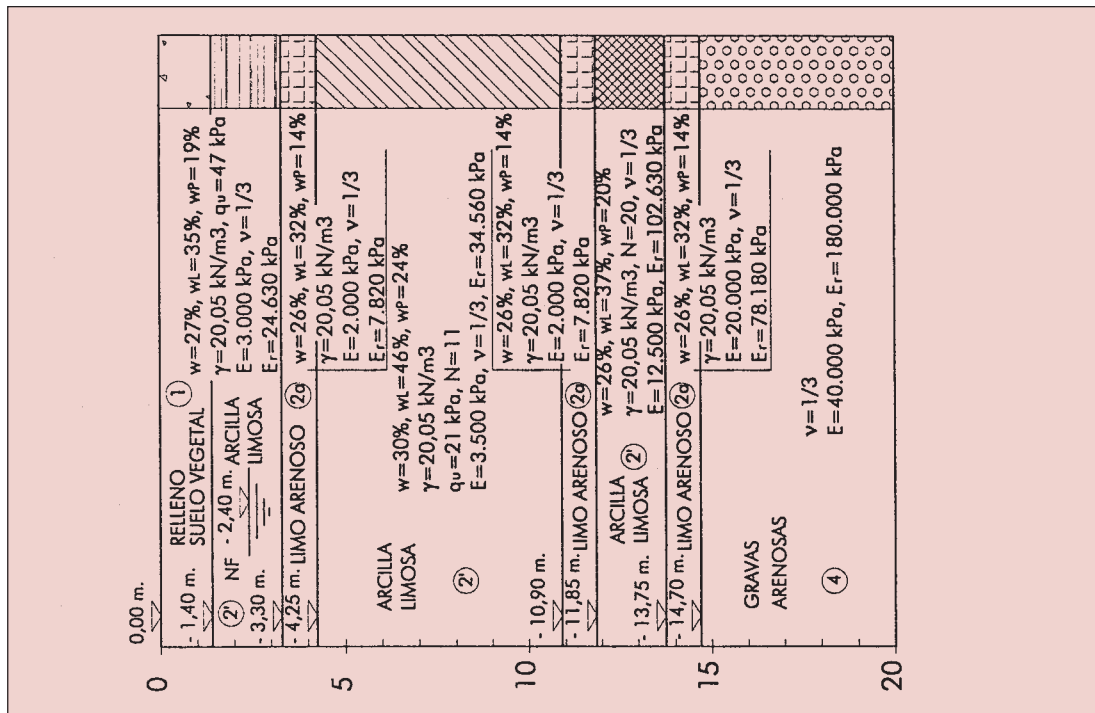
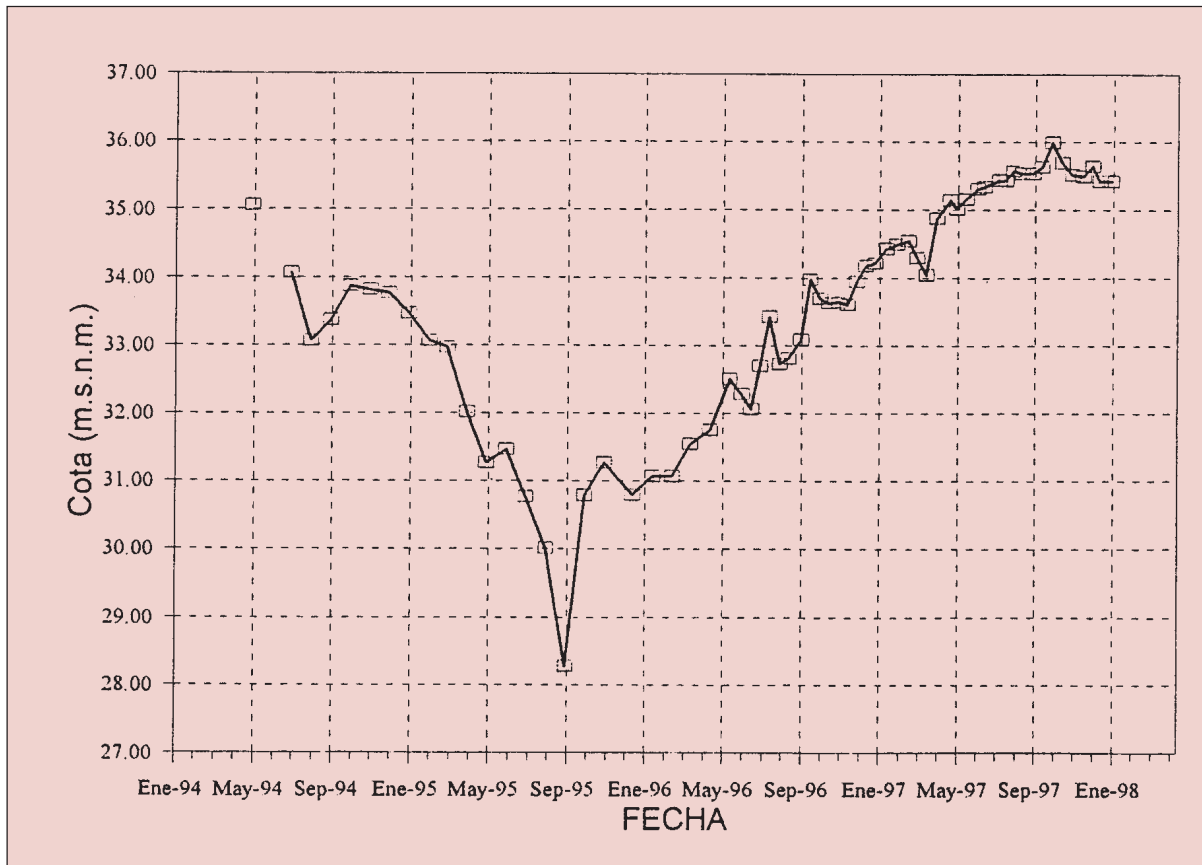


Figura 4.23
Variación del nivel piezométrico en el pozo P18 (Aguas de Murcia)



El asiento s_l es mayor que el s . Los valores máximos se presentan en la tabla 4.15.

En la figura 4.25 se muestran las presiones intersticiales para el caso de $h_N = 0$, y en la tabla 4.15 se recogen los máximos del asiento.

Tabla 4.14
 Datos de entrada para el cálculo
 S1. P18. ($m=360, n=14$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S1. SONDEO SITUADO EN LA ZONA DE ALTO DESCENSO DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P18												
TIEMPO	ENE-83	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	SEP-95	OCT-97				
	ENE-84	JUL-85	JUL-92	SEP-94	JUN-95	SEP-95	OCT-97	ENE-98				
h (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-3	+7,6	-0,5				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	z (m)	t (días)							
	1,4	-2,4	13,3	0,95	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'	1,9	20,05	0,74	$1,2 \times 10^{-7}$	$1,1 \times 10^{-6}$	0,156	0,019	4.500	36.950	0,17	1,58
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$4,4 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-5}$	0,129	0,033	3.000	11.730	12,55	49,11
ARCILLA LIMOSA	2'	6,65	20,05	0,74	$1,2 \times 10^{-7}$	$1,1 \times 10^{-6}$	0,237	0,024	5.200	51.350	0,17	1,58
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$4,4 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-5}$	0,129	0,033	3.000	11.730	12,55	49,11
ARCILLA LIMOSA	2'	1,9	20,05	0,74	$1,2 \times 10^{-7}$	$1,1 \times 10^{-6}$	0,156	0,019	19.000	156.000	0,17	1,58
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$4,4 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-5}$	0,129	0,033	30.000	117.275	12,55	49,11

h (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 4.15
 Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
 SUELO PARCIALMENTE SATURADO
 S1. P18 ($m=360, n=14$)
 Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S1				
POZO P18				
	$h_o = h_N = h$		$h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	21,58	SEP-95	21,58	SEP-95
s_{max} (cm)	11,17	ENE-97	4,96	ENE-98
$s_{l\ max}$ (cm)	21,68	ENE-97	11,27	ENE-98

Figura 4.24

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

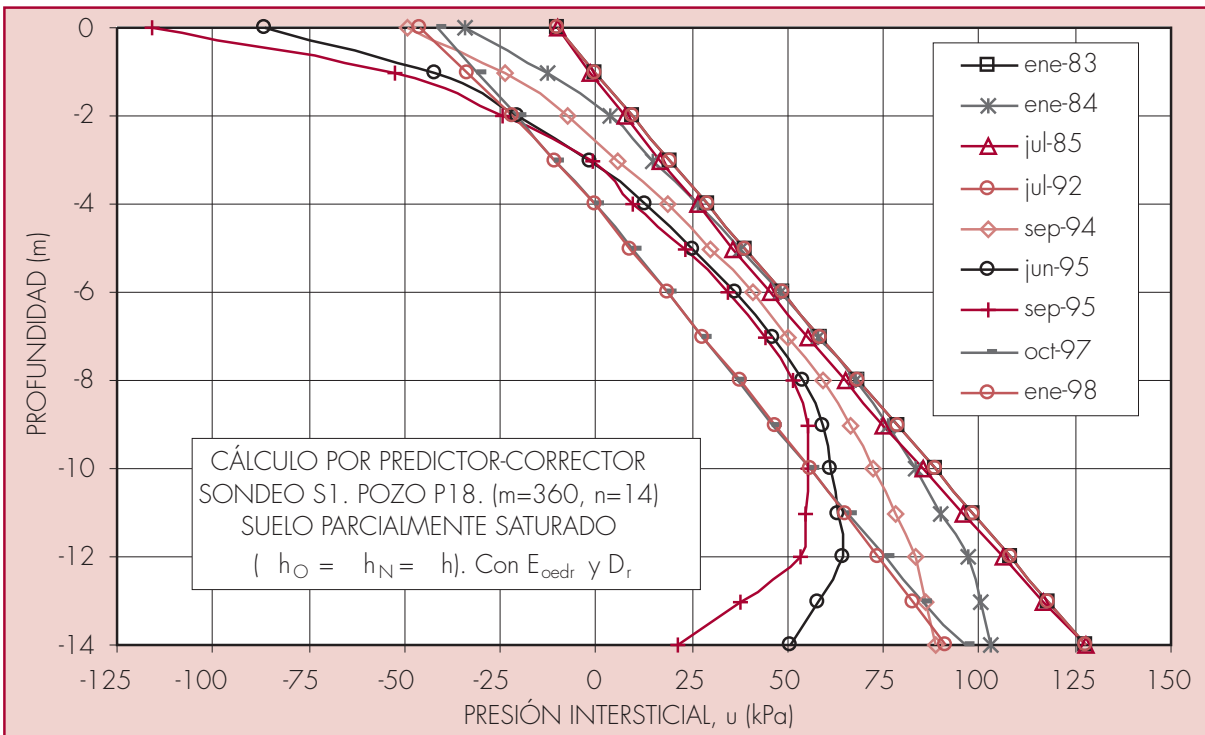
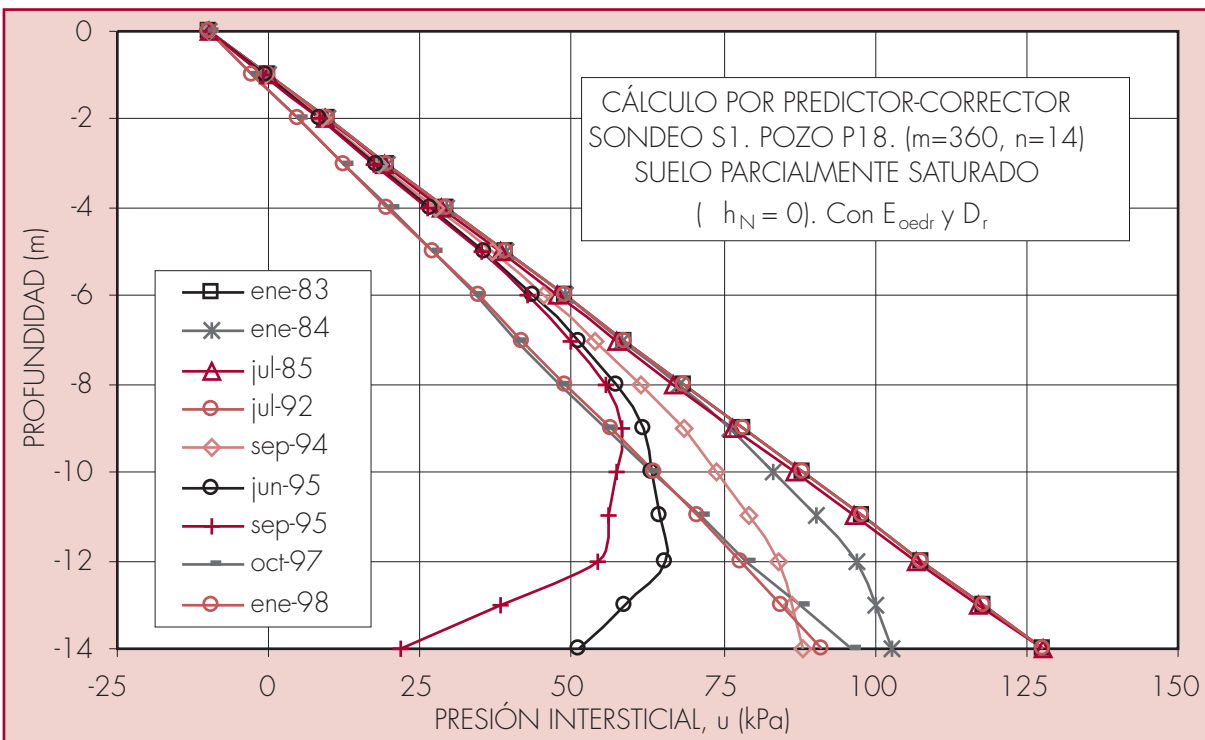


Figura 4.25

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



4.3. CONCLUSIONES. CUADRO RESUMEN DE LOS CÁLCULOS REALIZADOS

Los perfiles del suelo del casco urbano de Murcia elegidos para el cálculo de la subsidencia corresponden a las localizaciones de los sondeos en las que es mayor la profundidad a la que llega el estrato compresible, las que presentan la arcilla más blanda y las que se encuentran próximas a los puntos de mayor descenso medido del nivel piezométrico. Se han escogido tres sondeos de la zona norte de la ciudad, el S'25, el S'13 y el S1, dos de la zona central, el SR1 y el S'46, este último perteneciente al casco histórico, y dos de la zona al sur del río Segura, el S'18 y el S'16.

En todos ellos se han considerado las oscilaciones del nivel piezométrico, en función del tiempo, determinadas por las mediciones efectuadas en los pozos municipales más cercanos.

En muchos lugares de la ciudad el nivel de agua inicial se encontraba dentro del estrato de arcilla, por lo que la parte superior del mismo estaba parcialmente saturada. Los asientos producidos por la subsidencia en un suelo saturado-parcialmente saturado se han calculado usando el método de predictor-corrector. Se han tenido en cuenta las diferencias de los parámetros del terreno en los estados de carga, descarga y recarga.

Como no está muy clara la conexión o independencia de los dos acuíferos de la ciudad de Murcia, el superior y el inferior, se han seguido las hipótesis de que las variaciones del nivel piezométrico se producen al mismo tiempo en ambos acuíferos o sólo en el inferior (ver 2.1.1.4).

Como resumen de los cálculos realizados se puede configurar la tabla 4.16. Los asientos totales calculados alcanzan más de 25 cm, variando, según los supuestos, entre 2,59 cm y 25,54 cm. Aunque no se dispone de nivelaciones de precisión, los asientos observados en las diferentes áreas de la ciudad varían dentro de un rango con este orden de magnitud (ver 2.1.5.1).

Tabla 4.16
Cuadro-resumen de los cálculos de subsidencia realizados en las localizaciones más desfavorables del casco urbano de Murcia

CÁLCULOS DE SUBSIDENCIA EN EL CASCO URBANO DE MURCIA																	
SONDEO	POZO	h_{max}	CAPA DE ARCILLA Y/O LIMO				CAPA DE ARENA Y/O GRAVA			z	t	$h_0 = h_N = h$			$h_N = 0$		
			$2H$	E_{oed} ()	E_{oedr} ()	$2H$ ()	E_{oed} ()	E_{oedr} ()	S_{max}			S_{max}		S_{max}			
									VALOR (cm)			TIEMPO	VALOR (cm)	TIEMPO	VALOR (cm)	TIEMPO	VALOR (cm)
S'25	P39	7,8	20,3	9.265	82.716	-	-	-	6,04	NOV-96 ENE-97	14,34	ENE-98	2,73	ENE-98	7,26	ENE-98	
S'13	P17	9,3	32	9.930	76.610	-	-	-	6,58	AGO-96	10,4	DIC-96 ENE-97	2,59	ENE-98	4,66	ENE-98	
S'46	P20	9,4	7	2.000	16.420	3	68.000	306.000	25,54	AGO-95	22,27	AGO-95	14,66	DIC-95	11,31	DIC-95	
SR1	P35	9,3	6,6	2.250	14.485	4,4	25.000	112.500	16,97	NOV-96	23,09	JUL-96	12,55	JUN-96	18,29	ABR-96	
			7,7	28.000	229.895	8,8	60.000	270.000		DIC-96							
S'16	P34	9,3	20	5.000	41.055	-	-	-	8,77	NOV-96 DIC-96	9,09	MAR-97	5,44	ENE-98	4,63	ENE-98	
S'18	P58	9	4	2.000	16.420	-	-	-	6,34	JUL-96 AGO-96	5,71	JUL-96	-	-	-	-	
S'18	P58	9	4	2.000	16.420	10	49.000	220.500	8,07	FEB-96 MAR-96	7,44	FEB-96 MAR-96	7,59	MAY-96	6,95	MAY-96 JUN-96	
S1	P18	10,8	13,3	5.395	36.620	-	-	-	11,17	ENE-97	21,68	FEB-97	4,96	ENE-98	11,27	ENE-98	

$2H$ (m) = espesor del estrato

h_{max} (m) = máximo descenso del nivel piezométrico

**CÁLCULO DEL ROZAMIENTO
NEGATIVO EN PILOTES PRODUCIDO
POR LA SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL**

5.1. EFECTO DE LA SUBSIDENCIA SOBRE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.1.1. Interacción suelo-cimentación

El terreno en el que se encuentra un pilote puede verse sometido a acciones o desplazamientos independientes de la carga que él le transmite. Como la inclusión de la cimentación en el suelo supone la presencia de un elemento de rigidez superior, el efecto será una oposición a dichos movimientos, lo que creará una interacción entre pilote y terreno que dará lugar a la aparición de nuevos esfuerzos y tensiones sobre el pilote y de las consiguientes deformaciones.

Si el movimiento del suelo tiene la dirección del eje del pilote y sentido descendente, la interacción origina una fricción denominada rozamiento negativo, que constituye una nueva acción sobre el pilote y elimina la resistencia del terreno por rozamiento en el fuste. Esta sollicitación se debe tener en cuenta tanto por los asientos como por las tensiones que provoca, que pueden sobrepasar los valores admisibles, agotando la capacidad de carga de la cimentación o, en el mejor de los casos, se reflejará en una disminución del coeficiente de seguridad con el que se haya calculado.

Las acciones generadas por el rozamiento negativo son función de la magnitud de la carga aplicada, la relación tensión-deformación de las capas que conforman el perfil del suelo, las características de rozamiento de la superficie del pilote y el método de instalación del mismo.

5.1.2. Rozamiento negativo en pilotes provocado por la subsidencia

5.1.2.1. Origen del fenómeno

Una de las causas que pueden desencadenar el rozamiento negativo en los pilotes es la consolidación del terreno en el que se cimentan por el fenómeno de la subsidencia.

Si el suelo que atraviesa el pilote se ve sometido a un asiento, la zona de terreno adyacente al fuste intentará descender con respecto a este, colgándose de él y apareciendo así unas tensiones tangenciales, de signo contrario al resistente, que originarán una compresión en el pilote, creciente según vaya aumentando el asiento hasta que en algún punto del contacto suelo-pilote se alcance la resistencia al corte, en cuyo momento la tensión tangencial permanece en este valor sin poder aumentar más. A partir de este instante se pueden producir, en dicho punto, deslizamientos en el contacto suelo-pilote. Conociendo la evolución de la subsidencia se puede estudiar la distribución de las tensiones tangenciales en el fuste del pilote, así como su asiento en cabeza, en cada momento.

Un desplazamiento relativo entre el pilote y el terreno de 1-2 cm puede ser suficiente para que se movilice el máximo rozamiento negativo unitario, tanto en los suelos arcillosos

como en los arenosos (Justo et al., 2002b). Indraratna et al. (1992) estudiaron los desplazamientos necesarios para movilizarlo en la arcilla de Bangkok (Justo et al., 2001), llegando a la conclusión de que éstos eran muy pequeños, aunque para conseguir completar el máximo valor posible de la fricción se requieren asientos del terreno de una magnitud considerable. Observaron, además, que la longitud del pilote tenía una influencia importante en éste último factor (Justo et al., 2002b).

El efecto del rozamiento negativo en un pilote individual perteneciente a un grupo es menor que en un pilote aislado debido a la interacción de los pilotes del grupo (Lee, 1993).

5.1.2.2. Resistencia del pilote con rozamiento negativo

El efecto que tiene el fenómeno sobre la distribución de tensiones, tanto en el fuste como en la punta del pilote, se traduce en un traspaso de la capacidad portante desde la parte más superficial del fuste hacia las más profundas y hacia la propia punta.

Para que se produzca el rozamiento negativo es necesario que el suelo asiente más que el pilote, en caso contrario el rozamiento será positivo. En un caso general habrá un punto por encima del cual el rozamiento será negativo y por debajo, positivo, por lo que las tensiones tangenciales cambian de sentido. Se puede definir al punto neutro como aquel en el que el suelo y el pilote se mueven juntos (Justo et al., 2002b). La distribución del esfuerzo axial en el pilote es aproximadamente simétrica respecto al punto neutro, donde toma un valor máximo.

Endo et al. (1969) han encontrado que la relación entre la profundidad del punto neutro y la longitud del pilote, en terreno compresible, oscila entre 0,73 y 0,78, independientemente de la forma en que se soporte la punta. Wong y Teh (1995) describen el efecto del rozamiento negativo sobre un pilote tubular de acero, de 37,5 m de longitud, 61 cm de diámetro exterior y 0,95 cm de espesor, situado en la Bahía de Tokio (ver 1.2.3), que fue conducido a través de 7 m de arena densa y 30,5 m de limo, arcilla y grava, hasta un estrato resistente de arena densa. El terreno asentó aproximadamente 29 cm en 41 meses. El punto neutro fue localizado a una profundidad bajo la superficie del 82% de la longitud del pilote y el esfuerzo axial máximo que se alcanzó fue de 2.390 kN (Fukuya et al., 1982). Este caso es estudiado con más profundidad en 5.2.3.2.1.

El rozamiento negativo origina unas cargas que, junto con las transmitidas por la estructura, habrán de ser resistidas por los estratos inferiores en los que apoya el pilote. Con ello la capacidad del pilote como cimiento se ve reducida, pues desaparece la resistencia por el fuste en la zona en la que el terreno asienta más que el pilote y la zona del fuste con rozamiento positivo y la punta tendrán que resistir la carga inicial más la provocada por la fricción negativa (Justo et al., 2002b). El fenómeno, por lo tanto, ha de tenerse en cuenta en el diseño y cálculo de las cimentaciones con pilotes en los casos en los que se prevea su aparición, mediante la comprobación de la sección requerida del fuste para soportar las tensiones tangenciales totales que actuarían por encima del punto neutro, y de las condiciones que deben cumplir la punta y la zona del fuste por debajo del punto

neutro para que el terreno soporte la carga transmitida. La punta del pilote debe calcularse para ello, aunque también puede emplearse un sistema que aisle al fuste del rozamiento del terreno, para que el pilote trabaje sólo por su punta.

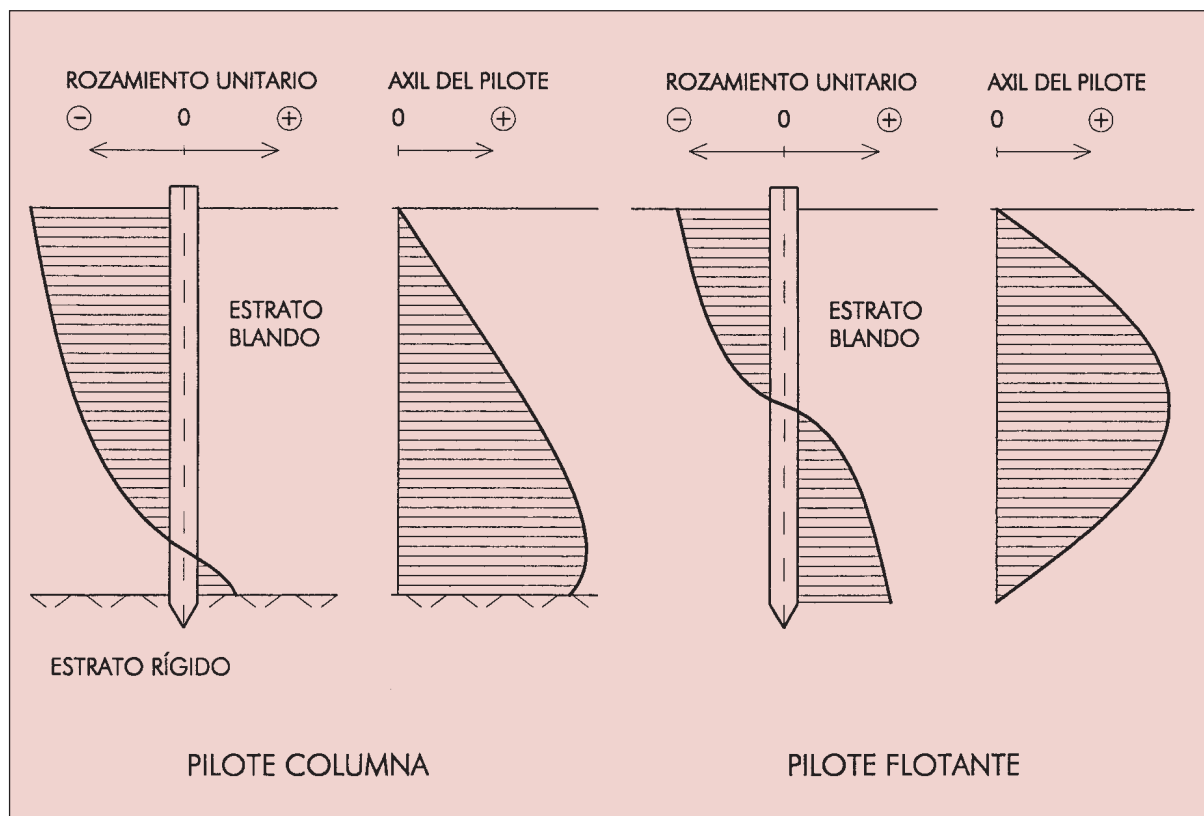
En cualquier caso, la diferencia de asiento entre la punta y la cabeza del pilote corresponde al acortamiento del fuste del pilote a lo largo de toda su longitud. Indraratna et al. (1992) consideran que esta deformación tiene un carácter elástico, lo que puede suponerse siempre que no se alcance el límite elástico del material constituyente del pilote.

5.1.2.3. Desarrollo del fenómeno según el tipo de pilote

Se pueden distinguir dos casos en el rozamiento negativo, según el pilote se encuentre empotrado en un estrato rígido o sea un pilote flotante en el estrato compresible.

En el primer caso se trata de un pilote columna, cuya punta se empotra en un estrato de roca, grava o arena muy densa (Justo et al., 2002b). El asiento del terreno se producirá fundamentalmente en las capas compresibles situadas entre la superficie y el fondo rígido y variará desde una cantidad máxima, en superficie, hasta cero, en la base. Por lo tanto, el rozamiento negativo irá decreciendo con la profundidad desde el mayor valor en superficie hasta anularse en un punto cercano al estrato rígido, a partir del cual se hará positivo. La carga del pilote será resistida, entonces, por la punta y la pequeña zona del fuste que tiene rozamiento positivo, entre el punto neutro y el estrato rígido (ver figura 5.1).

Figura 5.1
Leyes de rozamiento negativo en pilotes columna y flotante



En Sorenga, situada en el puerto de Oslo, se estudió el efecto del rozamiento negativo sobre seis pilotes tubulares de acero en 1966 (Bjerrum et al., 1969; Alonso et al., 1984; Wong y Teh, 1995). Uno de ellos tenía un diámetro exterior de 50 cm y un espesor de pared de 0,8 cm. El perfil del terreno consistía en un relleno de 13 m colocado antes de 1900, seguido por 27 m de arcilla normalmente consolidada hasta alcanzar un estrato de roca, en el que se empotraba el pilote. Dos años después de la instalación el pilote había asentado 3,25 cm y el terreno, 7 cm. El valor máximo del axil fue de 2.500 kN. El punto neutro fue localizado en el extremo inferior del pilote. Otro pilote, situado en una localización más desfavorable en cuanto al rozamiento negativo por tener cerca de 40 m de arcilla normalmente consolidada, asentó 10 cm en 5 años y alcanzó una carga axil de 4.000 kN, como respuesta a un asiento del terreno de 200 cm.

En el segundo caso se tiene un pilote flotante, totalmente clavado en un suelo de consistencia media o blanda y que resiste fundamentalmente por rozamiento en el fuste. El desplazamiento del terreno se produce a lo largo de todo el pilote y en los estratos subyacentes, con lo que el asiento crece desde las zonas más profundas hasta la superficie. Por lo tanto, el rozamiento negativo será máximo en superficie y dará lugar a una fuerte compresión en el pilote, lo que provocará un importante asiento del mismo. Esto hará que en su parte inferior el asiento del pilote sea superior al del terreno, con lo que el rozamiento será positivo (Justo et al., 2002b). El punto neutro aparecerá en la zona central del fuste y el rozamiento negativo de la parte superior se verá equilibrado con el rozamiento positivo de la inferior, quedando el pilote prácticamente inservible y su resistencia por la punta, si queda algo de ella, será pequeña comparada con la carga de hundimiento inicial, anterior a la subsidencia (ver figura 5.1).

Para los altos edificios de Bangkok a menudo se han usado como primer elemento de la cimentación pilotes hincados en una capa de arcilla blanda, cuyo espesor varía entre 10 y 15 m. La hincada de los pilotes produce un remoldeo de la arcilla, cuyo efecto se suma al de la subsidencia provocada por la extracción de agua, y puede desencadenar asientos inaceptables. Además, la poca altitud sobre el nivel del mar y el peligro de inundaciones hace que la mayoría de los proyectos de urbanización residencial o industrial requieran que se eleve la superficie del suelo de 1,5 a 2 m mediante la colocación de un relleno, lo que amplifica el asiento del terreno.

3 km al oeste del centro de Tokio (ver 1.2.3) se estudió el comportamiento de tres pilotes verticales y dos inclinados (Endo et al., 1969; Alonso et al., 1984; Wong y Teh, 1995). Su diámetro exterior tenía 60,96 cm y su pared un espesor de 0,95 cm. Dos de los verticales llegaban hasta un estrato de arena limosa, poco firme, a unos 43 m de profundidad y el tercero era un pilote completamente flotante. El perfil del terreno se componía de 2 m de relleno, 37 m de limo muy blando y 6 m de arena poco firme, seguida de arena densa. En junio de 1964 el nivel piezométrico se encontraba a 1,5 m bajo la superficie y experimentó un gran descenso causado por el bombeo de agua para fines industriales. La superficie del suelo asentaba con una tasa de 15 cm/año. El punto neutro se encontró entre 25 y 35 m de profundidad y el máximo axil varió de 1.500 a 3.000 kN. El caso de pilote flotante es estudiado con detenimiento en 5.2.3.2.2.

5.1.2.4. Influencia de la tasa de asiento del terreno

Walker y Darvall (1973) destacan la importancia que tiene el desarrollo a lo largo del tiempo de la acción que causa el asiento en el terreno (Justo et al., 2001). En ese caso se trataba de la colocación de un relleno. Después de un rápido aumento del axil del pilote durante la aplicación de la carga en el terreno, se continuó con un incremento progresivo que puede ser representado por una relación lineal entre el axil que aparece en el pilote y el logaritmo del tiempo. El aumento del axil se produce en estrecha relación con el asiento del terreno, más que con los cambios en sus presiones efectivas. La carga axil llegó a aumentar hasta un 30% bajo presión efectiva constante.

La influencia del tiempo en el fenómeno aparece desde el origen del mismo. Como el rozamiento negativo está relacionado directamente con el asiento, en el diseño y cálculo de una cimentación han de considerarse tanto la magnitud del movimiento del terreno como su velocidad (Indraratna et al., 1992). La posición del punto neutro y la distribución de la carga axil a lo largo del fuste del pilote varían en función del tiempo y la forma de desarrollarse el asiento en el terreno.

De todas formas, en cuanto a la relación entre el rozamiento negativo y la velocidad del desplazamiento relativo entre suelo y pilote, hay que decir que, en general, se requiere que pase un período de tiempo bastante grande, una vez que la tasa de asiento relativo se hace pequeña, para que la fricción negativa se acabe de desarrollar completamente. El rozamiento negativo no muestra una tendencia a disminuir instantáneamente cuando se produce un decrecimiento de la velocidad del asiento relativo (Endo et al., 1969).

5.1.2.5. Rozamiento negativo en pilotes cargados inicialmente en cabeza

Cuando actúa el rozamiento negativo pueden estudiarse varias secuencias de carga. Puede aparecer la acción de la fricción negativa sobre un pilote que no haya sido cargado previamente o en el caso de que inicialmente actúe en cabeza una carga estática de un determinado valor.

La carga por rozamiento negativo y los desplazamientos del pilote varían casi linealmente con el asiento de la superficie hasta un valor crítico, alcanzado el cual se ha movilizado el máximo rozamiento negativo y el asiento del terreno aumenta considerablemente. Mayores desplazamientos del terreno no causarán una fricción negativa adicional a lo largo del fuste del pilote y la máxima carga axil se mantiene e, incluso, puede disminuir algo. Indraratna et al. (1992) dan una ratio de 16 entre el asiento total del suelo y el desplazamiento del pilote en cabeza cuando se moviliza el valor extremo del axil provocado por la fricción negativa.

Si el pilote se encuentra trabajando con una carga estática transmitida por la estructura, lo que es usual, la razón de asientos anterior decrece a un valor aproximado de 9. Generalmente el asiento del terreno en el que se cimenta un pilote sometido a su carga de servicio resulta despreciable y la carga axil del mismo, por lo tanto, varía linealmente

con el desplazamiento vertical del pilote. Si se produce un asiento de la superficie del terreno, rápido o lento según su origen, el rozamiento negativo provoca un aumento de la tasa de asiento del pilote. Por encima de un valor crítico del asiento superficial, los movimientos de la cabeza y la punta del pilote prácticamente se estabilizan, y el axil del pilote pasa a no verse afectado por el rozamiento negativo una vez alcanzado su máximo.

Por lo tanto, una evaluación racional de la capacidad de carga del pilote debe contemplar los desplazamientos del pilote correspondientes a la movilización del máximo rozamiento negativo en adición a su carga de trabajo aplicada.

5.2. MÉTODO DE CÁLCULO

5.2.1. Revisión de los métodos de cálculo empleados para el rozamiento negativo en pilotes

Poulos y Davis (1980) y Alonso et al. (1984) presentan resúmenes de los métodos de cálculo utilizados para el rozamiento negativo en pilotes (Justo et al., 2001). La aplicación de las ecuaciones de Mindlin a problemas de transferencia de carga a lo largo de un pilote fue iniciada por D'Appolonia y Romualdi (1963), para un pilote cuya punta se supone que tiene asiento nulo, utilizando una imagen de simetría respecto al plano horizontal que pasa por dicha punta.

Jiménez Salas y Arrechea (1965) fueron los primeros en usar la Teoría de la Elasticidad para estimar las fuerzas de rozamiento negativo. Resolvieron la distribución de tensiones a lo largo del fuste de un pilote incompresible en un medio elástico, homogéneo e isótropo, para carga en cabeza y para rozamiento negativo, suponiendo las fuerzas concentradas en el eje del pilote y que no existe carga en la punta. Thurman y D'Appolonia (1965) incluyen el efecto del deslizamiento en el fuste del pilote y diferencian entre el módulo de elasticidad del terreno que afecta a la punta y el que afecta al fuste.

Jiménez Salas y Arrechea también iniciaron métodos de elementos de contorno basados en las ecuaciones de Mindlin. En este grupo se incluye el análisis de Poulos y Davis (1968) para pilotes embebidos en un suelo homogéneo y descansando sobre un estrato rígido, que tiene en cuenta el deslizamiento entre suelo y pilote. Consideran la carga del pilote repartida sobre una serie de anillos en el fuste y sobre la base del pilote. Para suelos heterogéneos sugieren un método aproximado (Poulos, 1979, 1989). Mattes y Poulos (1969) consideraron el caso de pilote compresible. Aunque no quedó establecido por los autores, estos análisis para pilotes en suelos expansivos y colapsables pueden utilizarse también para estudiar los pilotes flotantes en suelos subsidentes.

El método de los elementos finitos es una potente herramienta que permite, por ejemplo, considerar la falta de resistencia a tracción de algunos de los estratos del suelo, su verdadero comportamiento plástico, la estratificación o condiciones especiales en los límites. Walker y Darvall (1973) e Indraratna et al. (1992) han presentado métodos no elásticos por elementos finitos que han conseguido un buen ajuste con mediciones de

campo. Sin embargo, son más costosos que los métodos de elementos de contorno. El análisis de contorno elasto-plástico generado por Justo et al. (1994) para un pilote sometido a una carga en cabeza ha sido adaptado para un suelo subsidente heterogéneo. Las modificaciones consisten en la incorporación de un subprograma que introduce la subsidencia del terreno a las tensiones tangenciales, en el fuste, y normales, en la punta, calculadas al final del proceso de carga del pilote (Justo, 2000). Se asume que la presencia del pilote no influye en la consolidación del suelo a una distancia suficiente (Justo et al., 2001).

5.2.2. Método elasto-plástico para el cálculo de pilotes

Se ha empleado para el cálculo de pilotes sometidos a carga axial en un suelo elástico y estratificado un método simple, incremental, elasto-plástico, que considera la continuidad del terreno, basado en la aproximación de Steinbrenner (Steinbrenner, 1934) y en las ecuaciones de Mindlin. El método permite considerar la influencia de cargas que cambian de sentido y se ajusta aceptablemente a los resultados de ensayos de carga sobre pilotes.

5.2.2.1. Hipótesis de cálculo

Se consideran las siguientes hipótesis (Justo et al., 2002b):

- a) El terreno se asimila a un semiespacio indefinido, lineal-elástico, isótropo y con estratificación horizontal.
- b) Se supone que el material del pilote es lineal-elástico y homogéneo.
- c) Se admite la existencia de unas tensiones iniciales, tanto en el fuste como en la punta, producidas, por ejemplo, por la hinca del pilote.
- d) En cada escalón de cálculo el sistema se resuelve para un incremento de carga, lo que permite la variación de las constantes elásticas.
- e) Se admite la plastificación de los contactos pilote-terreno (Alonso et al., 1984; Lee, 1993; Wong y Teh, 1995).
- f) Se supone que la distribución de tensiones para las cargas transmitidas por el pilote al terreno viene dada por las ecuaciones de Mindlin para suelo homogéneo y elástico, con el coeficiente de Poisson correspondiente al punto en el que aparece la tensión, a pesar de la existencia de la estratificación.
- g) Se desprecia la influencia de las tensiones radiales en el fuste y tangenciales en la punta transmitidas por el pilote al terreno.

5.2.2.2. Datos de partida

Suponemos un pilote vertical situado en un terreno elástico, formado por m capas que descansan sobre un estrato rígido (ver figura 5.2). De los m estratos, b corresponden a la longitud del pilote y los restantes están situados por debajo. El estrato genérico, l , viene definido por sus constantes elásticas, el módulo de elasticidad para carga normal, E_l , y para descarga o recarga, E_{lr} , el coeficiente de Poisson, ν_l , y la coordenada vertical de la base del

estrato, y_l . El origen de todas las coordenadas verticales se sitúa en la superficie del terreno.

El fuste del pilote se divide en elementos cilíndricos y la base en anillos concéntricos, cuyas circunferencias centrales permanecen unidas al terreno hasta el momento en el que se plastifican. Cada sector del pilote situado en un estrato se divide en particiones de igual altura para cada estrato, de forma que hasta la capa l , inclusive, hay n_l particiones. Hasta la capa b , inclusive, hay $n_b = n$ particiones. Los elementos se van numerando correlativamente en la longitud del pilote, desde 1 hasta n . Los n nodos correspondientes al fuste están situados en el centro de los elementos. La base se divide en N coronas circulares, que pueden corresponder a incrementos iguales de radio, o a particiones de igual área, de manera que la corona j está limitada por los radios r_{j-1} y r_j . Los nodos de la base son, en realidad, como los del fuste, circunferencias nodales, correspondientes a N valores de i , que situamos en el centro de cada corona.

Los datos iniciales del pilote son la longitud por encima del terreno, L , la longitud enterrada, L , el módulo de elasticidad, E_h , el radio del fuste, R , la sección del pilote en el fuste, S , el perímetro del fuste, p_c , y el radio de la base, R_b . También hay que incluir la carga inicial en cabeza del pilote, P_0 , el vector de las tensiones iniciales, $\{ \sigma_{ij} \}$, y el vector de resistencia, $\{ q_{sj} \}$, que depende, en general, del sentido de la carga del pilote.

5.2.2.3. Proceso de cálculo

En un principio se supone que el terreno y el pilote están unidos por los $n + N$ nodos y que las tensiones iniciales no llegan al valor de la resistencia en ningún punto. Si la tensión inicial igualase a la resistencia en algún nodo habría que considerar, ya en la primera iteración, que en dicho nodo no puede haber aumento de tensión.

La carga en cabeza se va aumentando hasta que en algún nodo se alcanza la tensión límite, con lo que se termina la primera iteración. Por lo tanto, el programa encuentra automáticamente los incrementos de carga necesarios para la plastificación de cada nodo. En cada iteración se plastifica un nuevo nodo y el cálculo se extiende hasta la plastificación del último nodo o hasta alcanzar la carga especificada. En la figura 5.3 se representa el pilote con sus nodos plastificados y no plastificados, sometido a un incremento de carga en cabeza, P_0 .

En cada iteración se expresa la compatibilidad de corrimientos entre pilote y terreno en los nodos no plastificados (Vázquez, 2001). Esto da lugar a tantas ecuaciones como nodos no plastificados menos una, lo que unido a la ecuación de equilibrio nos permite calcular los incrementos de tensión en los elementos. Puestas de forma matricial, quedan (Justo et al., 2001):

$$\{ \delta_v \} = [M_{uv}]' \frac{P_0}{SE_h} \{ \delta_u \} \quad [5.1]$$

Figura 5.2
Datos de entrada para el cálculo del pilote

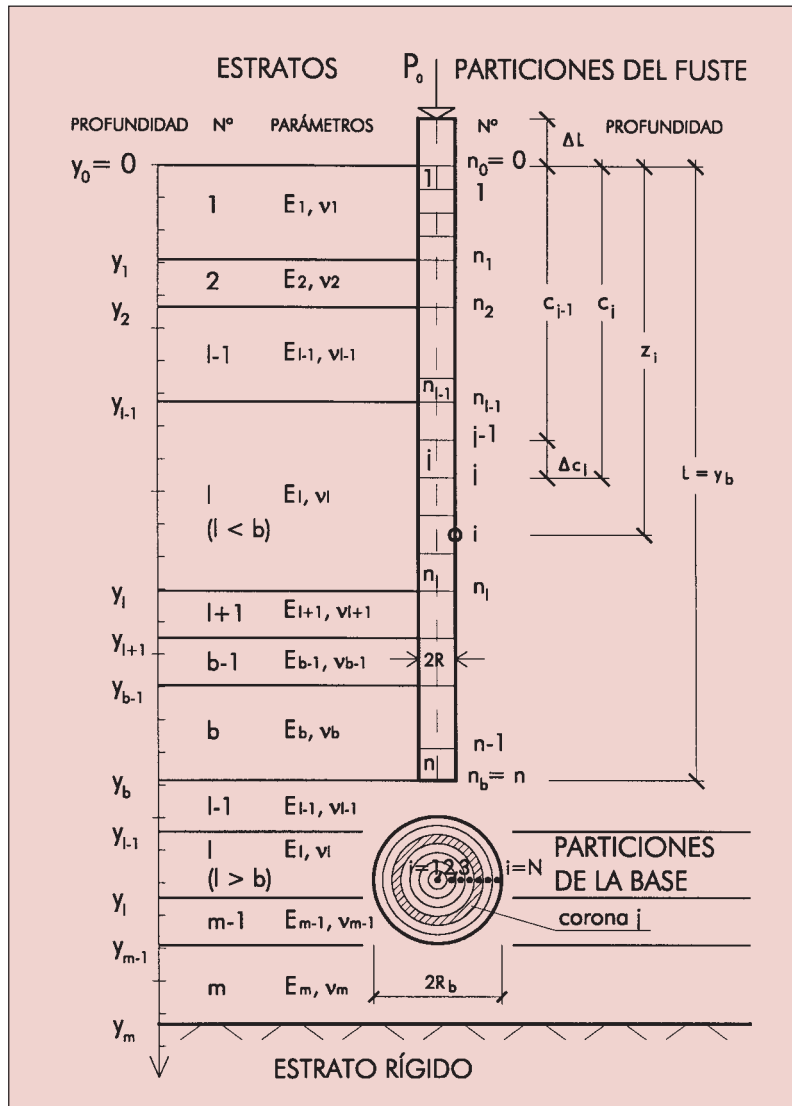
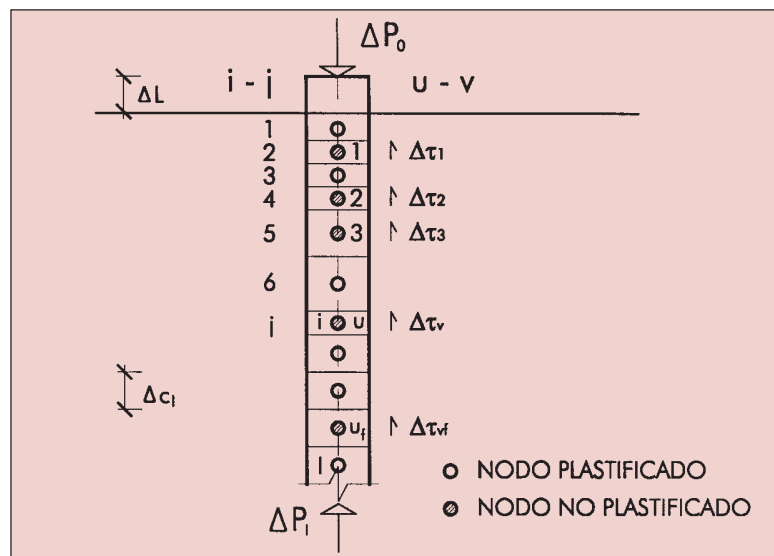


Figura 5.3
Incremento de carga actuando sobre el pilote



Para cada nodo se calculan los asientos del terreno por capas como diferencia entre los asientos de los puntos superior e inferior de cada una. El asiento de un nodo situado en el fuste del pilote en el estrato l , es igual a la suma del asiento de la capa de suelo situada entre el nodo y el fondo del estrato, y el asiento de los estratos por debajo.

5.2.2.4. Salida de resultados

La salida normal del programa proporciona las tensiones tangenciales en el fuste y las tensiones normales en la punta en valores absolutos y de forma adimensional, la distribución del esfuerzo axial a lo largo del pilote y el asiento en cabeza al final de cada incremento de carga.

5.2.3. Incorporación de la subsidencia

5.2.3.1. Modificación del programa

Para simular la subsidencia se necesitan los asientos que se producirían en el centro de los elementos del fuste y en la base del pilote en el tiempo t deseado, si el pilote no existiera (ver 5.1.2.4). Esto nos dará un vector $\{s_i\}$ de orden $n + 1$.

En primer lugar, el programa resuelve el problema del pilote cargado en la cabeza. El vector $\{p_i\}$ constituye la ley de presiones inicial en el proceso de subsidencia. Con los resultados de tensiones obtenidos y los desplazamientos del terreno, calcula las nuevas tensiones que aparecen y los esfuerzos resultantes en el pilote.

Al comenzar el proceso de subsidencia podría haber nodos plastificados. Si dichos nodos plastificados están en el fuste, la subsidencia va a originar una inversión de las tensiones en el fuste, a no ser que el pilote esté sometido a tracción, por lo que dichos nodos deben considerarse activos. Por el contrario, si los nodos plastificados están en la punta y se apoya en un estrato firme, normalmente la subsidencia no originará una disminución de las presiones en la punta, por lo que dichos nodos continuarán desactivados. En cualquier caso, si los pilotes se han diseñado con un coeficiente de seguridad adecuado, es muy probable que al comenzar la subsidencia no estén plastificados los nodos de la punta, por lo que inicialmente todos los nodos estarán activos.

El incremento de carga en cabeza del pilote durante la subsidencia es nulo, $P_0 = 0$. El equivalente a la ecuación [5.1] será (Justo et al., 2001):

$$\{v\} = [M_{uv}]^{-1} \{s_{ii} \quad s_{iif}\} \quad [5.2]$$

En esta expresión las tensiones tangenciales son las calculadas al final del proceso de carga del pilote y se suponen existentes al inicio de la subsidencia. Los incrementos de asiento son relativos al último nodo no plastificado (Vázquez, 2001).

5.2.3.2. Chequeo del programa

Para chequear el programa y comprobar la exactitud de las modificaciones introducidas se han calculado dos de los ejemplos citados en los apartados 5.1.2.2 y 5.1.2.3, con los datos que se recogen en la bibliografía, obteniéndose resultados sensiblemente iguales a los reflejados en los artículos.

5.2.3.2.1. Pilote columna

Como ejemplo de pilote columna se ha tomado el citado por Fukuya et al. (1982) y Wong y Teh (1995), que se encontraba situado en una zona ganada al mar de la costa de la provincia de Kanagawa, en la Bahía de Tokio. Las obras de tierra duraron tres años, desde noviembre de 1971 hasta diciembre de 1974. El pilote tubular de acero, cerrado en su punta, fue conducido mediante un martillo diesel en octubre-noviembre de 1973. Las características geométricas del pilote se exponen en 5.1.2.2. En la tabla 5.1 se presentan los datos con los que se entra en el cálculo y en la figura 5.4 su discretización.

Tabla 5.1
Datos del pilote columna en la Bahía de Tokio

E (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO PUNTA (m)	SECCION (m ²)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	L (m)	INICIALES (kPa)
$2,1 \times 10^8$	0,305	0,305	0,0179	1,92	0	0	0

L (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

Tabla 5.2
Datos del terreno

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)		q_s (kPa)	q_p (kPa)
RELLENO ARENOSO	7	22.400	0,3	28	-
LIMO ARENOSO	13,5	1.470	0,3	24,5	-
GRAVA	16,5	36.000	0,29	75	-
ARCILLA LIMOSA	27	28.520	0,28	60	-
LIMO ARCILLOSO	37,5	80.010	0,27	63,8	-
ARENA DENSA	40	100.000	0,25	-	58.300

El perfil del suelo en su localización también se muestra en la figura 5.4. Se asumió que el nivel piezométrico se encontraba a una profundidad de dos metros bajo la superficie. Los datos del terreno que se introducen en el cálculo aparecen en la tabla 5.2 (Vázquez, 2001).

Fukuya et al. (1982) registraron las mediciones del rozamiento negativo. Se hizo un seguimiento hasta marzo de 1976, durante 41 meses en los que el suelo asentó unos 29 cm. En la figura 5.5 se aprecia el perfil del asiento obtenido en esta fecha. La consolidación primaria prácticamente se había completado. En el cálculo plastifican todos los nodos del fuste como consecuencia del asiento del terreno. Los valores calculados de las tensiones

tangenciales en el fuste se representan en la figura 5.5. En la punta se alcanzan tensiones normales de 2.150 kPa en la partición interior y de 4.950 en la exterior. El asiento del pilote en cabeza es de 26,17 cm. Se ha obtenido un buen ajuste, como se comprueba en la figura 5.6, donde se representan las leyes de axiles a lo largo del pilote correspondientes a los resultados calculados y medidos. El máximo calculado, de 2.320 kN, se acerca bastante al medido, de 2.390 kN. Como referencia, el máximo obtenido por Wong y Teh (1995) es de 2.335 kN.

5.2.3.2.2. Pilote flotante

Como se cita en 5.1.2.3, Endo et al. (1969), Alonso et al. (1984) y Wong y Teh (1995) estudiaron el comportamiento de varios pilotes localizados cerca del centro de Tokio. Entre ellos había uno flotante con una longitud de 32 m. Fue conducido en junio de 1964, con su punta cerrada, hasta llegar a un depósito limoso. Las propiedades del corte del terreno y del pilote se apuntan en 5.1.2.3 y se representan en la figura 5.7. El nivel piezométrico se encontraba situado a 1,5 m bajo la superficie. En las tablas 5.3 y 5.4 se exponen los datos del pilote y de las capas del suelo que se introducen en el cálculo.

Tabla 5.3
Datos del pilote flotante situado 3 km al oeste del centro de Tokio

E (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO PUNTA (m)	SECCION (m ²)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	L (m)	INICIALES (kPa)
$2,1 \times 10^8$	0,3048	0,3048	0,01791	1,915	0	0	0

L (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

Tabla 5.4
Datos del terreno

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)		q_s (kPa)	q_p (kPa)
RELLENO	2	26.660	0,33	10	-
ARENA LIMOSA	13	27.000	0,33	25	-
LIMO BLANDO	20,2	39.500	0,33	30	-
	25	39.500	0,33	70	-
LIMO ARENOSO	35	94.600	0,33	100	2.000
LIMO ARENOSO	43	150.000	0,33	-	-
ARENA	50	150.000	0,33	-	-

Se hizo un seguimiento de las mediciones hasta octubre de 1967 (Endo et al., 1969). En la figura 5.8 se muestra el perfil del asiento correspondiente a abril de 1966. La subsidencia en la superficie del terreno alcanzó los 13,1 cm. En el cálculo, como consecuencia del asiento del terreno, plastifican todos los nodos de la punta y del fuste, a excepción de uno. Los valores calculados de las tensiones tangenciales en el fuste se representan en la figura 5.8. El asiento del pilote en cabeza es de 12,28 cm. Los valores medidos y calculados del axil a lo largo del pilote se exponen en la figura 5.9. El ajuste entre los resultados calculados y los datos experimentales es muy bueno.

Figura 5.4
Discretización de pilote columna situado en la Bahía de Tokio

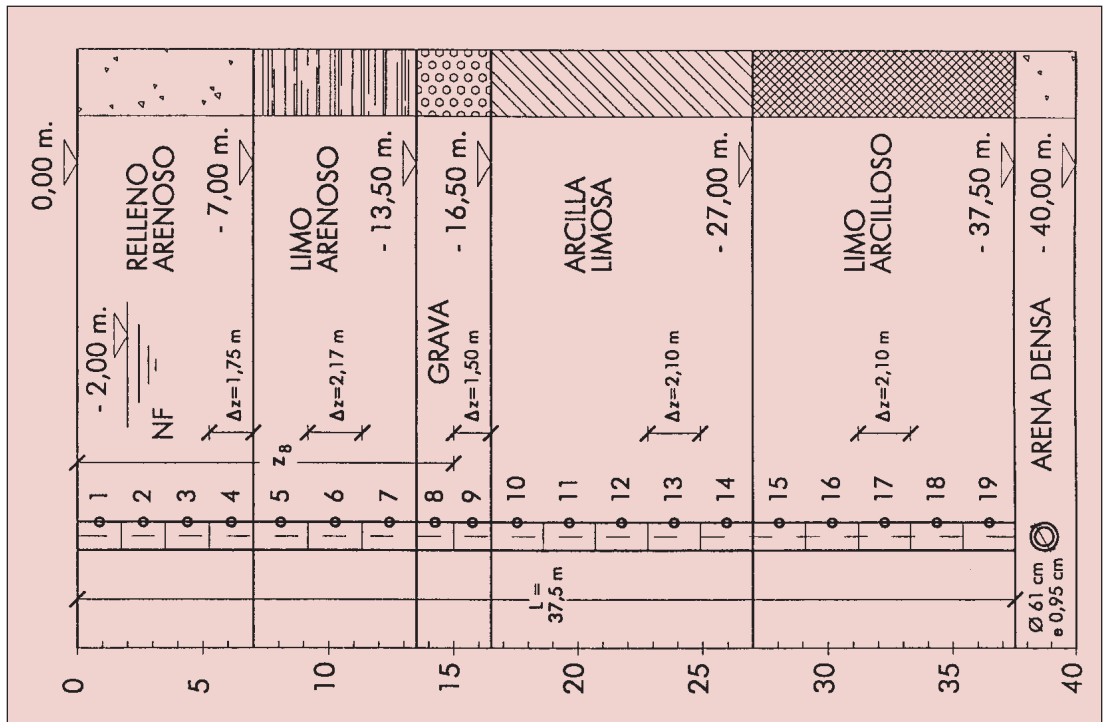


Figura 5.5
Asiento de subsidencia y distribución de tensiones tangenciales en el fuste del pilote columna

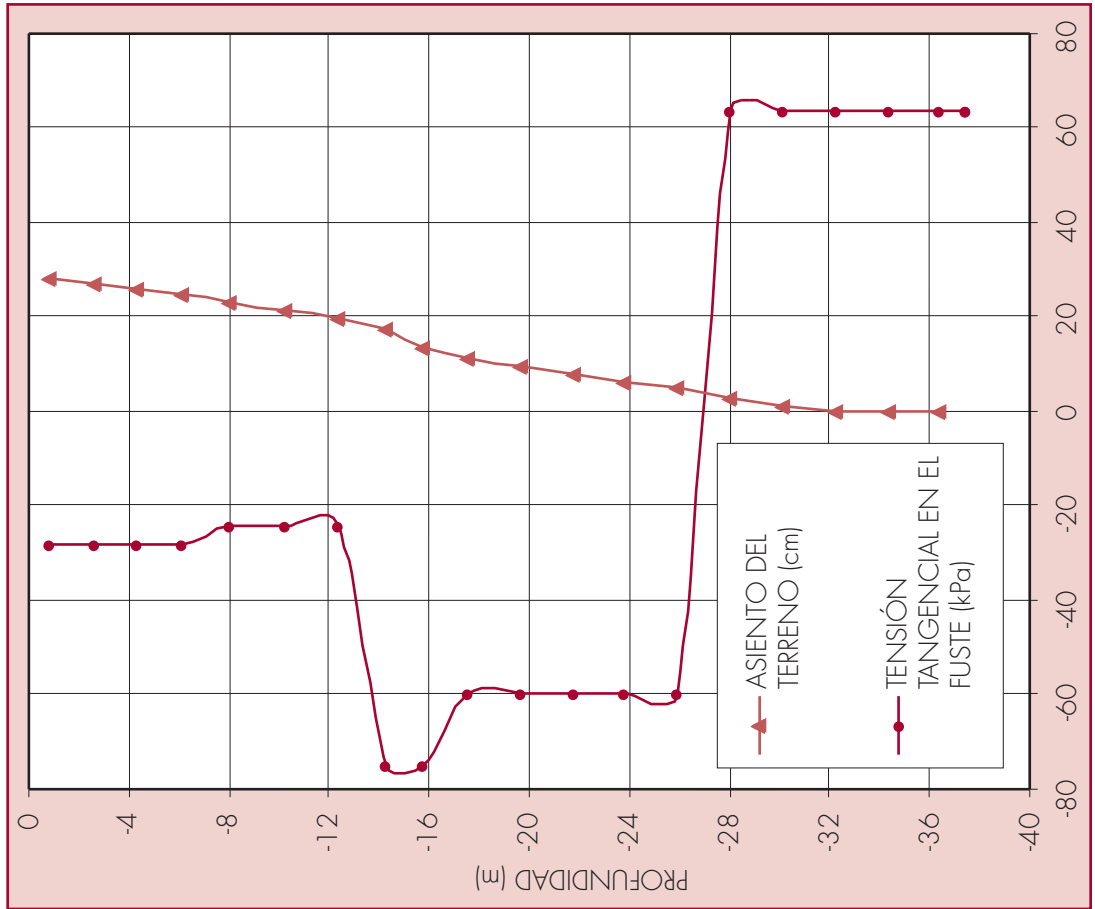


Figura 5.7
Discretización de pilote flotante situado 3 km al oeste del centro de Tokio

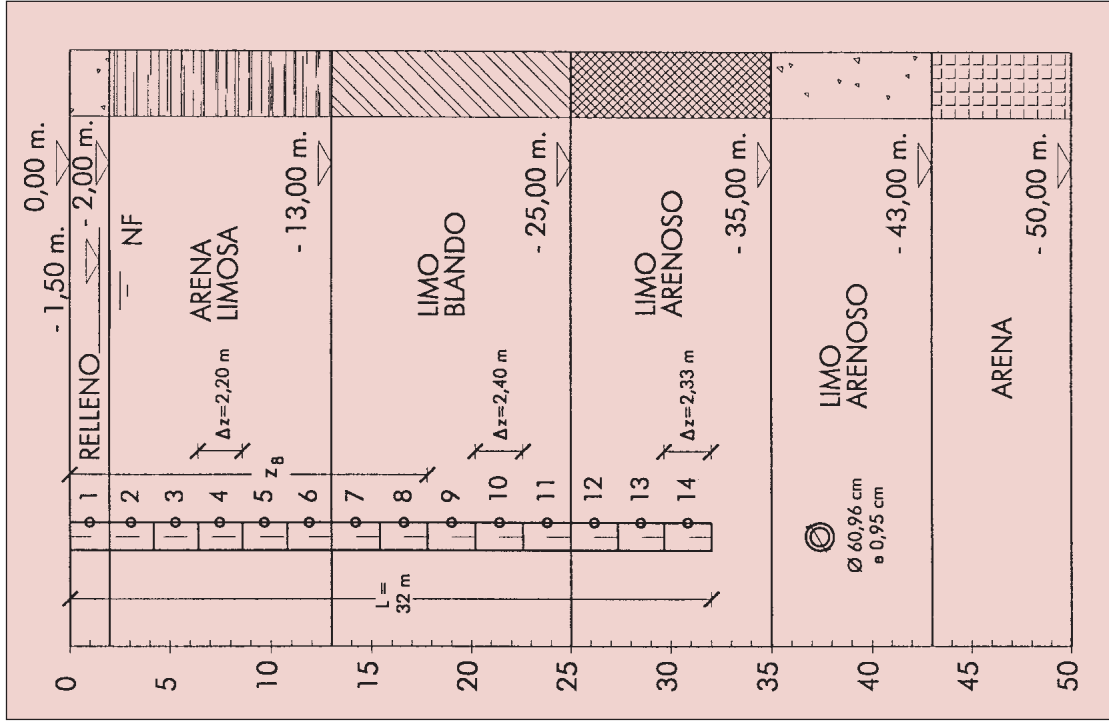


Figura 5.6
Distribuciones de los valores medidos y calculados del axil a lo largo del pilote columna

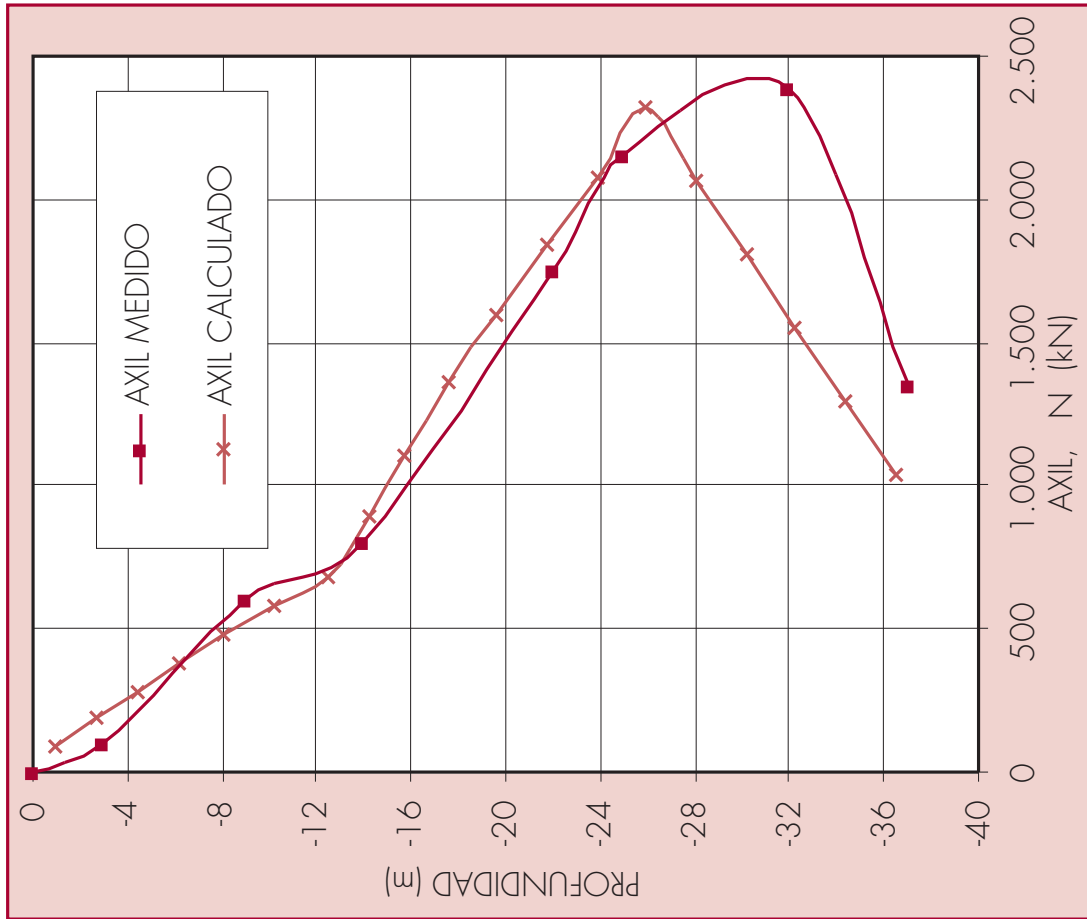


Figura 5.8
Asiento de subsidencia y distribución de tensiones tangenciales en el fuste del pilote flotante

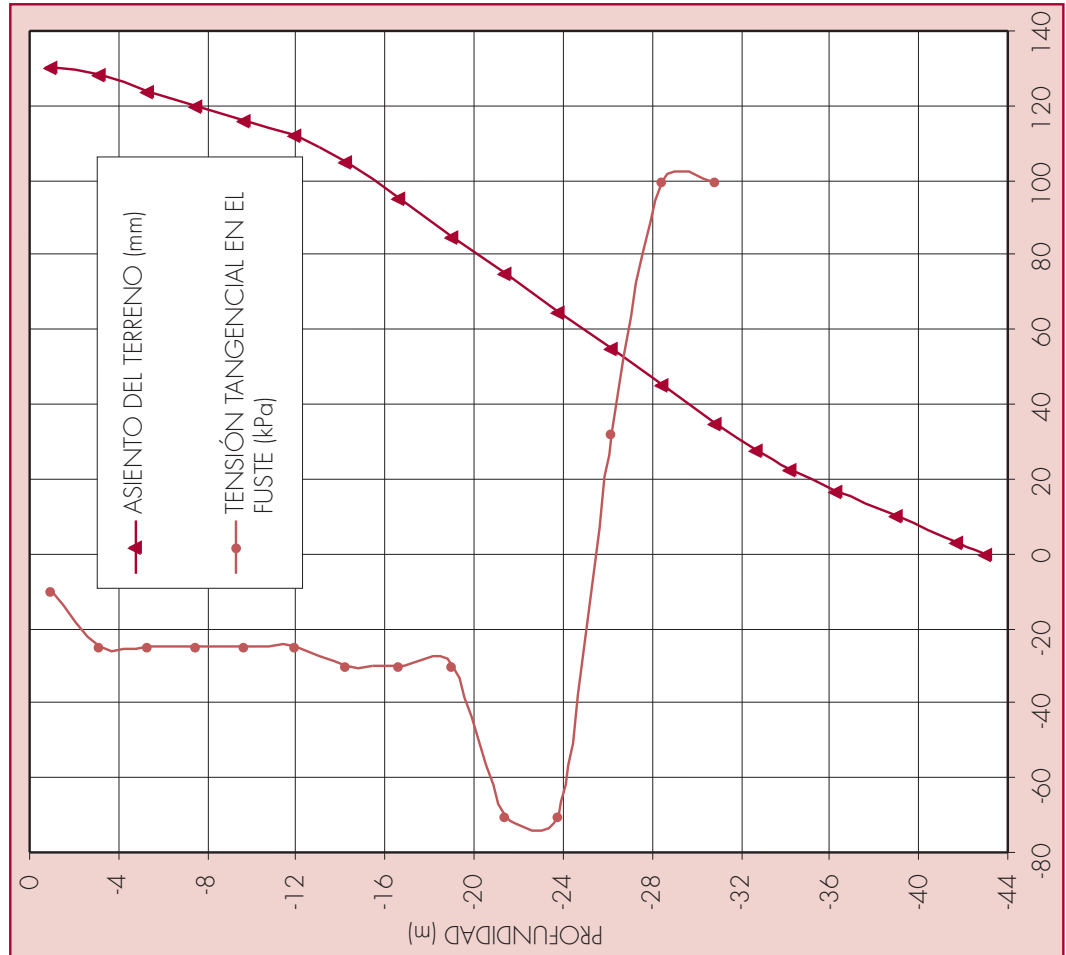
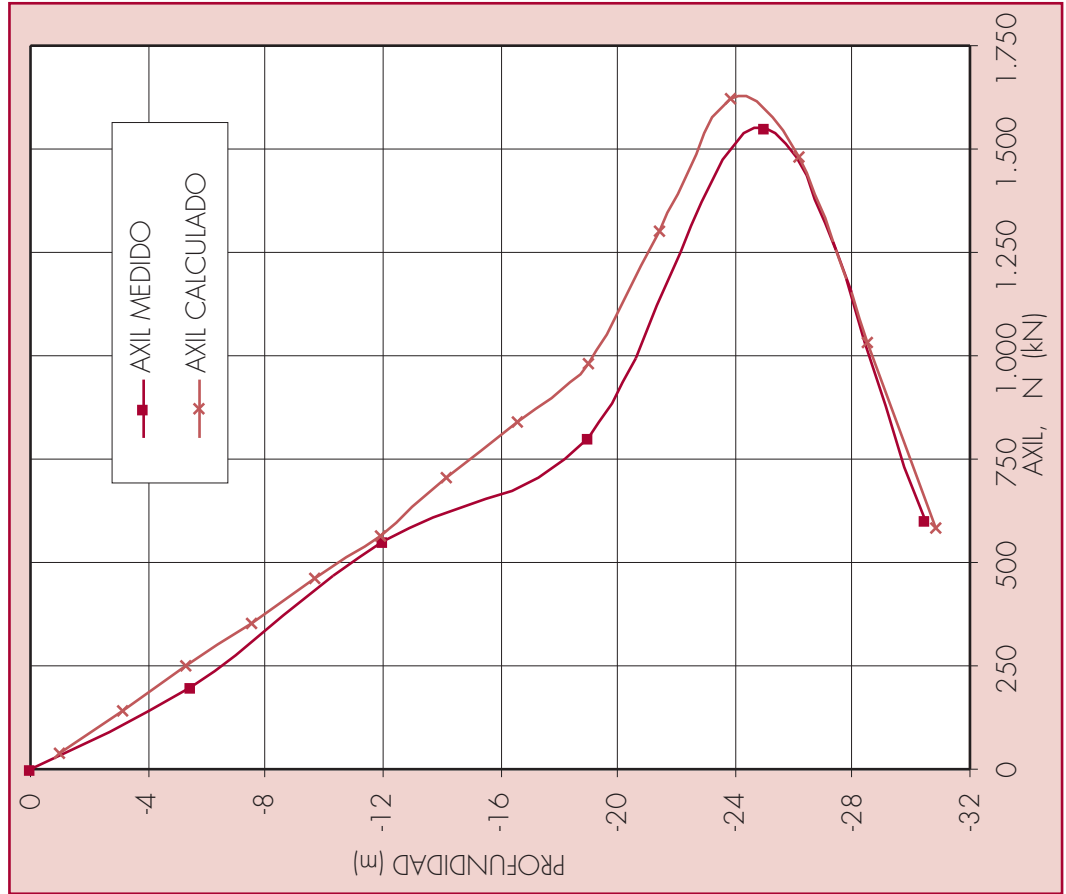


Figura 5.9
Distribuciones de los valores medidos y calculados del a lo largo del pilote flotante



Como conclusión, puede afirmarse que el método propuesto para el cálculo del rozamiento negativo en pilotes producido por la subsidencia de un terreno estratificado ha sido ensayado con dos ejemplos registrados por la literatura especializada en lugares con distintos perfiles del suelo. Los resultados de ambos análisis confirman que la aproximación propuesta es capaz de predecir el rozamiento negativo en pilotes aislados con una precisión suficiente.

5.3. CÁLCULO DEL ROZAMIENTO NEGATIVO EN LOS PUNTOS DE MURCIA MÁS DESFAVORABLES EN CUANTO A LA SUBSIDENCIA

Del cálculo de los asientos y las presiones, realizado en el capítulo anterior, sobre los cortes del terreno del casco urbano de Murcia más desfavorables en cuanto a la subsidencia se tienen los datos necesarios para estudiar el comportamiento debido al rozamiento negativo de los pilotes típicos de las cimentaciones de la ciudad y de los micropilotes que suelen usarse como solución de recalce (Justo et al., 2001).

5.3.1. Pilotes

En todos ellos se ha considerado un pilote apisonado de 450 mm de diámetro en el fuste y 900 mm de diámetro en la punta, de hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 17.500$ kPa y con una carga de 600 kN, por ser un caso normal de los que podemos encontrarnos actualmente en las cimentaciones profundas de los edificios del casco urbano de Murcia. En la tabla 5.5 se resumen los datos del pilote que se introducen en el cálculo. Con estos datos la resistencia estructural del pilote resulta de $Q_T = 2.783$ kN, por lo que se tiene un coeficiente de seguridad inicial de 4,64.

Tabla 5.5
Datos del pilote

E (kPa)	f_{ck} (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO PUNTA (m)	SECCION (m ²)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	L (m)	INICIALES (kPa)
25.134.637	17.500	0,225	0,45	0,159	1,414	600	0	0

L (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

5.3.1.1. Sondeo S'25. Pozo P39

El sondeo S'25 (ver 4.1.2) corresponde a uno de los puntos de mayor espesor de la capa de arcilla limosa (2'). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.6 (Justo et al., 2001). Se han hecho dos supuestos, que el pilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas y que se queda en el estrato compresible que sufre la subsidencia como pilote flotante (ver 5.1.2.3).

Tabla 5.6
Datos del terreno. Sondeo S'25

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)		q_s (kPa)	q_p (kPa)
ARCILLA LIMOSA	15	5.000	15.000	0,33	38	-
ARCILLA LIMOSA	20,8	15.000	45.000	0,33	58,75	1.058
GRAVA	-	65.650	295.425	0,33	100	20.000

5.3.1.1.1. Pilote empotrado

La discretización del pilote para el caso de que esté empotrado en la grava se representa en la figura 5.10. La longitud total es de 20,3 m. El fuste se ha dividido en 14 particiones de 1,45 m de altura y la punta en dos particiones de igual área.

A partir de los datos del pilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , que se exponen en la tabla 5.7:

Tabla 5.7
Resistencia del pilote empotrado. Sondeo S'25

Q_s (kN)	1.324
Q_p (kN)	7.634
Q_h (kN)	8.958

En la figura 5.11 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido y en la 5.12 las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de los elementos en los que se ha dividido al fuste del pilote. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.13.

La situación inicial parte de la carga de 600 kN y resultan tensiones aproximadamente constantes en todo el fuste del pilote. El axil es máximo en cabeza y baja linealmente hasta la punta. El valor en cabeza es del orden de 12,85 veces el de la base. El asiento que resulta es de 0,25 cm.

Como comentario de los gráficos expuestos, se puede decir que para este caso de pilote empotrado en la grava, en el que el máximo asiento de subsidencia es de 6,04 cm, las tensiones tangenciales, que para la carga inicial tenían una distribución aproximadamente constante a lo largo del fuste, disminuyen, y las tensiones normales de la punta crecen en gran proporción. El axil aumenta considerablemente en todo el pilote, sobre todo en la zona central, donde se hace 3,22 veces mayor. Teniendo en cuenta la resistencia estructural del pilote, el coeficiente de seguridad queda en 2,99. No hay que olvidar que el que se exige normalmente es de 4. Además, la disminución del axil en la situación de descarga es de muy poca entidad, lo que hace que el efecto de nuevos asientos de subsidencia sea acumulativo. El asiento llega a 0,88 cm y sumado al provocado por la carga inicial da un total de 1,13 cm (Vázquez, 2001).

Figura 5.10
Discretización de pilote empotrado en la grava. Sondeo

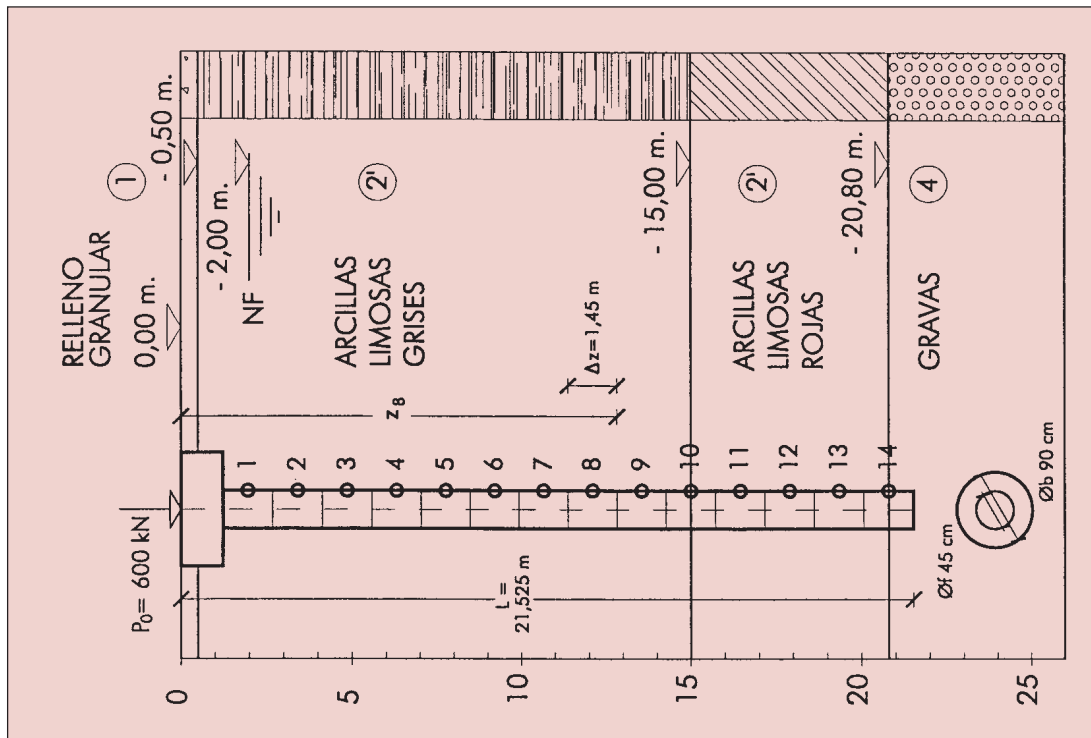


Figura 5.11
Tensión normal en los dos elementos de la punta del pilote empotrado, en función del tiempo.
Sondeo S'25. Pozo P39

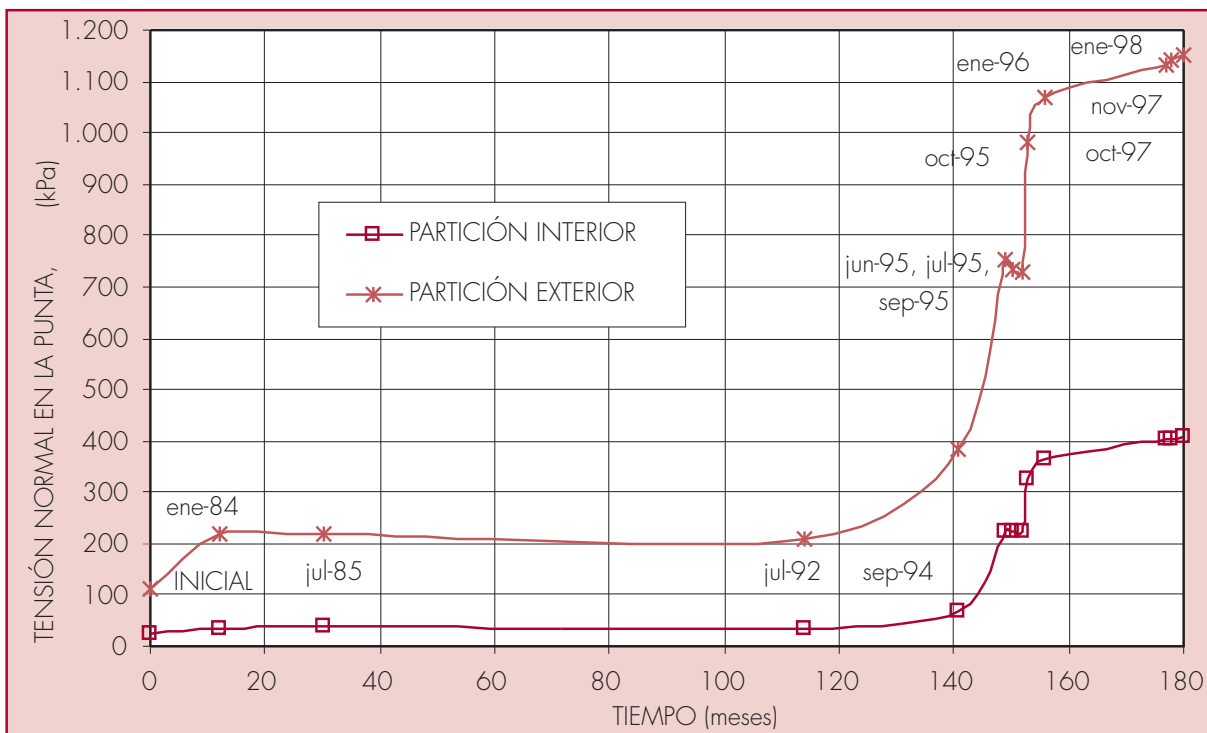


Figura 5.12
Tensión tangencial en el fuste del pilote empotrado. Sondeo S'25. Pozo P39

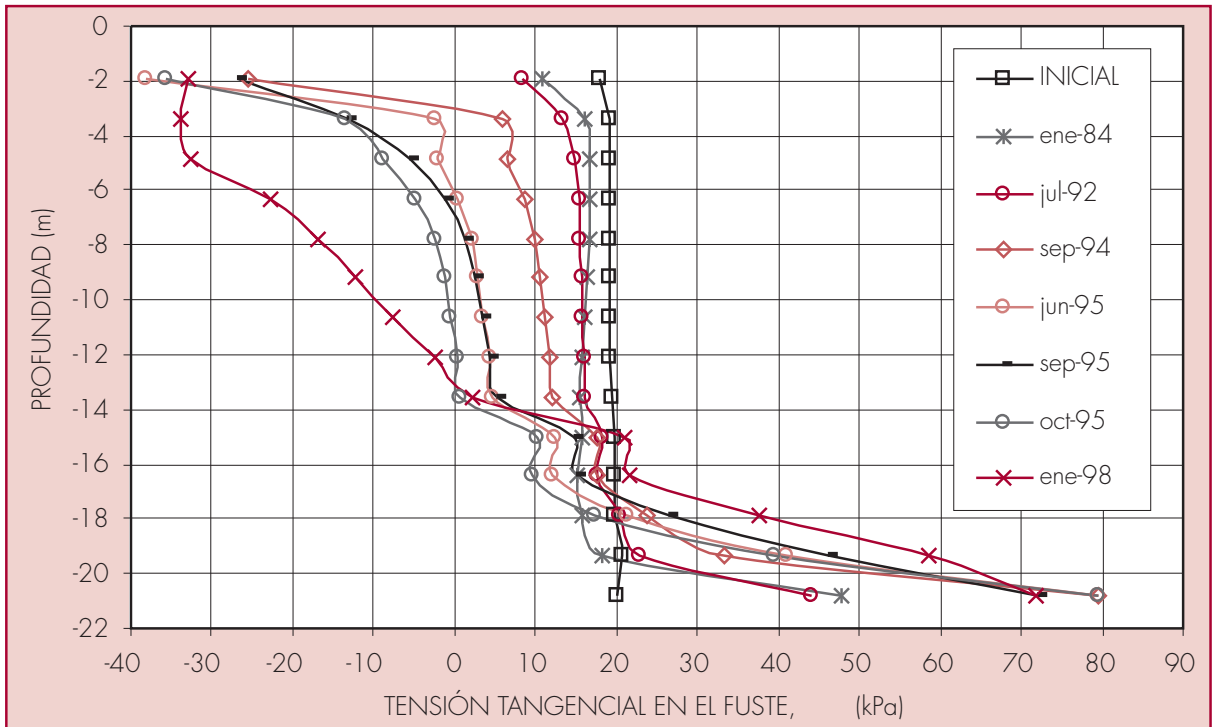
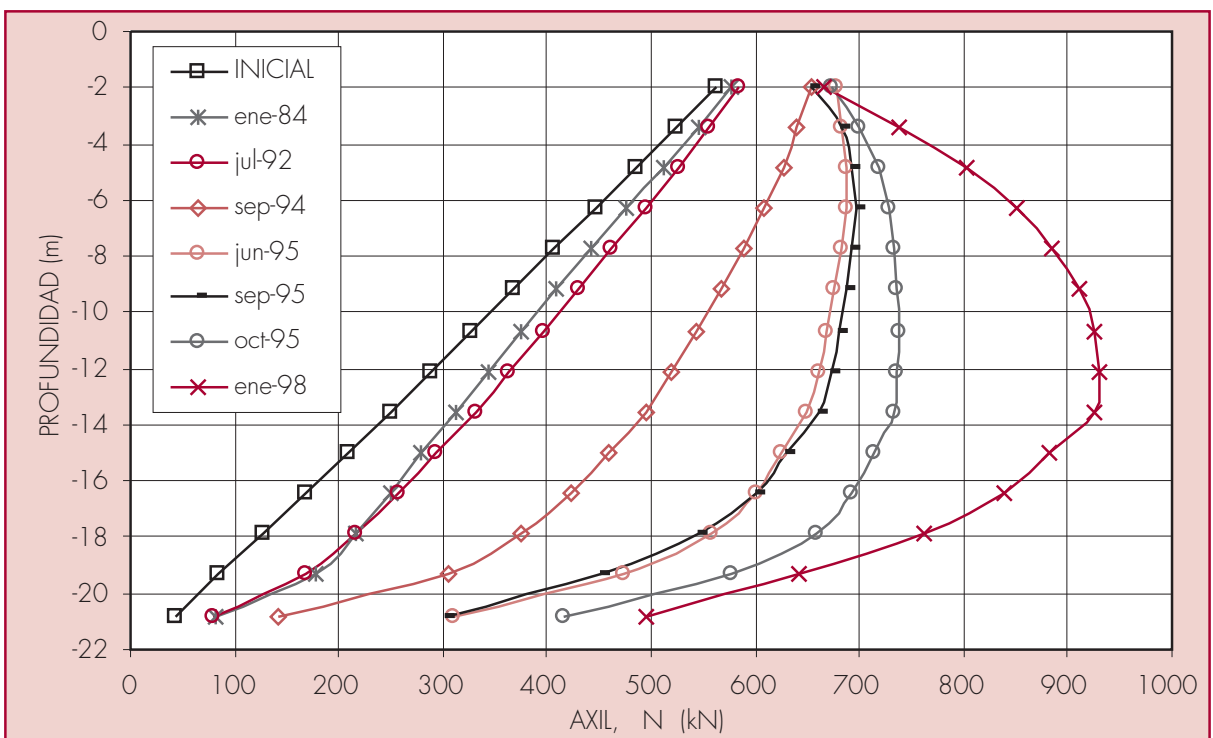


Figura 5.13
Axil en el pilote empotrado. Sondeo S'25. Pozo P39



5.3.1.1.2. Pilote flotante

La discretización del pilote para el caso de que quede flotante en el estrato de arcillas limosas rojas se representa en la figura 5.14. Ahora la longitud es de 17,4 m, es decir, 2,9 m menos que en el caso de pilote empotrado. La resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , del pilote se exponen en la tabla 5.8:

Tabla 5.8
Resistencia del pilote flotante. Sondeo S'25

Q_s (kN)	1.041
Q_p (kN)	673
Q_h (kN)	1.714

El coeficiente de seguridad inicial respecto a la carga de hundimiento resulta de 2,85.

En la figura 5.15 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo y en la 5.16 las tensiones tangenciales en los nodos del fuste. El axil aparece en la figura 5.17.

Con la carga de 600 kN las tensiones tangenciales tienen una distribución aproximadamente constante en todo el fuste del pilote. El axil baja linealmente desde la cabeza hasta la punta, siendo el valor máximo 10,6 veces mayor que el de la base. El asiento provocado es de 0,43 cm.

Para este caso de pilote flotante, una subsidencia máxima de 6,04 cm ha hecho que las tensiones tangenciales disminuyan en la parte superior y crezcan en la parte inferior. El punto neutro aparece a una profundidad de 7 m (Vázquez, 2001).

El axil aumenta en todo el pilote, sobre todo en el punto neutro, donde se hace 2,12 veces mayor. Teniendo en cuenta la resistencia estructural, el coeficiente de seguridad queda en 3,77, cuando el admisible es de 4. Y con respecto a la carga de hundimiento, es de 1,9, mientras que el que se recomienda habitualmente es de 3, por lo que, respecto al inicial, tenemos una reducción del 33%. Además, no hay disminución del axil en la situación de descarga, lo que hace que el efecto de nuevos asientos de subsidencia sea acumulativo.

El asiento llega a 1,72 cm y sumado al provocado por la carga inicial da un total de 2,15 cm.

Figura 5.14
Discretización de pilote flotante. Sondeo

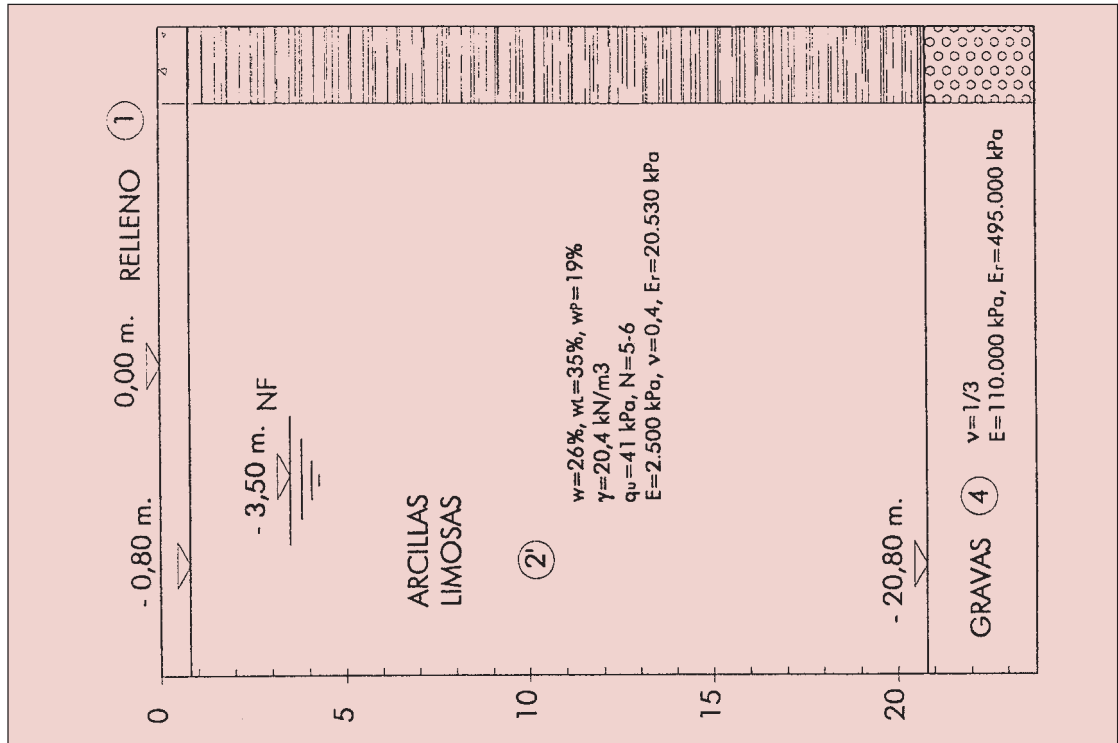


Figura 5.15

Tensión normal en los dos elementos de la punta del pilote flotante, en función del tiempo.
Sondeo S'25. Pozo P39

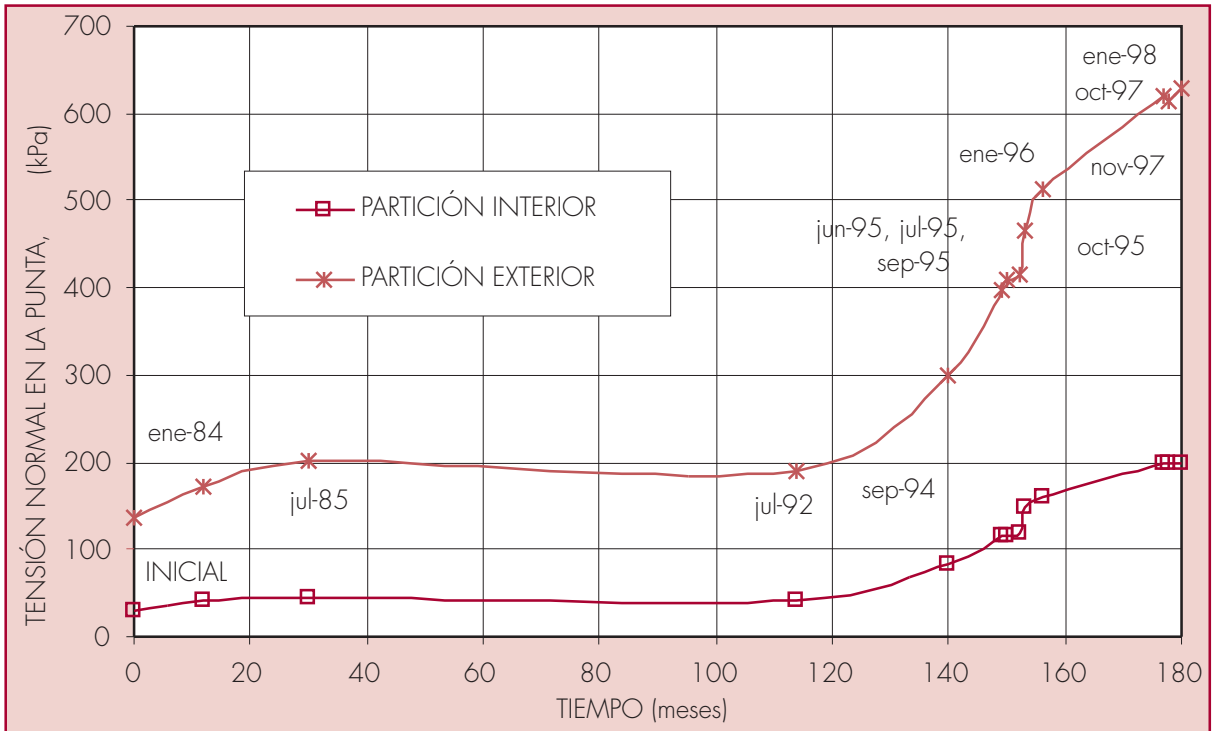


Figura 5.16
Tensión tangencial en el fuste del pilote flotante. Sondeo S'25. Pozo P39

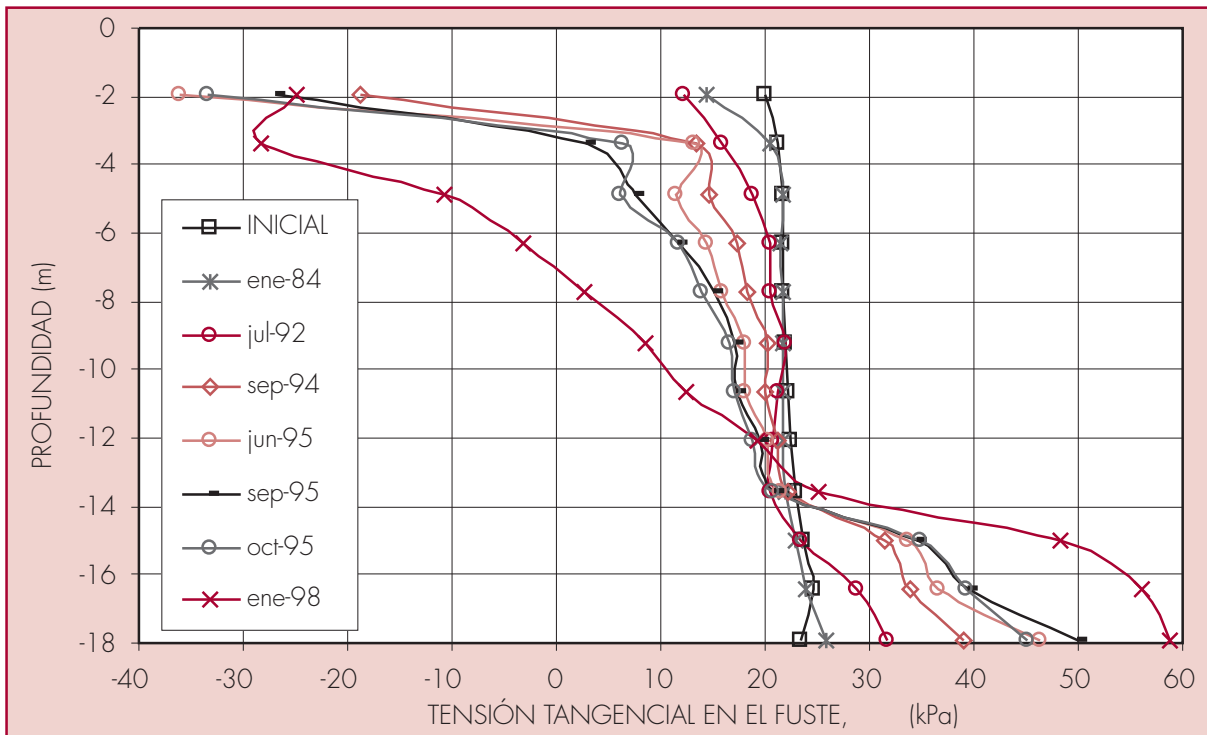
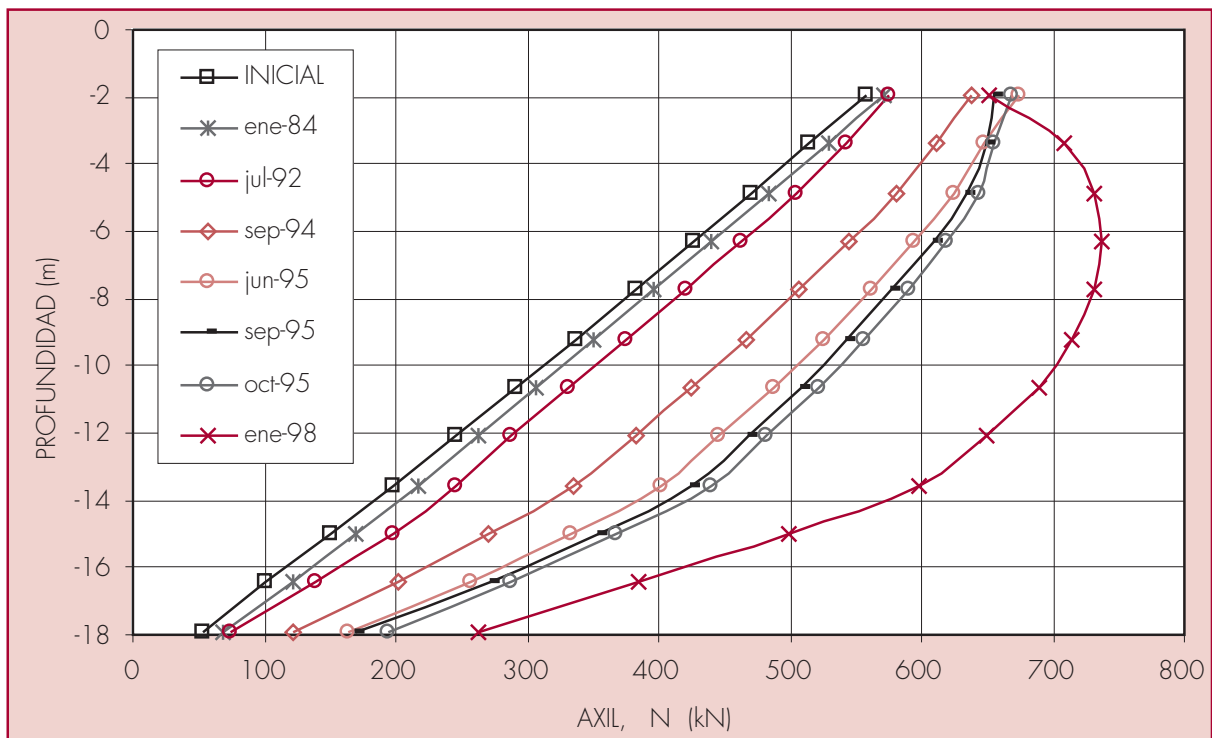


Figura 5.17
Axil en el pilote flotante. Sondeo S'25. Pozo P39



5.3.1.2. Sondeo S'46. Pozo P20

El sondeo S'46 (ver 4.1.2) tiene una capa de limo arcilloso muy blando (2'). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.9. Debido a la poca profundidad a la que se encuentra en este sondeo el estrato resistente de gravas, sólo se estudia el supuesto de pilote empotrado, con una longitud de 11 m (Justo et al., 2001).

Tabla 5.9
Datos del terreno. Sondeo S'46

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)		q_s (kPa)	q_p (kPa)
LIMOS ARCILLOSOS	8,8	1.000	8.210	0,4	10,75	96,75
ARENAS Y ARENAS LIMOSAS	11,8	45.000	202.500	0,33	70	14.000
GRAVAS ARENOSAS	-	43.000	193.500	0,33	66	13.200

5.3.1.2.1. Pilote empotrado

La discretización del pilote se representa en la figura 5.18. El fuste se ha dividido en once particiones de 1 m de altura, y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del pilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , del pilote que aparecen en la tabla 5.10:

Tabla 5.10
Resistencia del pilote empotrado. Sondeo S'46

Q_s (kN)	458
Q_p (kN)	8.493
Q_h (kN)	8.951

En la figura 5.19 se representan las tensiones normales de la punta y en la 5.20 las trayectorias de las tensiones tangenciales del fuste. El axil aparece en la 5.21.

Con la carga inicial de 600 kN se alcanza el valor de plastificación en todos los nodos del fuste del pilote excepto en el más cercano a la base. El axil es máximo en cabeza y baja linealmente hasta la punta siguiendo dos ramas que se encuentran en el contacto entre el limo y la arena. La pendiente de la correspondiente al estrato de arena, como era de esperar, es mucho menor a la del estrato de limo, debido a su mayor resistencia, puesto que también es superior la parte de carga que absorbe. El valor en cabeza es del orden de 3,98 veces el de la base. El asiento es de 0,46 cm.

Como resumen de su comportamiento se puede decir que en el caso de pilote columna en este corte del terreno, para el que el máximo asiento de subsidencia es de 25,54 cm, las tensiones tangenciales iniciales tienen un valor positivo a lo largo del fuste y plastifican casi todos los elementos (Vázquez, 2001).

Figura 5.18
Discretización de pilote empotrado en la grava. Sondeo

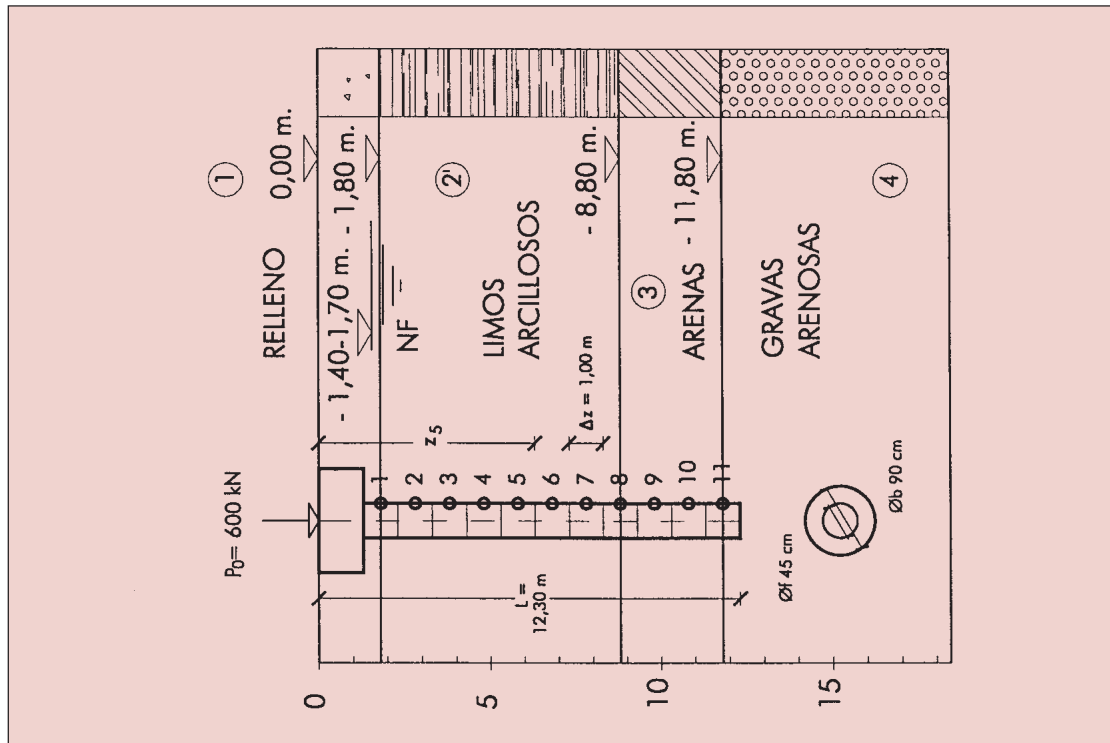


Figura 5.19
Tensión normal en los dos elementos de la punta del pilote empotrado, en función del tiempo.
Sondeo S'46. Pozo P20

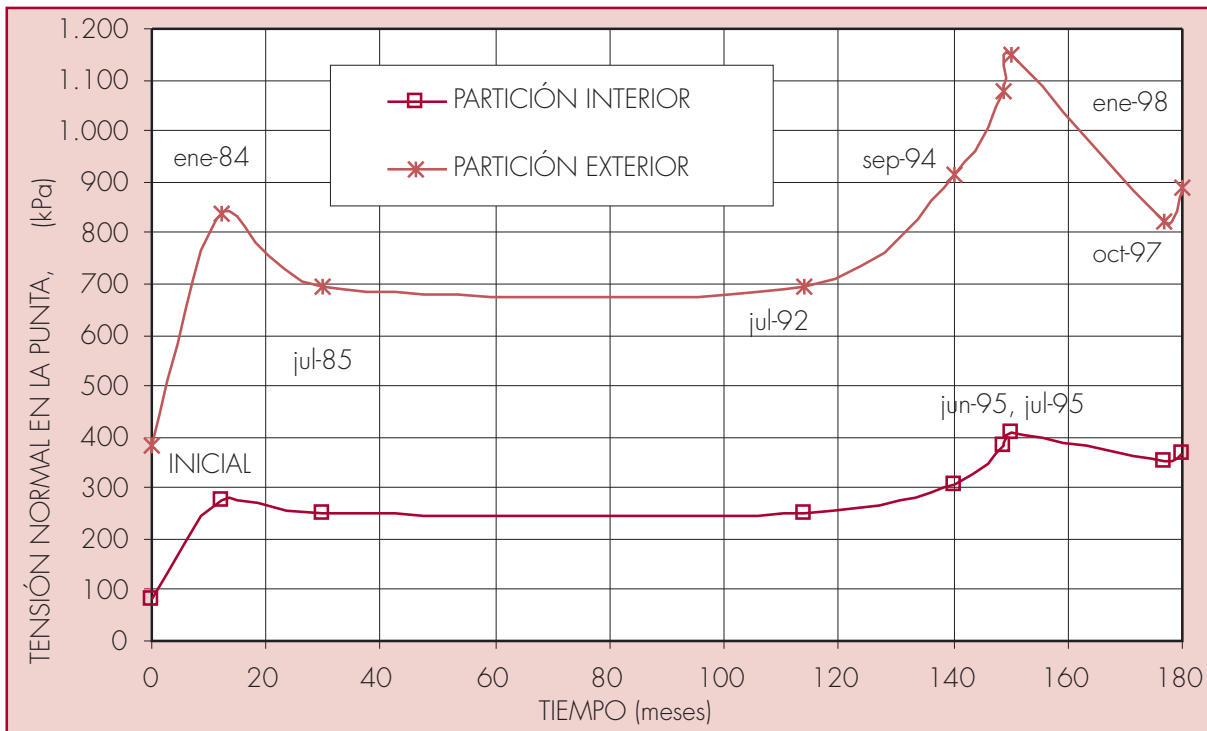


Figura 5.20
Tensión tangencial en el fuste del pilote empotrado. Sondeo S'46. Pozo P20

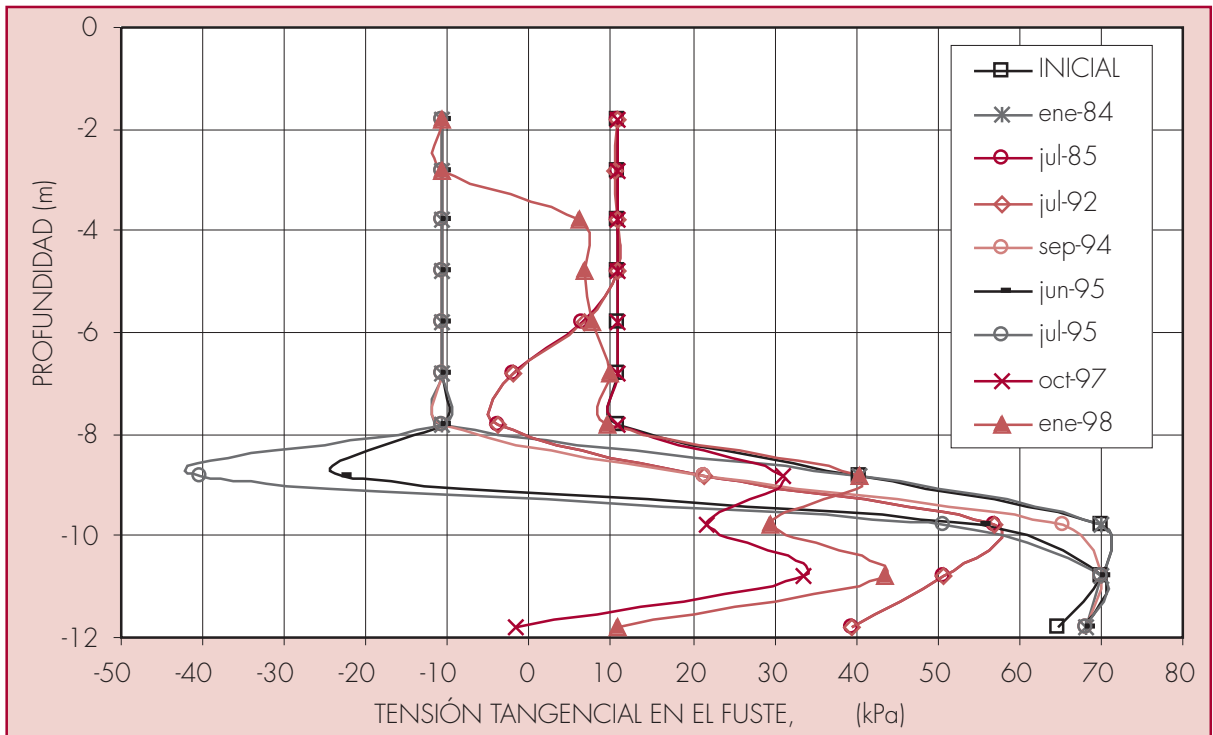
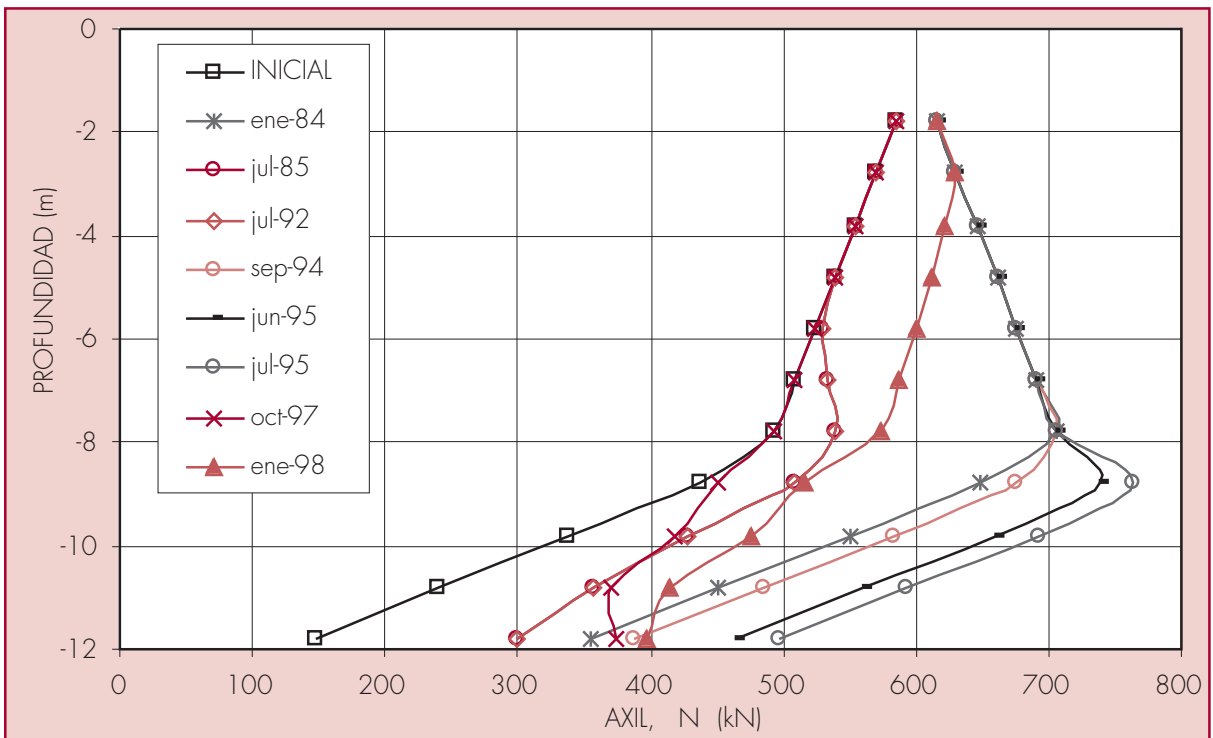


Figura 5.21
Axil en el pilote empotrado. Sondeo S'46. Pozo P20



Debido a la subsidencia las tensiones tangenciales disminuyen en el fuste, hasta el valor de plastificación, y crecen en la punta. El axil aumenta en todo el pilote y llega al máximo a los 9 m de profundidad, en el contacto entre el limo y la arena, en julio del 95, cuando se ha producido el máximo descenso del nivel piezométrico, con un valor 1,75 veces mayor al inicial. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural es de 3,65. La principal diferencia con respecto al caso anterior estriba en que se hace evidente la recuperación, tanto del axil como de los asientos. Esto se debe a la mayor elasticidad que le confiere al comportamiento del terreno la presencia de la capa de arena. El asiento máximo se tiene en el mes citado y, sumado al producido por la carga inicial, es de 20 cm. Cuando se produce la plastificación de elementos del fuste, en los correspondientes al estrato de limo las leyes del axil tienen una disposición aproximadamente simétrica respecto al valor de 600 kN, que es el de la carga inicial, mientras que en los de la capa de arena van creciendo conforme la punta va cargándose más, con leyes aproximadamente paralelas. En este caso, la solución sería alcanzar una mayor profundidad con el pilote, empotrándolo más en el estrato de gravas, disminuir la carga inicial, o ambas al mismo tiempo.

5.3.1.3. Sondeo S1. Pozo P18

El sondeo S1 (ver 4.1.2) corresponde al punto más cercano al pozo de mayor descenso del nivel piezométrico (P18). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.11.

Tabla 5.11
Datos del terreno. Sondeo S1

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)		q_s (kPa)	q_p (kPa)
ARCILLA LIMOSA	3,3	3.000	24.630	0,33	23,5	-
LIMO ARENOSO	4,25	2.000	7.820	0,33	17,5	-
ARCILLA LIMOSA	10,9	3.500	34.560	0,33	10,5	-
LIMO ARENOSO	11,85	2.000	7.820	0,33	17,5	158
ARCILLA LIMOSA	13,75	12.500	102.630	0,33	47,58	549
LIMO ARENOSO	14,7	20.000	78.180	0,33	36,9	369
GRAVAS ARENOSAS	-	40.000	180.000	0,33	100	20.000

Se han hecho dos supuestos, que el pilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas arenosas y que se queda en el estrato compresible que sufre la subsidencia como pilote flotante.

5.3.1.3.1. Pilote empotrado

La discretización del pilote para el caso de que esté empotrado en la grava se representa en la figura 5.22 (Justo et al., 2001). Su longitud es de 15,2 m. El fuste se divide en 16 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del pilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , que se exponen en la tabla 5.12.

Tabla 5.12
Resistencia del pilote empotrado. Sondeo S1

Q_s (kN)	603
Q_p (kN)	8.906
Q_h (kN)	9.509

En la figura 5.23 se representan las tensiones normales de la punta y en la 5.24 las tensiones tangenciales del fuste. El axil aparece en la 5.25.

La carga de 600 kN causa que plastifiquen todos los elementos del fuste desde el techo del estrato hasta una profundidad de 13,75 m, punto cercano al estrato resistente de gravas, por lo que se ha movilizadado casi toda la resistencia por fuste del pilote.

El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley compuesta por tres ramas aproximadamente lineales, con quiebros donde hay cambios significativos en el E de los estratos. La rama central, de mayor pendiente, corresponde a las capas de menor resistencia. El valor en cabeza es del orden de 5,74 veces el de la base. El asiento que resulta es de 0,4 cm.

En resumen, en el caso del pilote empotrado con este corte del terreno, para el que el máximo asiento de subsidencia es de 11,17 cm, las tensiones tangenciales iniciales tienen un valor positivo a lo largo del fuste y plastifican casi todos los elementos. Debido a la subsidencia disminuyen en el fuste, también hasta el valor de plastificación, y las normales crecen en la punta (Vázquez, 2001).

El axil aumenta en todo el pilote y llega al máximo a los 12 m de profundidad, en septiembre del 95, cuando se ha producido el máximo descenso del nivel piezométrico, con un valor 2,42 veces superior al inicial a esa profundidad. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural es de 3,35. Se hace evidente la recuperación del axil aunque no de los asientos. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 6,56 cm. Al igual que ocurría en el caso anterior, cuando se produce la plastificación de elementos del fuste, en esos elementos las leyes del axil tienen una disposición aproximadamente simétrica respecto al valor de 600 kN, que es el de la carga inicial.

Figura 5.22
Discretización de pilote empotrado en la grava. Sondeo S1

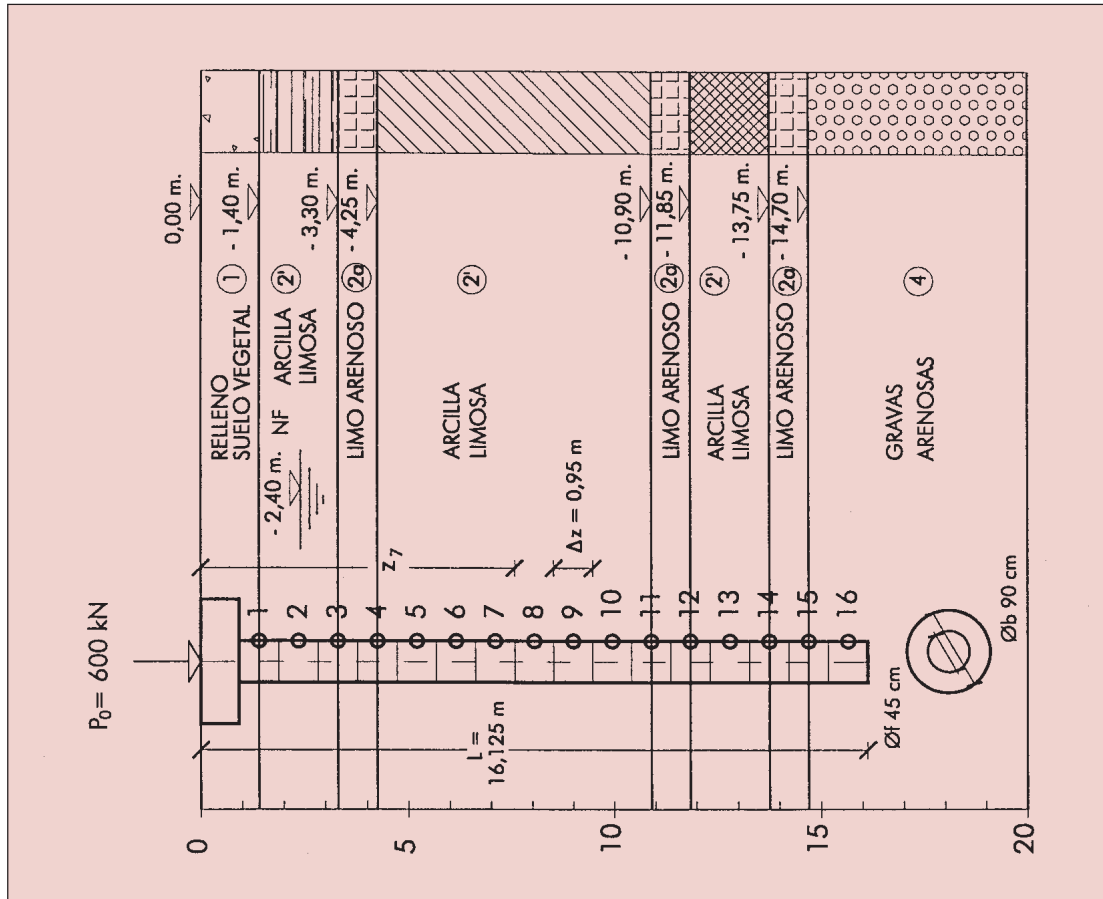


Figura 5.23
Tensión normal en los dos elementos de la punta del pilote empotrado, en función del tiempo.
Sondeo S1. Pozo P18

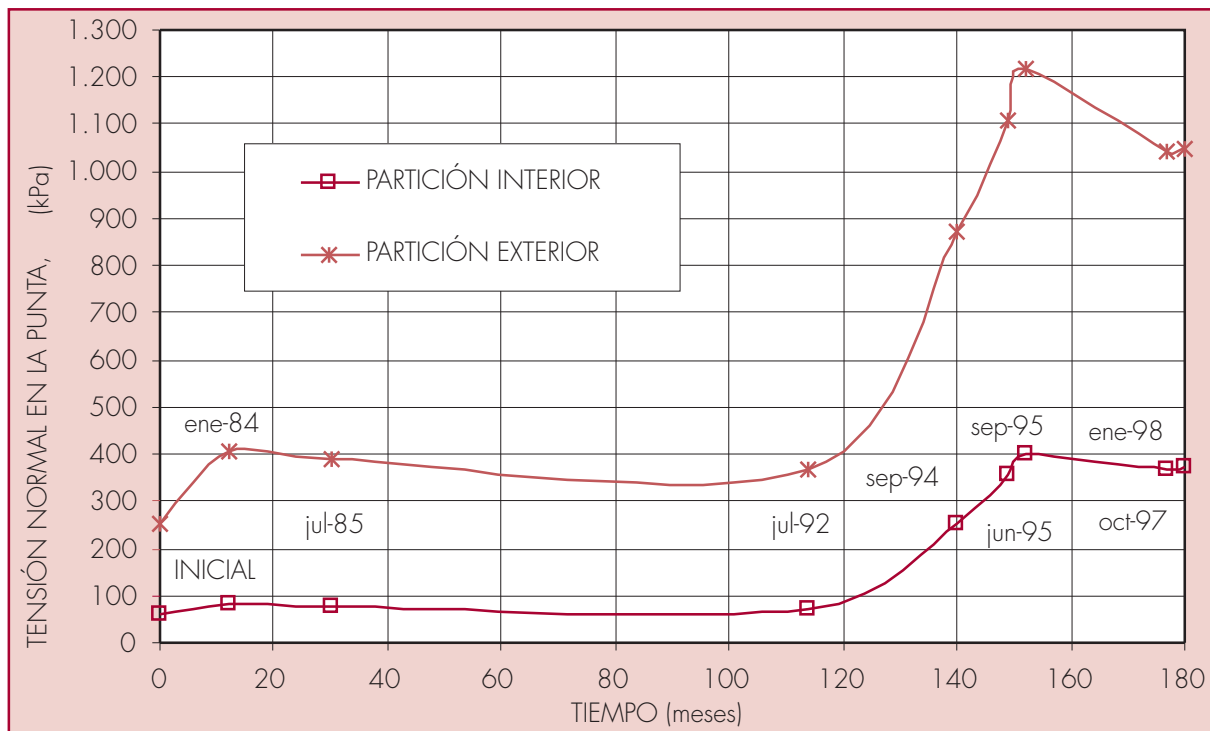


Figura 5.24
Tensión tangencial en el fuste del pilote empotrado. Sondeo S1. Pozo P18

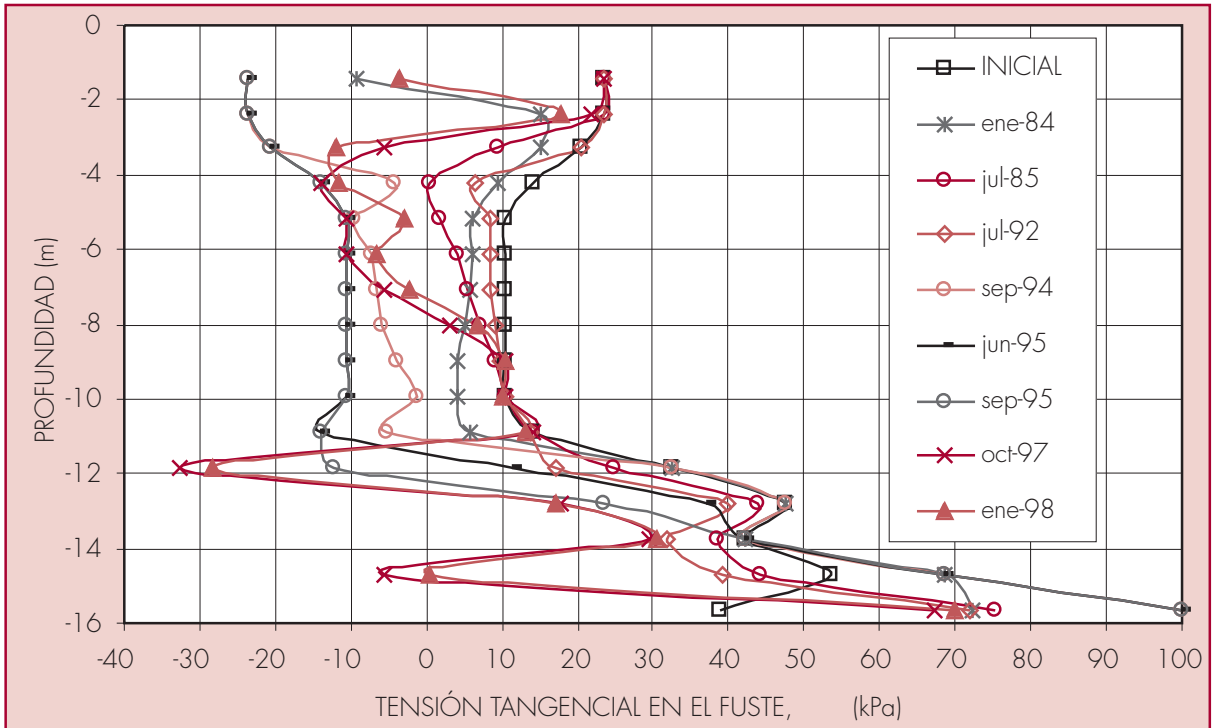
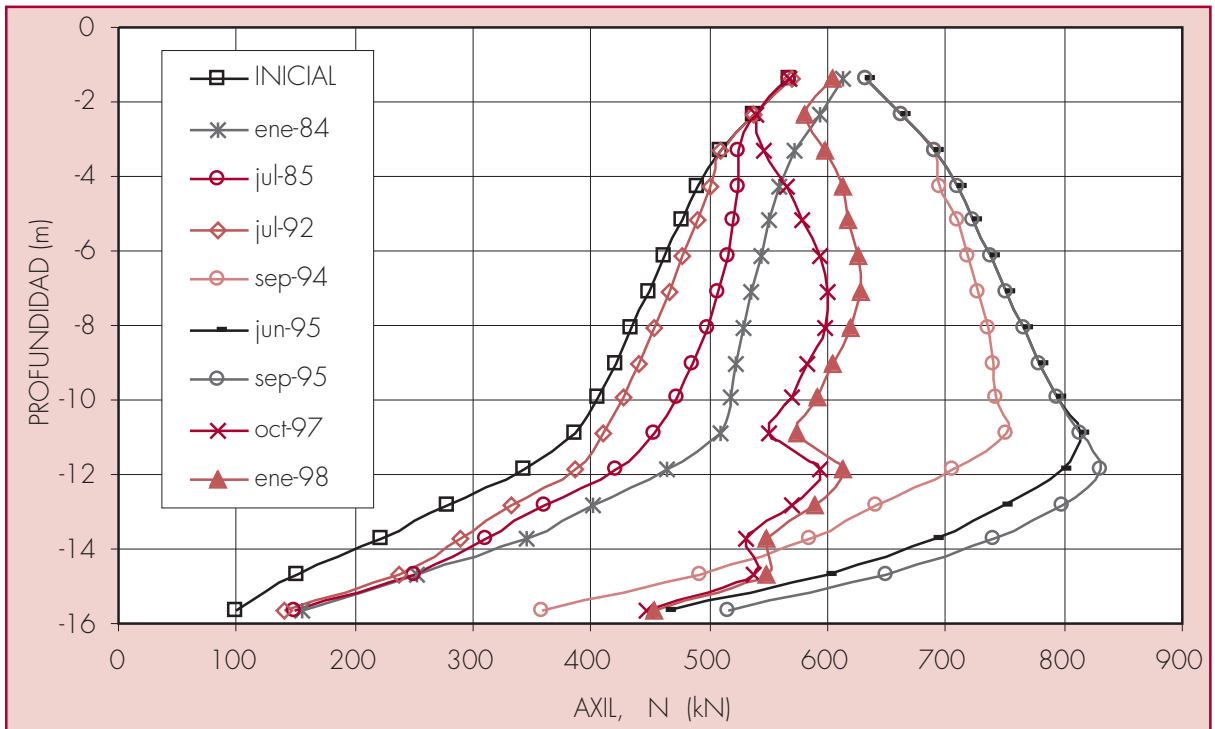


Figura 5.25
Axil en el pilote empotrado. Sondeo S1. Pozo P18



5.3.1.3.2. Pilote flotante

La discretización del pilote para el caso de que quede flotante en el estrato de limo arenoso se representa en la figura 5.26. Su longitud es de 12,35 m, es decir, 2,85 m inferior al caso de pilote columna. El fuste se divide en 13 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. La resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , del pilote se exponen en la tabla 5.13:

Tabla 5.13
Resistencia del pilote flotante. Sondeo S1

Q_s (kN)	320
Q_p (kN)	285
Q_h (kN)	605

Como la carga inicial es de 600 kN, casi se tiene el valor para el que rompe el terreno al movilizarse la resistencia por fuste y por punta del pilote. Por lo tanto, el coeficiente de seguridad inicial en cuanto a la carga de hundimiento es, prácticamente, de 1. Se estudiará cuál es el efecto de la subsidencia en un caso como este (Justo et al., 2001).

En la figura 5.27 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido y en la 5.28 las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote. El axil a lo largo de los elementos aparece en la figura 5.29.

Con la carga inicial resultan tensiones tangenciales positivas en todo el fuste del pilote, con todos los elementos plastificados. Una de las dos particiones de la base también se encuentra plastificada. Se tiene movilizadada toda la resistencia por el fuste y casi toda la de la punta. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta según tres ramas aproximadamente lineales. El valor en cabeza es del orden de 2,04 veces el de la base. El asiento que resulta es de 1,26 cm.

En este caso de pilote flotante con una carga inicial de valor casi igual al de la carga de hundimiento, por lo que plastifican todos los elementos excepto uno de la punta, y en el que las variaciones del nivel piezométrico provocan un asiento máximo del terreno de 11,17 cm, la subsidencia tiene poca repercusión en las leyes de tensiones y axiles, puesto que el pilote está trabajando al máximo y el terreno prácticamente ha roto, pero provoca un asiento de 10,11 cm que, sumado al causado por la carga inicial, da un total de 12,43 cm, casi el doble que el que se tenía para el mismo pilote empotrado en el estrato resistente de gravas (Vázquez, 2001).

Figura 5.26
Discretización de pilote flotante. Sondeo S1

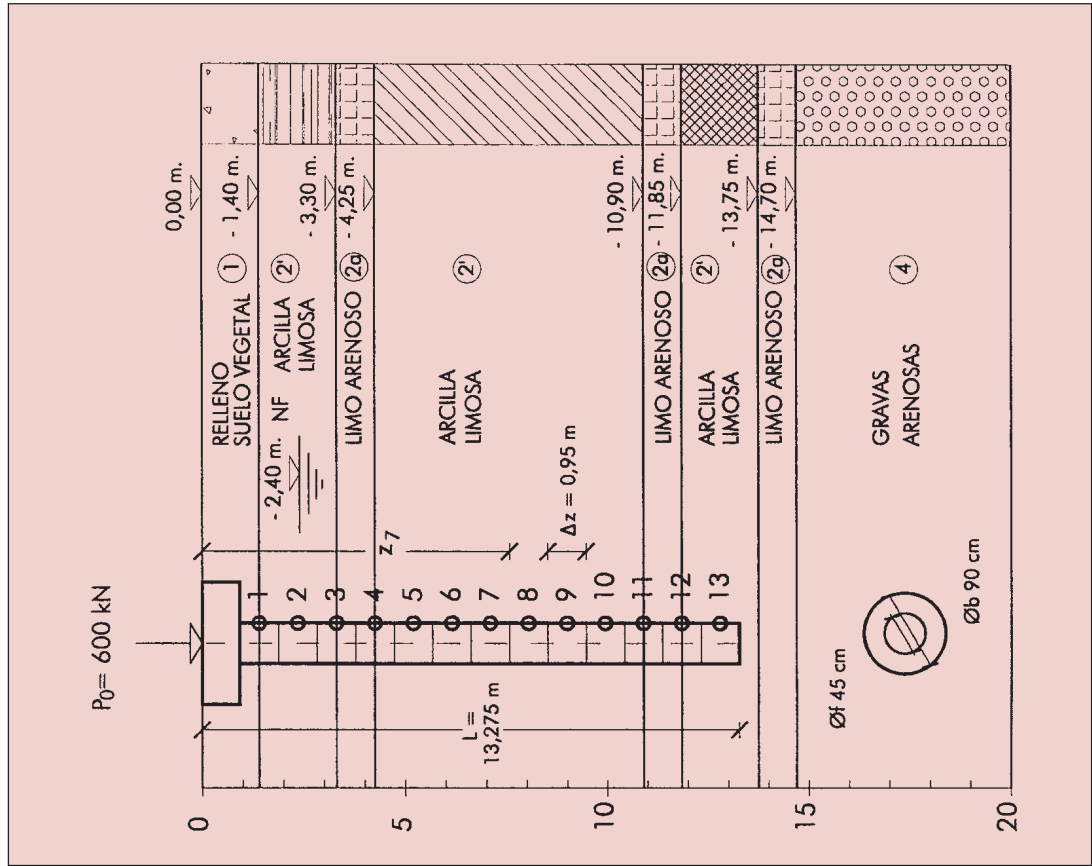


Figura 5.27
Tensión normal en los dos elementos de la punta del pilote flotante, en función del tiempo. Sondeo S1. Pozo P18

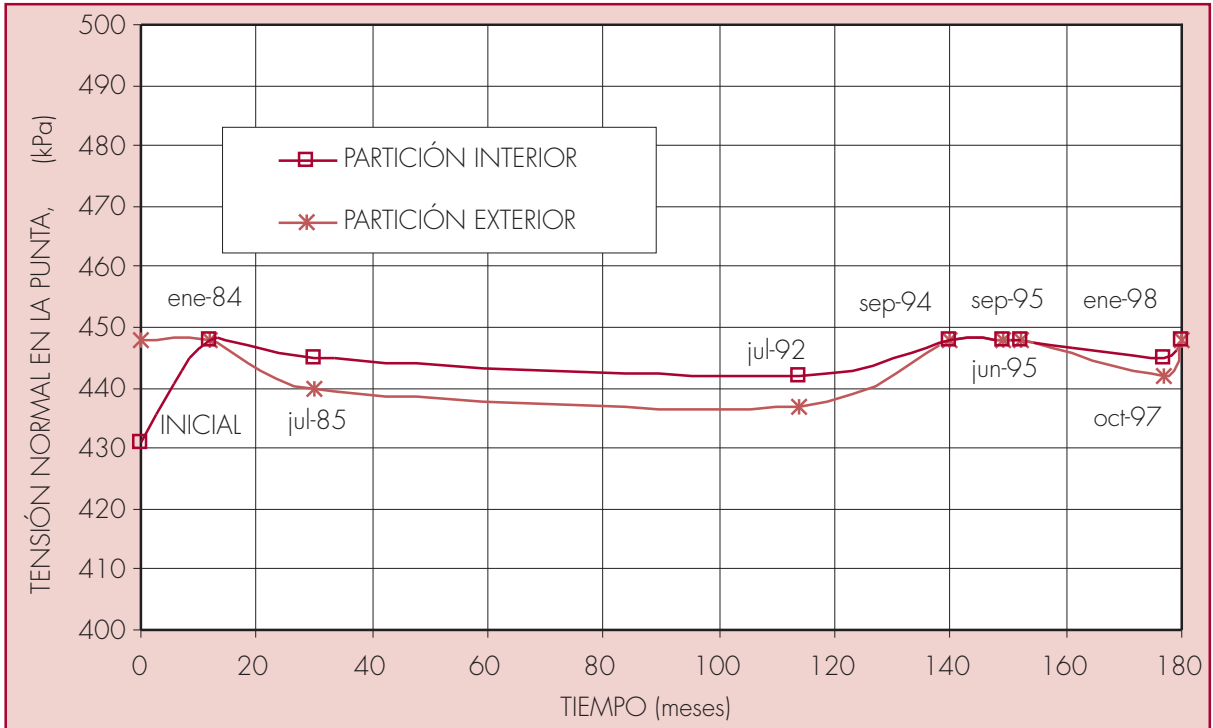


Figura 5.28
Tensión tangencial en el fuste del pilote flotante. Sondeo S1. Pozo P18

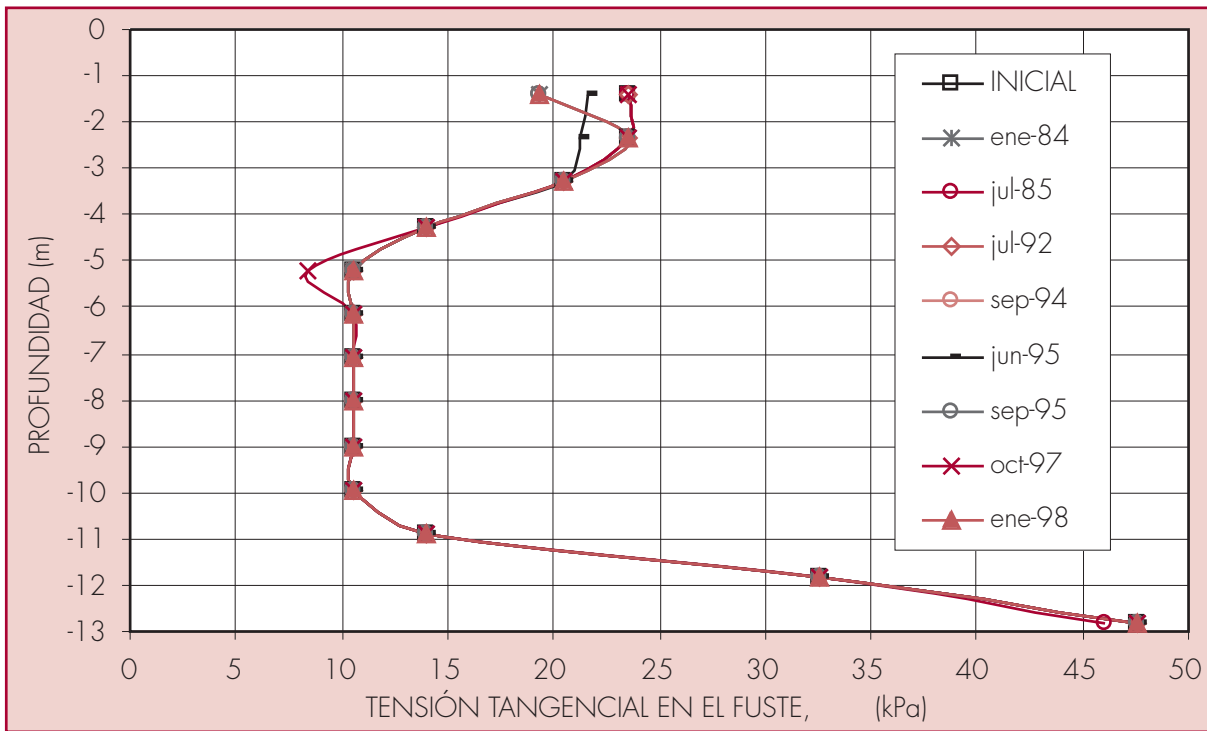
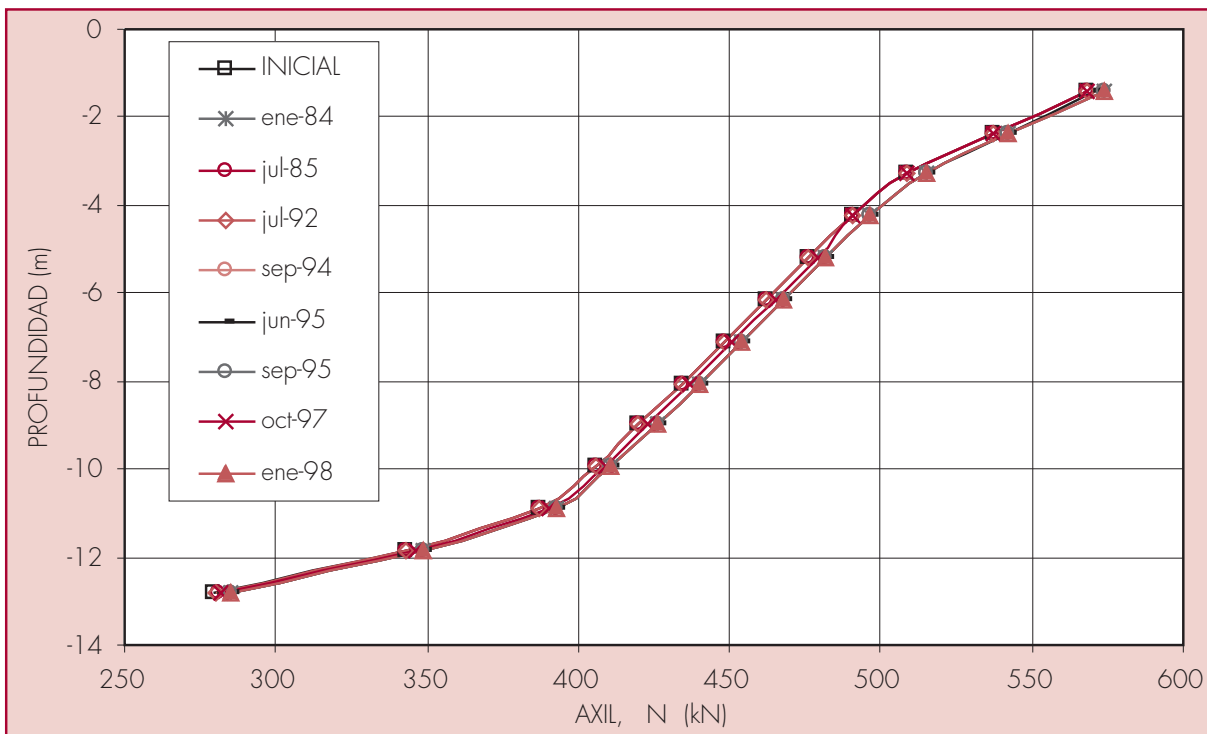


Figura 5.29
Axil en el pilote flotante. Sondeo S1. Pozo P18



5.3.2. Micropilotes

El estudio del efecto de la subsidencia sobre los micropilotes tiene el sentido de anticipar el comportamiento futuro de los mismos cuando se produzcan nuevos descensos del nivel piezométrico (Justo et al., 2002b). Se suponen realizados con hormigón armado de 25.000 kPa de resistencia característica, mínima marcada por la actual instrucción (EHE-99).

5.3.2.1. Sondeo S'16. Pozo P34

Se considera un micropilote de 150 mm de diámetro. En la tabla 5.14 se resumen los datos que se introducen en el cálculo. La resistencia estructural resulta de $Q_T = 440$ kN.

Tabla 5.14
Datos del micropilote

E (Kpa)	f_{ck} (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO BASE (m)	SECCION (m ²)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	L (m)	INICIALES (kPa)
30.041.637	25.000	0,075	0,075	0,018	0,471	200/150	0	0

L (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

En el sondeo S'16 (ver 4.1.2) existe una capa de arcilla limosa blanda (2'). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.15.

Tabla 5.15
Datos del terreno. Sondeo S'16

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)		q_s (kPa)	q_p (kPa)
ARCILLAS LIMOSAS	20,8	2.500	20.530	0,4	20,5	184,5
GRAVAS	-	110.000	495.000	0,33	170	34.000

La carga admisible de un micropilote depende fundamentalmente de la fricción en los micropilotes normales y en los de bulbo, de la resistencia en esa zona. La resistencia lateral, q_s , suele ser muy superior a la correspondiente a un pilote en el mismo corte del terreno. Las causas principales son el complejo efecto que ejerce el diámetro menor, y que el método constructivo proporciona una mayor adherencia en el fuste. Como no se tiene información de los micropilotes que se emplean en Murcia, en los cálculos que se realizan a continuación se ha supuesto como q_s la misma que tendría un pilote en el terreno de que se trate, quedando del lado de la seguridad, aunque hay que tener en cuenta que los resultados serán más desfavorables que los que corresponderían a un cálculo más riguroso.

Se han hecho dos supuestos, que el micropilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas, con una carga inicial de 200 kN, y que se queda en el estrato de arcillas limosas que sufre la subsidencia como pilote flotante, con una carga de 150 kN.

5.3.2.1.1. Micropilote empotrado

La discretización del micropilote para el caso de que esté empotrado en la grava se representa en la figura 5.30. Su longitud es de 21 m. El fuste se divide en 21 particiones de 1 m de altura y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del micropilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , que se exponen en la tabla 5.16:

Tabla 5.16
Resistencia del micropilote empotrado. Sondeo S'16

Q_s (kN)	308
Q_p (kN)	600
Q_h (kN)	908

El coeficiente de seguridad inicial en cuanto a la resistencia estructural es de 2,2 y en cuanto a la carga de hundimiento de 4,54.

En la figura 5.31 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido y en la 5.32 las trayectorias de las tensiones tangenciales del fuste. El axil a lo largo del pilote aparece en la figura 5.33.

La situación inicial parte de la carga de 200 kN y plastifican los elementos superiores del fuste desde el techo del estrato hasta una profundidad de 9,8 m. Las tensiones tangenciales del fuste presentan una distribución marcadamente uniforme, en la que los elementos no plastificados tienen una tensión cercana a la de plastificación. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley lineal. El valor en cabeza es del orden de 123 veces el de la base, que es casi nulo. El asiento que resulta es de 0,41 cm.

Debido a la subsidencia las tensiones tangenciales disminuyen en la zona superior del fuste, hasta plastificar algunos nodos superiores, y crecen en la parte inferior. También suben, aunque poco, las tensiones normales de la punta. El axil va aumentando en todo el pilote y llega al máximo cerca de los 4 m de profundidad, conforme se va acercando el mayor descenso del nivel piezométrico, con un valor 1,21 veces mayor al inicial. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural baja a 2,01, reduciéndose un 10%, cantidad que también disminuye el de la carga de hundimiento. Las subidas del nivel piezométrico se traducen en recuperaciones del axil, aunque no de los asientos. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 4,97 cm. Hay que destacar que las tensiones normales en la punta presentan una variación muy escasa, que se anula a partir de los primeros descensos significativos del nivel piezométrico. El axil en la punta prácticamente no cambia y se mantiene muy cerca del valor nulo (Vázquez, 2001).

Figura 5.30
Discretización de micropilote empotrado en la grava. Sondeo S'16

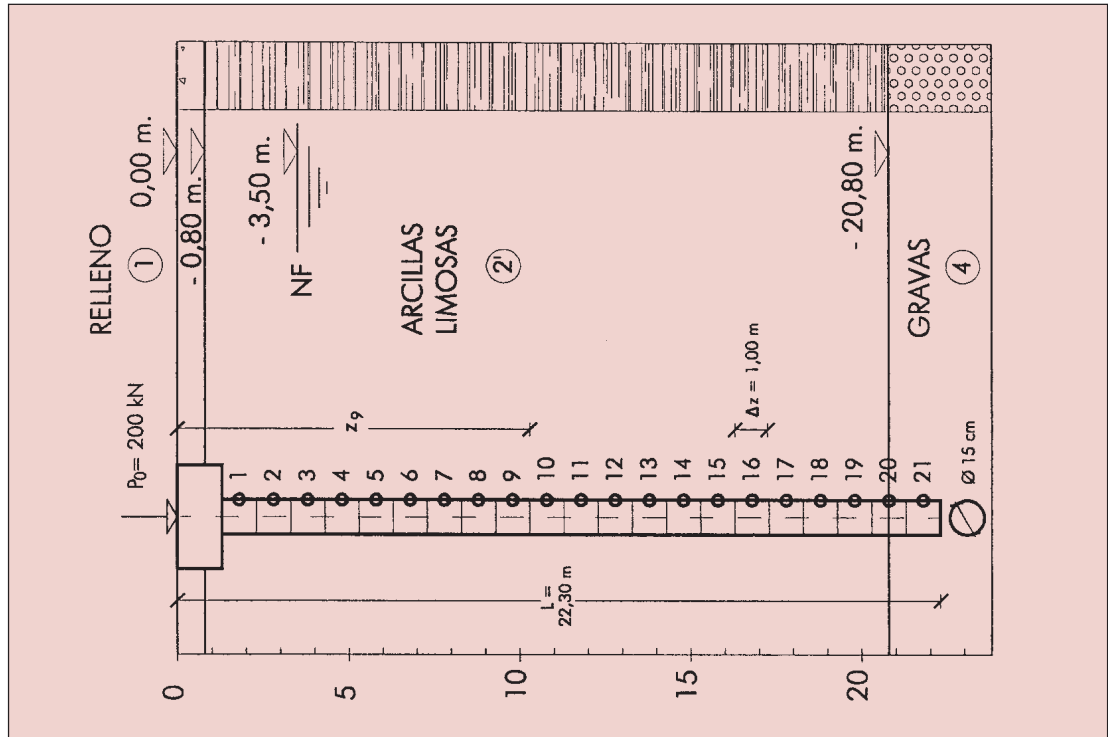


Figura 5.31

Tensión normal en los dos elementos de la punta del micropilote empotrado, en función del tiempo.
Sondeo S'16. Pozo P34

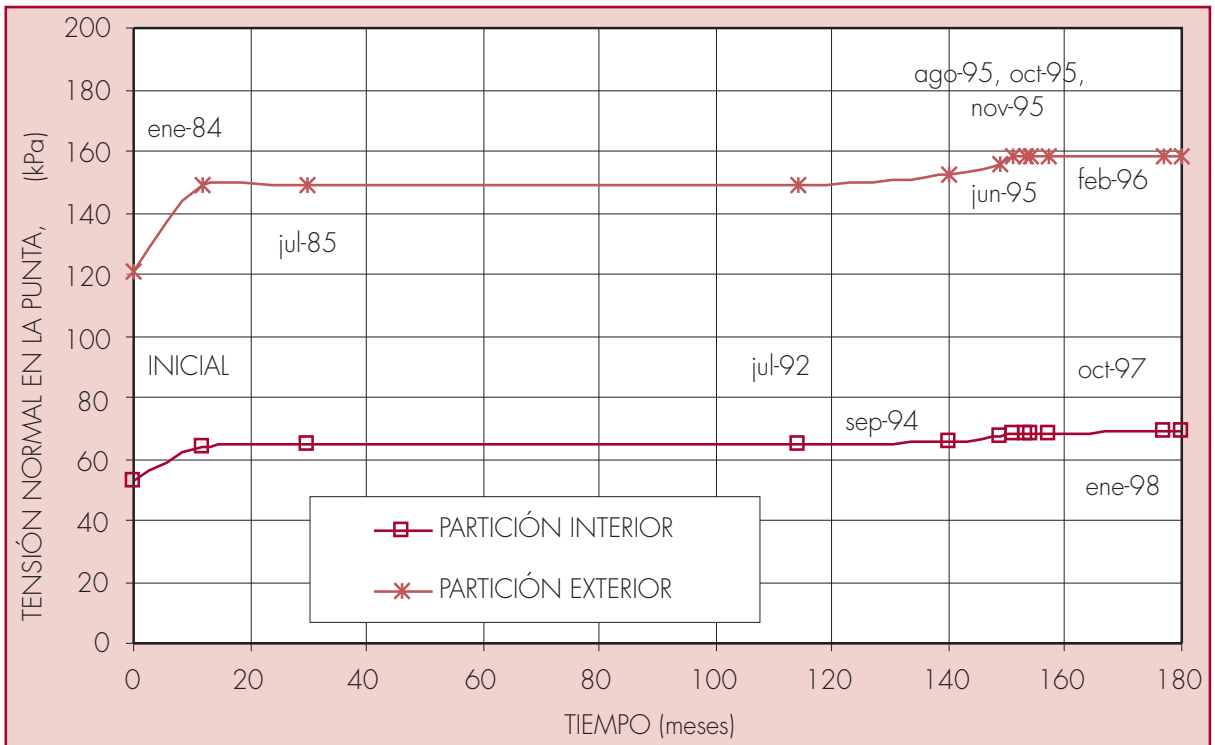


Figura 5.32
Tensión tangencial en el fuste del micropilote empotrado. Sondeo S'16. Pozo P34

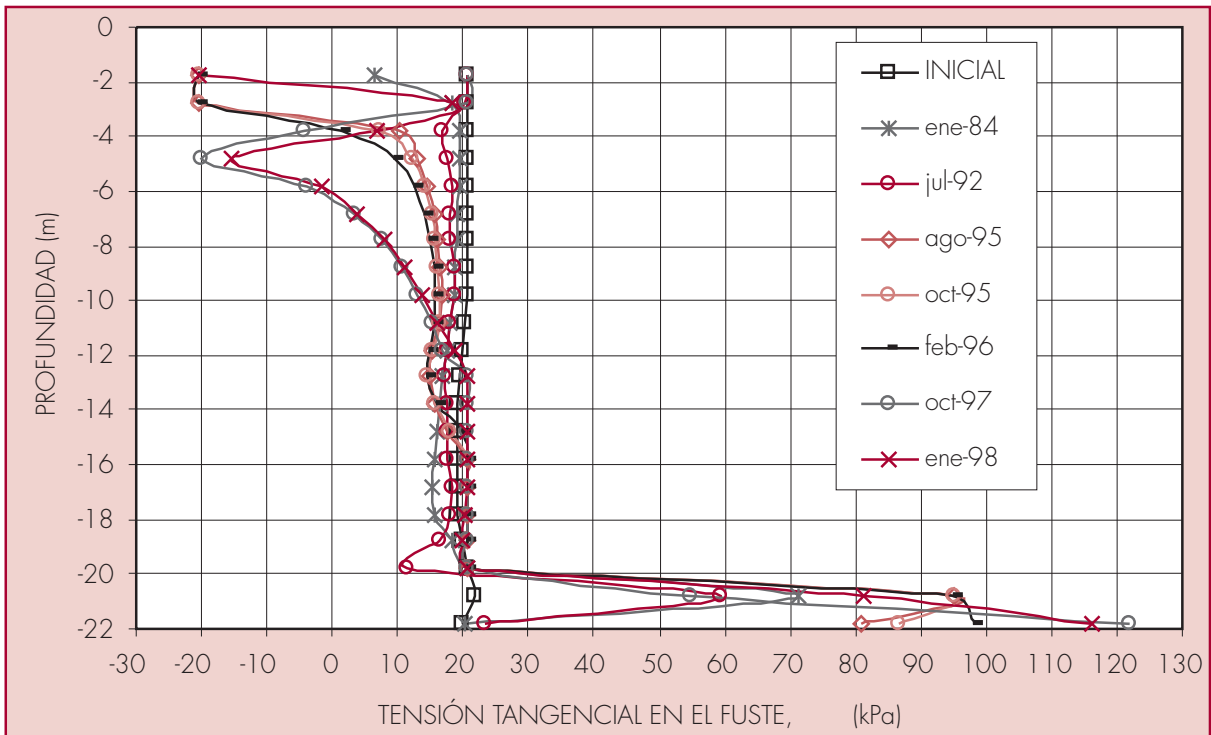
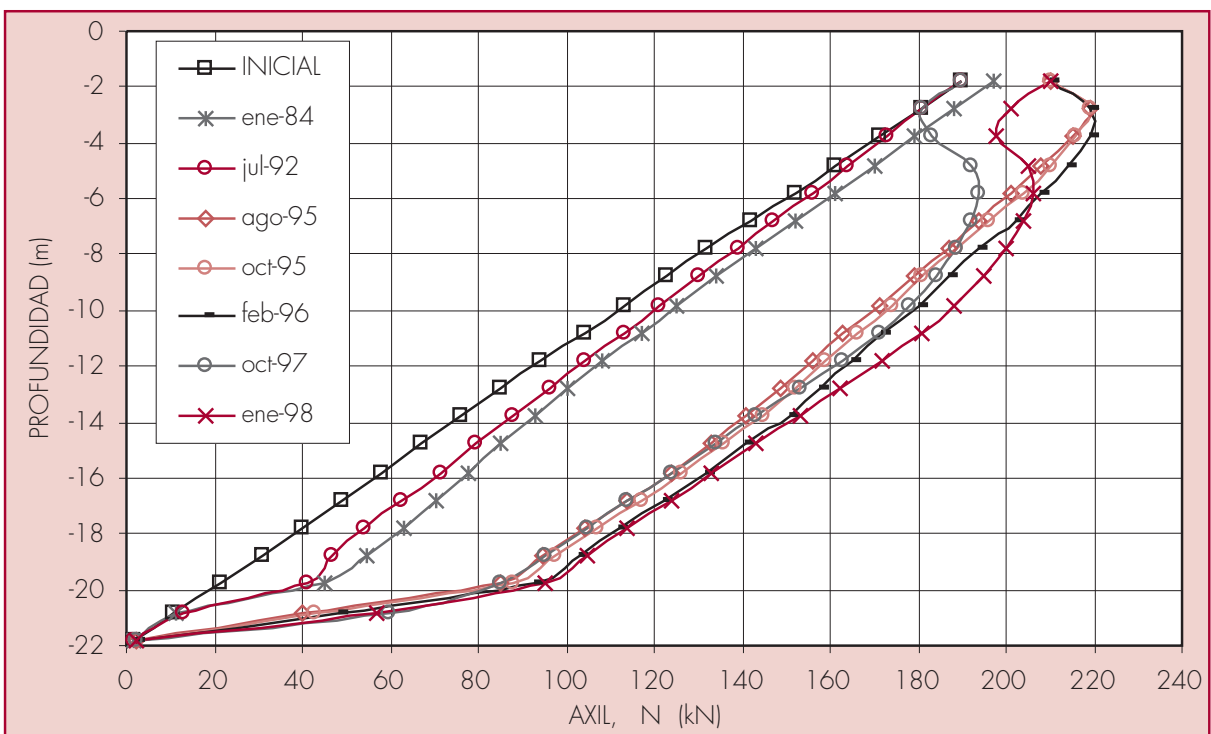


Figura 5.33
Axil en el micropilote empotrado. Sondeo S'16. Pozo P34



5.3.2.1.2. Micropilote flotante

La discretización del micropilote para el caso de que quede flotante en el estrato arcilloso se representa en la figura 5.34. La longitud es ahora de 19 m, 2 menos que en el caso de micropilote empotrado. El fuste se divide en 19 particiones de 1 m de altura y la base en dos de igual área. A partir de los datos del micropilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , que se exponen en la tabla 5.17. El coeficiente de seguridad inicial respecto a la resistencia estructural es de 2,93 y respecto a la carga de hundimiento de 1,24.

Tabla 5.17
Resistencia del micropilote flotante. Sondeo S'16

Q_s (kN)	183
Q_p (kN)	3
Q_h (kN)	186

En la figura 5.35 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido y en la 5.36 las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote. El axil a lo largo del pilote aparece en la figura 5.37.

Con la carga inicial de 150 kN no plastifica ningún elemento. Las tensiones tangenciales tienen valores parecidos a lo largo de todo el fuste, algo superiores en cabeza y base del micropilote. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley lineal y llegando a un valor casi nulo. En cabeza es del orden de 77,9 veces el que hay en la base. El asiento que resulta es de 0,63 cm.

Para este caso de micropilote flotante en la arcilla, con un asiento máximo de subsidencia de 8,77 cm, las tensiones iniciales, causadas por una carga de 150 kN, son aproximadamente constantes a lo largo del fuste y se encuentran por debajo del valor de plastificación. Cuando se produce un ascenso del nivel piezométrico que sigue a un descenso, se llega a los valores de plastificación que no había conseguido la carga inicial y el axil se recupera, adquiriendo valores incluso inferiores a los iniciales. El asiento también se recupera en parte. Si la subsidencia es suficiente, llegan a plastificar casi todos los nodos, colocándose el punto neutro, que separa las tensiones positivas de las negativas en el fuste, a unos 3 m de la superficie. Los elementos de la punta también plastifican, debido a la poca resistencia por punta del estrato. El axil máximo se alcanza con el máximo descenso, en el punto neutro y, por lo tanto, próximo a la superficie. El coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural se reduce un 10% y respecto a la carga de hundimiento un 25%, por lo que desaparece. El axil en la punta se mantiene muy cerca del valor nulo. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 6,97 cm (Vázquez, 2001).

Figura 5.34
Discretización de micropilote flotante. Sondeo S'16

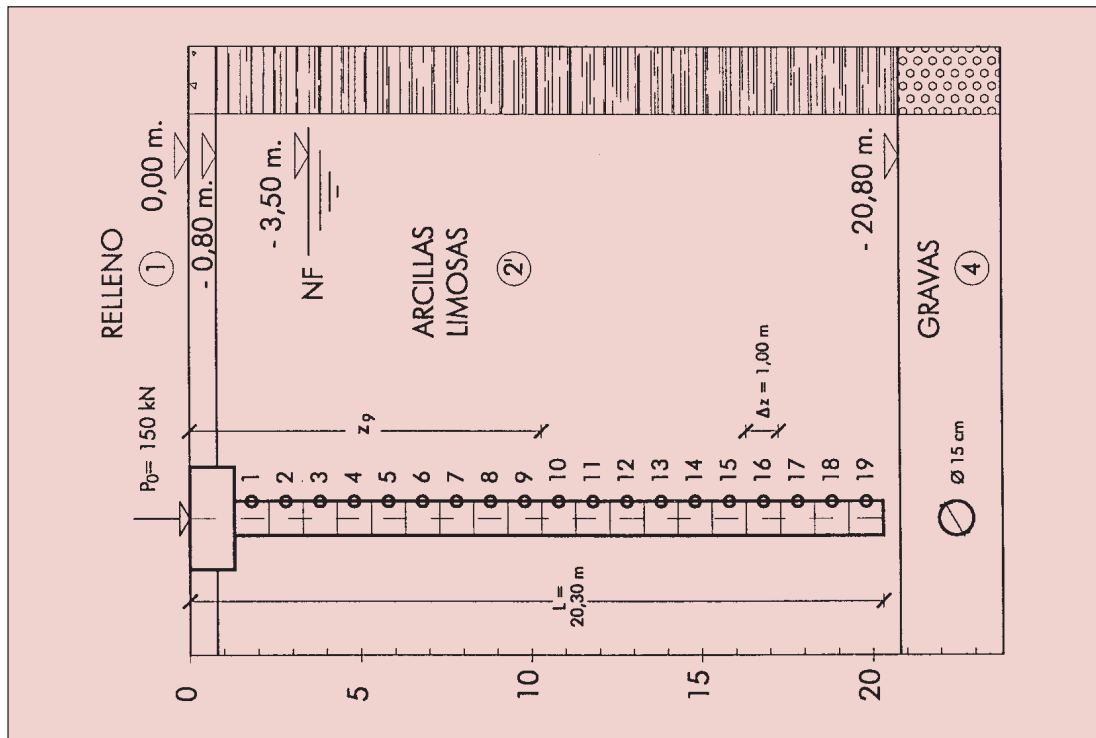


Figura 5.35
Tensión normal en los dos elementos de la punta del micropilote flotante, en función del tiempo.
Sondeo S'16. Pozo P34

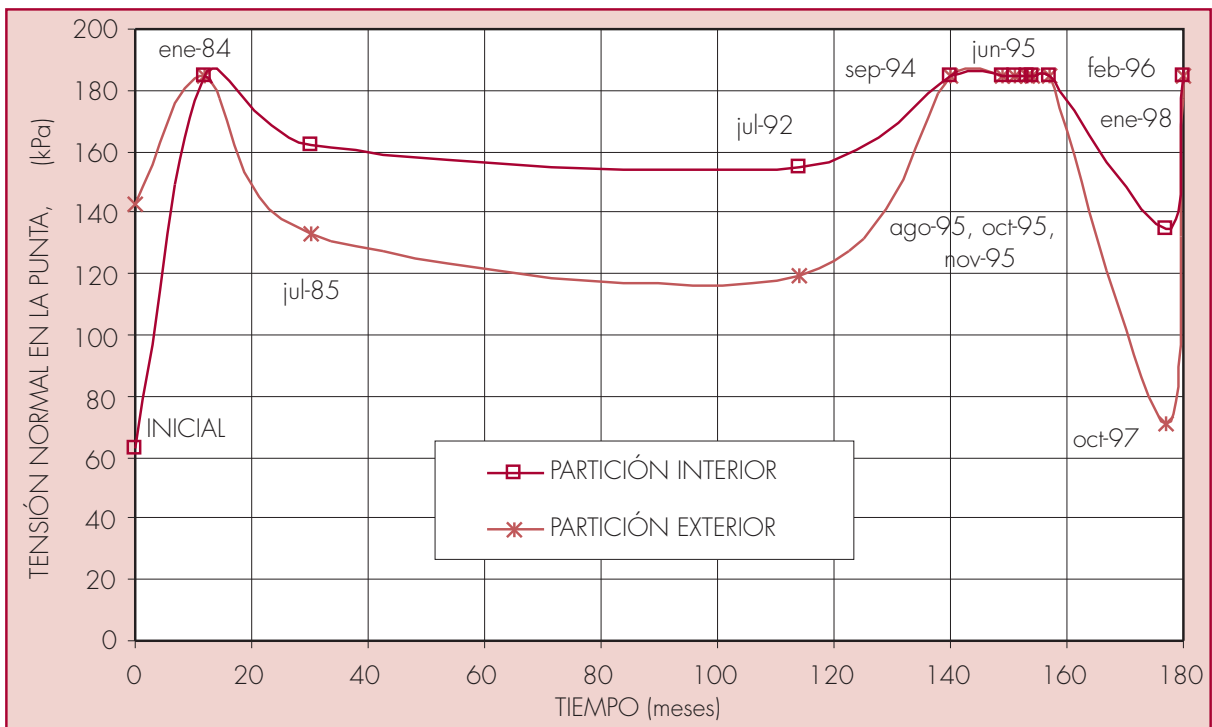


Figura 5.36
Tensión tangencial en el fuste del micropilote flotante. Sondeo S'16. Pozo P34

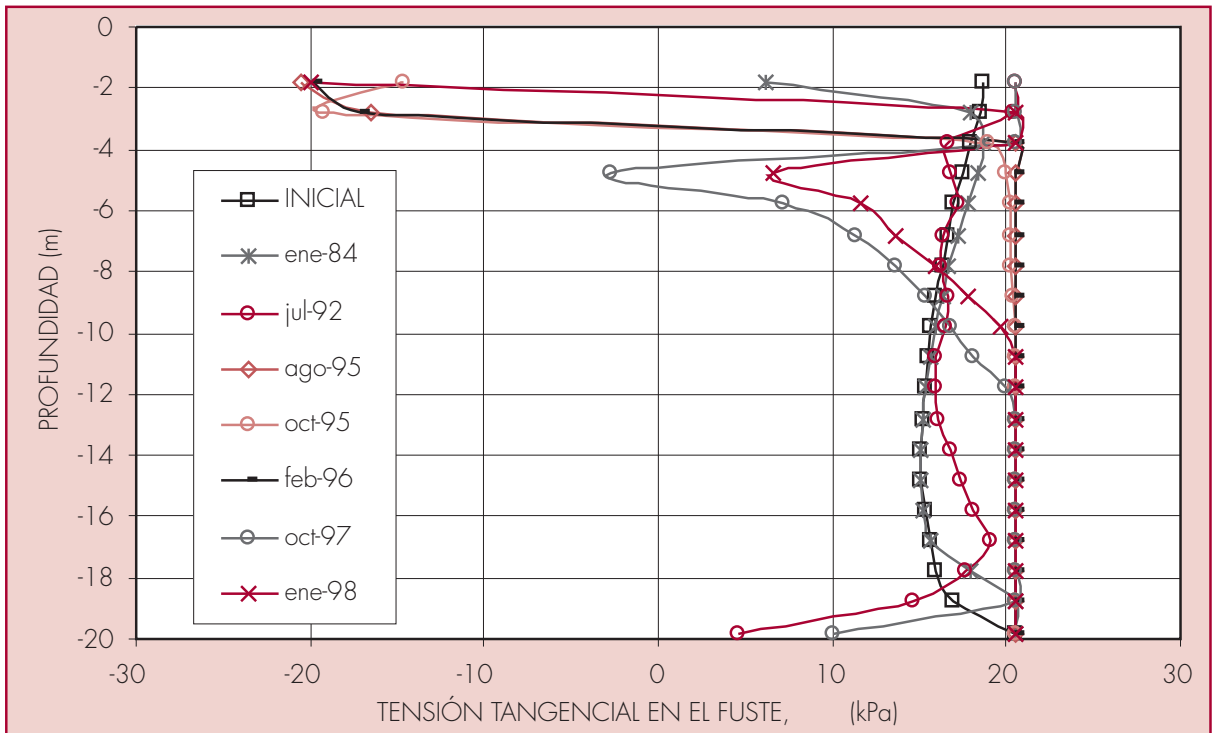
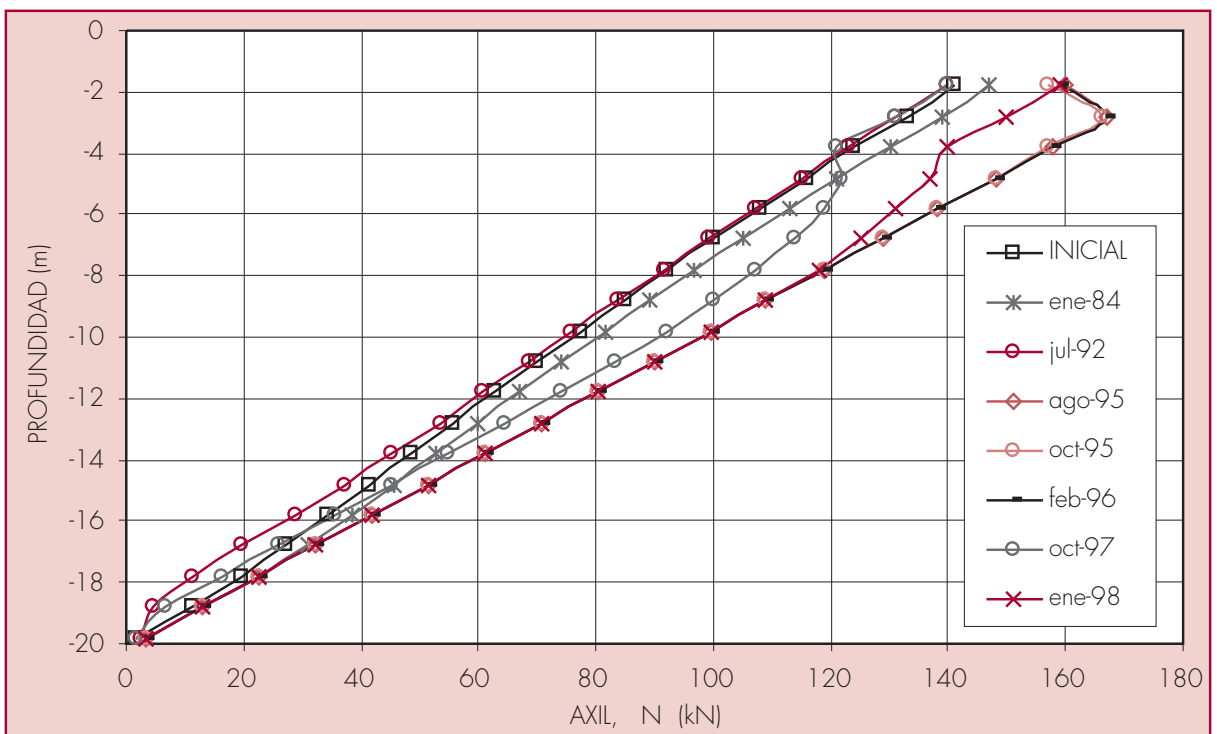


Figura 5.37
Axil en el micropilote flotante. Sondeo S'16. Pozo P34



5.3.2.2. Sondeo S1. Pozo P18

Se considera un micropilote de 200 mm de diámetro. En la tabla 5.18 se resumen los datos del micropilote que se introducen en el cálculo. Con estos datos la resistencia estructural del micropilote resulta de $Q_T = 785$ kN.

Tabla 5.18
Datos del micropilote

E (Kpa)	f_{ck} (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO BASE (m)	SECCION (m ²)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	L (m)	INICIALES (kPa)
30.041.637	25.000	0,1	0,1	0,031	0,628	300/150	0	0

L (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

El sondeo S1 (ver 4.1.2) corresponde al punto más cercano al pozo de mayor descenso del nivel piezométrico (P18). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.11. Se han hecho dos supuestos, que el micropilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas, con una carga inicial de 300 kN, y que se queda en el estrato de arcillas limosas que sufre la subsidencia como pilote flotante, con una carga de 150 kN.

5.3.2.2.1. Micropilote empotrado

La discretización del micropilote para el caso de que esté empotrado en la grava es la misma que la de la figura 5.22. Su longitud es de 15,2 m. El fuste se divide en 16 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del micropilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , que se exponen en la tabla 5.19. El coeficiente de seguridad inicial respecto a la resistencia estructural es de 2,62 y respecto a la carga de hundimiento de 2,87. En la figura 5.38 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido y en la 5.39 las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.40 (Justo et al., 2001). Como puede observarse a simple vista, las distribuciones de las tensiones tangenciales y del axil son parecidas a los que se tenían en el caso del cálculo para un pilote de 45 mm de diámetro con este corte del terreno (Vázquez, 2001).

Tabla 5.19
Resistencia del micropilote empotrado. Sondeo S1

Q_s (kN)	268
Q_p (kN)	594
Q_h (kN)	862

La situación inicial parte de la carga de 300 kN y plastifican todos los elementos del fuste, mientras que en el caso del pilote dejaban de hacerlo los dos elementos más cercanos a la punta. En la punta las tensiones normales son mucho mayores. El axil es máximo en

cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley compuesta por tres ramas aproximadamente lineales, con quiebros donde hay cambios significativos en el E de los estratos. El valor en cabeza es del orden de 8,96 veces el de la base. El asiento que resulta es de 0,65 cm.

Para el caso de micropilote empotrado con este corte del terreno, para el que el máximo asiento de subsidencia es de 11,17 cm, las tensiones tangenciales iniciales tienen un valor positivo a lo largo del fuste y plastifican casi todos los elementos. Debido a la subsidencia disminuyen en la parte superior del fuste, llegando hasta el valor de plastificación, y crecen conforme se aproximan a la punta, llegando el punto neutro y, por lo tanto, las tensiones negativas, hasta 12 m de profundidad. Las tensiones normales de la punta también aumentan.

El axil sube en todo el pilote y llega al máximo en el punto neutro, en septiembre del 95, cuando se ha producido el máximo descenso del nivel piezométrico, con un valor 2,13 veces mayor al inicial. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural baja a 1,98, reduciéndose un 25%, y respecto a la carga de hundimiento a 1,88, disminuyendo en un 35%. En una primera fase de subida del nivel piezométrico, se recuperan también en gran medida axiles y asientos. Pero después de producirse el máximo descenso, el ascenso del nivel del agua en el terreno se traduce en una recuperación de los valores del axil pero no de los asientos, que siguen creciendo. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 7,89 cm.

Figura 5.38

Tensión normal en los dos elementos de la punta del micropilote empotrado, en función del tiempo. Sondeo S1. Pozo P18

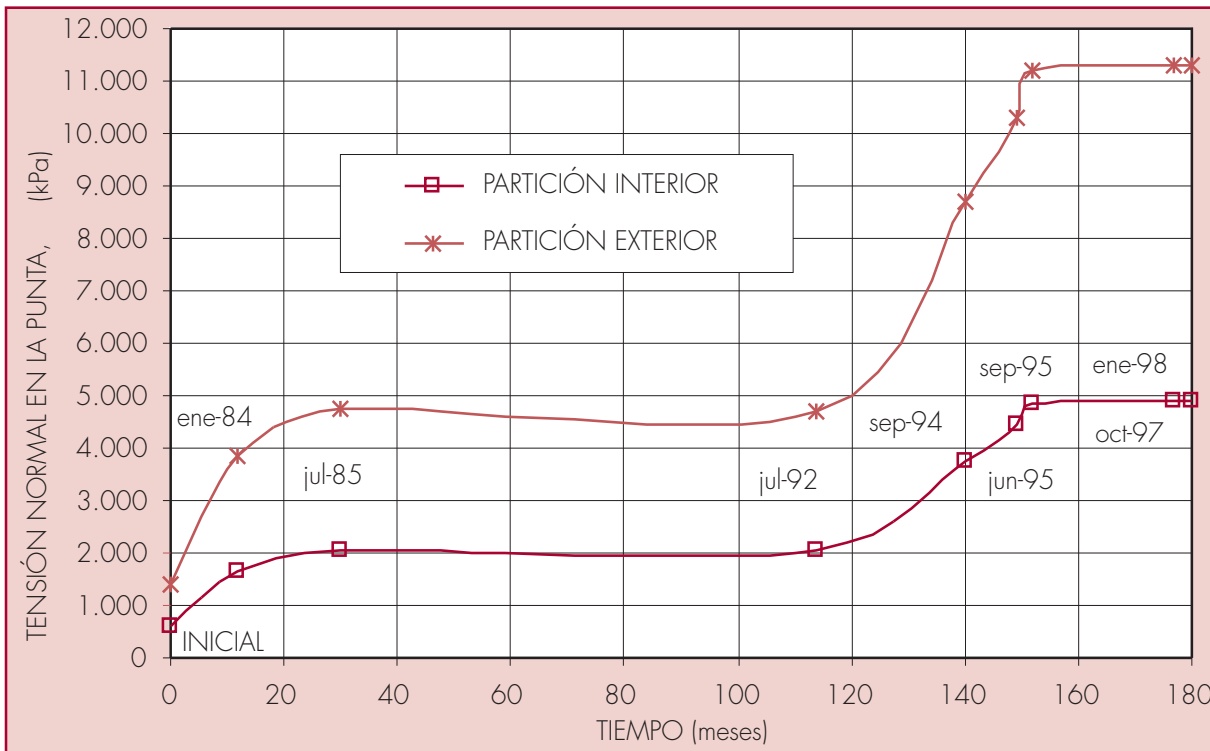


Figura 5.39
Tensión tangencial en el fuste del micropilote empotrado. Sondeo S1. Pozo P18

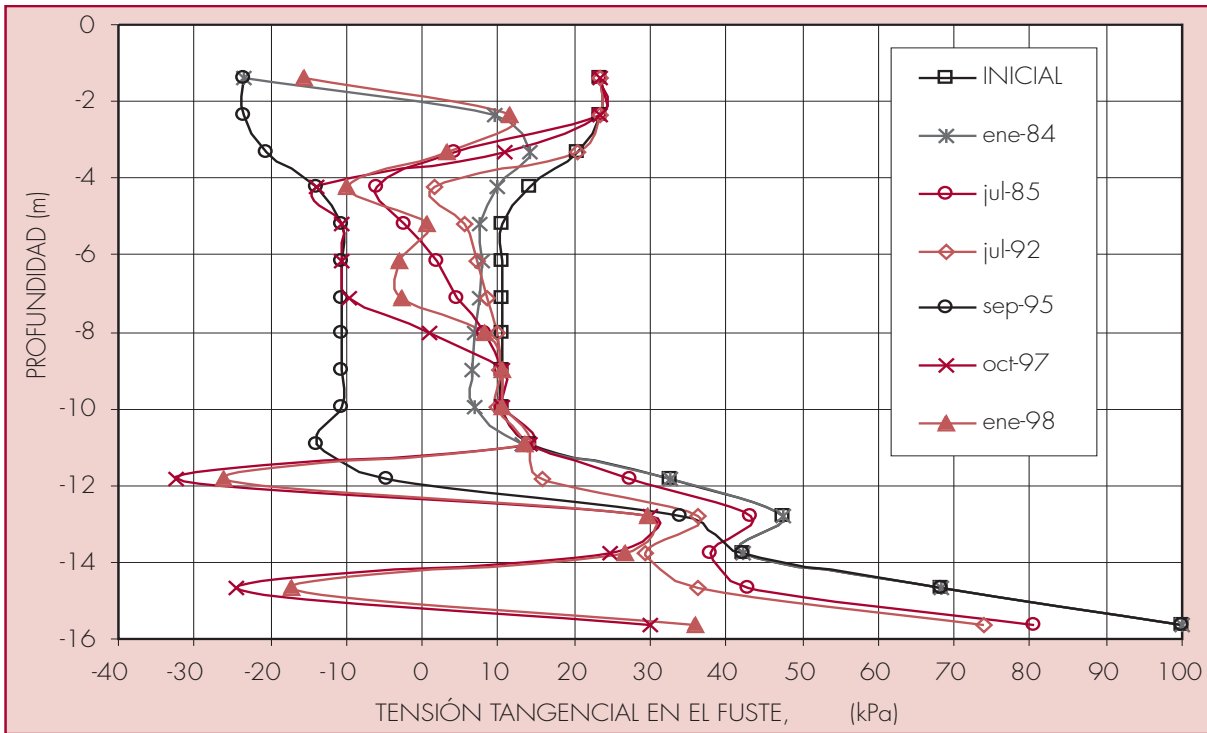
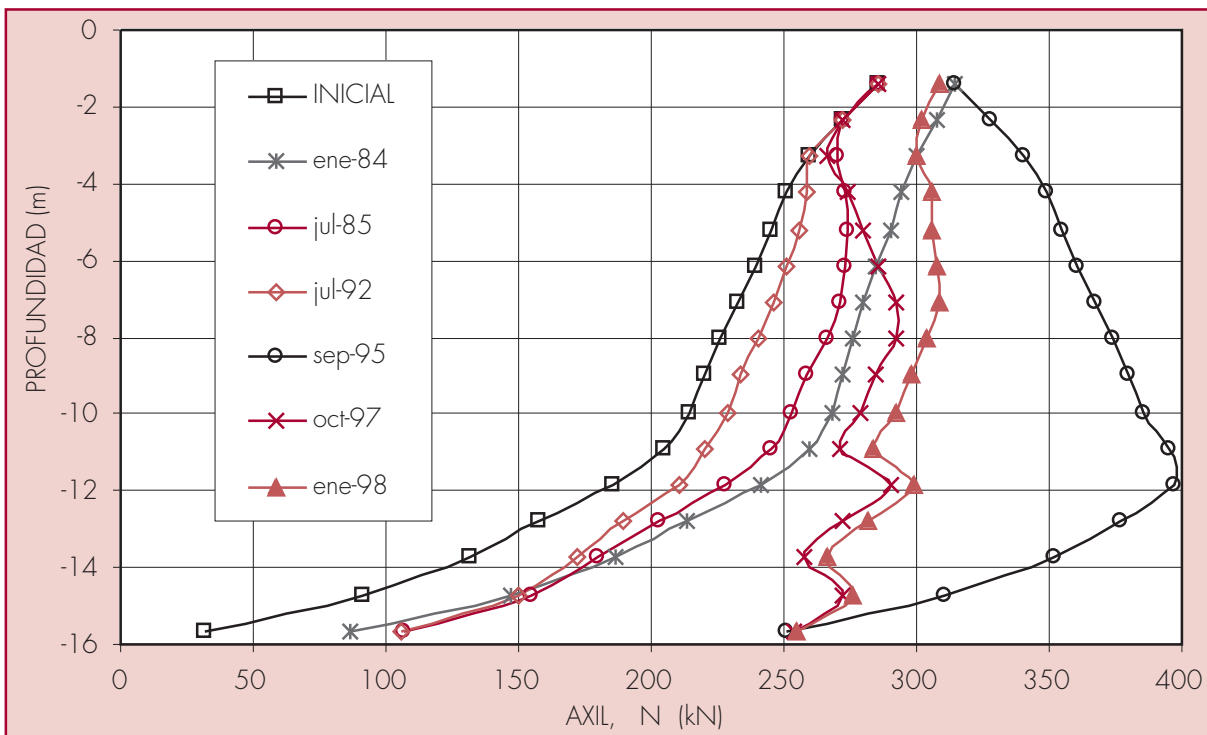


Figura 5.40
Axil en el micropilote empotrado. Sondeo S1. Pozo P18



5.3.2.2.2. *Micropilote flotante*

La discretización del micropilote para el caso de que quede flotante en el estrato de limo arenoso se representa en la figura 5.41. Su longitud es de 13,3 m. El fuste se divide en 14 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. La resistencia por el fuste, Q_s , la resistencia por la punta, Q_p , y la carga de hundimiento, Q_h , del micropilote se exponen en la tabla 5.20:

Tabla 5.20
Resistencia del micropilote flotante. Sondeo S1

Q_s (kN)	167
Q_p (kN)	12
Q_h (kN)	179

El coeficiente de seguridad inicial respecto a la resistencia estructural es de 5,23 y respecto a la carga de hundimiento de 1,19. Al ser la carga inicial de 150 kN, estamos muy cerca del valor para el que rompe el terreno al movilizarse la resistencia por fuste y por punta del micropilote.

En la figura 5.42 se representan las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido y en la 5.43 las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.44.

La carga inicial también provoca tensiones tangenciales positivas en todo el fuste del pilote y plastifica una franja de elementos centrales. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta según tres ramas lineales. El valor en cabeza es del orden de 32,39 veces el de la base, donde casi se anula. Esta diferencia era mucho más pequeña en el caso del pilote de 45 mm de diámetro. El asiento que resulta es de 0,22 cm.

El caso estudiado corresponde a una carga inicial muy próxima a la carga de hundimiento del micropilote. Las leyes de tensiones y de axiles son intermedias entre los casos típicos considerados, aunque están muy cercanas a las del pilote flotante en el mismo corte de terreno. Las variaciones del nivel piezométrico tienen mayor repercusión que en aquel, sobre todo en las zonas más y menos profundas del estrato compresible.

El axil crece y experimenta recuperaciones debidas a los ascensos del nivel piezométrico. El coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural decrece en un 10% y respecto a la carga de hundimiento en un 15%, desapareciendo. El asiento, sin embargo, no se recupera, por lo que el máximo se produce en enero del 98 y, sumado al inicial, da un resultado de 8,94 cm (Vázquez, 2001).

Figura 5.41
Discretización de micropilote flotante. Sondeo S1

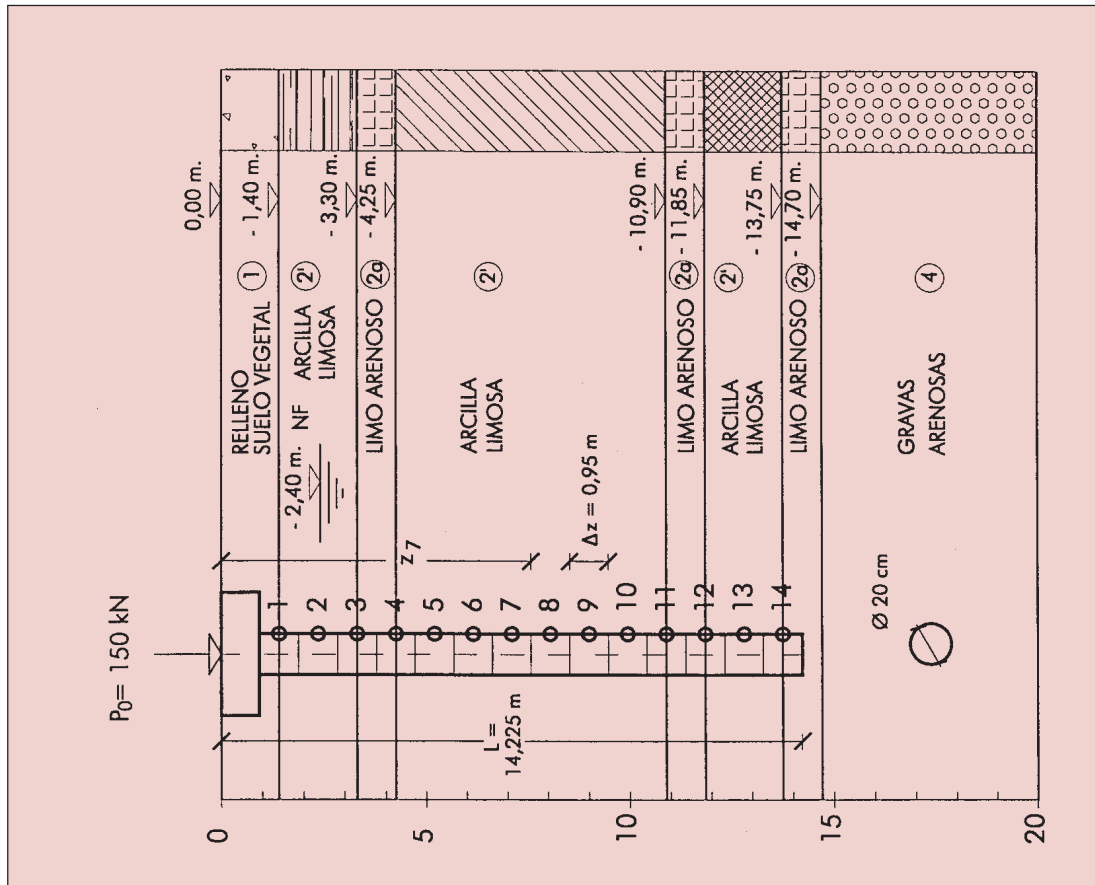


Figura 5.42

Tensión normal en los dos elementos de la punta del micropilote flotante, en función del tiempo.
Sondeo S1. Pozo P18

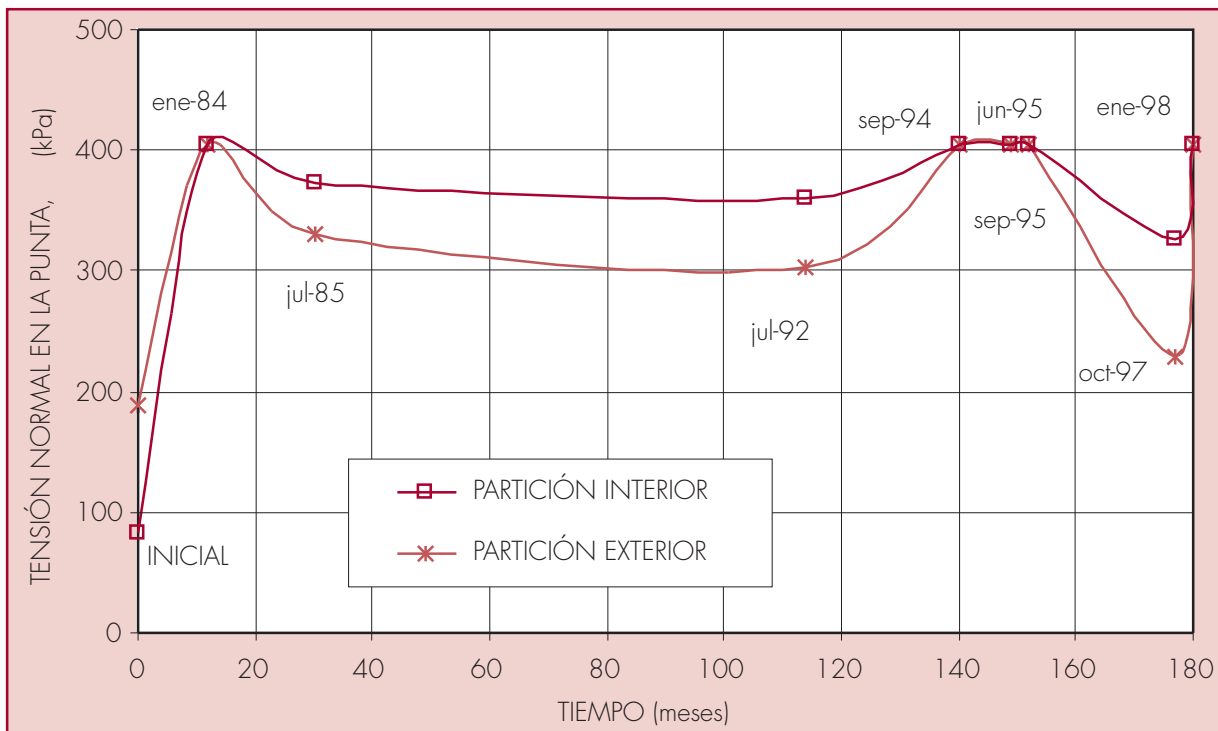


Figura 5.43
Tensión tangencial en el fuste del micropilote flotante. Sondeo S1. Pozo P18

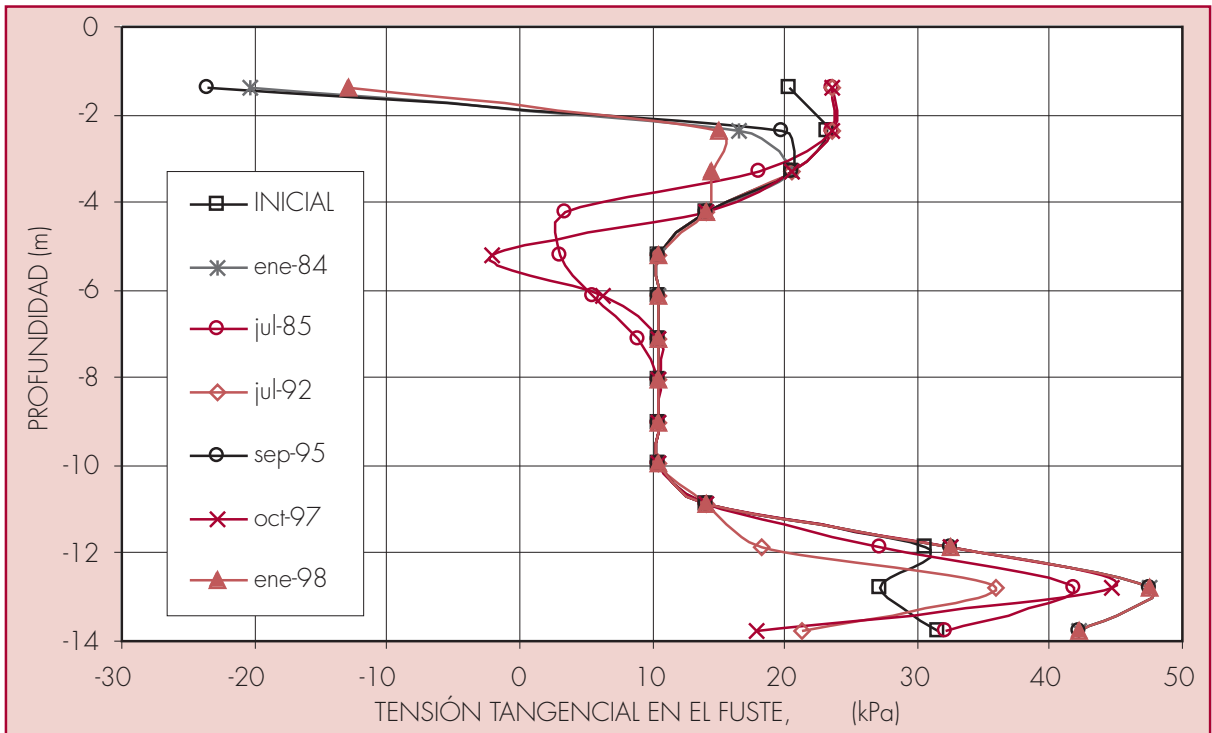
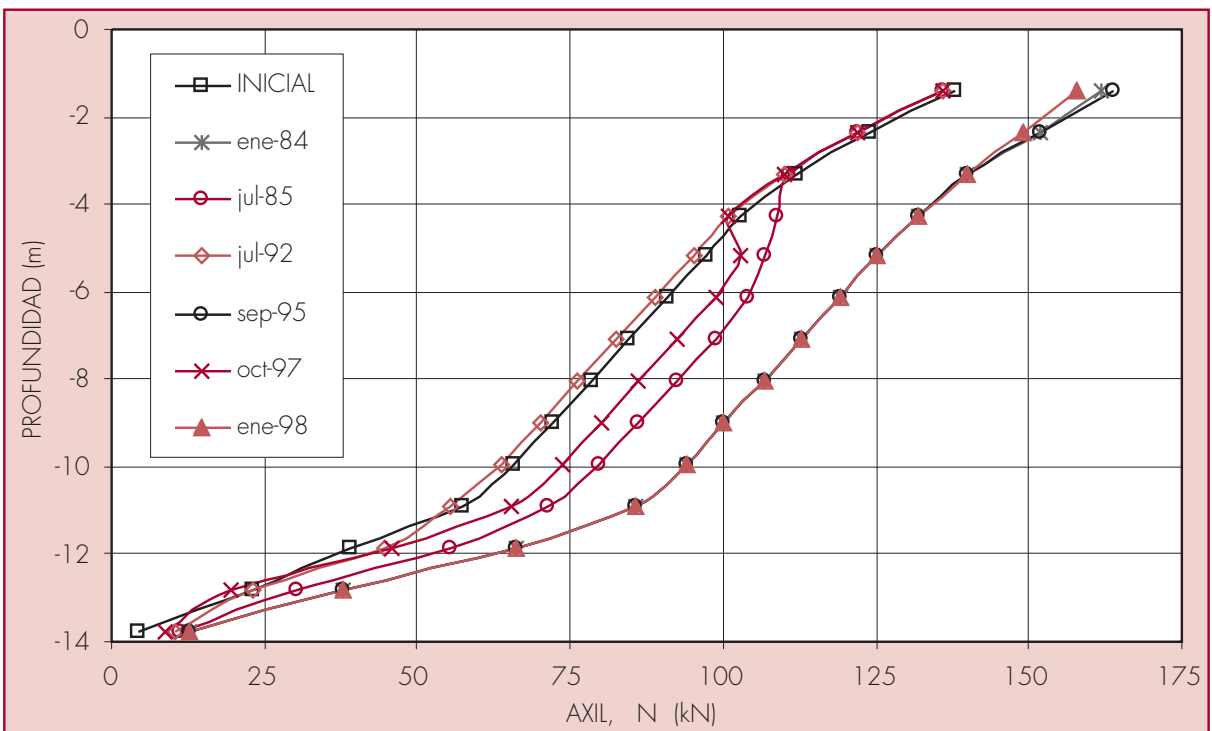


Figura 5.44
Axil en el micropilote flotante. Sondeo S1. Pozo P18



5.4. CONCLUSIONES. CUADRO RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE ROZAMIENTO NEGATIVO REALIZADOS

La consolidación del suelo que rodea a un pilote es una de las causas del rozamiento negativo. El movimiento descendente del terreno respecto al pilote induce en él tensiones tangenciales negativas y fuerzas de rozamiento crecientes. Cuando se alcanzan, en algún nodo del contacto suelo-pilote, la resistencia por el fuste o la resistencia por la punta del terreno, la tensión mantiene ese valor y pueden aparecer deslizamientos entre el suelo y el pilote.

Si se conoce la evolución de la subsidencia, las tensiones tangenciales en el fuste, las normales en la punta y el asiento del pilote en cabeza pueden calcularse para tiempos determinados.

Tabla 5.21
Cálculos de rozamiento negativo en el casco urbano de Murcia

SONDEO	H (m)	POZO	h_{max} (m)	$s_{max\ sub}$ (cm)	PILOTE / MICROPILOTE				ASIENTO MAXIMO		AXIL MAXIMO		COEFICIENTE DE SEGURIDAD FINAL	
					(cm)	EMPOTRADO/ FLOTANTE	CARGA INICIAL (kN)	LONG. (m)	VALOR (cm)	FECHA	VALOR (kN)	FECHA	RESIST. ESTRUC	CARGA HUNDI.
S'25	20,3	P39	7,8	6,04	45	EMPOTRADO	600	20,3	1,13	ENE-98	930	ENE-98	2,99	8,96
S'25	20,3	P39	7,8	6,04	45	FLOTANTE	600	17,4	1,72	ENE-98	737	ENE-98	3,78	1,9
S'46	10,5	P20	9,4	25,54	45	EMPOTRADO	600	11	20	JUL-95	763	JUL-95	3,65	11,52
S1	13,77	P18	10,8	11,17	45	EMPOTRADO	600	15,2	6,56	ENE-98	830	SEP-95	3,35	11,15
S1	13,77	P18	10,8	11,17	45	FLOTANTE	600	12,35	12,43	ENE-98	574	ENE-84/ ENE-98	4,85	1,05
S'16	20	P34	9,3	8,77	15	EMPOTRADO	200	21	4,97	ENE-98	219	NOV-95	2,01	4,06
S'16	20	P34	9,3	8,77	15	FLOTANTE	150	19	6,97	ENE-98	167	AGO-95	2,63	1
S1	13,77	P18	10,8	11,17	20	EMPOTRADO	300	15,2	7,89	ENE-98	397	SEP-95	1,98	1,88
S1	13,77	P18	10,8	11,17	20	FLOTANTE	150	13,3	8,94	ENE-98	164	SEP-95	4,79	1,01

H (m) = espesor de los estratos por encima de las gravas, ϕ (m) = diámetro del pilote o micropilote,

$s_{max\ sub}$ (cm) = máximo asiento de subsidencia, h_{max} (m) = máximo descenso del nivel piezométrico.

Walker y Darvall (1973) describen un caso de pilotes resistentes por la punta embebidos en arcillas medias a duras. Un asiento en superficie de más de 33 mm produjo grandes fuerzas de rozamiento negativo pero no llegó a movilizarse totalmente la resistencia del pilote. Indraratna et al. (1992) midieron el rozamiento negativo en pilotes en la arcilla blanda de Bangkok. Los movimientos del pilote se estabilizaron para asientos de superficie de 150 mm.

Se ha utilizado un método elasto-plástico para estimar las fuerzas de rozamiento negativo que aparecen en pilotes situados en un suelo subsidente heterogéneo. Se han hallado los asientos de los pilotes y las tensiones producidas por el rozamiento negativo en pilotes columna y flotantes de varias localizaciones de la ciudad de Murcia. Como resumen de los cálculos realizados se puede configurar la tabla 5.21 (Justo et al., 2001).

Se han escogido los cortes del terreno que experimentan los asientos más significativos como respuesta a los movimientos del nivel piezométrico. Uno se encuentra en la zona central de la ciudad, perteneciente al casco histórico, el S'46, dos en la zona norte, el S'25 y el S1, y otro en la zona sur, el S'16.

El rozamiento negativo se manifiesta en una transferencia de la capacidad de carga desde el fuste hasta la punta del pilote y, algunas veces, a la zona del fuste embebida en los estratos resistentes inferiores.

Los asientos en cabeza varían entre 1 y 20 cm, y el coeficiente de seguridad final cae hasta valores no permitidos en los casos extremos. En los pilotes flotantes el asiento final y el coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural son mayores, y el axil máximo y el coeficiente de seguridad respecto a la carga de hundimiento más pequeños (Justo et al., 2001).

En general, cuando la caída del nivel piezométrico es significativa, aparece un punto neutro a profundidades desde un 60% hasta un 75% de la profundidad de la cimentación en los pilotes resistentes por la punta, y de cerca de la mitad en los pilotes flotantes. Otros autores (Bjerrum et al., 1969; Endo et al., 1969; Walker y Darvall, 1973; Indraratna et al., 1992; Wong y Teh, 1995) han obtenido resultados similares en sus cálculos y mediciones. El desarrollo de Poulos y Davis (1980) lleva a un axil máximo en la punta, probablemente porque asumen un estrato rígido en la misma (Poulos, 1989). Esta situación se puede producir en algunos pilotes de acero conducidos hasta roca (Johannessen y Bjerrum, 1965).

- a) En el sondeo S'25 los datos de descenso de nivel piezométrico y de asiento del terreno no se encuentran entre los mayores que se tienen en la ciudad, aunque sí el espesor de la capa de arcilla limosa. Esto se debe a que su resistencia es superior a la de otras localizaciones (Justo et al., 2002b).

Para estudiar el efecto del rozamiento negativo se ha elegido un pilote típico de las cimentaciones profundas de Murcia, tanto en lo que respecta al tipo, como al diámetro y la carga. Se han considerado los supuestos de que el pilote se empotre en el estrato profundo de gravas y de que se quede flotante en el de

arcillas. En los dos casos el asiento que experimenta el pilote supera un centímetro, siendo mayor cuando es flotante.

En cuanto al incremento de axil provocado por la subsidencia, en el caso de pilote empotrado, el coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural, que superaba al que se exige normalmente, que es de 4, sufre una reducción del 35%, quedando por debajo de 3. Y el de la carga de hundimiento también experimenta una disminución importante, aunque debido a que su valor era muy alto, no resulta preocupante. Para el pilote flotante la reducción del coeficiente que afecta a la resistencia estructural es del 19% y la del de la carga de hundimiento es del 35%, quedando por debajo de 3. El axil de ambos pilotes excede el límite estructural indicado por la NTE-1984, que es de 546 kN, aunque se encuentran por debajo del establecido por la norma básica EHE-1999.

Hay que destacar que en esta localización no hay recuperación de los axiles ni de los asientos en las situaciones de descarga debidas a los ascensos del nivel piezométrico, por lo que el efecto de nuevos asientos generalizados es acumulativo.

En líneas generales, puede afirmarse que el comportamiento es admisible, tanto con el pilote columna como con el pilote flotante.

- b) El mismo tipo de pilote se ha estudiado en el centro del casco histórico de Murcia, cerca del río Segura. En el sondeo S'46 se tiene una capa de limos arcillosos blandos de 7 m de espesor y una capa de arena de 3 m antes de la grava. Debido a la profundidad del estrato profundo resistente de gravas sólo se ha considerado la hipótesis de pilote empotrado. El asiento máximo del terreno debido a la subsidencia es considerable, superando los 25 cm. Con estas condiciones sí hay recuperación de axiles y asientos en las situaciones de descarga, por lo que el máximo de ambos se alcanza en julio del 95, cuando finaliza el máximo descenso del nivel piezométrico, con una disminución del coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural del 22%, bajando de 4, y con un asiento del pilote de 20 cm, lo que hace que este pilote no resulte admisible. Como posibles medidas se apuntan llevarlo a una mayor profundidad o aplicarle una carga inicial menor.
- c) En el norte de la ciudad se ha estudiado el mismo pilote en una localización situada en la zona de alto descenso del nivel piezométrico, que es la correspondiente al sondeo S1. Se hacen los dos supuestos, de pilote empotrado y flotante (Justo et al., 2002b).

El pilote empotrado sufre un asiento máximo de 6,56 cm en enero del 98 y, por lo tanto no hay recuperación de parte del asiento en las situaciones de descarga. El coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural baja un 28%, quedando por debajo de 4, lo que se produce en septiembre del 95, fecha en la que acaba el máximo descenso del nivel piezométrico, por lo que el axil se

recupera en parte en las situaciones de descarga del pilote. El comportamiento resulta, por lo tanto, inaceptable.

En el caso del pilote flotante se ha analizado un estado límite, el que corresponde a un pilote solicitado por una carga inicial muy cercana a la de hundimiento. La ley de axiles casi no cambia por los sucesivos descensos y ascensos del nivel piezométrico, ya que el pilote trabaja al máximo. El fuste del pilote se desplaza con respecto al propio terreno en movimiento de forma que se moviliza un rozamiento positivo en su parte inferior, que tiende a equilibrar el rozamiento negativo de la zona superior. El pilote es prácticamente inservible para soportar acciones exteriores, ya que se compensan los rozamientos positivo y negativo y la resistencia de punta es pequeña en comparación con la capacidad de carga del pilote antes de producirse el rozamiento negativo. La repercusión de la subsidencia tiene un gran efecto en el asiento, que crece progresivamente sin recuperaciones y llega a un valor de 12,43 cm, casi el doble que el del pilote empotrado en la grava del mismo corte de terreno y, por lo tanto, inadmisibles.

Para el estudio del efecto de la subsidencia en el caso de que los pilotes tengan un diámetro muy pequeño, es decir, de los micropilotes, se han elegido los cortes estratigráficos correspondientes al sondeo anterior, el S1, situado en el norte, y al S'16, situado en el sur de la ciudad. Los micropilotes constituyen una de las técnicas de recalce de las cimentaciones de los edificios de mayor uso en nuestros días. De ahí el interés por comprobar las repercusiones que puede tener un futuro descenso del terreno que los rodea y la idoneidad de su empleo para el recalce de cimentaciones que hayan sufrido por descensos anteriores.

- d) El sondeo S'16 tiene una capa de arcilla limosa blanda de 20 m de espesor. El micropilote que se ensaya es de 15 cm de diámetro, con una carga de 200 kN en el supuesto de que está empotrado en la grava inferior y de 150 kN en el que se queda flotante (Justo et al., 2002b). En el primero de los dos casos el máximo asiento es de 4,98 cm y no hay recuperación por la descarga. Lo mismo ocurre en el segundo, aunque se llega a un asiento de 6,97 cm. En el axil sí hay recuperación por la descarga, bajando el coeficiente de seguridad en el caso de micropilote empotrado un 10%, tanto para la resistencia estructural como para la carga de hundimiento, y en el de micropilote flotante un 10% el primero y un 25% el segundo. El comportamiento de ambos micropilotes es inadmisibles.
- e) Con el sondeo S1 se estudia un micropilote de 20 cm de diámetro, con una carga de 300 kN cuando se considera empotrado en el estrato de grava y de 150 kN si es flotante. En cuanto al asiento no hay recuperación por la descarga, con un valor máximo de 7,89 cm en el primero y de 8,94 cm en el segundo (Justo et al., 2002b). Sí la hay en el axil, y para el máximo disminuye el coeficiente de seguridad un 25% respecto a la resistencia estructural y un 35% respecto a la carga de hundimiento, en el caso de micropilote empotrado, cifras que se convierten en un 10% y un 15%, respectivamente, en el de micropilote flotante.

La respuesta de ambos micropilotes a las acciones de subsidencia resulta, también, inaceptable.

El efecto del rozamiento negativo sobre los pilotes se ve amplificado en el caso de los micropilotes. Al resistirse la misma carga inicial por un número mayor de pilotes de menor sección, la superficie lateral resistente es mayor y, por lo tanto, las acciones de fricción entre pilote y terreno.

El uso de los micropilotes para recalzar los edificios de Murcia que hayan sufrido daños provocados por la subsidencia del terreno debe extremar las garantías de su funcionamiento, en cuanto al proyecto, el cálculo y el control en obra.

Una solución factible es el micropilote suficientemente empotrado en un estrato resistente, con bulbo en punta inyectado a media presión (0,3-0,6 MPa). Las grandes casas de micropilotes en España (RODIO, ICOS, KRONSA,..) y algunas de las pequeñas casas especializadas tienen procesos constructivos, normalmente con patentes propias, para hacer micropilotes con bulbo en punta, que resisten más en la zona inferior que en la superior, basados en su mayor adherencia y diámetro.

EFFECTOS SOBRE LOS EDIFICIOS
MEDIDAS CONTRA LA SUBSIDENCIA
CONCLUSIONES GENERALES

6.1. EFECTOS SOBRE LOS EDIFICIOS

6.1.1. El asiento del terreno

6.1.1.1. Los asientos diferenciales

Dependiendo de las características del edificio, la tipología de su cimentación y el descenso del nivel piezométrico en cada punto de la ciudad, variable incluso dentro de una misma parcela, se han producido mayores o menores asientos, con lo que han aparecido más o menos daños.

Si el descenso del suelo bajo un edificio fuera uniforme y el edificio acompañara al terreno como un sólido rígido, no aparecerían daños estructurales ni interiores a la construcción. En este caso el movimiento sería global, el cuerpo formado por la edificación y su cimentación presentaría desplazamientos y giros de carácter homogéneo. Pero esta situación ideal no se cumple casi nunca por varias razones:

- a) El terreno no suele ser uniforme ni homogéneo bajo la construcción. Incluso en pocos metros, dentro de una misma parcela, se pueden tener grandes diferencias. Tienen especial importancia las heterogeneidades del estrato donde se encuentre el apoyo de la cimentación, los distintos espesores de la capa compresible, la existencia de lentejones y niveles arenosos erráticos, o de zonas con un grado de saturación mayor debido a filtraciones de agua frente a otras desecadas por los bombeos, etc...
- b) Las cargas tampoco se distribuyen por igual. Cada pilar lleva una carga diferente, que dependerá de su situación, del número de plantas que tenga y del uso de cada una. Normalmente en un edificio de viviendas los pilares en esquina suelen tener la mitad de carga que uno central y los de medianera o fachada un 75% de esta.
- c) En las cimentaciones superficiales los asientos de cada zapata son proporcionales a las presiones que transmiten y a sus dimensiones. Si se tuviera la situación teórica de que los pilares hubieran asentado exactamente la misma cantidad, alcanzando el equilibrio una vez que el edificio hubiera entrado en uso y hubiera transcurrido un tiempo suficiente, un descenso del nivel piezométrico supondría que los pilares sufrieran un asiento adicional buscando una nueva situación de equilibrio, esta vez diferente y proporcional a las dimensiones de la cimentación.
- d) En las cimentaciones profundas los factores que influyen en la aparición de asientos diferenciales son el número de pilotes que se disponen por soporte y la entidad de las cargas transmitidas. El efecto de grupo de los pilotes de cada encepado hace que las cargas se transmitan a estratos más profundos, por lo que la diferente evolución de las presiones intersticiales a las distintas cotas es otra causa en la heterogeneidad del comportamiento de los edificios como respuesta a la subsidencia del terreno.
- e) El diseño estructural también es importante. En algunos ejemplos se tienen núcleos muy rígidos, correspondientes a los cuerpos de escaleras y ascensores,

realizados con pantallas de hormigón armado que tienen la altura total del edificio y cuya misión es absorber las acciones horizontales de viento o sismo que marca la normativa. La cimentación de estos cuerpos requiere aglomeraciones de pilotes en profundidad. Si el resto de la estructura está constituida por el muro de sótano perimetral y los soportes del edificio, que probablemente descansen sobre encepados con dos pilotes o pilotes aislados, las diferencias de rigidez de las distintas zonas del conjunto cimentación-estructura son evidentes. Las nuevas acciones que supone el descenso generalizado del terreno causado por la caída del nivel freático encontrarán una respuesta diferente y, por lo tanto, los asientos y las lesiones a las que dan lugar tendrán distintos valores.

- f) Además no hay que olvidar a los inmuebles que combinan varios tipos de cimentación y de estructura, con las consiguientes diferencias en la transmisión de las cargas al terreno y, por lo tanto, con distintas respuestas frente a las acciones de este (ver 2.1.5.5.3).
- g) Incluso si los edificios presentan soluciones de cimentación y estructura única, pueden ser distintas de las de las construcciones colindantes, con lo que el descenso freático dará lugar a movimientos diferentes que se harán más evidentes en los contactos de unas y otras.

El efecto sobre las estructuras se debe principalmente a los asientos diferenciales, aunque también tengan repercusión los totales. Muchas estructuras pueden soportar asientos totales de 5 a 10 cm sin daños serios, aunque el tipo de material y el grado de hiperestaticidad influyen enormemente. Las estructuras de madera pueden resistir asientos diferenciales bastante mayores que los edificios de fábrica de ladrillo o de bloques de hormigón (Jaramillo, 1996; Jaramillo y Ballesteros, 1997). Las estructuras isostáticas soportan asientos diferenciales y giros considerables de la cimentación sin que aparezcan lesiones de importancia.

6.1.1.2. Relación con la normativa

La única normativa española que dice algo sobre asientos de los edificios es la Norma Básica de Acciones en la Edificación, NBE AE 88, de obligado cumplimiento, que tiene un capítulo dedicado a “Presiones del terreno en cimentación”. Se puede aceptar 5 cm como máximo asiento admisible en arcillas, es decir, el valor medio permitido por la NBE AE-88. En el Eurocódigo 7 el máximo asiento diferencial es de 2 cm y la máxima distorsión angular admisible es de $L/500$ para la mayoría de las estructuras. Por lo tanto, en un edificio con luces de 5 m, el máximo asiento diferencial que se admite entre zapatas contiguas sería de 1 cm. En cualquier caso, atendiendo a los asientos totales, un descenso del terreno de 10 a 30 cm, como el provocado por la caída del nivel piezométrico en Murcia, no es admisible bajo ninguna normativa. En la tabla 8.2, de asientos generales admisibles, de la NBE AE 88, el máximo asiento que asume, en suelos coherentes y estructuras metálicas isostáticas, de madera o provisionales, es de 7,5 cm. En el Eurocódigo 7 el máximo asiento permitido es de 5 cm (ver 2.1.5.5.2).

6.1.1.3. Recuperación de los asientos

Los asientos producidos son en su mayor parte permanentes, y sólo se puede recuperar una pequeña porción de ellos, hasta un 10-12%, cuando el nivel piezométrico suba a su posición inicial. De todos modos, frente a nuevos descensos posteriores a su recuperación, también hay que considerar la rigidización del suelo debido al incremento de la presión de preconsolidación, con lo que el efecto será menor.

6.1.2. Relación de los asientos con las tipologías de cimentación

En cuanto a las diversas tipologías de cimentación, se pueden ordenar de mayor a menor probabilidad de daños:

- a) Zapatas, losas flexibles y pilotes flotantes.
- b) Losas rígidas. El daño será mayor cuanto más ligero sea el edificio.
- c) Pilotes columna, llegando hasta el estrato de gravas.

Los edificios cimentados con pilotes flotantes pueden sufrir grandes asientos debido al rozamiento negativo del terreno que asienta. El esfuerzo axil en ellos aumenta considerablemente, aunque su probabilidad de rotura es baja, pues el tope estructural suele estar muy por encima de la carga admisible del terreno.

En el caso de que la cimentación sea por losa, los asientos también son considerables. Si la distribución de presiones bajo la losa es uniforme se pueden producir grandes asientos diferenciales entre las esquinas y el centro, lo que provoca la aparición inmediata de daños. De ahí que el comportamiento de la losa será tanto mejor cuanto mayor sea su rigidez. En las cimentaciones superficiales el principal factor que determina la respuesta del edificio al descenso del nivel piezométrico es la rigidez (Mañá, 1995). Cuanto mayores sean el canto de la losa y la profundidad a la que se empotre en el terreno menores serán los asientos diferenciales y la aparición de daños. En cuanto a las soluciones con zapatas aisladas, la rigidez se consigue con el arriostamiento de las mismas y la aportación de la estructura. En ambos casos la mayor rigidez derivará en un comportamiento global, como sólido rígido, y los distintos descensos del terreno podrán provocar giros y basculamientos.

El asiento de los pilotes columna debido a las acciones del rozamiento negativo es menor que el de los flotantes, aunque el aumento del esfuerzo axil es mayor y se aproxima más a la carga de hundimiento. Si el coeficiente de seguridad del pilote anterior al descenso era bajo, puede llegar a romperse.

La longitud de los pilotes es un factor clave en el desarrollo del rozamiento negativo. El comportamiento de los edificios pilotados ha sido mejor en aquellos de una misma zona que tenían sótano debido a la disminución de las acciones del terreno sobre los pilotes por tener estos una menor longitud (ver 2.1.5). Se estima la mengua del rozamiento negativo hasta en un 50%.

El empleo de pilotes inclinados es aún más perjudicial, pues al tener el movimiento del terreno una dirección predominantemente vertical, el pilote deja de trabajar a compresión o tracción simple, pasando a estar solicitado por flexiones.

El pilote como elemento estructural debe soportar el aumento del esfuerzo axil generado por el rozamiento negativo. En este sentido, es importante que la continuidad del pilote esté asegurada y no haya mermas apreciables en su sección. Por lo tanto, los pilotes prefabricados ofrecen las ventajas de garantizar sus características resistentes respecto a los realizados in situ, muchos de los cuales no tienen armaduras en gran parte de la longitud del pilote, como los barrenados. Por lo tanto, se hace necesario extremar las medidas de control de calidad en su ejecución.

El micropilote es un elemento muy empleado en recalces y consolidaciones de cimentaciones. El efecto del rozamiento negativo se acentúa en los micropilotes, debido a que suponen un aumento de la superficie lateral y, por lo tanto, de la resistencia confiada al rozamiento entre el terreno y el fuste. Esto hace que el axil de los mismos crezca en mayor proporción, por lo que se pone en cuestión su idoneidad como solución de recalce frente a nuevos descensos del nivel piezométrico, y exige un estudio especial para cada caso concreto. Hay que decir que el sistema de reparación propuesto en muchos de los informes estudiados sobre daños de edificios en Murcia se basa en el empleo de los micropilotes, muchas veces inclinados (Ballesteros, 1994, 1995a-e, g, 1996a, b; CEICO, 1995). El empleo de los micropilotes debe controlarse en sus fases de proyecto y construcción, de forma que quede garantizado su funcionamiento. La solución de micropilotes debe llevar a un empotramiento suficiente en el estrato de gravas, con bulbo en punta inyectado a media presión (ver 5.4).

Por otro lado hay que tener en cuenta que el movimiento del agua en el terreno hacia los puntos de extracción no se realiza de modo uniforme, sino dependiendo de las diferencias de permeabilidad de las distintas zonas y de los obstáculos que supone la presencia de las cimentaciones de los edificios y demás obras enterradas. La distinta velocidad del fluido a su paso por el terreno origina arrastres de finos y empujes laterales sobre los cimientos, aunque ambos parecen ser en Murcia efectos de carácter secundario en las patologías observadas. Las fuerzas de filtración que el agua ejerce sobre los niveles blandos del subsuelo, dan lugar, así, a acciones horizontales sobre los fustes de los pilotes, de forma que al alejarse del emplazamiento del achique las líneas de flujo o de trayectoria del agua van adquiriendo una componente horizontal cada vez más acusada. Las acciones horizontales se traducen en flexiones de los pilotes que dan lugar a deformaciones de sus ejes y que reproducen el efecto de dichas flexiones. Por supuesto, el fenómeno se agrava considerablemente en el caso de los micropilotes debido a su mayor esbeltez. Además el lavado de finos hace crecer el índice de poros del terreno y, por lo tanto, disminuye su capacidad resistente (Mañá, 1995). El fenómeno tiene especial repercusión en la zona de gravas, donde apoyan los pilotes columna, y el arrastre de las partículas más finas del suelo aumenta los asientos del pilote de forma directa (ver 2.1.5.5.2).

En cualquiera de los casos, el descenso del nivel piezométrico siempre causará una disminución del coeficiente de seguridad con el que fueron diseñadas las cimentaciones.

6.2. ACTUACIONES PARA FRENAR LA SUBSIDENCIA EN MURCIA

6.2.1. Necesidad de creación de una comisión de seguimiento

Los efectos del descenso del nivel piezométrico han generado costes económicos de considerables proporciones, tanto en lo que respecta a los daños que se han producido como a la incertidumbre que se ha creado en las posibles inversiones económicas futuras, al no precisarse claramente cual puede ser su solución. En la década de los 90 existía un sentimiento generalizado entre la población de los afectados por el problema de que afrontarlo desde su individualidad era una tarea difícil de llevar a cabo.

Esta situación afecta directamente a los ciudadanos, a la Administración y a los colegios profesionales. El Ayuntamiento de Murcia, la Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, el Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia y el Centro de Asesoramiento Tecnológico son organismos implicados en el problema y que deben cooperar en un marco de actuaciones conjunto, con tres posibles niveles de asistencia, la coordinación, el asesoramiento técnico y la ayuda económica.

Por lo tanto, no puede pensarse en actuaciones aisladas y descoordinadas, y se hace necesario configurar un marco base de actuaciones, que aborde el problema en su totalidad, minimice los errores y aumente la rentabilidad de los esfuerzos. Para ello ha de crearse una entidad de gestión que asuma el planteamiento expuesto como organismo o comisión, controlando e impulsando las actividades necesarias (L.R.C.C.E., 1995b). Los objetivos de la comisión serían la coordinación de los participantes, el establecimiento y control de un plan de etapas, la tramitación de convenios de colaboración y ayudas, y la difusión del proceso, mediante la información y la publicación de las actuaciones (L.R.C.C.E., 1995a).

6.2.2. Medidas contra la subsidencia

6.2.2.1. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico

La Ley de Aguas fija tres principios básicos en el uso del agua (Ley 29/1985):

- a) El agua es un bien de dominio público de titularidad estatal.
- b) Es imprescindible la planificación hidrológica para satisfacer las demandas de agua.
- c) La disponibilidad de agua debe lograrse sin degradar el medio ambiente.

Las actuaciones tendentes a la recuperación y estabilización del nivel piezométrico se dirigen en dos sentidos, la disminución de la extracción de agua y el aumento de la alimentación del acuífero. En virtud de las experiencias tenidas con el mismo problema en otros países, de las características del fenómeno en la Cuenca del Segura, y del estudio

teórico presentado, para mantener y elevar el nivel piezométrico en los cascos urbanos de las ciudades pueden adoptarse las siguientes medidas:

- a) Control por parte de la Administración de la extracción de agua del terreno. Si es necesario, la penalización del bombeo mediante impuestos para disminuirlo. La Administración tiene el deber de controlar tanto la realización de las instalaciones de extracción como su explotación. En este sentido se debe estudiar en profundidad el papel de los pozos municipales de extracción de agua para el riego de calles y jardines en el fenómeno generalizado de subsidencia.
- b) La reutilización de las aguas, algo que viene produciéndose en la Cuenca del Segura desde la Edad Media. Deben recogerse las drenajes procedentes de la infiltración del río en los aluviales y los excedentes de riego en una red de avenamiento para aplicarse en la elevación de los niveles piezométricos. Sin embargo, la escasez y el alto valor del agua en la zona hacen que la eficacia de estos métodos sea ya suficientemente alta, lo que no permitirá grandes diferencias en la disponibilidad del agua. Sí sería novedoso su uso para la elevación del nivel piezométrico de determinados acuíferos, cuyo descenso implica un mayor riesgo para la población.
- c) Recarga desde el cauce del río y desde estanques de suministro, lo que supone el mismo problema que el punto anterior. La dedicación de parte del agua a la elevación puntual de los niveles piezométricos de ciertos acuíferos supone una demanda adicional de agua.
- d) La conducción del agua desde los drenajes superficiales hacia el nivel freático (Senent, 1995). Actualmente se estima la producción total de aguas residuales urbanas en la Cuenca del Segura en 125 hm³/año. En la Vega Media es de 33 hm³/año. Aunque los retornos al río han sido aprovechados históricamente aguas abajo, la reutilización de estas aguas puede hacer que se intensifique la disminución de las pérdidas en las redes de abastecimiento.
- e) Trasvase de aguas. Sólo mediante el aporte de agua desde otras cuencas puede resolverse la atención a las grandes demandas de la Cuenca del Segura. Por lo tanto, sólo el Plan Hidrológico Nacional tiene la posibilidad de conseguir la eliminación de la sobreexplotación de los acuíferos, para posteriormente mejorar los caudales mínimos medioambientales e ir satisfaciendo todos los déficits de agua.

Para la recarga artificial del acuífero se requiere un estudio de viabilidad que defina el tipo de obra de recarga y su localización más adecuada. Los pozos, las balsas y las zanjas de recarga deberían situarse aguas arriba de la ciudad y dentro del casco urbano. Para la recarga pueden utilizarse también los cauces naturales, como las acequias sin revestir que atraviesan la ciudad, el río Segura y el canal del Reguerón. No hay que despreciar la rápida respuesta del acuífero a la recarga, puesta de manifiesto por los excedentes de riego con aguas del trasvase entre septiembre y octubre de 1995 (ver 2.1.4.1.2 y 2.3.1).

Para cualquier medida de recarga del acuífero, las aguas que no se infiltrasen en el subsuelo podrían utilizarse directamente por los agricultores aguas abajo de la ciudad, y las

aguas infiltradas retornarían a los azarbes, por avenamiento, o podrían ser captadas por los actuales aprovechamientos. Por lo tanto, al uso agrícola de la zona no se le restaría agua en ningún caso, pues volverían al sistema de riego, más tarde o más temprano. Se trataría de modificar el sistema de uso de las aguas, haciéndolas pasar previamente por el subsuelo de la ciudad, y creando así una protección piezométrica del casco urbano frente a eventuales descensos del nivel piezométrico en el acuífero (Senent, 1995).

En cualquier caso se hace necesario un control exhaustivo y periódico de la situación exacta de los niveles piezométricos en el casco urbano, mediante tubos piezométricos, que debería ser asumido por la Administración, dada su utilidad pública.

6.2.2.2. Medidas a nivel de proyecto

Hasta ahora se puede considerar que el descenso del nivel freático es una acción extraordinaria sobre los edificios de Murcia, no previsible por no haberse producido anteriormente, y no contemplado en ninguna normativa. Sin embargo, a partir de esta experiencia, en cuanto a las prácticas de diseño y construcción, se hace necesaria la inclusión del riesgo de subsidencia como un factor más a tener en cuenta en el proyecto de cualquier edificio, incluso a nivel de planeamiento, mediante:

- a) Cambios en la forma de urbanización de las poblaciones. La destrucción de la vegetación del suelo y el drenado de tierras húmedas disminuye la infiltración de las aguas de la superficie. En las actuaciones urbanísticas que ocupen áreas suficientemente extensas deberá estudiarse el comportamiento de los edificios en relación con la configuración de las capas del terreno y los posibles descensos del nivel piezométrico.
- b) La solución de los problemas de urbanización y acometidas en relación a los movimientos de la subsidencia.
- c) La no utilización de grandes árboles, que absorban grandes cantidades de agua, al menos, cerca de los edificios.
- d) La insistencia en los sistemas de impermeabilización integral, posibilitando la permanencia del nivel freático en su posición natural, en lugar de las constantes extracciones de las filtraciones de agua en los edificios. El mantenimiento en seco de las construcciones subterráneas a base del rebajamiento artificial del nivel freático no puede considerarse una buena práctica constructiva en el casco urbano de Murcia.
- e) La mejora del suelo, con medidas de las empleadas usualmente para suelos blandos y poco resistentes.
- f) La homogeneización de las cargas y dimensiones de las zapatas y encepados. Hay que procurar el uso de zapatas y pilotes similares en geometría, presiones transmitidas y asientos.
- g) La cimentación mediante losas rígidas, incluso total o parcialmente compensadas.
- h) La profundización de las cimentaciones superficiales.

- i) El empleo de cimentaciones profundas mediante pilotes suficientemente empotrados, pocos, de gran diámetro, y con amplios coeficientes de seguridad.
- j) El uso de medidas de disminución del rozamiento negativo en los pilotes, como el recubrimiento con cubiertas de betún.
- k) La disposición de plantas de sótano que profundicen el plano de apoyo de la cimentación y, mediante la mengua correspondiente de la longitud de los pilotes, disminuyan también las acciones de rozamiento negativo.
- l) La rigidización de las cimentaciones.
- m) La rigidización de toda la estructura, en especial de las plantas bajas y de sótano de los edificios, insistiendo en el efecto de disminución de las diferencias entre las distintas zonas que ejerce la estructura formada por pilares, pantallas y forjados.
- n) La intensificación de las medidas de control de calidad de las cimentaciones y estructuras.

6.2.2.3. Medidas en los edificios con daños

En lo que respecta a los edificios que hayan sufrido daños provocados por la subsidencia, se hace necesario:

- a) El control preciso de sus movimientos, prestando especial atención a los elementos que los ponen en evidencia tales como las juntas de dilatación, los encuentros en cubierta o los pretilos de las azoteas. Para ello será necesario hacer mediciones precisas de verticalidad y de los desplomes.
- b) El seguimiento de las fisuras y grietas más representativas mediante testigos fechados, que pueden ser los tradicionales de yeso o escayola, o técnicas que ofrezcan una mayor precisión de lectura, como extensómetros, vidrios, clavos, etc..
- c) El estudio de los descensos del terreno mediante nivelaciones. Hay que tener un conocimiento detallado de la evolución de los asientos, tanto en lo que respecta a su gravedad como a la velocidad con la que se producen.
- d) El seguimiento de las oscilaciones del nivel piezométrico y de las presiones intersticiales del agua a través de piezómetros.
- e) Análisis del sistema de cimentación, viendo la posibilidad de profundizar el plano de apoyo hasta cotas por debajo de las cuales no sea previsible el descenso del nivel freático.
- f) Estudio del sistema estructural del edificio, comprobando los efectos de la rigidización de las plantas bajas y de sótano para homogeneizar los asientos.
- g) El recalce de las cimentaciones cuando sea necesario. Si son previsibles nuevos descensos del nivel piezométrico parece más adecuada la técnica de la mejora del terreno por inyecciones hasta el estrato de gravas que el micropilotaje en profundidad, a menos de que este se lleve al estrato de gravas, empotrándose suficientemente con bulbo inyectado en punta (ver 5.4). Cuando los daños se concentren en determinadas zonas del edificio existirá siempre el dilema entre el

recalce parcial de los soportes afectados o el recalce total de toda la cimentación. La primera de las soluciones provoca una redistribución de las cargas a partir de la nueva situación tras el recalce parcial, con lo que pueden aparecer nuevos asientos en pilares que antes no se habían movido, lo que obligaría a extender el recalce a ellos.

- h) Permitir una mayor flexibilidad de los forjados sin que se rompan tabiques y cerramientos, con juntas elásticas al nivel de la zona superior de los mismos.
- i) No reparar las lesiones derivadas de los daños principales hasta que se hayan solucionado con seguridad las causas de estos. Por ello, se hace necesario verificar la estabilización de los asientos de la cimentación para proceder a las reparaciones.
- j) Estudiar la forma de garantizar la estanqueidad de los edificios, encomendada actualmente a las bombas de drenaje, mediante los sistemas de impermeabilización citados. Hay que considerar que si no se produce la evacuación de agua, el nivel piezométrico volverá a su posición original y, por lo tanto, la construcción debe soportar la acción hidrostática, para la que puede no haber sido diseñada, por lo que se requerirán las actuaciones pertinentes a fin de conseguirlo.

Sería interesante la elaboración de un catálogo completo de las edificaciones afectadas y las características de sus lesiones, que debería redactarse con la colaboración de los particulares y todos los organismos que posean datos al respecto, como son el Ayuntamiento, la Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes, los colegios profesionales, los laboratorios y las entidades de control (Ballesteros, 1995f).

6.3. CONCLUSIONES GENERALES

La subsidencia terrestre es un fenómeno que implica el asentamiento de la superficie de la Tierra en un área extensa debido a varios factores, entre los que destaca la extracción de agua del terreno. La caída del nivel piezométrico en el suelo reduce la presión intersticial del agua en los poros y aumenta la presión efectiva, que se produce sobre el esqueleto sólido del suelo, que en un suelo saturado es igual a la presión total menos la del agua. En la zona por encima del nivel piezométrico el agua se encuentra a una presión inferior a la atmosférica y la presión efectiva no obedece a la ley anterior, pero la disminución de la presión del agua también provoca una compresión, lo que origina un proceso de consolidación que puede desembocar en asientos considerables y en un descenso generalizado de extensas superficies.

Debido al bombeo desde pozos muy profundos se han producido descensos del nivel piezométrico que llegan a los 153 m, como en el Valle de San Joaquín en California, y tasas de 5,4 m/año, como en el acuífero Evangelina del Área de Houston-Galveston en Texas. Se han medido asientos de más de 850 cm en el Valle de San Joaquín y Ciudad de Méjico, y tasas cercanas a los 50 cm/año en el Valle de San Joaquín, Ciudad de Méjico o Niigata en Japón.

Algunos movimientos se extienden a grandes profundidades, incluso por debajo de los 200 m, como en Arizona Central, el Valle de San Joaquín, el Área de Houston-Galveston, Bangkok, la Llanura de Nobi, Niigata o Tokio. El área afectada llega a ser muy extensa. En 1973, en el Valle de San Joaquín, una superficie de 13.500 km² alcanzó un asiento mínimo de 30 cm.

La subsidencia también da lugar a movimientos horizontales, que han hecho que surjan fisuras terrestres de gran longitud en el Valle de San Joaquín y Arizona Central, donde un asiento superior a 300 cm originó grietas de hasta 5 a 10 m de ancho y profundidad y 13,8 km de largo. La heterogeneidad y la diversidad de los factores que afectan a la subsidencia hace que el efecto de los movimientos sea distinto según las zonas y provoca asientos diferenciales, que han dado lugar a numerosas lesiones en edificios, instalaciones y comunicaciones. El descenso del terreno ha originado inundaciones en Ciudad de Houston, Bangkok o la Bahía de San Francisco. Los daños han causado el gasto de millones de dólares en reparaciones y medidas preventivas.

Las administraciones han adquirido conciencia de la importancia del problema y han promovido el estudio y control del fenómeno. Se han creado leyes que prohíben la apertura de pozos y limitan las extracciones. Se han tomado otras medidas, como importar agua superficial de otras latitudes, recargar desde ríos o estanques, o encauzar los excedentes de riegos e inundaciones. En Niigata, el agua bombeada se volvía a inyectar en los acuíferos una vez extraído el gas natural.

Con ello se ha conseguido elevar los niveles piezométricos y disminuir la tasa de subsidencia hasta llegar, incluso, a eliminarla. El nivel del agua del Valle de San Joaquín subió 82 m entre 1968 y 1976. La tasa de ascenso piezométrico ha alcanzado los 30 m/año en Tokio y los 20 m/año en Niigata. En algunos lugares se han llegado a producir levantamientos de la superficie del suelo de casi 3 cm, como en Niigata, Tokio y la Llanura de Nobi, lo que ha originado nuevos problemas.

El fenómeno también cambia las condiciones del terreno, preconsolidándolo. En nuevos períodos de sequía los asientos serán inferiores a los anteriores hasta que se llegue a la presión de preconsolidación, pero el nivel piezométrico variará mucho más rápidamente, debido a que el almacenamiento específico disminuye entre 10 y 100 veces. En esta fase previa al valor de la presión de preconsolidación, el asiento ocurre en régimen elástico y, una vez que es excedida, la deformación unitaria es mucho mayor y principalmente no recuperable.

El primer caso de subsidencia registrado en España, provocada por el descenso generalizado del nivel piezométrico, se ha producido en Murcia entre 1992 y 1995. El nivel de agua en la ciudad permanece estable entre 1975 y 1998, a excepción de dos fuertes caídas, correspondientes a los períodos 1982-85 y 1992-95. En este último la bajada máxima varió entre 7,6 y 10,8 m, con una tasa de 1,5 a 4 m/año. La causa fue la sequía, que actuaba minimizando la recarga y aumentando la extracción de agua del acuífero. El asiento máximo observado en el casco urbano fue de 15 a 30 cm, lo que dio lugar a multitud de daños en construcciones, infraestructuras y elementos de urbanización. Se

produjeron giros y asientos diferenciales de hasta 10 cm, que originaron desplomes y desplazamientos horizontales en cabeza de los edificios de entre 8 y 20 cm. En el bienio 1995-97, el aumento de la pluviometría, los riegos y el cese de la extracción de los pozos permitieron que el nivel piezométrico recuperara unos 4 m. La recarga se produjo de una forma homogénea y los asientos se estabilizaron.

Para el análisis de la subsidencia en Murcia se ha comenzado por la consideración del marco físico en el que se ha producido, mediante el estudio del terreno del casco urbano, determinando las capas que intervienen en el corte estratigráfico y sus características geotécnicas. Se ha distinguido la disposición típica de los estratos y los valores medios de sus parámetros resistentes y de deformación. La ciudad de Murcia se asienta sobre el sistema-acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura, que consta de dos capas, una superficial libre y otra profunda confinada. El corte del terreno muestra un primer nivel de relleno, a continuación del cual aparece un estrato compresible de arcilla o limo, que actúa como un acuitardo y cuyo espesor varía entre 12 y 30 m. Bajo él se encuentra una capa de arena, que limita superiormente a un estrato de gravas profundo, y ambos actúan hidrológicamente como un acuífero.

La subsidencia producida por la extracción de cantidades específicas de agua de varios pozos en los que se conoce el perfil hidrológico es un complejo problema tridimensional que puede tratarse, con una solución acoplada, usando la teoría de la consolidación tridimensional. Sin embargo, la complejidad matemática y de cálculo de esta vía sólo estaría justificada si estuvieran disponibles los datos completos del suelo, lo que no es usual ni se tiene en el presente estudio. Por esta razón, se usa en su lugar la ecuación de difusión tridimensional y se asume que los desplazamientos son verticales.

Si se asimila el perfil a una alternancia de acuitardos y acuíferos horizontales, se puede suponer que la filtración en los acuitardos es vertical si el coeficiente de permeabilidad de los acuíferos es de un orden de magnitud de una a dos veces mayor, pues el error que introduce este supuesto suele ser pequeño. Como modelo representativo del suelo de Murcia se ha elegido el de un acuitardo limitado por dos acuíferos sometidos a cambios conocidos en su nivel piezométrico. Se ha empleado un método unidimensional que asume la mayoría de las hipótesis de consolidación de la teoría de la consolidación de Terzaghi. Se han hecho dos supuestos, que los cambios en el nivel piezométrico se producen en ambos acuíferos o que sólo se producen en el inferior.

Se han aplicado varios métodos para calcular la subsidencia en el corte estratigráfico correspondiente a un sondeo representativo de la disposición media del terreno en el casco urbano de Murcia. Las variaciones del nivel piezométrico consideradas recorren desde enero del 83 hasta enero del 98 y son las propias del pozo municipal más cercano al sondeo anterior. Se ha calculado el asiento tomando como referencia tres teorías, la ecuación de la consolidación primaria unidimensional de Terzaghi para el suelo saturado, la ecuación de la consolidación unidimensional para el suelo saturado-parcialmente saturado y asumiendo una teoría no lineal para la consolidación de un suelo saturado, válida para el caso normalmente consolidado.

En cuanto al primer caso, el de suelo saturado, se han desarrollado las soluciones explícitas correspondientes a cualquier variación del nivel piezométrico a lo largo del tiempo y para un descenso lineal del mismo. También se ha resuelto la ecuación mediante una aproximación explícita por diferencias finitas y a través de otra aproximación implícita tomando como base el método de predictor-corrector. En estos casos el asiento se ha hallado suponiendo una ley tensión-deformación lineal o logarítmica. Para esta última se asume que los valores resultan sobredimensionados cuando el suelo está sobreconsolidado, es decir, a menos de que se trate de un suelo normalmente consolidado. El asiento en el techo del estrato compresible ha sido calculado por los cuatro métodos, para el caso de suelo saturado, elástico y homogéneo. La utilización de la solución explícita para un descenso lineal del nivel piezométrico es válida en los doce primeros meses de cálculo, desde enero del 83 hasta enero del 84. Los resultados obtenidos son prácticamente idénticos, aunque las soluciones explícitas son las más exactas.

Las soluciones explícitas permiten encontrar el valor de la presión intersticial y del asiento para cualquier profundidad y tiempo, sin necesidad de pasar por los puntos intermedios de la malla, como ocurre en las aproximaciones por diferencias finitas o el método de predictor-corrector.

Se han de usar forzosamente las aproximaciones en los casos en los que se consideren los cambios que se producen en los parámetros de consolidación del terreno desde los valores de carga noval a los de descarga y recarga, según los aumentos y disminuciones de la presión efectiva que provocan las oscilaciones del nivel piezométrico, y cuando se contemplen los distintos estratos que aparecen en el corte del terreno de Murcia.

El esquema explícito por diferencias finitas requiere que $\frac{1}{2} \left(= \frac{c_v t}{z^2} \right)$.

Cuando c_v es alto la condición anterior requiere que t sea muy pequeño y un esfuerzo de cálculo excesivo, o que z sea grande, lo que lleva a una mayor falta de precisión. El método de predictor-corrector no presenta esta limitación, por lo que proporciona una aplicación más general y flexible.

En el caso de suelo saturado-parcialmente saturado sólo pueden usarse los métodos numéricos para aproximar la ecuación. Se han ensayado varias de las funciones $k=k(u)$ recogidas en la bibliografía, resultando ser la propuesta por Gardner (1958) la que proporciona mejores resultados para la permeabilidad supuesta en Murcia. El parámetro que en un suelo parcialmente saturado cumple la misma función que el coeficiente de consolidación en un suelo saturado es la difusividad, cuyo valor se ha considerado constante en los cálculos. Se han vuelto a usar las expresiones anteriores, lineal y logarítmica, para calcular el asiento, pero se han corregido en la parte en la que el suelo se encuentra parcialmente saturado con una relación en función del logaritmo de la succión.

En los cálculos del asiento ha quedado establecida la validez de la técnica de diferencias finitas cuando z no es demasiado grande y $\frac{1}{2}$. Esto no resulta fácil de

cumplir en condiciones no elásticas. El método de predictor-corrector no tiene que cumplir esta condición por lo que presenta una mayor flexibilidad de aplicación y proporciona una precisión suficiente siempre que z no sea excesivo.

En cuanto al tercer caso, se ha contemplado una teoría no lineal para la consolidación del suelo saturado y leyes logarítmicas para las deformaciones, ambas apropiadas para suelos normalmente consolidados, obteniéndose resultados muy similares a los casos anteriores de suelo saturado.

Para el cálculo de la subsidencia en la ciudad de Murcia se han escogido como puntos del terreno más desfavorables los sondeos que presentan un mayor espesor del estrato compresible, una capa de arcilla más blanda y un mayor descenso del nivel piezométrico, procurando que se extiendan por todo el casco urbano y proporcionen, así, una visión lo suficientemente general del fenómeno en su globalidad. Para las variaciones del nivel piezométrico, se han tenido en cuenta las de los pozos municipales más próximos.

Por ser el supuesto más general y haber proporcionado resultados satisfactorios, en todos ellos se han calculado los asientos considerando la teoría para suelos saturados-parcialmente saturados y utilizando el método de predictor-corrector. Se han tenido en cuenta las diferencias de los parámetros del terreno en carga, descarga y recarga. Se han seguido las hipótesis de descenso piezométrico en ambos acuíferos o sólo en el inferior. El asiento total calculado varía entre 2,59 y 25,54 cm, consiguiéndose un buen ajuste con los asientos observados.

Una de las causas que pueden desencadenar el rozamiento negativo en los pilotes es la consolidación del terreno que los rodea. El descenso del suelo provoca la aparición de tensiones tangenciales negativas y hace que el axil aumente. Debido a ello se produce un traspaso de la capacidad portante del pilote desde las zonas más superficiales hacia la punta y la parte del fuste más cercana a ella. Cuando en algún punto del contacto entre el suelo y el pilote la tensión alcanza el valor de la resistencia unitaria por el fuste o por la punta, se originan deslizamientos entre el pilote y el terreno. Se han estudiado algunos casos de la bibliografía en los que se calculan las tensiones que aparecen y el asiento que se provoca para determinados tiempos según se va produciendo la evolución de la subsidencia.

Mediante un método elasto-plástico se han estimado los asientos y las tensiones producidas por el rozamiento negativo en pilotes columna y flotantes situados en varias de las localizaciones de la ciudad de Murcia en las que se había calculado previamente la subsidencia. Se ha elegido un pilote típico de las cimentaciones profundas de los edificios de Murcia, en cuanto al tipo, el diámetro y la carga inicial en cabeza. Se han considerado los supuestos de que se empotre en el estrato profundo de gravas o de que se quede flotante en el de arcillas.

El asiento en cabeza del pilote varía entre 1 y 20 cm, llegando a valores no permitidos por la normativa. El coeficiente de seguridad final sufre una disminución. En los pilotes flotantes el asiento final y el coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural son superiores, y el axil máximo y el coeficiente de seguridad respecto a la

carga de hundimiento son inferiores que en los pilotes que apoyan en un estrato rígido por la punta. El punto neutro aparece a profundidades que varían entre un 60% y un 75% de la longitud del pilote en los resistentes por la punta y se encuentra cercano a la mitad de la longitud en los pilotes flotantes.

Los micropilotes constituyen una de las técnicas de recalce de cimentaciones de mayor uso en nuestros días. Se han realizado algunos cálculos con micropilotes para comprobar su idoneidad y el efecto que tendrían futuros descensos del nivel piezométrico en ellos. Se puede afirmar que el rozamiento negativo aumenta su importancia en los micropilotes. Como la superficie lateral es mayor que en los pilotes para una misma carga, se incrementan las acciones de fricción entre el micropilote y el terreno. En cualquier caso, parece factible la solución de micropilotes suficientemente empotrados, con bulbo inyectado en punta.

6.4. APORTACIONES. UTILIDAD DEL TRABAJO

Se trata del primer cálculo de la subsidencia realizado en España. En la página 11 de la memoria del “Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para la Ordenación Urbana de Murcia” se propone estudiar los riesgos relacionados con diversos factores, entre los que se cita a la subsidencia. Sin embargo, leído todo el documento no se encuentra ninguna referencia al tema. Se pretende que el presente trabajo sirva de base para un estudio sistemático del problema, que permita tomar las medidas necesarias para disminuir la intensidad del mismo y evitar sus dañinas consecuencias ante hipotéticos nuevos asientos generalizados.

La subsidencia causada por descensos futuros del nivel piezométrico tiene ahora un precedente en Murcia, por lo que ya no supone un evento imprevisible, ni siquiera inevitable. El modelo de cálculo de la subsidencia propuesto puede utilizarse como estudio predictivo ante futuros descensos del nivel piezométrico. Es muy importante que los parámetros del terreno que se aporten sean lo suficientemente fidedignos para que los resultados que se obtengan sean representativos de cada aplicación particular.

En cualquier caso, en virtud de las hipótesis tenidas en cuenta y de las aproximaciones realizadas, los resultados hallados, por soluciones analíticas o numéricas, deben considerarse como estimaciones que, sin embargo, pueden ser muy útiles para el asesoramiento sobre la conveniencia de distintos patrones de bombeo o de determinadas actuaciones en función de su repercusión en los efectos de subsidencia del terreno.

El estudio introduce una metodología para combinar datos hidráulicos de una red de pozos que proporcionen la información de las variaciones del nivel piezométrico en un área determinada, con los datos geotécnicos de las muestras del terreno, para la cuantificación de la caída de la presión intersticial del agua en el terreno y de la subsidencia provocada por ésta. Con la recopilación de medidas de nivelaciones que informen de la trayectoria de la superficie terrestre y su comparación con los resultados del cálculo se podrá tener un buen mecanismo de ajuste del modelo empleado, lo que permitirá

la disponibilidad de un instrumento apropiado para la evaluación y predicción de la subsidencia provocada por el descenso del nivel piezométrico. Entre las complicaciones que afectan a la calidad de los resultados se pueden citar:

- a) La inexactitud en los datos disponibles de las extracciones de agua del terreno.
- b) La dificultad de la obtención de medidas en profundidad de las presiones intersticiales del agua representativas de los sistemas acuíferos multicapas.

Como cada edificio que haya sufrido o pueda sufrir daños y cada lugar en el que se haya producido el fenómeno de la subsidencia tendrá unas características propias, se hará necesario un estudio específico en cada caso. El método de estudio propuesto corresponde a un modelo teórico del terreno que habrá que adaptar a las particularidades de cada localización.

6.5. LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN ABIERTAS

En virtud de los puntos desarrollados, como posibles vías de investigación, que extiendan el presente estudio, se pueden proponer:

- a) Realizar un estudio más preciso sobre el terreno de la ciudad de Murcia, basado en estudios geotécnicos que permitan zonificar la ciudad en función de los parámetros de consolidación y resistencia del suelo. En concreto, es importante obtener valores del coeficiente de permeabilidad con la suficiente exactitud, para estudiar la viabilidad de otras funciones de $k(u)$ en el tratamiento de los suelos parcialmente saturados. También hay que destacar la necesidad de ensayos edométricos que proporcionen cifras de la presión de preconsolidación, dato fundamental para la experimentación de las teorías propias de los suelos normalmente consolidados o que dependen de su preconsolidación.
- b) Cuantificar con la mayor exactitud posible la magnitud de los asientos producidos y establecer su conexión con los daños. En este sentido, se propone realizar una clasificación detallada de las lesiones y relacionarlas con los descensos del nivel piezométrico.
- c) Establecer en la ciudad una trama de nivelaciones fiables con la suficiente precisión, para calcular los asientos que se originen ante nuevos descensos del nivel piezométrico, que permitan un seguimiento detallado del desarrollo del fenómeno y el control del mismo. Organizar, también, una red de mediciones de la presión intersticial del agua en los poros del suelo, en los piezómetros, y de control exacto de las variaciones del nivel piezométrico.
- d) Cuando se encuentre disponible un estudio más profundo del terreno de Murcia, calcular las variaciones de las presiones intersticiales, efectivas y los asientos para varios supuestos de oscilaciones del nivel piezométrico y zonificar la ciudad en función del riesgo de subsidencia.
- e) Determinar la diferencia entre el comportamiento producido en el terreno de Murcia en este primer caso de subsidencia y el que ocurrirá cuando se vuelva a tener una sequía de similares características.

- f) Calcular el asiento en cada localización distinguiendo según la teoría que le sea más apropiada de las citadas, es decir, las soluciones de la ecuación de la consolidación primaria unidimensional de Terzaghi para suelo saturado, la del suelo saturado-parcialmente saturado o la de los suelos normalmente consolidados.
- g) Una vez comprobada la validez de las distintas teorías, pueden utilizarse los resultados proporcionados por algunas de ellas para depurar el método de aplicación de las otras, como se ha hecho en el capítulo 3 con las soluciones explícitas que, aunque tenían un menor rango de aplicación, se han usado para comprobar los resultados de las aproximaciones por métodos numéricos. En este sentido, es importante hallar cuál es el límite del parámetro α en el método de predictor-corrector.
- h) Estudiar la posibilidad de aplicar otros modelos distintos al planteado para determinadas localizaciones de la ciudad en las que, en virtud de sus características particulares, sean más apropiados.
- i) Ampliar los métodos expuestos de diferencias finitas y del predictor-corrector mediante métodos de elementos finitos que contemplen en el cálculo la posibilidad de más heterogeneidades y determinadas singularidades necesarias para determinados casos.
- j) Aplicar el estudio realizado de la subsidencia en Murcia a otros ejemplos de la bibliografía en los que se ha producido el fenómeno, como Ciudad de Méjico, Venecia o el Valle de San Joaquín. Se propone extraer los necesarios datos del terreno de las publicaciones citadas, comparar con sus estudios, en cuanto a las nivelaciones que muestran y los resultados que obtienen, para extraer conclusiones.
- k) Extender el cálculo del rozamiento negativo realizado a otros tipos de pilotes de los empleados en la ciudad de Murcia, o que se puedan utilizar y cuyo uso sea más conveniente en función de los resultados obtenidos. Sería interesante determinar cuál es el más apropiado según la zona.
- l) Extender el cálculo expuesto del rozamiento negativo a los pilotes dentro de un grupo, comprobando cuál es el efecto del mismo y cómo varían las acciones según el número y la carga.
- m) Extender el cálculo del rozamiento negativo a los pilotes inclinados, viendo el efecto de la inclinación.
- n) Estudiar el problema de la posibilidad del pandeo de un micropilote provocado por el rozamiento negativo debido a la subsidencia del terreno, en función de su esbeltez y al aumento del esfuerzo axial. Contemplar el caso de que el micropilote esté inclinado.
- o) Estudiar con el programa de cálculo empleado la viabilidad de las medidas de disminución del rozamiento negativo propuestas, analizando las tensiones y los asientos resultantes.
- p) Aplicar el estudio del rozamiento negativo realizado en los pilotes de la ciudad de Murcia a un mayor número de los ejemplos de la bibliografía. Comparar con los estudios expuestos y comprobar el ajuste con los resultados de las mediciones que se presentan.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adams, J., 1971. Discusión en el 4º Congreso Panamericano de Mecánica del Suelo. Puerto Rico, 3. 82-84.
- Aitchison, G.D. y Richards, B.G., 1965. "A Broad-scale Study of Moisture Conditions in Pavement Subgrades throughout Australia. 4.- The Selection of Design Values for Soil Suction Equilibria and Soil Suction Changes in Pavement Subgrades". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Coverd Areas'. Butterworths, Australia, 226-232.
- Aitchison, G.D., y Woodburn, J.A., 1969. "Soil suction in foundation design". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. & F.E., 2:1-8.
- Aitchison, G.D., Peter, P. y Martin, R., 1973. "The instability indices I_p^m and I_p^s in expansive soils". Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 2. 101-106.
- Akagi, T., 1992. "National contributions by TC12 land subsidence committee members Japan". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Río de Janeiro, 5, 3205-3206.
- Alonso, E.E., Josa, A., y Ledesma, A., 1984. "Negative skin friction on piles: a simplified analysis and prediction procedure". Geotechnique, 34, No. 3: 341-357.
- Ames, W.F., 1972. "Nonlinear partial differential equations in engineering". Academic Press. N.Y. Vol. 2.
- Aoki, S., 1977. "Land subsidence in Niigata". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 105-112.
- Aziz, K.A. y Laba, J.T., 1978. "Rheological model of laterally stressed frozen soil". J. Geotech. Eng. Div. ASCE. 102. 825-839.
- Baligh, M.M., Vivatrat, V. y Figi, H., 1978. "Downdrag on bitumen-coated piles". Journal of the Geotech. Eng. Div. Proc. ASCE. Vol 104, No. GT11. 1355-1370.
- Ballesteros, J.L., 1994. "Informe sobre daños en los edificios Gaudí y Alfonso X de Murcia". ASEMAS.
- Ballesteros, J.L., 1995a. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/24.692/94. Asegurado Sr. Sancho Ruano. Nuevo edificio de La Convalecencia. C/. Luis Fontes Pagán. Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1995b. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/24.727/94. Asegurado Sr. D. Alfonso Ayuso García. 13 viviendas de P.O., locales y sótano. C/. Cartagena, 38. Murcia.

- Ballesteros, J.L., 1995c. “Informe sobre daños en el edificio Constanza”. ASEMAS. Plaza de Santoña, nº 3. Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1995d. “Informe sobre daños en edificación”. ASEMAS. C/. Sta. Joaquina de Vedruna, nº 3. Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1995e. “Informe sobre daños en edificación”. ASEMAS. Expediente nº 12/25.124/94. Asegurado Sr. D. Antonio del Bello Martín. 8 viviendas de P.O. y locales. C/. José Javier, 2. Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1995f. “Informe sobre los efectos derivados del rebajamiento del nivel freático en el casco urbano de Murcia”. Centro de Asesoramiento Tecnológico. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1995g. “Informe sobre daños en edificación”. ASEMAS. Expediente nº 12/26.736/95. Asegurado Sr. Sancho Ruano. Nuevo edificio de La Convalecencia. C/. Luís Fontes Pagán. Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1996a. “Informe sobre daños en edificación”. ASEMAS. Expediente nº 12/27.043/95. Asegurado Srs. Víctor Bernal y Maestre Meroño. 50 viviendas de P.O., locales y sótano. C/. Vicente Aleixandre. Murcia.
- Ballesteros, J.L., 1996b. “Informe sobre daños en el edificio Minerva”. ASEMAS. C/. Miguel Hernández y Plaza de la Enseñanza. Murcia.
- Barden, L., 1968. “Primary and secondary consolidation of clay and peat”. *Geotechnique*. 18. 1-24.
- Barends, F.B.J., 1981. “Land subsidence due to a well in an elastic saturated subsoil”. *Proc. Euromech 143. ‘Flow and Transport in Porous Media’*. A. Verruijt and F.B.J. Barends, Balkema. 11-18.
- Bear, J. y Corapcioglu, M.Y., 1981a. “Centrifugal filtration in deformable porous media”. ‘Water flow in deformable porous media’. Univ. of Michigan. Dept. of Civil Eng. Report 1-42.
- Bear, J. y Corapcioglu, M.Y., 1981b. “Mathematical model for regional land subsidence due to pumping. 2. Integrated aquifer subsidence equations for vertical and horizontal displacements”. *Water Resources Research*, 17. 947-958.
- Bergado, D.T., Khaw, L.G., Nutalaya, P., y Balasubramaniam, A.S., 1987. “Subsidence effects on infrastructures and settlement predictions in the AIT Campus, Chao Phraya Plain, Thailand”. ‘Groundwater effects in Geotechnical Engineering’. *Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Dublín, 1. 277-284.
- Berry, P.L. y Poskitt, T.J., 1972. “The consolidation of peat”. *Geotechnique* 22. 27-52.

- Bishop, A.W., 1959. "The principle of effective stress". Tek. Ukebl. 39:859-863.
- Bjerrum, L., Johannessen, I.J., y Eide, O., 1969. "Reduction of negative skin friction on steel piles to rock". Proc. 7th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Engrg. Mexico. Vol. 2. 27-34.
- Bouwer, H., 1964. "Unsaturated flow in ground-water hydraulics". Journal of the Hydraulics Division Proceedings ASCE. 121-144.
- Bouwer, H., 1977. "Land subsidence and cracking due to ground-water depletion". Ground Water, 15, No. 5. 358-364.
- Brand, E.W. y Balasubramaniam, A.S., 1977. "Soil compressibility and land subsidence in Bangkok". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 365-374.
- Bredehoeft, J.D., y Pinder, G.F., 1970. "Digital analysis of areal flow in multiaquifer groundwater systems: a quasi three-dimensional model". Water Resources Res., 6, No. 3. 883-888.
- Brooks, R. H. y Corey, A. T., 1964. "Hydraulic properties of porous medium". Colorado State University (Fort Collins). Hydrology Paper 3.
- Brown, C.B. y Burges, S.J., 1973. "Steady state ground motions caused by single-well pumping". Water Resour. Res. 9. 1420-1427.
- Bruce, R.R., y Klute, A., 1963. "Measurements of soil moisture diffusivity from tension plate outflow data". Soil Science Society of America Proc. 18-21.
- Brutsaert, W. y Corapcioglu, M.Y., 1976. "Pumping of aquifer with visco-elastic properties". J. Hyd. Div. ASCE. 102. 1663-1675.
- Brutsaert, W. y Corapcioglu, M.Y., 1978. "Comparison of solutions for delayed-yield aquifers". J. Hyd. Div. ASCE. 104. 1188-1191.
- Cabezas, F., 1994. "Consideración de los recursos hidrogeológicos y no convencionales en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Segura". Seminario de la Universidad Internacional Menéndez Pelayo de Santander. Editorial Centro de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas. Madrid. 323-348.
- Carbognin, L., Gatto, P., Mozzi, G., Gambolati, G., y Ricceri, G., 1977. "New trend in the subsidence of Venice". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 65-81.

- Carbognin, L., Gatto, P., Mozzi, G., y Ricceri, G., 1978. "Subsidenza e ambiente". Atti del Convegno 'I Problemi della Subsidenza nella Politica del Territorio o della Difesa del Suolo', Pisa. 3-12.
- Carbognin, L., Gatto, P., Mozzi, G., y Gambolati, G., 1979. "Land subsidence of Ravenna and its similarities with the Venice case". 'Evaluation and Prediction of Subsidence', ASCE. 254-266.
- Carrillo, N., 1949. "Subsidence in the Long Beach-San Pedro Area". Stanford Research Institute. Stanford. 65-77. 225-243.
- Castle, R.O. y Yerkes, R.F., 1976. "Recent surface movements in the Baldwin Hills, Los Angeles County, California". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 882.
- Cathie, D.N. y Dungar, B.Sc.Ph.D., 1975. "The influence of the Pressure-Permeability Relationship on the Stability of a Rock-Filled Dam". Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams. 829-845.
- CEICO, 1995. "Dictamen sobre estado actual del edificio de la Convalecencia". Peticionario, Fundación Chantre Rivera-Obispado de Cartagena. C/. Luís Fuentes Pagán, nº 9. Murcia.
- Christie, I.A., 1964. "A Re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation". Geotechnique. 14. 309-320.
- Claessen, A.I.M. y Horvart, E., 1974. "Reducing negative friction with bitumen slip layers". Journal of the Geotech. Eng. Div. Proc. ASCE. Vol. 100, No. GT8. 925-944.
- C.O.I.C.C.P. "Consideraciones acerca del descenso del nivel freático en Murcia". Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación de Murcia.
- Corapcioglu, M.Y., 1977. "Mathematical modelling of leaky aquifers with reological properties". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 191-200.
- Corapcioglu, M.Y., 1984. "Land subsidence-a state-of-the-art review". 'Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media'. Nijhoff: Dordrecht. 369-444.
- Corapcioglu, M.Y. y Bear, J., 1984. "Land subsidence, a regional mathematical model". 'Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media'. Nijhoff: Dordrecht. 445-497.
- Corapcioglu, M.Y. y Brutsaert, W., 1977. "Viscoelastic aquifer model applied to subsidence due to pumping". Water Resources Res., 13, No. 3. 597-604.

- Corapcioglu, M.Y. y Karahanoglu, N., 1980. "Simulation of geothermal production". 'Alternative Energy Sources II'. T.N. Veziroglu. Hemisphere Publ. Co., N.Y. 5. 1895-1918.
- Cuevas, J.A., 1936. "Foundation conditions in Mexico City". Proc. Inter. Conf. Soil Mech. Cambridge (Mar.). 3.
- Custodio, E. y Llamas, M.R., 1983. "Hidrología subterránea". 2nd edn. Barcelona. Omega.
- D'Appolonia, E. y Romualdi, J.P., 1963. "Load transfer in end-bearing steel H-piles". J. Soil Mech. ASCE. Vol. 89. SM2. 1-25.
- De Simone, P. y Viggiani, C., 1979. "Consolidation of a thick aquitard due to ground water withdrawal". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 358-372.
- Davies, O.L., Box, G.E.P., Cousins, W.R., Himsforth, F.R., Kenney, H., Milbourn, M., Spendley, W. y Stevens, W.L., 1961. "Statistical methods in research and production". Imperial Chemical Industries Limited. Oliver and Boyd. Londres.
- Davies, T.G., y Banerjee, P.K., 1978. "The displacement field due to a point load at the interface of a two layer elastic half-space". Géotechnique, 28.1.43-56.
- Davis, R.O., 1972. "Numerical approximation of one-dimensional consolidation". Int. J. Num. Meth. Eng. 4. 279-287.
- Davis, E.H., y Raymond, G.P., 1965. "A non-linear theory of consolidation". Géotechnique, 15.2.161-179.
- Davis, S.N., Peterson, F.L. y Halderman, A.D., 1969. "Measurement of small surface displacements induced by fluid flow". Water Resour. Res. 5. 129-138.
- Delflache, A.P., 1979. "Land subsidence versus head decline in Texas". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 320-331.
- Delgado, A., 1986. "Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno". Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
- Desai, C.S. y Li, G.C., 1983. "A residual flow procedure and application for free surface flow in porous media". Advances in Water Resources, Vol. 6. 27-35.
- Desai, C.S. y Siriwardane, T.H.J., 1979. "Subsidence due to consolidation including non-linear behaviour". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 500-515.
- Dhowian, A.W., 1992. "Soil-suction potential model". J. Geotech. Eng., ASCE, 118.4.521-539

- Domenico, P.A. y Mifflin, M.D., 1965. "Water from low permeability sediments and land subsidence". *Water Resour. Res.* 1. 563-576.
- Douglas, J. y Jones, B.F., 1963. "On predictor-corrector methods for nonlinear parabolic differential equations". *J. Soc. Indust. Appl. Math.* 11.1.195-204.
- Duncan, J.M. y Chang, C.Y., 1970. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". *J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE.* 96. 1629-1653.
- EHE, 1999. "Instrucción de hormigón estructural". Ministerio de Fomento. Madrid.
- Endo, M., Minou, A., Kawasaki, T., y Shibata, T., 1969. "Negative skin friction acting on steel pipe piles in clay". *Proc. 7th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Eng., Mexico.* Vol. 2. 85-92.
- Escario, V., y Sáez, J., 1973. "Measurement of properties of swelling and collapsing soils under controlled suction". *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa,* 1. 195-200.
- Eurocódigo 7, 1999. "Proyecto Geotécnico". Norma Europea Experimental. UNE-ENV 1997-1. AENOR. Ministerio de Fomento. Madrid.
- Figuroa, E., 1977. "Subsidence of the City of Mexico; a historical review". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.* 35-38.
- Finnemore, E.J. y Gilham, M.L., 1977. "Compaction processes and mathematical models of land subsidence in geothermal areas". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.* 157-166.
- Finol, A. y Farauq Ali, S.M., 1975. "Numerical simulation of oil production with simultaneous ground subsidence". *Soc. Pet. Eng. J.* 15. 411-422.
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R., 1977. "Stress state variables for unsaturated soils". *J. Geotech. Eng. Div. ASCE.* 103. 447-466.
- Fredlund, D.G., y Rahardjo, H., 1993. "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". Wiley.
- Fredlund, D.G. y Xing, A., 1994. "Equations for the soil-water characteristic curve". *Can. Geotech. J.* 31. 521-532.
- Fredlund, D.G.; Xing, A. y Huang, S., 1994. "Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". *Canadian Geotech. J.,* 31. 533-546.
- Freeze, R. A., 1971a. "Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams". *Water Resources Research.* Vol. 7, No. 4. 929-941.

- Freeze, R.A., 1971b. "Three-dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin". *Water Resources Res.* 7.2.347-366.
- Fukuya, T., Todoroki, T., y Kasuga, M., 1982. "Reduction of negative skin friction with steel tube NF pile". *Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong Kong.* Vol. 1. 333-347.
- Fuller, M.L., 1908. "Summary of controlling factors of artesian water flows". *U.S. Geological Suwery Bull*, 319.
- Gabrysch, R.K., 1977. "Land-surface subsidence in the Houston-Galveston Region, Texas". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.*16-24.
- Gabrysch, R.K. y Bonnet, C.W., 1975. "Land-surface subsidence at Seabrook, Texas". *U. S. Geol. Survey. Open file report.* 75-413.
- Gambolati, G., 1972. "A three-dimensional model to compute land subsidence". *Bull Int. Assoc. Hydrological Sciences.* 17. 219-226.
- Gambolati, G., 1974. "Second-order theory of flow in three-dimensional deforming media". *Water Resour. Res.* 10. 1217-1227.
- Gambolati, G., 1977. "Deviations from the Theis solution in aquifers undergoing three-dimensional consolidation". *Water Resour. Res.* 13. 62-68.
- Gambolati, G., y Freeze, R.A., 1973. "Mathematical simulation of the subsidence of Venice. 1. Theory". *Water Resources Res.* 9.3. 721-733.
- Gambolati, G., Gatto, P., y Freeze, R.A., 1974. "Mathematical simulation of the subsidence of Venice. 2. Results". *Water Resour. Res.* 10.3. 563-577.
- Gambolati, G., Teatini, P., Tomasi, L. y Gonella, M., 1999. "Coastline regresión of the Romagna region, Italy, due to natural and anthropogenic land subsidence and sea level rise". *Water Resources Res.* 35.1. 163-184.
- Gardner, W.R., 1956. "Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data". *Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 317-320.
- Gardner, W.R., 1958. "Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table". *Soil Science*, 83. 228-232.
- Gardner, W.R. y Miklich, F.J., 1961. "Unsaturated conductivity and diffusivity measurements by a constant flux method". *U.S. Salinity Laboratory., U.S. Department of Agriculture, Riverside, California.* 271-274.

- Gardner, W.R., y Miklich, F.J, 1962. “Unsaturated conductivity and diffusivity measurements by a constant flux method”. *Soil Science*. 271-274.
- Geertsma, J., 1966. “Problems of Rock Mechanics in petroleum production engineering”. *Proc. First Cong. Int. Soc. Rock Mech. Lisbon*. 1. 585-594.
- Geertsma, J., 1973. “Land subsidence above compacting oil and gas reservoirs”. *J. Pet. Tech*. 25. 734-744.
- Geotecnia y Proyectos, 1995. “Estudio de las variaciones de los niveles freáticos en el subsuelo del casco urbano de Murcia. Consecuencias geotécnicas”. G-166. Murcia.
- Gibbs, H.J., 1950. “A laboratory testing study of land subsidence”. *Proc. The First Pan Ame. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Ciudad de Méjico*. 1. 13-39.
- Gibson, R.E. y Lo, K.Y., 1961. “A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression”. *Norwegian Geotechnical Inst. Pub. No.* 41.
- Gibson, R.E. y Lumb, P., 1953. “Numerical solution of some problems in the consolidation of clay”. *J. Inst. Civil Eng., London*, 2, Pt. 1. 182-198.
- Gioda, G. y Desideri, A., 1988. “Some numerical techniques for free-surface seepage analysis”. ‘Numerical Methods in Geomechanics’. Balkema. Vol. 1. 71-84.
- Green, J.H., 1962. “Compaction of the aquifer system and land subsidence in the Santa Clara Valley, California”. *U. S. Geol. Survey Prof. Paper 450-D*. Art. 172. D175-D178.
- Guacci, G., 1979. “The Pixley fissure, San Joaquin Valley, California”. ‘Evaluation and Prediction of Subsidence’. ASCE. 303-319.
- Helm, D.C., 1975. “One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California. 1 Constant parameters”. *Water Resources Res.*, 11, No. 3. 465-478.
- Helm, D.C., 1976. “One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California. 2. Stress-dependent parameters”. *Water Resources Res.*, 12, No. 3. 375-391.
- Helm, D.C., 1977. “Estimating parameters of compacting fine-grained interbeds within a confined aquifer system by a one-dimensional simulation of field observations”. ‘Land Subsidence Symposium’. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim*. 145-156.

- Helm, D.C., 1978a. "Field verification of a one-dimensional mathematical model for transient compaction and expansion of a confined aquifer system". Proc. Spe. Conf. on Verification of Math. and Phys. Models in Hyd. Eng. College Park, Maryland. ASCE. 189-196.
- Helm, D.C., 1978b. "Radial movement of a confined aquifer towards a pumping well (abstract)". GAAPBC, Geological Society of America. 10. 109.
- Helm, D.C., 1980. "Predictive techniques for land subsidence caused by water-level declines in unconsolidated aquifers (abstract)". GAAPBC, Geological Society of America, 12. 445.
- Helm, D.C., 1982. "Conceptual aspects of subsidence due to fluid withdrawal". 'Recent trends in Hydrogeology'. T. N. Narasimhan. Special Paper No. 189. Geological Society of American. 103-139.
- Herrera, I., Alberro, J., Graue, R. y Hanel, J.J., 1977. "Development of artificial reservoirs by inducing land subsidence". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 39-45.
- Holzer, T.L., 1981. "Preconsolidation stress of aquifer systems in areas of induced land subsidence". Water Resour. Res. 17. 693-704.
- Hsi, J. P. y Small, J. C., 1992. "Simulation of excavation in a poro-elastic material". Int. Journal for Numerical and Analytical methods in Geomechanics, Vol. 16. 25-43.
- Hsi, J. P., Carter, J. P. y Small, J. C., 1994. "Surface subsidence and drawdown of the water table due to pumping". Geotechnique 44, No. 3. 381-396.
- I.G.M.E., 1984. "Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para Ordenación Urbana de Murcia". E 1:25.000-1:5.000. Ministerio de Industria y Energía. Instituto Geológico y Minero de España. Dirección de Aguas Subterráneas y Geotecnia.
- Iida, K., Sazanami, K., Kuwahara, T. y Ueshita, K., 1977. "Subsidence of the Nobi Plain". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 47-54.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., Phamvan, P., y Wong, Y.K., 1992. "Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay". Can. Geotech. J., 29 (3). 393-404.
- Ishii, M., Kuramochi, F., y Endo, T., 1977. "Recent tendencies of the land subsidence in Tokyo". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 25-34.

- Jachens, R.C. y Holzer, T.L., 1982. "Differential compaction mechanism for earth fissures near Casa Grande, Arizona". Geological Society of America. Bulletin 93. 998-1012.
- Jeong, S., Kim, S., y Briaud, J-L., 1997. "Analysis of downdrag on pile groups by the finite element method". Computers and Geotechnics, Elsevier. 21.2. 143-161.
- Jaramillo, A., 1996. "Efectos del rebajamiento del nivel freático sobre las cimentaciones superficiales. Soluciones". Jornadas Técnicas sobre la Influencia del Descenso del Nivel Freático sobre los Edificios del Casco Urbano de Murcia. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.
- Jaramillo, A., 1997. "Dictamen sobre la causa de los daños y reparación del edificio de La Convalecencia, en C/. Luís Fuentes Pagán, nº 9, de Murcia".
- Jaramillo, A., y Ballesteros, J.L., 1997. "El descenso del nivel freático en Murcia: Influencia sobre los edificios". ASEMAS.
- Jiménez Salas, J.A. y Arrechea, J., 1965. "Résolution théorique de la distribution des forces dans des pieux". Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. Canadá. Vol. 2.4. 309-313.
- Jiménez Salas, J.A., y Justo, J.L., 1971. "Geotecnia y Cimientos I". Editorial Rueda, Madrid.
- Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., y Serrano, A., 1981. "Geotecnia y Cimientos II". Editorial Rueda, Madrid.
- Jiménez Salas, J.A., Cañizo, L., Escario, B., Faraco, C., Fort, L., Justo, J.L., Llorens, M., Lorente, C., Marsal, R., Molina, R., Muzas, F., Oteo, C., Rodríguez, J.M., Romana, M., Serrano, A., Soriano, A., Uriel, A., y Uriel, S., 1980. "Geotecnia y Cimientos III". Editorial Rueda, Madrid.
- Johannessen, I.J., y Bjerrum, I., 1965. "Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay". Proc. 6th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Engrg., Montreal. Vol. 2. 261-264.
- Johnson, A.I., 1992. "National contributions by TC12 land subsidence committee members. USA". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Río de Janeiro, 5. 3211-3214.
- Josa, A., Alonso, E.E., Lloret, A. y Gens, A., 1987. "Stress-strain behaviour of partially saturated soils". 'Groundwater effects in Geotechnical Engineering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 2. 561-564.

- Justo, E., 2000. "Un método elastoplástico para el cálculo de pilotes en medio estratificado. Aplicación al cálculo del rozamiento negativo producido por la subsidencia". Artículo interno. Universidad de Sevilla.
- Justo, J.L., 1990. "Engineering geological aspects of foundations in swelling soils". General Report. Proc. 5th Int. Cong. Int. Association of Eng. Geology, 4. 2209-2228.
- Justo, J.L., 1996. "Problemas de subsidencia en diversas ciudades. Efectos del rebajamiento del nivel freático sobre las cimentaciones profundas. Soluciones". Jornadas Técnicas sobre la Influencia del Descenso del Nivel Freático sobre los Edificios del Casco Urbano de Murcia. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.
- Justo, J.L., 2001. "Un método elasto-plástico para el cálculo de pilotes en un suelo estratificado". Informe sin publicar.
- Justo, J.L. y Cuellar, V., 1972. "Humedad de equilibrio en el terreno. Mapa de España del Índice de Thornthwaite". Boletín Información Laboratorio del Transporte. 3-23.
- Justo, J.L. y Vázquez, N.J., 1999. "Subsidencia en Murcia. I. Soluciones explícitas para el asiento unidimensional". Ingeniería Civil, 115. 63-77.
- Justo, J.L. y Vázquez, N.J., 2000. "Aplicación de diversos métodos numéricos para el cálculo de la subsidencia unidimensional en un suelo saturado en el caso de Murcia". Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 16, 2. 251-279.
- Justo, J.L., Saura, J., y Delgado, A., 1983. "Aplicación del Método de Elementos Finitos al estudio de cimentaciones sobre arcillas expansivas". Rev. Anales de Ingeniería Mecánica. Año I, N° 1. 104-109.
- Justo, J.L., Vázquez, N.J. y Justo, E. 2001. "The negative skin friction of piles produced by subsidence in Murcia". Proc. XVth Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng., Istanbul (Turkey). Vol. 2. 923-926.
- Justo, J.L., Vázquez, N.J. y Justo, E. 2002a. "Subsidence in saturated-unsaturated soils: application to Murcia (Spain)". 'Unsaturated Soils'. Jucá, de Campos y Marinho (eds.). Proc. of the 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT 2002. Recife (Brazil). 10-13 March 2002. Vol. 2. 845-850.
- Justo, J.L., Vázquez, N.J y Justo, E. 2002b. "Rozamiento negativo en pilotes producido por la subsidencia en Murcia". Ingeniería Civil, 125.
- Justo, J.L., Vázquez, N.J y Justo, E. 2002c. "Subsidencia en suelos saturados y parcialmente saturados. Aplicación al caso de Murcia". Aceptado para su publicación en la Revista de Ingeniería Civil y en el Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica.

- Justo, J.L., Saura, J., Rodríguez, J.E., Delgado, A., y Jaramillo, A., 1984. "A Finite Element Method to Design and Calculate Pier Foundations in Expansive-collapsing Soils". 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia. 119-123.
- Justo, J.L., Saura, J., Jaramillo, A., y Delgado, A., 1985. "Un método de Elementos Finitos para el proyecto y cálculo de cimentaciones por pozo sobre suelos durante la expansión, retracción o colapso". 1er Congreso Iberoamericano de Métodos Computacionales en Ingeniería. Vol. II. CEDEX, Madrid.
- Justo, J.L.; Justo, E.; Romero, R.; Candela, J. y Sola, P., 1994. "The evaluation of pile loading tests in tension and compression". Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., New Delhi. Vol. 1. 241-244.
- Kashef, A-A. I. y Chang, K-R., 1977. "Determination of soil subsidence due to well pumping by numerical analysis". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 167-178.
- Kojic, M. y Cheatham, J.B.Jr., 1974. "Theory of plasticity of porous media with fluid flow". Soc. Pet. Eng. J. 14. 263-270.
- Komamura, F. y Huang, R.J., 1974. "New rheological model for soil behaviour". J. Geotech. Eng. Div. ASCE. 100. 807-824.
- Kroszyniski, U.I. y Dagan, G., 1974. "Well pumping in unconfined aquifers: the influence of the unsaturated zone". Project N° A10-SWC-77. Technion, Haifa (Israel).
- Kunze, R.J., y Kirkham, D., 1962. "Simplified accounting from membrane impedance in capillary conductivity determinations". Soil Science Society of America Proc. 421-426.
- Kunze, J.R., Uehara, G., y Graham, K., 1968. "Factors important in the calculation of hydraulic conductivity". Proc. Soil Sci. Soc. Amer., 32. 760-765.
- Kuwahara, T., Ueshita, K., e Iida, K., 1977. "Analysis of land subsidence in the Nobi Plain". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 55-64.
- L.O.E., 1999. "Ley de Ordenación de la Edificación". Ley 38/1999 de 5 de noviembre. B.O.E. núm. 266, de 6 de noviembre de 1999.
- L.R.C.C.E., 1995a. "Patología evidenciada en las edificaciones de Murcia por aparición de problemas de suelo por descenso del nivel freático". Laboratorio Regional de Control de Calidad en la Edificación. Dirección General de Ordenación del Territorio y Vivienda. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Región de Murcia.

- L.R.C.C.E., 1995b. "Programa de actuación sobre patologías evidenciadas en las edificaciones de Murcia por aparición de problemas de suelo por descenso del nivel freático". Laboratorio Regional de Control de Calidad en la Edificación. Dirección General de Ordenación del Territorio y Vivienda. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Región de Murcia.
- Lanz, K. y Greenpeace España, 1997. "El libro del agua". Editorial Debate. Madrid.
- Lee, K.L., 1977. "Calculated horizontal movements at Baldwin Hills, California". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 299-308.
- Lee, K.L., 1979. "Subsidence earthquake at a California oil field". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 549-564.
- Lee, K.L. y Shen, C.K., 1969. "Horizontal movements related to subsidence". J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 95. 139-166.
- Lee, C.Y., 1993. "Pile groups under negative skin friction". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol 119, No. 10. 1587-1600.
- Leong, E.C. y Rahardjo, H., 1997. "Permeability functions for unsaturated soils". J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 123.12. 1118-1126.
- Leung, Ch.F., Radhakrishnan, R. y Tan, S., 1991. "Performance of precast driven piles in marine clay". Journal of Geotech. Eng., ASCE. Vol 117, No. 4. 637-657.
- Lewis, R.W. y Roberts, P.M., 1984. "The finite element method in porous media flow". 'Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media'. J. Bear y M. Y. Corapcioglu. Martinus Nijhoff Publ. B. V.
- Lewis, R.W. y Schrefler, B.A., 1978. "A fully coupled consolidation model of the subsidence of Venice". Water Resour. Res. 14. 223-230.
- Lewis, R.W. y Schrefler, B.A., 1998. "The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media". John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, England.
- Lewis, R.W., Roberts, G.K., y Zienkiewicz, O.C., 1976. "A non-linear flow and deformation analysis of consolidated problems". Proc. Second Int. Conf. Num. Meth. Geomech. Blacksburg, Virginia. C. S. Desai. ASCE. 1106-1118.
- Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.
- Li, G.C. y Desai, C. S., 1983. "Stress and seepage analysis of earth dams". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 107. 946-960.

- Lippmann, M.J., Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1977. "Numerical simulation of reservoir compaction in liquid dominated geothermal systems". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 179-189.
- Lloret, A. y Alonso, E.E., 1985. "State surfaces for partially saturated soils". Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, 2. 557-562.
- Lloret, A., Gens, A., Batlle, F. y Alonso, E.E., 1987. "Flow and deformation analysis of partially saturated soils". 'Groundwater effects in Geotechnical Engineering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 2. 565-568.
- Logfren, B.E., 1977. "Hydrogeological effects of subsidence, San Joaquin Valley, California". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 113-123.
- Logfren, B.E., 1979. "Changes in aquifer-system properties with ground-water deflection". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 26-46.
- Logfren, B.E. y Klausning, R.L., 1969. "Land subsidence due to groundwater withdrawal, Tulare-Wasco Area, California". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 437-B.
- Lohman, S.W., 1961. "Compression of elastic artesian aquifers". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B, Art. 23. B47-B49.
- Lohman, S.W., 1972. "Ground-water Hydraulics". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 708.
- Lytton, R.L., 1977. "Foundations in expansive soils". Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Mc Graw-Hill: N. Y. 427-457.
- Madhav, M.R. y Basak, P., 1977. "Ground subsidence due to nonlinear flow through deformable porous media". J. Hydrology 34. 21-33.
- Mañá, F., 1995. "Notas sobre las anomalías recientes que presentan algunos edificios de la ciudad de Murcia a tenor de la información suministrada por el Colegio de Arquitectos". Barcelona.
- Mattes, N.S., y Poulos, H.G., 1969. "Settlement of single compressible pile". J. Soil Mech, ASCE, SM1. 189-207.
- McCann, G.D. y Wilts, C.H., 1951. "A mathematical analysis of the subsidence in the Long Beach-San Pedro Area". Institute of Technology. Pasadena. Internal report. California.
- McKeen, R.G., 1992. "A model for predicting expansive soil behaviour". 7th Int. Conf. Expansive Soils, 1. 1-16.

- McKeen, R.G., y Nielsen, J.P., 1978. "Characterization of expansive soils for airport pavement design". U.S. Department of Transportation, Washington D.C., Report FAA-RD-78-59.
- McMurdie, J.L. y Day, P.R., 1960. "Slow tests under soil moisture section". Soil Sci. Soc. Ame. Proc. 24. 441-444.
- Miller, R.E., 1961. "Compaction of an artesian aquifer system computed from consolidation tests and decline in artesian field". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B. Art. 26. B54-B58.
- Mindlin, R.D. y Cheng, D.H., 1950. "Thermoelastic stress in the semi infinite solid". J. Appl. Phys. 21. 931-933.
- Mitchell, P.W., y Avalle, D.L., 1984. "A technique to predict expansive soil movements". 5º Cong. Int. Suelos Exp., Adelaida. 124-130.
- Morland, L.W., 1975. "Effective stress in mixture theory". Arch. Mech. 27. 883-887.
- Murayama, S. y Shibata, T., 1966. "Flow and stress relaxation of clays". Int. Symp. on Rheology and Soil Mech. Grenoble, France. Springer Verlag. New York. 99-129.
- NBE AE, 1988. "Acciones en la Edificación". Norma Básica de la Edificación. Dirección General para la Vivienda y Arquitectura. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.
- NTE, 1984. "Norma Tecnológica de la Edificación. Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones". Instituto Nacional para la calidad de la Edificación. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.
- Narasimhan, T.N. y Kanehiro, B.Y., 1980. "A note on the meaning of storage coefficient". Water Resour. Res. 16. 423-429.
- Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1977a. "Numerical model for land subsidence in shallow groundwater systems". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 133-143.
- Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1977b. "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 1. Theory". Water Resour. Res. 13. 657-664.
- Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1978a. "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 3. Applications". Water Resour. Res. 14. 1017-1034.

- Narasimhan, T.N., Witherspoon, P.A., y Edwards, L.A., 1978b. "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 2. The algorithm". *Water Resour. Res.* 14. 255-261.
- Neuman, S.P., y Witherspoon, P.A., 1969 a. "Theory of flow in a confined two aquifer system". *Water Resources Res.*, 5, No. 4. 803-816.
- Neuman, S.P., y Witherspoon, P.A., 1969 b. "Applicability of current theories of flow in leaky aquifers". *Water Resources Res.*, 5, No. 4. 817-829.
- Ortega-Guerrero, A., Rudolph, D.L. y Cherry, J.A., 1999. "Analysis of long-term land subsidence near Mexico-City: Field investigations and predictive modeling". *Water Resources Res.*, 35, No. 11. 3327-3341.
- Peignaud, M., 1973. "Compressibilité a l'oedomètre sous charge variable". *Bull. Lab. Ponts et Chaussées, Special T.* 306-321.
- Piancharoen, Ch., 1977. "Ground water and land subsidence in Bangkok, Thailand". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.* 355-364.
- Pile, K.C., y McInnes, D.B., 1984. "Laboratory technology for measuring properties of expansive clays". 5º Cong. *Int. Suelos Exp., Adelaida.* 85-93.
- Pinder, G.F., 1979. "State-of-the-art review of geothermal reservoir modelling". *Geothermal Subsidence Research Management Program; Lawrence Berkeley Lab., Univ. of Calif. Rep. No. GSRMP-5.*
- Placzek, D., 1989. "Methods for the calculation of settlements due to ground-water lowering". *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Fond. Eng., Río de Janeiro, 3.* 1813-1818.
- Poland, J.F., 1961. "The coefficient of storage in a region of major subsidence caused by compaction of an aquifer system". *U.S. Geol. Surv. Prof. 424-B. Art. 25.* B52-B53.
- Poland, J.F., 1977. "Land subsidence stopped by artesian-head recovery, Sta Clara Valley, California". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.* 124-132.
- Poland, J.F., Logfren, B.E. y Riley, F.S., 1972. "Glossary of selected terms useful in studies of the mechanics of aquifer systems and land subsidence due to fluid withdrawal". *U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2025.* USGS, Wash. D.C.
- Poland, J.F., Logfren, B.E., Ireland, R.L., y Pugh, R.G. 1975. "Land subsidence in the San Joaquin Valley, California as of 1972". *U.S. Geological Survey Prof. Paper 437-H.*

- Poulos, H.G., 1979. "Settlement of single piles in nonhomogeneous soils". *J. Geotech. Eng.* 105. GT5. 627-641.
- Poulos, H.G., 1989. "Pile behaviour-theory and application". *Géotechnique*, 39. N° 3. 365-415.
- Poulos, H.G. y Davis, E.H., 1968. "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers". *Géotechnique*, 18. 351-371.
- Poulos, H.G. y Davis, E.H., 1980. "Pile foundation analysis and design". Wiley.
- Prinzl, F. y Nutalaya, P., 1987. "Land subsidence in the Bangkok region: Reasons, effects and results of recent measurements". 'Groundwater effects in Geotechnical Engineering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 1. 323-326.
- Prokopovich, N.P., 1979. "Genetic classification on land subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 389-399.
- Puche, A. y Blanco, J., 1995. "Estudio de las Variaciones de los Niveles Freáticos en el Subsuelo del Casco Urbano de Murcia. Consecuencias Geotécnicas. G-166". Geotecnia y Proyectos, S. L.
- Review Panel, 1965. "Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils". *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, Butterworths, 7-21.
- Ricceri, G. y Favaretti, M., 1992. "National contributions by TC12 land subsidence committee members Italy". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Fond. Eng., Río de Janeiro, 5. 3214-3216.
- Ricceri, G., y Butterfield, R., 1974. "An analysis of compressibility data from a deep borehole in Venice". *Géotechnique*, 24.2. 175-191.
- Richards, B.G., 1965a. "Determination of the Unsaturated Permeability and Diffusivity Functions from Pressure Plate Outflow Data with Non-negligible Membrane Impedance". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas'. Butterworths, Australia. 47-54.
- Richards, B.G., 1965b. "An Analysis of Subgrade Conditions at the Horsham Experimental Road Site Using the Two-Dimensional Diffusion Equation on a High-Speed Digital Computer". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas'. Butterworths, Australia. 243-258.

- Richards, B.G., 1968a. "The solution of the two-dimensional moisture flow equation applied to road subgrade soil conditions". Civil Eng. Trans., Inst. Eng. Australia, CE 10.2. 209-212.
- Richards, B.G., 1968b. "A mathematical model for moisture flow in Horsham clay". Civil Eng. Trans., Inst. Eng. Australia, CE 10.2. 220-224.
- Richards, B.G., 1973. "Theoretical Transient Behaviour of Saturated and Unsaturated Soils under Load and Changing Moisture Conditions". Division of Applied Geomechanics Technical Paper no. 16. Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Australia, 1-23.
- Richards, L.A., 1931. "Capillary conduction of liquids through porous mediums". Physics, 1. 318-333.
- Rijtema, P.E., 1965. "An analysis of actual evapotranspiration". Agricultural Research Reports, Wageningen, No. 659.
- Riley, F.S., 1970. "Analysis of borehole extensometer data from Central California". Proc. First Int. Symp. on Land Subsidence. Tokyo. Japan. Int. Assoc. of Hydrological Sciences Pub. No. 89. 423-431.
- Ritchmeyer, R.D. y Morton, K.W., 1967. "Difference methods for initial-value problems". Interscience Pub. N.Y.
- Romero, E., 1999. "Characterisation and thermo-hydromechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study". Ph. D. Thesis, Polytechnical University of Cataluña.
- Roscoe, K.H. y Borland, J.B., 1968. "On the generalized stress strain behaviour of wet clay". Sym. on Eng. Plasticity. Cambridge Univ. Press. 535-609.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., y Thurairajah, A., 1963. "Yielding of clays in states wetter than critical". Geotechnique 13. 211-240.
- Ruano, E.S., 1983. "Proyecto Básico y de Ejecución de Nuevo Edificio de la Convalecencia en Murcia". Promotor: Junta de Patronos de la Fundación Chantre Rivera- Miembros del Ilmo. Cabildo Catedral de Murcia. Memoria.
- Runesson, K., Tagnfors, H. y Wiberg, N-E., 1978. "Finite element analysis of groundwater flow and settlements in aquifers confined by clay". 'Finite elements in water resources'. C. A. Brebbia, W. C. Gray and G. F. Pinder. Pentech Press. London. 1249-1268.
- Safai, N.M. y Pinder, G.F., 1979. "Vertical and horizontal land deformation in a desaturating porous medium". Adv. Water Resour. 2. 19-25

- Safai, N.M. y Pinder, G.F., 1980. "Vertical and horizontal land deformation due to fluid withdrawal". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 4. 131-142.
- Sandhu, R.S., 1979. "Modeling land subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence' ASCE. 565-579.
- Saxena, S.K., 1979. "A review of the methods used in investigations of subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence' ASCE. 214-233.
- Schapery, R.A., 1962. "Approximate methods of transform inversion for viscoelastic stress analysis". Fourth U. S. Nat. Cong. of App. Mech., ASME 2. 1075-1085.
- Schatz, J.F., Kasameyer, P.W., y Cheney, J.A., 1978. "A method of using in situ porosity measurements to place an upper bound on geothermal reservoir compaction". Second Invitational Well Testing Symp. Proc. Lawrence Berkeley Laboratory. Berkeley. 90-94.
- Schrefler, B.A., Lewis, R.W., y Norris, V.A., 1977. "A case study of the surface subsidence of the Polesine area". *Int. J. Num. An. Meth. Geomech.*, 1. 377-386.
- Schrefler, B.A., Lewis, R.W., y Majorana, C., 1981. "Subsidence above volumetric and waterdrive gas reservoirs". *Int. J. Num. Meth. in Fluids.* 1. 101-115.
- Schiffman, R.L., 1959. "The use of visco-elastic stress-strain laws in soil testing". ASTM, STP 254. Papers on Soils, Meetings. 131-155.
- Schiffman, R.L., Ladd, C.C., y Chen, A.T.F., 1966. "The secondary consolidation of clay". *Int. Symp. on Rheology and Soil Mech. Grenoble, France.* Springer Verlag. New York. 273-304.
- Scott, R.F., 1979. "Subsidence-a review". 'Evaluation and Prediction of Subsidence' ASCE. 1-25.
- Sen, B., 1950. "Note of the stress produced by nuclei of thermoelastic strain in a semi-infinite elastic solid". *Quart. Appl. Math.* 8. 365-368.
- Senent, M., 1995. "Informe hidrogeológico sobre los efectos de la sequía en los edificios de la ciudad de Murcia". Universidad de Murcia. Instituto del Agua.
- Skempton, A.W. y Bishop, A.W., 1954. "Soils" Chapter X of 'Building Materials their Elasticity and Inelasticity'. Amsterdam: North-Holland Pub. Comp. 415-482.
- Snethen, D.R., y Juang, G., 1992. "Evaluation of soil suction-heave prediction methods". *Proc. 7º Cong. Int. Suelos Expansivos, Dallas.* 12-17.

- Sparks, A.D.W., 1963. "Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils". Third Regional Conf. for Africa on Soil Mec. and Found. Eng. Salisbury, Rhodesia. 215-218.
- Sparks, A.D.W., 1979. "Numerical methods for the settlement of Venice and layered soil deposits". Proc. Third Int. Conf. Num. Meth. in Geometh. Aachen, West Germany. W. Wittke, Belkema. 1. 213-225.
- Statement of the review panel, 1965. "Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas'. Butterworths. 7-21.
- Steinbrenner, W., 1934. "Tafeln zur setzungberechnung". Die Strasse, 1:121.
- Suklje, L., 1969. "Rheological aspects of soil mechanics". Wiley-Interscience. London. England.
- Tan, T.K., 1957. "Three-dimensional theory on the consolidation and flow of the clay layers". Scientia Sinica 6. 203-215.
- Tan, T.K., 1958. "Secondary time effects and consolidation of clays". Scientia Sinica 7. 1060-1075.
- Tan, T.K., 1959. "Structure mechanics of clays". Scientia Sinica 8. 83-97.
- Taylor, D.W., 1948. "Principios fundamentales de Mecánica de Suelos". CECOSA, Ciudad de Méjico.
- Taylor, D.W. y Merchant, W., 1940. "A theory of clay consolidation accounting for secondary compression". J. Math Phys. 19. 167-185.
- Terzaghi, K., 1925. "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage". Franz Deuticke. Viena.
- Thomé, J.F., 1990. "Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada". Tesis Doctoral. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Thurman, A.G. y D'Appolonia, E., 1965. "Computed movement of friction and end-bearing piles embedded in uniform stratified soil". 6th ICSMFE. 2. 323-327.
- Tolman, C.F. y Poland, J.F., 1940. "Groundwater, salt-water infiltration, and ground surface recession in Santa Clara Valley, Santa Clara County, California". American Geophysical Union Transactions. 1. 23-34.

- Tritscher, P.; Read, W.W. y Broadsbridge, P., 2000. "Specific yield for a two-dimensional flow". *Water Resour. Res.* 36(6). 1393-1402.
- Vázquez, N.J., 2001. "Cálculo de la subsidencia unidimensional debida a los descensos del nivel piezométrico. Aplicación al casco urbano de Murcia y a los efectos sobre sus edificios". Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
- Verruijt, A., 1970. "Horizontal displacements in pumped aquifers (abstract)". *EOS. Trans. Ame. Geophys. Union* 51. 204.
- Walker, L.K. y Darvall, P.L.P., 1973. "Dragdown on coated and uncoated piles". *Proc. 8th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Engrg., Moscow.* Vol. 2.1. 257-262.
- Winikka, C.C., y Wold, P., 1977. "Land subsidence in central Arizona". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.* 95-103.
- Witherspoon, P.A. y Freeze, R.A., 1971. "The role of aquitards in multiple aquifer systems". *Penrose Conf. of the Geological Society of America. Geotimes.* 17. 22-24.
- Wolf, R.G., 1970. "Relationship between horizontal strain near a well and reverse water level fluctuation". *Water Resour. Res.* 6. 1721-1728.
- Wong, K.S. y Teh, C.I., 1995. "Negative skin friction on piles in layered soil deposits". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.* Vol 121, No. 6. 457-465.
- Wu, T.H., Resendiz, D., y Neukirchner, R.J., 1966. "Analysis of clay deformation as a rate process". *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE.* 92. 229-248.
- Yamamoto, S., 1977. "Recent trend of land subsidence in Japan". 'Land Subsidence Symposium'. *Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.* 9-15.
- Yeh, H.-D., Lu, R.-H., y Yeh, G.-T., 1996. "Finite element modelling for land displacements due to pumping". *Int. J. Num. An. Meth. Geom., Wiley,* 20. 79-99.
- Zeevaert, L., 1953. "Pore pressure measurements to investigate the main source of surface subsidence in Mexico City". *Proc. III Int. Conf. of Soil Mechanics. Zurich.*
- Zeevaert, L., 1957. "Consolidation of Mexico City clay". *Special Tech. Pub. American Society for Testing Materials.* No. 232. 18-32.
- Zeevaert, L., 1977. "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions". *Van Nostrand. New York.* 245-281.

Zienkiewicz, O.C. y Corneau, I.C., 1974. "Viscoplasticity-plasticity and creep in elastic solids-A unified numerical solution approach". *Int. J. Num. Meth. In Eng.* 8. 821-845.

Zienkiewicz, O.C. y Naylor, D.J., 1973. "Finite element studies of soils and porous media". 'Lectures on Finite Element Methods in Continuum Mechanics'. Oden and Oliveire. Univ. of Alabama, Huntsville. 459-493.

Zienkiewicz, O.C., Humpherson, C., y Lewis, R.W., 1977. "A unified approach to soil mechanics problems (including plasticity and visco-plasticity)". 'Finite Elements in Geomechanics'. G. Gudehus, Wiley-Interscience. London. 151-177.

RECONOCIMIENTOS

Este trabajo de investigación ha sido realizado completamente en el Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno de la Universidad de Sevilla, en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.

Su publicación se ha llevado a cabo gracias a la financiación de la Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia y de ASEMAS, Mutua de Seguros y Reaseguros a Prima Fija.

