



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE CIENCIA E INGENIERÍA DEL
TERRENO Y DE LOS MATERIALES

TESIS DOCTORAL

ANÁLISIS TEÓRICO DE LA
CONSOLIDACIÓN Y DEFORMACIÓN
ALREDEDOR DE COLUMNAS DE GRAVA

Autor

JORGE CASTRO GONZÁLEZ

Director

CÉSAR SAGASETA MILLÁN

Santander, 2008

Capítulo 4

INSTRUMENTACIÓN DE OBRAS REALES

Las medidas de campo son la mejor manera de comprobar la validez de los modelos teóricos y de laboratorio, así como de las hipótesis y simplificaciones realizadas en éstos. Sin embargo, resulta costoso y difícil lograr una caracterización completa del terreno y una buena precisión en las lecturas realizadas. En el repaso del estado del conocimiento se han estudiado algunos de los casos reales publicados. Basar el análisis de obras reales en estos datos es complicado, ya que no siempre se dispone de toda la información necesaria y el objetivo de las medidas es diverso. Por ello, con los medios disponibles, se decidió instrumentar una obra real de columnas de grava que aportase nuevos datos y de la que se tuviera un cierto control.

Para llevar a cabo la instrumentación se seleccionó un terraplén de carretera de la Variante de Sueca, en la N-322, provincia de Valencia. Esta obra presentaba una serie de ventajas que se enumeran más adelante. Adicionalmente, también se ha podido

realizar un control y seguimiento de las medidas realizadas en la construcción de unos macizos de tierra armada cimentados sobre columnas de grava en el enlace de Arbuio, próximo a Bilbao, en la autopista del corredor del Kadagua.

En cada caso, se detalla cómo se ha realizado la caracterización del terreno, cuáles son los objetivos de la instrumentación y por tanto, qué instrumentos de medida se han empleado. Por último, se muestran los resultados de las medidas, su interpretación y su comparación con análisis numéricos.

En la Variante de Sueca (Valencia), se ha hecho especial hincapié en el estudio de la instalación de las columnas de grava y en el desarrollo de un modelo tridimensional del problema. Los resultados de la instrumentación durante la elevación del terraplén no han sido completamente satisfactorios, debido a que la elevada permeabilidad horizontal del terreno ha impedido registrar incrementos de presión intersticial.

Por otra parte, en el estudio de los macizos de tierra armada de Arbuio (Vizcaya), se desarrollaron modelos de equilibrio límite y elementos finitos en deformación plana para analizar la estabilidad del terraplén, que era el principal problema en este caso. Los instrumentos de medida empleados han servido para analizar el comportamiento de las columnas y comparar con los modelos realizados.

4.1. VARIANTE DE SUECA

La instrumentación de un terraplén de carretera en la Variante de Sueca contaba con diversas ventajas que la hacían apropiada para llevar a cabo esta investigación: la construcción durante el periodo de realización de la tesis, la existencia de un estrato más o menos homogéneo de suelo blando, la horizontalidad del terreno natural y la amplia utilización de métodos de mejora del terreno a lo largo de toda la traza. Los inconvenientes que ha presentado esta obra son: la lejanía al centro de investigación, que ha limitado el número de visitas, el retraso en la elevación del terraplén por razones asociadas a la organización de la obra y una permeabilidad superior a la esperada del estrato blando.

Dentro de la Variante de Sueca, la zona instrumentada se sitúa en el terraplén de acceso al paso superior (estructura 7) que da continuidad a la carretera de Sueca a Albalat de la Ribera (CV-515), en el enlace de Sueca Norte, en el pk 4+480 de la traza principal, y más concretamente entre el pk 0+180 y 0+200 del eje 20, junto al estribo 1 de la estructura mencionada (Figura 4.1).

La ejecución de las columnas correspondía a una U.T.E. Geocisa-KellerTerra. Las columnas de grava correspondientes a la zona instrumentada se construyeron por vía seca con alimentación por fondo por un Vibrocat de la compañía KellerTerra. Su diámetro medio es de 0.8 m, con un espaciamiento de 2.8 m en una malla triangular. La longitud de las columnas es aproximadamente de 9 m.

4.1.1. Caracterización del terreno

La caracterización geotécnica del terreno en el Proyecto Constructivo se basó en los siguientes tipos de ensayos:

- Sondeos mecánicos
- Ensayos de penetración dinámica tipo Borros
- Ensayos de penetración estática CPTU (“piezoconos”)
- Ensayos de laboratorio sobre muestras procedentes de los sondeos

Toda esta información fue analizada más profundamente en el Informe geotécnico sobre los tratamientos de estabilización de los terraplenes, encargado por la empresa constructora (Dragados S.A.) a Intecsa-Inarsa S.A., con fecha 13 de septiembre de 2005. Como resultado de este informe se propuso una campaña de ensayos complementaria.

Estos ensayos complementarios fueron 15 piezoconos y 2 sondeos que tuvieron como objetivo concretar la extensión de los tratamientos en diferentes zonas. Fueron realizados por la empresa Igeotest y posteriormente analizados en el Informe geotécnico complementario sobre los tratamientos de estabilización de los terraplenes, realizado por Intecsa-Inarsa S.A. con fecha octubre de 2005.

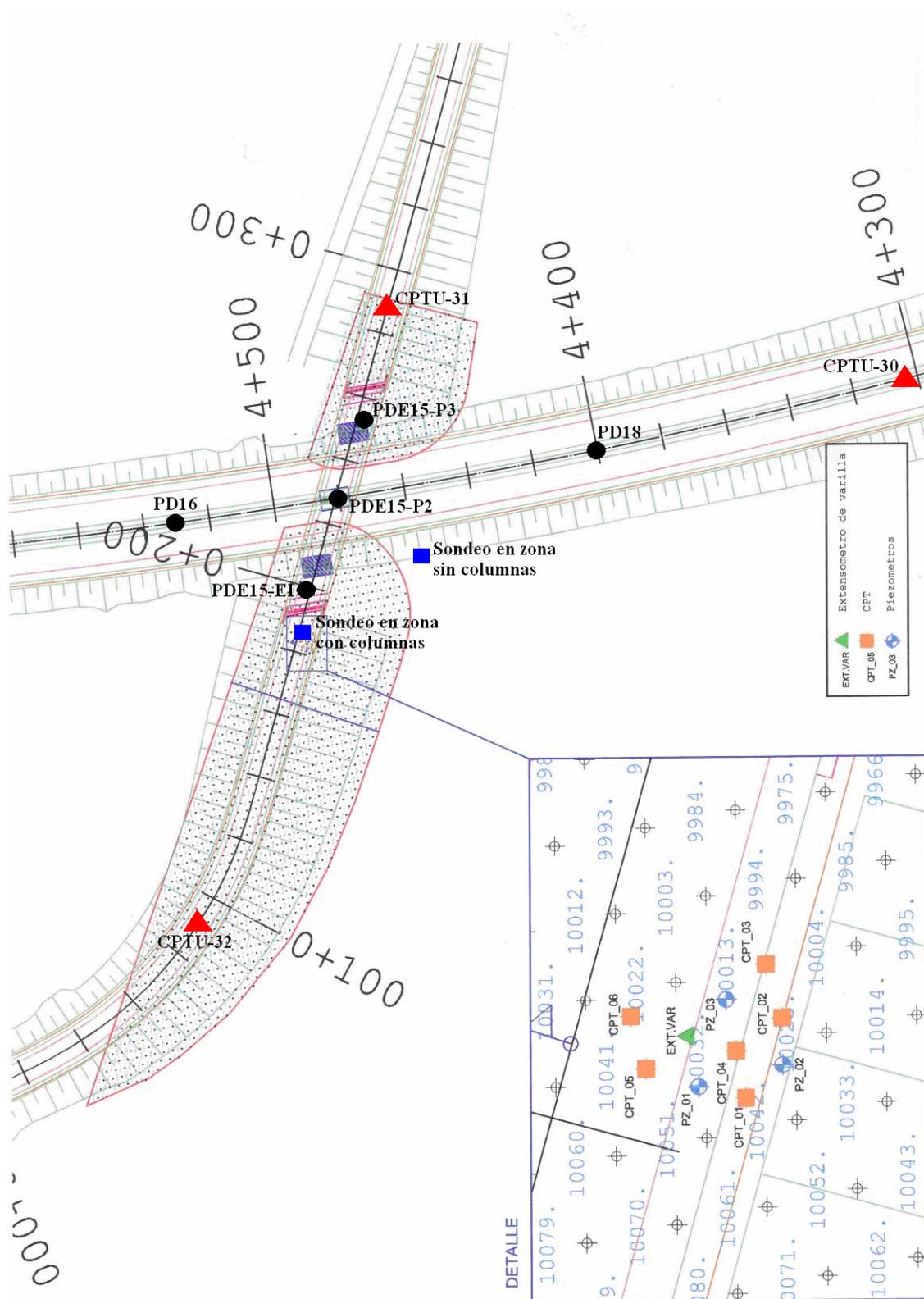


Figura 4.1. Planta de situación de la instrumentación (adaptado de Geocisa, 2007)

En la Figura 4.2 se muestra la columna de suelo tipo que se deduce de los ensayos de caracterización geotécnica en la zona de colocación de la instrumentación. La parte superior (primeros 2 m) está formada por limos y arcillas limosas sobreconsolidadas por desecación, que forman una costra superficial más dura ($c_u = 50-80$ kPa) que la arcilla inferior, blanda y susceptible y que llega hasta los 4 m de profundidad. Esta arcilla es el estrato más blando y más impermeable de todo el perfil. Entre 4 y 6 m, la arcilla es algo más dura y menos susceptible. Dependiendo de la localización del sondeo, aparecen vetas arenosas. Entre 6 y 8 m se encuentra un estrato arenoso con un contenido variable de limo. El estrato situado entre 8 y 10 m es un limo arcilloso bastante competente. Por debajo de 10 m aparecen arenas con intercalaciones arcillosas. La posición del nivel freático es entre 2.5 y 3 m de profundidad.

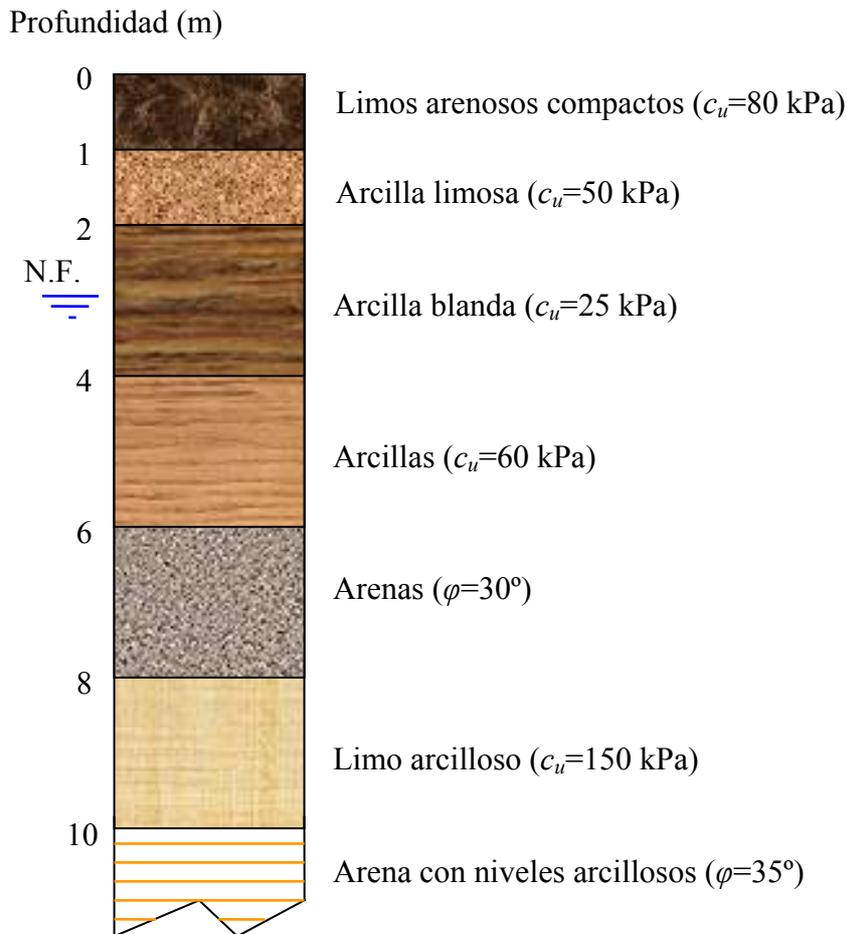


Figura 4.2. Perfil geotécnico típico en la zona instrumentada

Los ensayos de penetración dinámica más cercanos a la zona instrumentada son los siguientes:

- PDE15-P3 (pk 4+470)
- PDE15-P2 (pk 4+480)
- PDE15-EI (pk 4+500)

No se ha podido disponer de los resultados directos de estos ensayos. Sin embargo, en la Figura 4.3 se muestra la variación de la resistencia al corte sin drenaje con la profundidad, obtenida de ellos mediante la correlación $c_u[t/m^2]=1.5 \cdot 0.81 \cdot N_{20}$

En los dos primeros metros las resistencias alcanzan valores próximos a 100 kPa ($N_{20} = 8$), debido a la existencia de una costra superficial sobreconsolidada por desecación. Entre 2 y 4 m, aparece la zona con menor resistencia, valores entre 20-50 kPa ($N_{20} = 2-4$). A partir de esa profundidad la resistencia aumenta, y entre 6 y 10 m presenta un valor medio de 150 kPa ($N_{20} = 12$).

Los piezoconos más próximos a la zona instrumentada corresponden a la campaña complementaria y son el CPTU-31 (pk 0+280 del eje 20) y CPTU-32 (pk 0+080 del eje 20). Desgraciadamente, estos piezoconos se encuentran relativamente lejos de la zona instrumentada (100 m), dada la variabilidad del terreno. Los resultados de la penetración se muestran en la Figura 4.4. La resistencia por punta mostrada no ha sido corregida con la presión intersticial debido a las anomalías en este valor que se comentan más adelante. La lectura de la presión intersticial se realiza en el contacto entre la punta y el vástago (posición 2). De los ensayos de disipación se obtienen valores del coeficiente de consolidación horizontal del orden de $c_h = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$. Sin embargo, éstos están realizados al final de la penetración, en el estrato más firme, y no en la parte intermedia más blanda, que se pretende analizar. Las sobrepresiones intersticiales medidas por el piezocono durante la penetración son negativas, lo que indicaría un elevado grado de sobreconsolidación. Sin embargo, parece evidente que existe alguna anomalía en la lectura de la presión intersticial, u_2 , a partir de los 6-8 m de profundidad. En ese punto, la curva presenta un salto y el valor de la presión intersticial se mantiene constante, en torno a -50 kPa, debido quizá a la desaturación del filtro poroso. La razón de fricción que cabe deducir del ensayo es inferior a dos en algunas partes, reflejando la existencia de pequeñas capas arenosas.

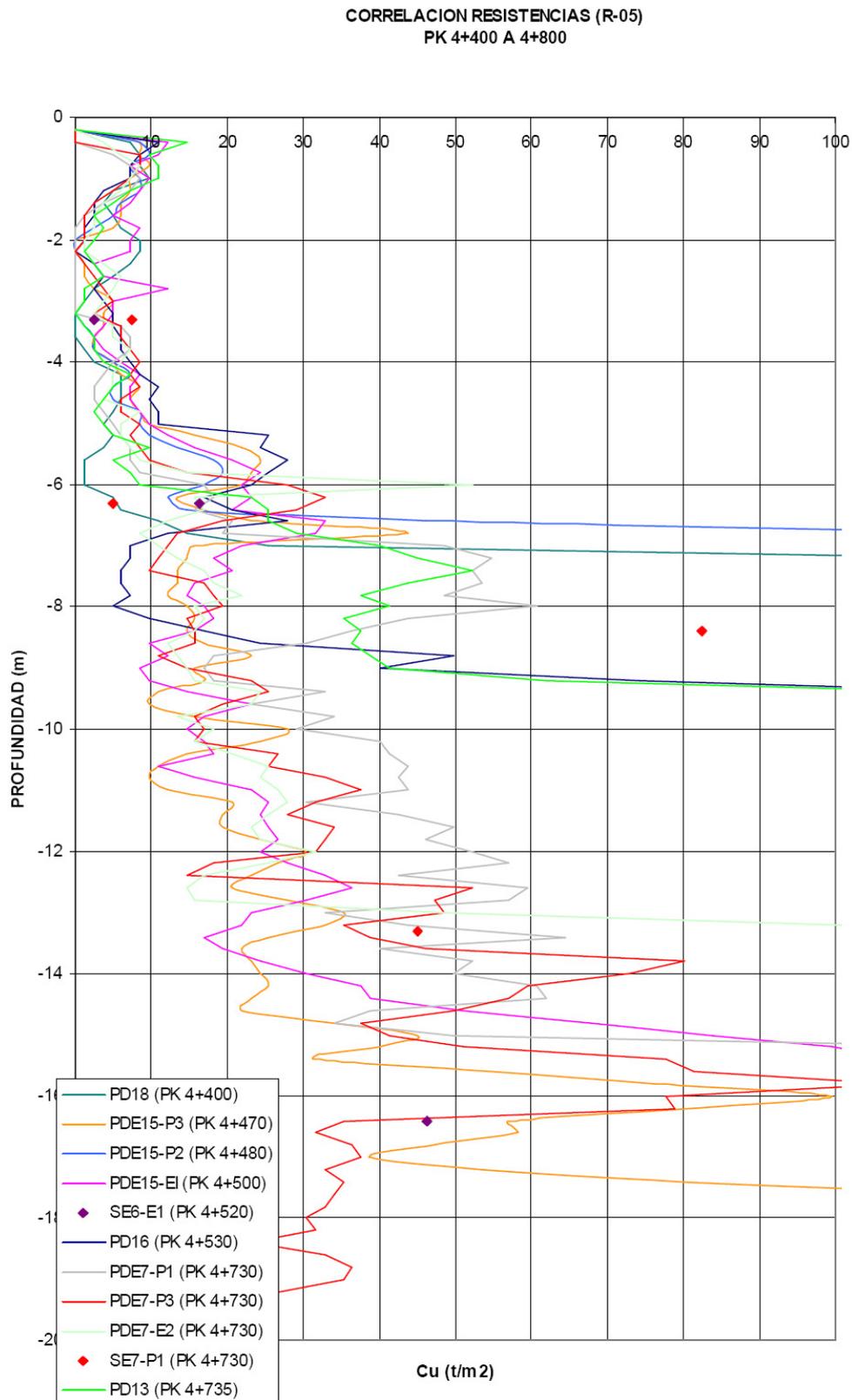


Figura 4.3. Resistencia al corte sin drenaje obtenida a partir de penetrómetros dinámicos y cortes simples (Intecsa-Inarsa, 2005)

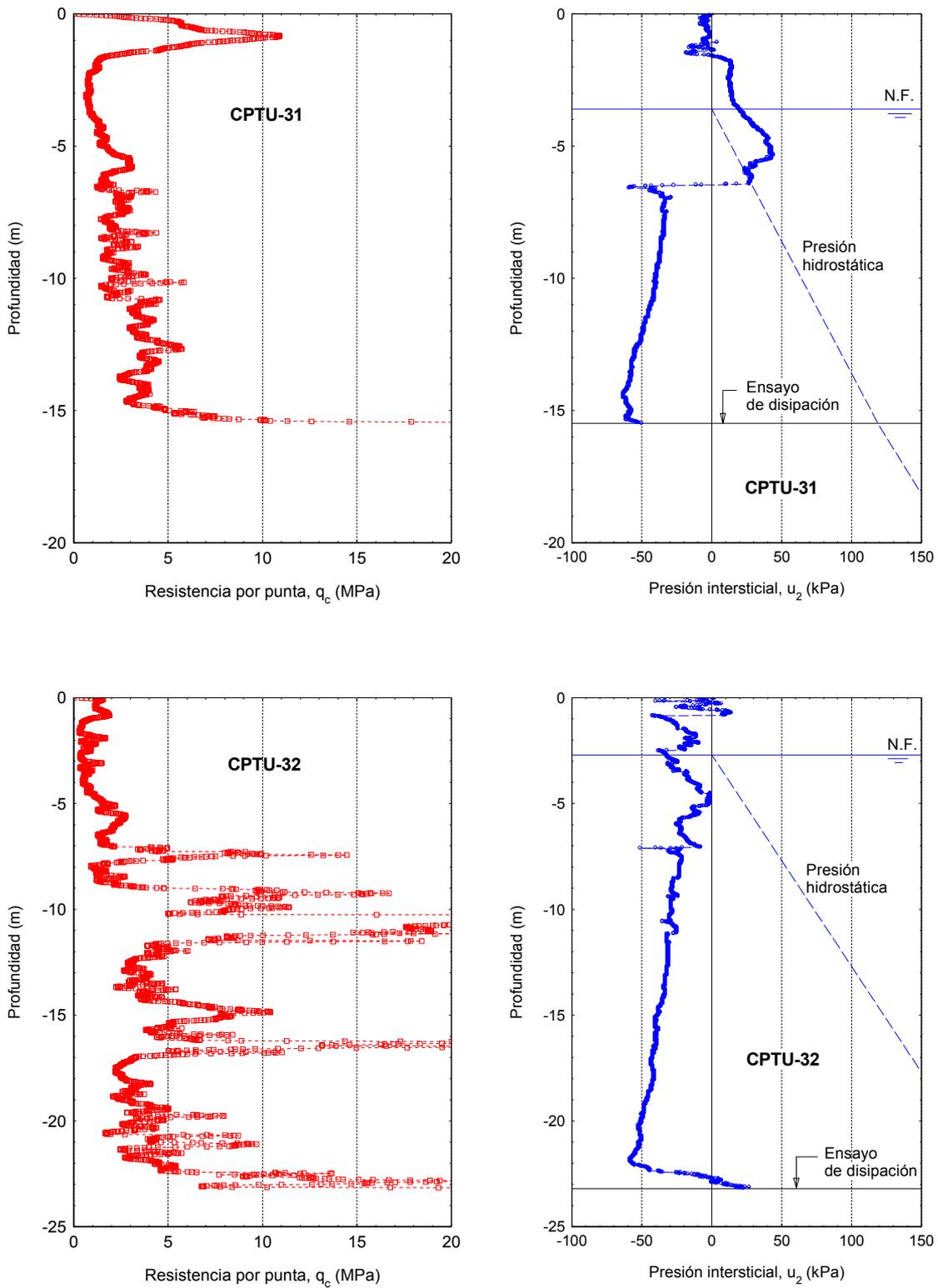


Figura 4.4. Resistencia por punta y presión intersticial medida en los piezoconos más cercanos a la zona instrumentada

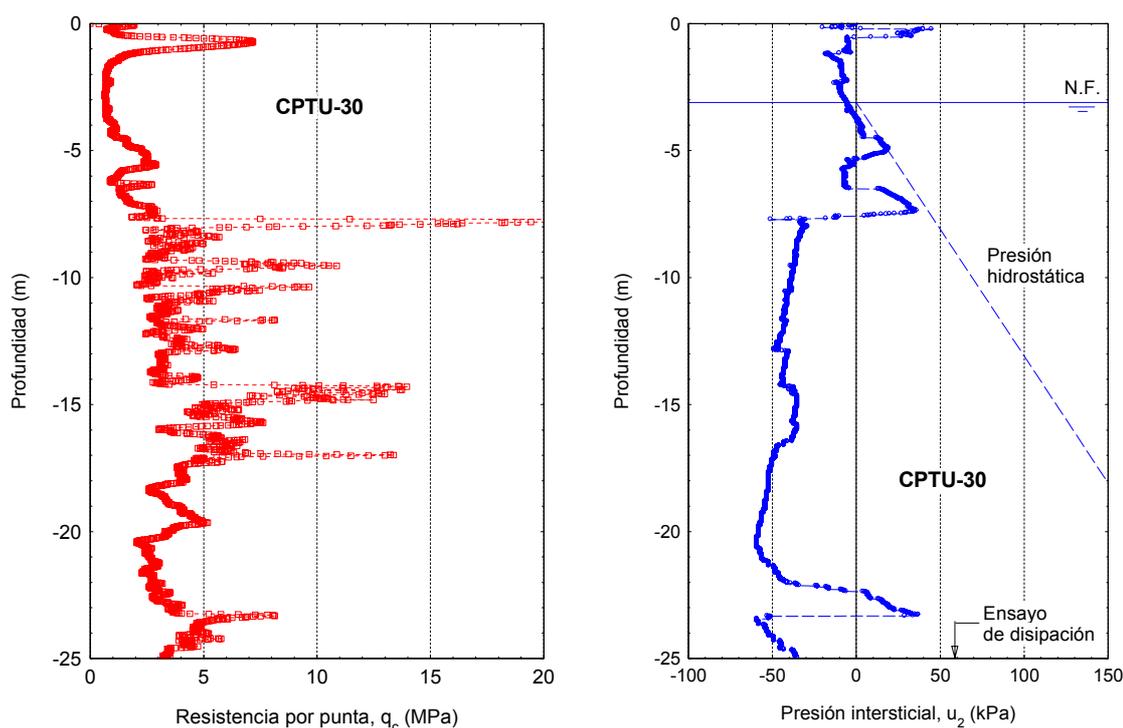


Figura 4.5. Resistencia por punta y presión intersticial medida en el piezocono CPTU-30

Los resultados del siguiente piezocono más cercano, CPTU-30, en el pk 4+320 del eje principal, muestran estratos bastante permeables entre 1-5m y 6.5-7.5m (Figura 4.5). Los resultados obtenidos en los diferentes piezoconos reflejan la variabilidad del terreno tratado y la posibilidad de que existan capas drenantes en la zona de colocación de los piezómetros.

De la resistencia al corte sin drenaje obtenida de las correlaciones con ensayos de penetración dinámica (Figura 4.3) y de los ensayos de penetración estática (Figura 4.4) se comprueba que entre 8 y 10 m, las columnas alcanzarán un substrato competente.

Para obtener datos más fiables del perfil de terreno de la zona instrumentada y la posible influencia de la ejecución de las columnas, se realizaron dos sondeos, uno en la zona ya tratada con columnas (Sondeo 2), correspondiente a la instalación de un extensómetro de varillas, y otro fuera de la zona tratada con columnas pero próximo a la instrumentación (Sondeo 7). De estos sondeos se tomaron muestras cada 2 metros y se realizaron una serie de ensayos. Todos estos ensayos aparecen recogidos en el “Informe

de resultados de los ensayos de las muestras de sondeos (Variante de Sueca)” emitido el 24 de septiembre de 2006 por Geocisa, a solicitud de la Universidad de Cantabria.

Las muestras extraídas son las siguientes:

- Sondeo 7 de 2.00 a 2.60 m
- Sondeo 7 de 4.00 a 4.60 m
- Sondeo 7 de 6.00 a 6.60 m
- Sondeo 7 de 8.60 a 9.20 m
- Sondeo 2 de 4.00 a 4.60 m
- Sondeo 2 de 8.00 a 8.60 m
- Sondeo 2 de 10.10 a 10.70 m

Y los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Granulometría por tamizado
- Límites de Atterberg
- Densidad
- Humedad
- Compresión simple
- Edómetro
- Triaxial C-U

Los ensayos de compresión simple de las muestras del S-7 de 2.00 a 2.60 m y del S-2 de 10.10 a 10.70 m no pudieron realizarse.

Los parámetros de identificación de suelos como porcentaje de finos (<0.08 mm), densidad seca, humedad y límites de Atterberg se muestran en la Tabla 4.1. Estos parámetros son bastante uniformes en todas las muestras excepto en la más profunda y en la más superficial del sondeo realizado en la zona de suelo sin tratar (Sondeo 7). De los límites de Atterberg se obtiene que el suelo es una arcilla de baja plasticidad (CL).

Los parámetros resistentes y de deformacionales se resumen en la Tabla 4.2. Éstos se han obtenido mediante el ensayo edométrico, el ensayo triaxial de compresión consolidado-sin drenaje (C-U) y el ensayo de compresión simple.

Tabla 4.1. Resumen de los ensayos de identificación de suelos

<i>Sondeo</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>% Finos</i>	γ_d (kN/m ³)	<i>W (%)</i>	<i>w_L(%)</i>	<i>w_P(%)</i>	<i>IF</i>
Suelo tratado	4-4.6	95.5	17.0	21	35.4	19.5	0.09
	8-8.6	88.0	17.2	22	34.2	16.8	0.30
	10.1-10.7	83.8	16.4	22	32.2	16.3	0.36
Suelo sin tratar	2-2.6	65.4	17.8	18	21.8	16.7	0.25
	4-4.6	96.1	17.0	22	33.0	18.3	0.25
	6-6.6	86.6	17.4	19	33.6	18.1	0.06
	8.6-9.2	87.5	17.3	21	26.6	8.4	0.69

Tabla 4.2. Resumen de los ensayos edométrico, triaxial y compresión simple

<i>Sondeo</i>	<i>Profund. (m)</i>	<i>c' (kPa)</i>	Φ (°)	<i>c_u (kPa)</i>	<i>A_r(300)</i>	<i>e₀</i>	σ'_p (kPa)	<i>C_c</i>	<i>C_s</i>
Suelo tratado	4-4.6	25	26	29.5	0.40	0.600	150	0.130	0.020
	8-8.6	20	25	30.5	0.30	0.577	100	0.110	0.017
	10.1-10.7	15	28		0.10	0.623	65	0.109	0.012
Suelo sin tratar	2-2.6	70	32		-0.17	0.516	160	0.086	0.008
	4-4.6	23	29	78.0	0.20	0.580	210	0.123	0.016
	6-6.6	31	26	166.5	-0.03	0.552	300	0.118	0.012
	8.6-9.2	30	30	57.0	0.08	0.560	150	0.065	0.006

A_r(300): Coeficiente A de Skempton en rotura para una presión de célula de 300 kPa

Los ensayos de compresión simple muestran valores inferiores de la resistencia al corte sin drenaje en el sondeo realizado en el suelo tratado. Además, los valores del módulo elástico sin drenaje secante en los dos ensayos realizados sobre muestras obtenidas del suelo tratado son muy bajos (1.5 MPa). Debido a la susceptibilidad de la arcilla, el remoldeo provocado por la instalación de las columnas podría explicar esta disminución de la resistencia al corte sin drenaje.

Del ensayo triaxial se obtienen valores uniformes y esperados del ángulo de rozamiento (26°-28°). El coeficiente A de Skempton en rotura para una presión de célula de 300 kPa indica que las muestras están sobreconsolidadas para esa presión. Sin embargo, esta sobreconsolidación es menor una vez que la arcilla ha sido tratada con columnas de grava, lo que vuelve a indicar el remoldeo sufrido.

La permeabilidad de la arcilla medida en el ensayo edométrico es del orden de 10^{-8} cm/s. Como es lógico, ésta disminuye cuanto mayor es el nivel de tensiones (Figura 4.6). Con este valor de la permeabilidad, el coeficiente de consolidación varía entre 10^{-3} y 10^{-4} cm/s. Aunque estos valores no son comparables con los obtenidos de los piezoconos ($c_h = 10^{-2}$ cm/s) que se realizaban sobre la arcilla más rígida, no difieren en exceso porque la permeabilidad horizontal es superior a la vertical.

Los índices de compresión, C_c , son mayores en la parte intermedia más blanda (3-8m). Las presiones de preconsolidación son mayores en las muestras obtenidas antes de instalarse las columnas. Sin embargo, los valores obtenidos no son los suficientemente elevados como para obtener las razones de sobreconsolidación que se estiman a partir de otros ensayos.

Los parámetros obtenidos muestran la existencia de una arcilla de baja plasticidad más o menos uniforme, más rígida en la costra superior, donde se encuentra sobreconsolidada por desecación, y también más rígida por debajo de los 8 m.

Como conclusión, puede establecerse que la ejecución de las columnas provoca un remoldeo de la arcilla sobreconsolidada y susceptible, disminuyendo su resistencia al corte sin drenaje. No obstante, parte de la diferencia entre los valores medidos en uno y otro sondeo puede deberse también a las diferentes características del suelo en los mismos.

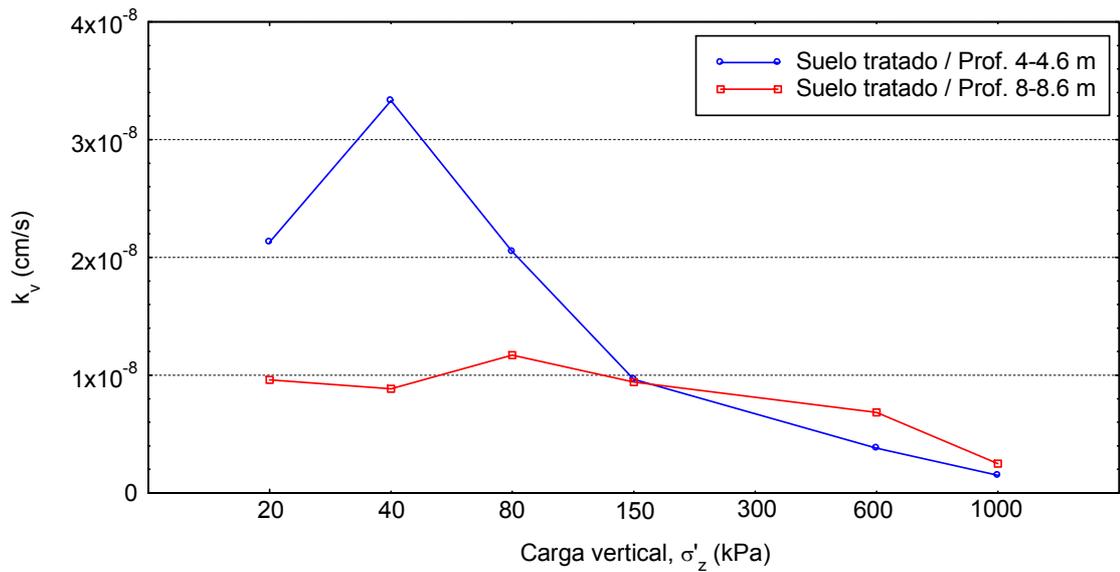


Figura 4.6. Permeabilidad medida en el ensayo edométrico

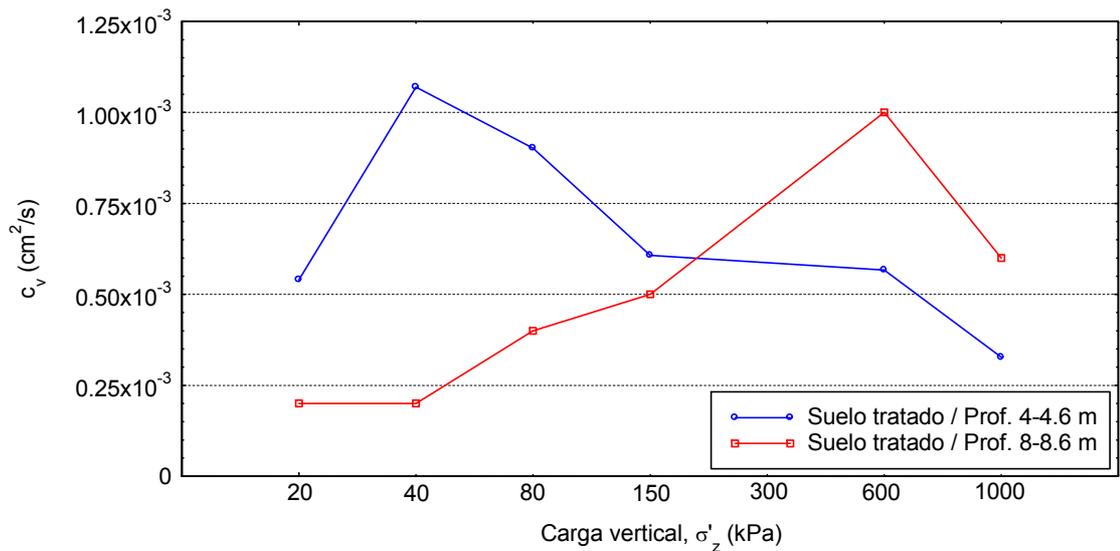


Figura 4.7. Coeficiente de consolidación medido en el ensayo edométrico

4.1.2. Estudio de la instalación de las columnas

Las columnas de grava constituyen un método de mejora del terreno que actúa fundamentalmente como inclusiones con una mayor rigidez, resistencia y permeabilidad que el terreno natural. Sin embargo, la ejecución de las columnas, sobre todo mediante vía seca, afecta a las propiedades del terreno natural, como se ha visto en el apartado anterior. Existen muy diferentes y diversas opiniones sobre si esta alteración del terreno

natural es importante y/o beneficiosa. Esta diversidad de opiniones se debe a la variedad de métodos de construcción de las columnas y a los diferentes tipos de suelo. Por último, esta alteración también es difícil de cuantificar, y por ello, no se suele tener en cuenta en el diseño de las columnas.

En suelos granulares, la mejora de la resistencia y rigidez de un suelo se debe fundamental a la vibración, como ocurre en la vibro-compactación. Este fenómeno está ampliamente estudiado, ya sea mediante casos prácticos o cada vez más, mediante análisis teóricos del proceso.

Contrariamente a lo que ocurre en suelos granulares, la vibración tiene efectos muy pequeños en suelos arcillosos y la mejora de las propiedades del suelo se produce como consecuencia de la expansión radial de la cavidad cilíndrica durante la penetración del torpedo.

Los autores que estudian la mejora de las propiedades del suelo se basan en este incremento de la tensión radial para justificar la mejora. El incremento de tensión radial produce un incremento de las presiones intersticiales y conforme éstas se van disipando, las tensiones efectivas en el terreno circundante aumentan y por tanto, aumenta también la resistencia y rigidez del suelo (Guetif et al., 2007).

Por el contrario, otros autores (Watts et al., 2000; Malarvizhi e Ilamparuthi, 2004) esgrimen que cuando la arcilla es susceptible, el remoldeo provocado por la instalación de las columnas disminuye la resistencia del suelo original, tal y como se ha comprobado en el caso aquí presentado.

Empleando la instrumentación que se iba a realizar para estudiar la elevación del terraplén, se aprovechó la oportunidad para estudiar el proceso de construcción de las columnas de grava (Figura 4.8). Mediante los diferentes piezómetros instalados se estudió la generación de las presiones intersticiales durante la instalación de las columnas, así como su posterior disipación. Este estudio pretende aclarar si las presiones intersticiales generadas son muy elevadas y tardan mucho en disiparse, y por tanto, deben tenerse en cuenta como un efecto negativo en el diseño de las columnas, o por el contrario, la disipación de las mismas es muy rápida y la mejora de las propiedades del terreno puede tenerse en cuenta en el diseño.

Instrumentación

Se instalaron 6 piezómetros de cuerda vibrante en 3 sondeos. La fecha de instalación fue el 6 de abril de 2006, cuando las columnas todavía no habían sido construidas en la zona instrumentada. Se eligió emplear piezómetros de cuerda vibrante porque permiten obtener buenas lecturas tanto en periodos largos (consolidación) como cortos (instalación de las columnas). Los sondeos se realizaron en el punto medio entre columnas, estando agrupadas en un hexágono de columnas, como se muestra en la Figura 4.10.



Figura 4.8. Construcción de las columnas de grava en la Variante de Sueca

En cada sondeo se instalaron dos piezómetros en las zonas menos permeables, debajo del nivel freático. La situación de cada piezómetro se hizo a la luz del perfil estratigráfico de cada sondeo. La descripción del sondeo piezométrico tipo es la siguiente:

0-0.5 m	Relleno
0.5-1.5 m	Terreno vegetal
1.5-2 m	Limos arcillosos
2-5.3 m	Arcillas limo arenosas (N.F. a cota -3 m)
5.3-6.5 m	Arcillas arenosas con nódulos
6.5-7.8 m	Limos arcillo-arenosos con nódulos
7.8-8.7 m	Limos arenosos con nódulos

Se decidió instalar los piezómetros más superficiales a una profundidad de 4 m, y los más profundos a 7 m, excepto en el sondeo 3, donde la arcilla más dura apareció a una profundidad inferior y el piezómetro se instaló a la cota -6.6 m. Cada piezómetro se colocó en el sondeo dentro de una celda de arena, cubierta con una capa de bentonita para garantizar lecturas localizadas.

Para poder estudiar el efecto de la construcción de las columnas sobre las presiones intersticiales, era necesario tener no sólo el registro de la evolución de las presiones intersticiales sino también diferentes parámetros que evaluaran la construcción de las columnas. Para lo que se emplearon las hojas de control de calidad estándares de la construcción de las columnas, facilitadas por el Vibrocat de la compañía KellerTerra (Apéndice B). En ellas, se muestra la profundidad a la que se encuentra la punta del vibrador y la intensidad de corriente empleada por el motor a lo largo del tiempo de ejecución de la columna. El tiempo medio empleado en la ejecución de cada columna fue de 15 minutos, de los cuales dos de ellos se dedicaron a realizar la perforación y el resto a compactar la grava. La perforación no se realiza de una manera continua, y para facilitar su ejecución se realizan varios retrocesos y avances del vibrador.

La intensidad de la corriente representa la energía consumida durante el proceso, proporcionando una idea de la fuerza radial necesaria para expandir la cavidad y realizar la perforación. Cuanto más rígido es el terreno a perforar, mayor es la intensidad de corriente necesaria. Una vez realizada la perforación, la energía se consume en compactar la grava y en aumentar ligeramente el diámetro de la cavidad hasta su valor

final. Por ello, la intensidad es el parámetro controlado para garantizar la correcta compactación de la grava de la columna.

A partir de la evolución de la profundidad del vibrador con el tiempo, se puede obtener el consumo de grava, y con él, el perfil aproximado de la columna. Cuando la tolva de grava está siendo cargada, la profundidad del vibrador se mantiene constante. Así, se conoce cuántas veces y cuándo ha sido cargada. El consumo de grava se obtiene a partir de su capacidad, que en este caso era de 0.9 m^3 . Para determinar el perfil teórico de la columna, es necesario determinar el coeficiente de paso del volumen de grava en la tolva al volumen de grava compactado en la columna. Aunque no se han realizado medidas, se estima un coeficiente de paso aproximado de 0.85. A modo de ejemplo, se muestra el perfil teórico de la columna de grava número 10041 que puede deducirse del consumo de grava observado (Figura 4.9). Se comprueba que el diámetro es mayor en la parte más blanda.

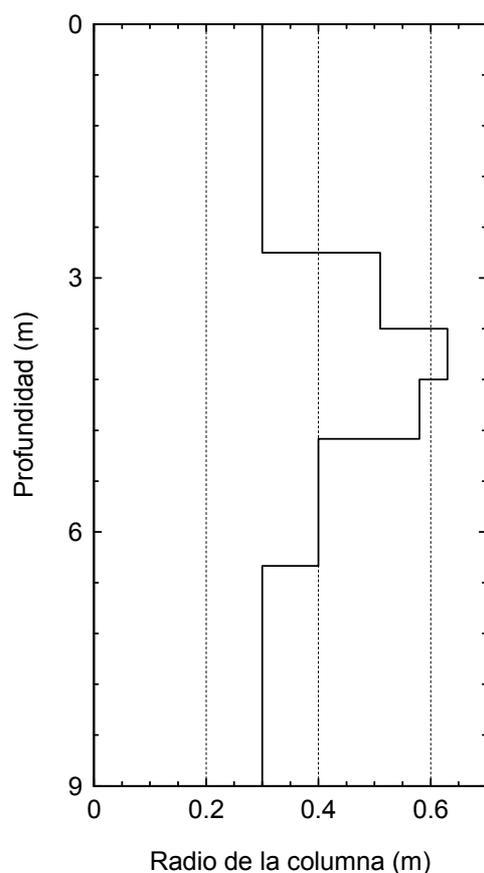


Figura 4.9. Perfil teórico de la columna 10041

Se diseñó una secuencia de construcción de las columnas que facilitara la interpretación de los resultados (Figura 4.10). El orden de ejecución de las columnas es el siguiente: (1) 10041 ; (2) 10031 ; (3) 10040 ; (4) 10059 ; (5) 10069 ; (6) 10060 y (7) 10050.

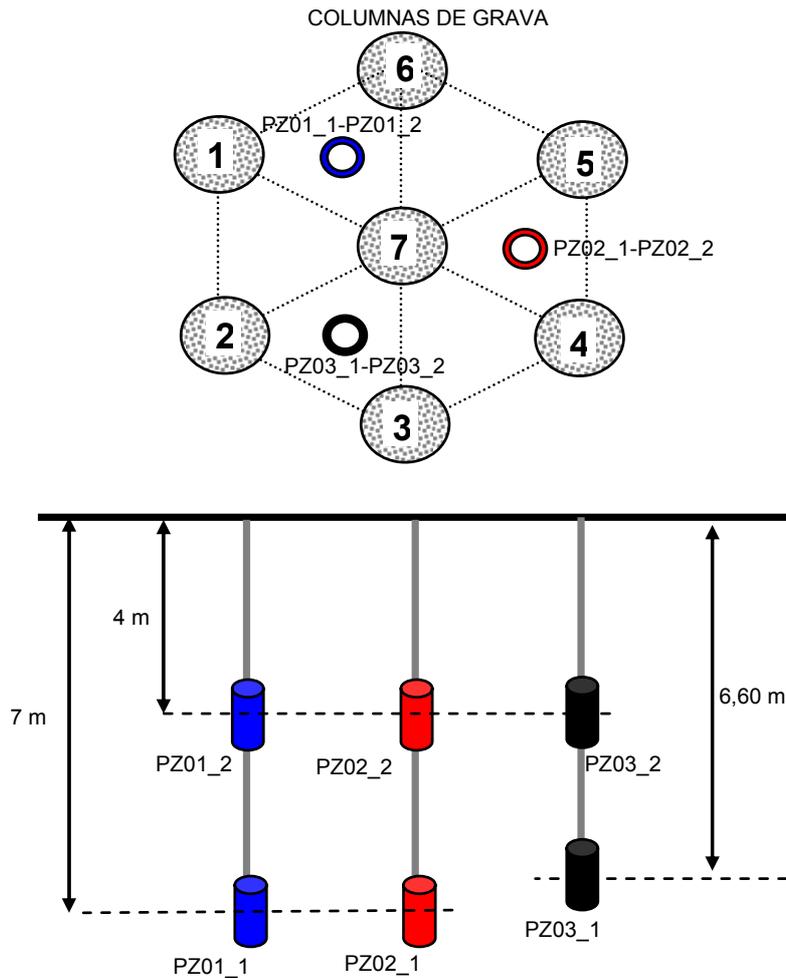


Figura 4.10. Esquema de instalación de los piezómetros y orden de ejecución de las columnas de grava

Primero se ejecutó una columna del contorno para tener la construcción de una columna en el suelo virgen y con lecturas de piezómetros a tres distancias diferentes.

Después se ejecutaron el resto de columnas del contorno y por último la columna central, que se ejecutó la última porque se preveía que podían provocarse daños en los piezómetros al colocarse la maquinaria sobre los mismos. Se consideró que con un anillo hexagonal de columnas alrededor de los piezómetros era suficiente. El control de la ejecución de otro anillo más exterior (formado por 12 columnas), además de alargar y encarecer el proceso, no parece tener especial interés, ya que los incrementos de presión esperados a esas distancias son pequeños.

Para la toma casi continua de lecturas de presiones intersticiales en los piezómetros, se instaló un equipo de adquisición de datos que almacenó la lectura de los piezómetros cada 10 segundos durante las 2 horas y 30 minutos que se tardó en ejecutar las 7 columnas, desde las 16:00 hasta las 18:30 aproximadamente del 19 de abril del 2006. El equipo de adquisición de datos se muestra en la Figura 4.11.

Desde el día anterior se había comprobado el correcto funcionamiento de los piezómetros y una lectura constante de los mismos. Esta lectura sirve para fijar una profundidad del nivel freático en esa zona y esas fechas, y la profundidad exacta de cada piezómetro. En la Tabla 4.3 aparecen reflejadas las lecturas iniciales de cada piezómetro, así como la profundidad deducida a partir de un nivel freático a la cota -2.4 m.

Tabla 4.3. Presiones intersticiales iniciales y profundidad exacta de los piezómetros

P_z	<i>01_1</i>	<i>01_2</i>	<i>02_1</i>	<i>02_2</i>	<i>03_1</i>	<i>03_2</i>
u_0 (kPa)	47.40	16.80	44.40	16.00	40.20	16.00
z (m)	7.14	4.08	6.84	4.00	6.42	4.00

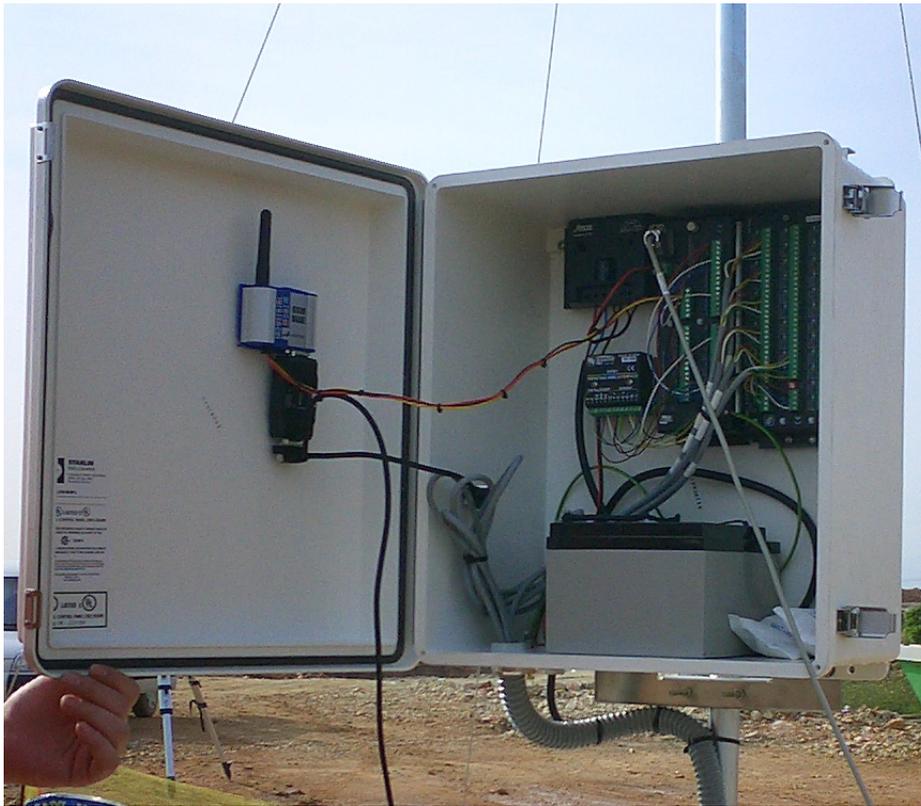


Figura 4.11. Equipo de adquisición de datos para lectura continua de los piezómetros

En el Apéndice C se muestran los resultados de las lecturas obtenidas en cada piezómetro. Desafortunadamente, durante la ejecución de las columnas se fueron dañando progresivamente los diferentes piezómetros, y al finalizar la ejecución de la última columna, ningún piezómetro estaba en funcionamiento. Se cree que los grandes esfuerzos provocados por el vibrador en el suelo y la proximidad de los piezómetros motivaron el arranque o desprendimiento de los cables de conexión. En futuras medidas de este tipo se recomienda tener este hecho presente y reforzar estas conexiones.

Para analizar la influencia de la instalación de las columnas en el registro casi continuo de presiones intersticiales, en la Figura 4.12 se comparan todos los datos obtenidos.

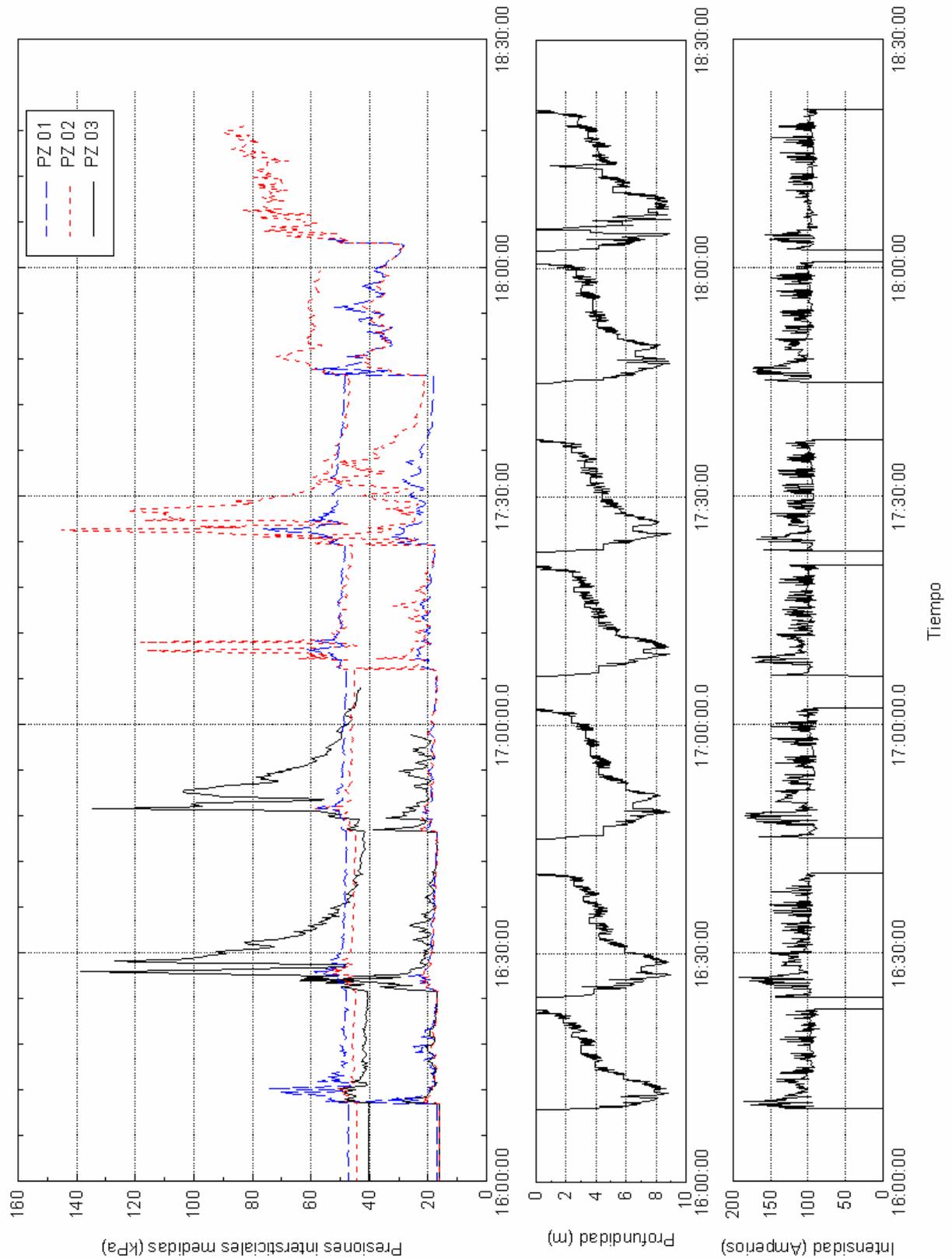


Figura 4.12. Presiones intersticiales durante la ejecución de las columnas

Análisis

Cuando se construye una columna de grava, la presión intersticial del suelo circundante aumenta rápidamente, alcanzando valores máximos para la profundidad a la que se encuentra el vibrador. Como la penetración no es continua, el proceso de avance y retirada del vibrador puede influir en el valor exacto del pico de presión intersticial registrado. De las lecturas obtenidas en los piezómetros durante la instalación, se deducen los picos de presión intersticial que se muestran en la Tabla 4.4. Es clara la influencia en estos valores de la distancia existente entre la columna ejecutada y el piezómetro donde se registra la lectura. Los valores de estas distancias se muestran en la Tabla 4.5.

El análisis de los picos de presión intersticial se realiza mediante la teoría de expansión de cavidades cilíndricas. Contrariamente a lo que ocurre en suelos granulares, la vibración transmitida por el torpedo tiene un efecto despreciable sobre la presión intersticial, por tanto, el incremento registrado en la presión intersticial durante la instalación de las columnas se debe principalmente a la expansión de la cavidad realizada por el vibrador (Figura 4.13).

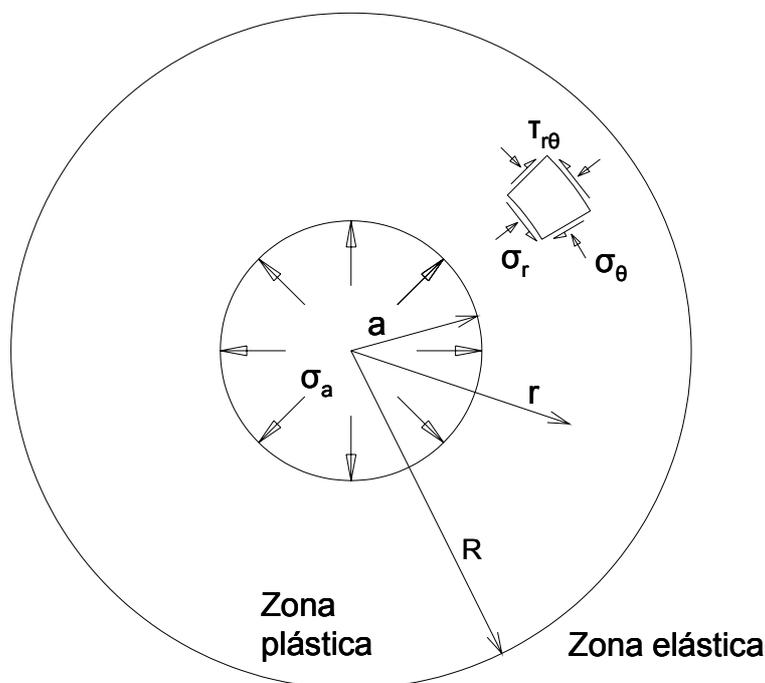


Figura 4.13. Esquema de expansión de la cavidad cilíndrica

Tabla 4.4. Picos de presión intersticial durante la instalación de columnas

<i>Pz/CG</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
01_1	27.2	11.2	10.0	13.6	27.7		
01_2	28.8	9.4	4.0	7.9	15.0	41.4	
02_1	5.7	10.5	13.7	73.0	99.3	25.2	
02_2	6.4	5.1	6.8	27.5	43.1	21.0	61.8
03_1	10.4	98.1	93.1				
03_2	12.5	47.4	21.7				

Presión intersticial, u , en kPa**Tabla 4.5. Distancia a los piezómetros durante la instalación de cada columna (m)**

<i>Pz/CG</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
01_1	1.6	3.2	4.3	4.3	3.2		
01_2	1.6	3.2	4.3	4.3	3.2	1.6	
02_1	4.3	4.3	3.2	1.6	1.6	3.2	
02_2	4.3	4.3	3.2	1.6	1.6	3.2	1.6
03_1	3.2	1.6	1.6				
03_2	3.2	1.6	1.6				

Distancia en m

La expansión de la cavidad se realiza desde un radio nulo, cuando ésta no existe, hasta un valor igual al radio del vibrador. Como se ha comentado, la penetración no es continua, el retroceso del vibrador provoca una contracción en la parte libre de la cavidad y una instantánea disminución de las presiones intersticiales que son recobradas de nuevo, una vez el vibrador vuelve a continuar la penetración. Durante la construcción de la columna, la grava es compactada y empujada contra las paredes de la cavidad, expandiéndose ésta hasta su radio final.

El problema se modela en coordenadas cilíndricas, y se considera que los picos de presión intersticial ocurren en condiciones no drenadas. Las tensiones tangenciales en el contacto de la cavidad se suponen pequeñas y se desprecian. En la Figura 4.13, se ha mostrado un esquema del modelo de expansión de cavidad cilíndrica.

Al tratarse de una situación sin drenaje, se emplea el criterio de Tresca para determinar la rotura, y junto con las ecuaciones de equilibrio, permiten obtener las tensiones principales.

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0 \\ \sigma_r - \sigma_\theta - 2c_u &= 0 \end{aligned} \right\} \frac{d\sigma_r}{2c_u} = \frac{dr}{r} \quad (4.1)$$

$$\sigma_r = \sigma_a - 2c_u \ln\left(\frac{r}{a}\right) \quad (4.2)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_a - 2c_u \ln\left(\frac{r}{a}\right) - 2c_u \quad (4.3)$$

donde c_u es la resistencia al corte sin drenaje, a es el radio de la cavidad y σ_a es la tensión radial aplicada en la pared de la cavidad. Se supone que la tensión radial es la tensión principal mayor, mientras que la tensión circunferencial es la tensión principal menor. Esto puede comprobarse una vez obtenida la solución.

Para poder obtener la tensión vertical es necesario suponer condiciones de deformación plana. A pesar de que durante la ejecución de las columnas, se observaron conos de elevación de tierras de unos 20 cm, estas deformaciones se localizan en la parte superior y la hipótesis de deformación plana es aceptable para el resto de la columna.

$$\sigma_z = \sigma_a - 2c_u \ln\left(\frac{r}{a}\right) - c_u \quad (4.4)$$

Al emplear un modelo elasto-plástico perfecto, el incremento de la presión intersticial en la zona elástica es nulo e igual al incremento de la tensión octaédrica en la zona plástica.

$$\Delta u = (\sigma_a - \sigma_0 - c_u) - 2c_u \ln\left(\frac{r}{a}\right) \quad \text{para } a < r < R \quad (4.5)$$

$$\Delta u = 0 \quad \text{para } R \leq r$$

donde σ_0 es la tensión octaédrica inicial y R es el radio de la zona plastificada.

Es difícil determinar la tensión radial que el vibrador ejerce sobre la pared de la cavidad cilíndrica, por lo que es más cómodo expresar el incremento de presión intersticial en función del radio de la zona plástica, R , donde se sabe que la presión intersticial es nula.

$$\Delta u = 2c_u \ln\left(\frac{R}{r}\right) \quad \text{para } a < r < R \quad (4.6)$$

$$\Delta u = 0 \quad \text{para } R \leq r$$

Resolviendo el incremento lateral de la cavidad en grandes desplazamientos, desde su valor nulo inicial hasta el final, a , la extensión de la zona plástica se puede relacionar con su rigidez (Randolph y Wroth, 1979).

$$R^2 = (G/c_u)a^2 = (E_u/3c_u)a^2 \quad (4.7)$$

La instalación de la primera columna corresponde perfectamente con el modelo de expansión de cavidad porque ninguna otra columna ha sido instalada y la expansión de la cavidad se realiza en el terreno original. En la Figura 4.14, los incrementos de presión intersticial medidos durante la instalación de la primera columna se han ajustado a una ley de tipo logarítmico, $\Delta u = k \ln(R/r)$. Si el comportamiento del suelo fuese elasto-plástico perfecto, esta expresión coincidiría con (4.6), siendo $k = 2c_u$. Sin embargo, esto implicaría unos valores de la resistencia al corte sin drenaje inferiores a los medidos. Esta diferencia puede deberse a la influencia de las deformaciones

tangenciales en el incremento de presiones intersticiales a través del factor A de Skempton.

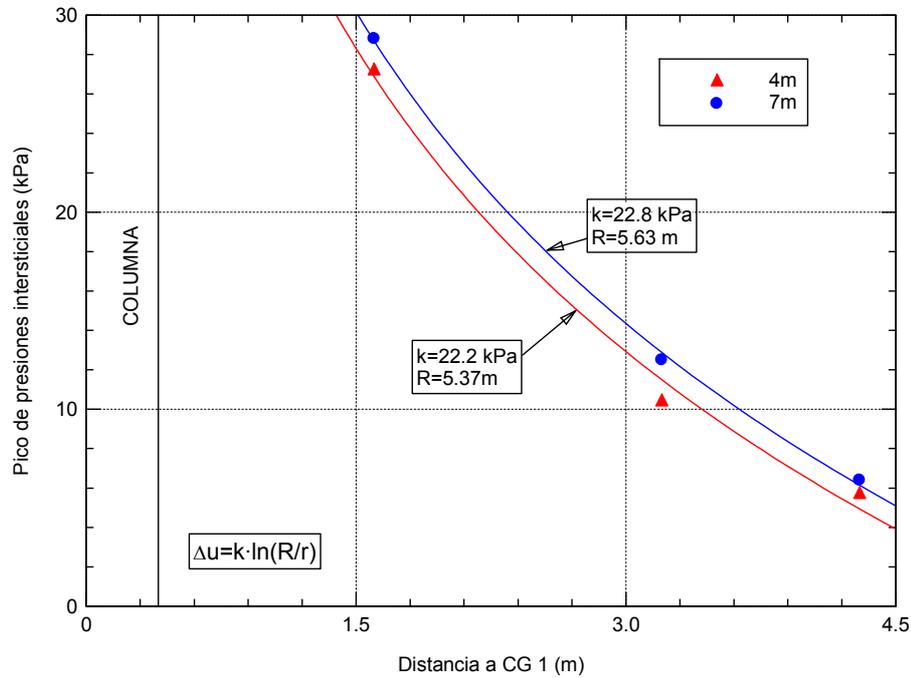


Figura 4.14. Ajuste de los incrementos de presión intersticial en la instalación de la primera columna

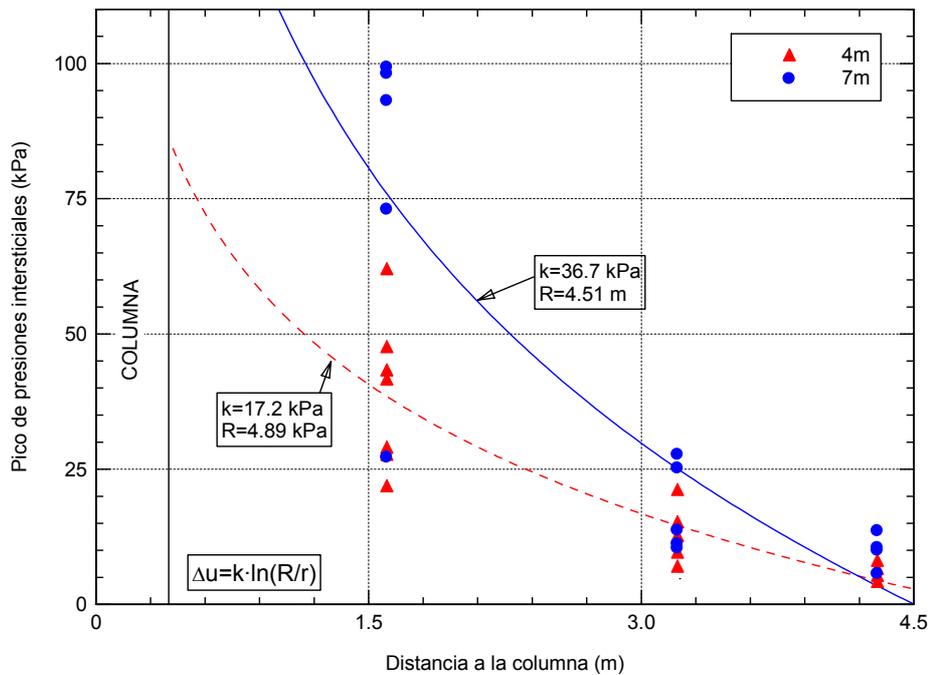


Figura 4.15. Ajuste de los incrementos de presión intersticial en la instalación de todas las columnas

La dispersión de los resultados de los picos de presión intersticial para la instalación del resto de las columnas es mayor, por lo que el ajuste a una ley logarítmica no es tan claro (Figura 4.15).

La diferencia entre los valores medidos a 4 y 7 m no es apreciable en la instalación de la primera columna pero sí para el resto. Los picos de presión intersticial medidos a 7 m de profundidad son mayores que los registrados a 4 m. Para comparar los valores medidos a ambas profundidades, se muestran en la Figura 4.16 las parejas de picos de presión intersticial a una y otra profundidad en la instalación de cada columna. Como cabía esperar, los picos de presión intersticial son mayores cuanto mayor es la profundidad, en este caso aproximadamente el doble. De la teoría de expansión de cavidades, se deduce que la razón de este aumento de los picos con la profundidad está directamente relacionada con el aumento de la resistencia al corte sin drenaje que se produce con la profundidad.

Pestana et al. (2002) han medido que el aumento de las presiones intersticiales durante la hincada de pilotes de punta cerrada puede ser normalizada por el valor inicial de la presión hidrostática. Guetif et al. (2007) realizaron un análisis numérico de la instalación de una columna de grava y también normalizaron las presiones intersticiales por su valor hidrostático inicial. Esta normalización puede tener sentido también en este caso (Figura 4.17), pero la dispersión es elevada y los valores normalizados a 7 m tienden a ser ligeramente superiores a los normalizados para 4m.

Otros autores recogen la influencia de niveles drenantes. Así por ejemplo, Chun et al. (2003) midieron picos de presión intersticial menores a mayor profundidad cuando el substrato rígido es drenante (una capa de gravas). En el caso aquí presentado, también se puede observar la influencia de elementos drenantes, como son las columnas previamente ejecutadas. Así, por ejemplo, en la instalación de la segunda columna, los picos de presión intersticial medidos a 3.2 m de la columna son menores de lo que cabría esperar debido a que son los más próximos (1.6 m) a la columna que ya ha sido instalada y que actúa como dren (Figura 4.18).

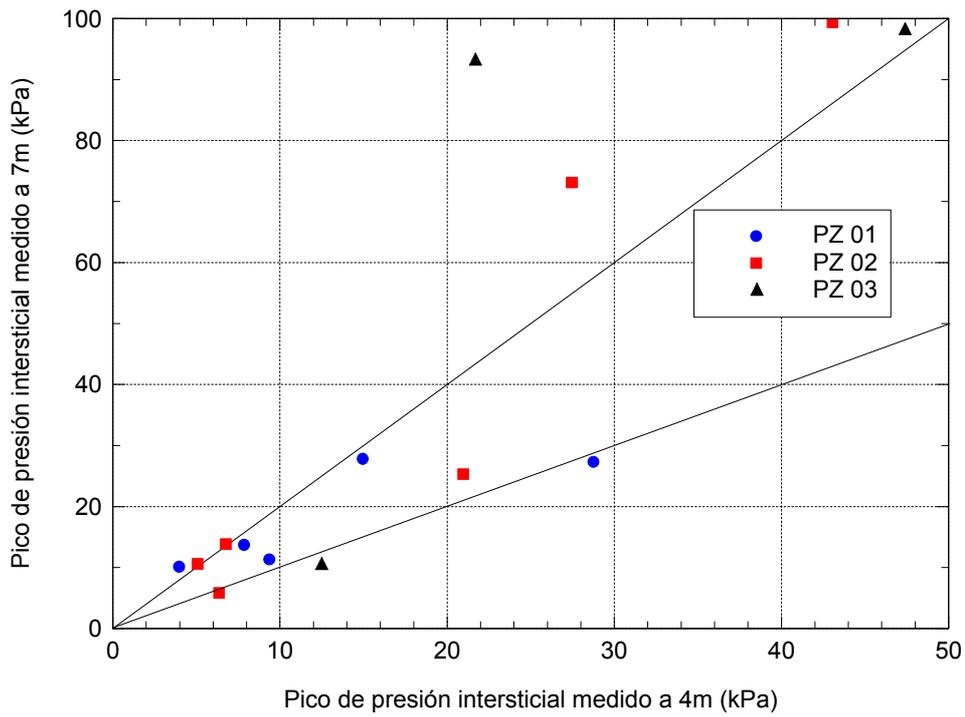


Figura 4.16. Comparación de los picos de presión intersticial medidos a 4 y 7 m

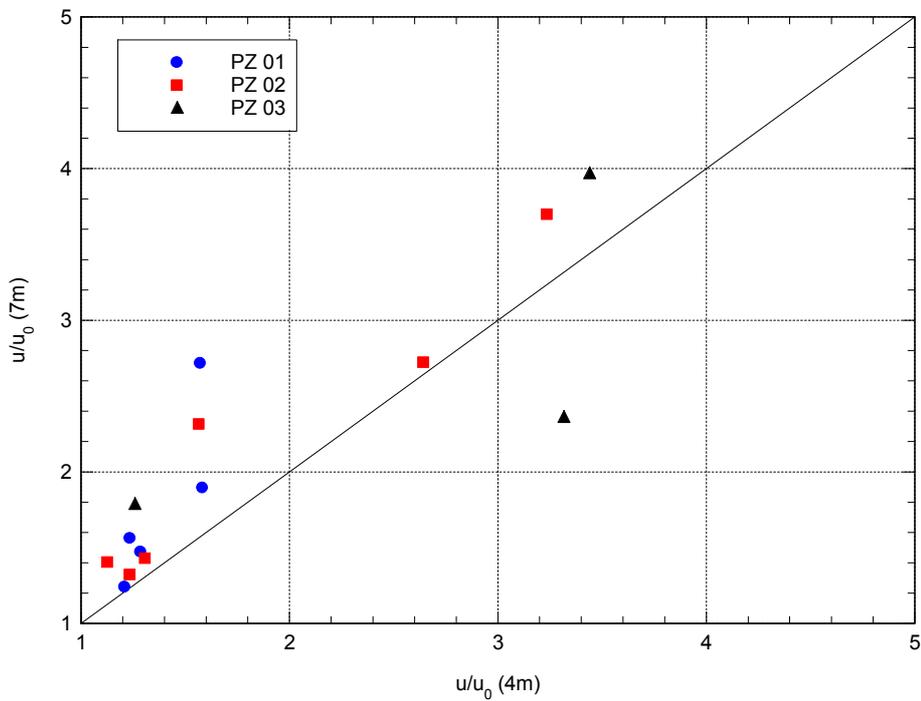


Figura 4.17. Comparación de los picos de presión intersticial normalizados

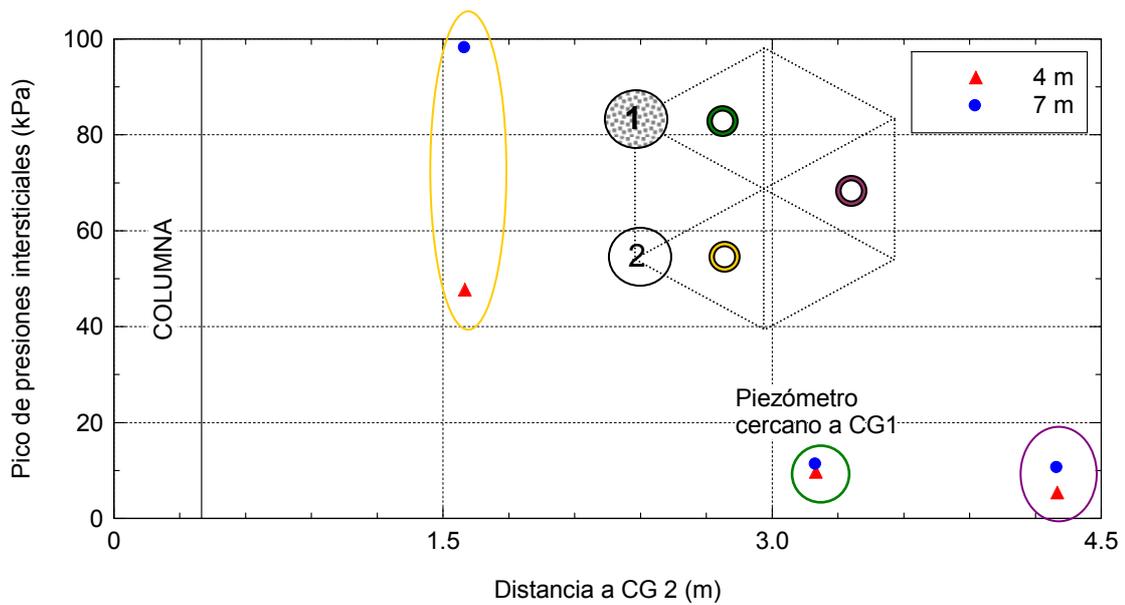


Figura 4.18. Picos de presión intersticial durante la instalación de la segunda columna

Se ha visto como el ajuste de los resultados obtenidos con la teoría de expansión de cavidades es bastante acertado para la instalación de la primera columna, pero que para las siguientes, la dispersión aumenta. El principal motivo es la influencia de la instalación de las columnas previas que hacen que las condiciones ya no sean las supuestas en el modelo, dado que no hay simetría y el suelo está remoldeado.

En la Figura 4.19 se han representado los picos de presión intersticial medidos en cada piezómetro en función de la distancia existente a la columna construida. También se ha indicado para cada pico de presión el número de secuencia de construcción de la columna a la que corresponde. En este gráfico se puede comprobar que cuantas más columnas han sido instaladas, mayor es el pico de presiones intersticiales. De esta forma, para una distancia dada, siempre es mayor el pico de la columna que se ha construido más tarde. Sin embargo, este efecto es difícil de cuantificar y sólo puede ser interpretado cualitativamente, justificándose en la existencia de un mayor confinamiento lateral y en el remoldeo provocado.

Por una parte, cuanto mayor es el número de columnas instaladas, mayor es la tensión horizontal. Y, por tanto, una vez disipadas las presiones intersticiales generadas, la resistencia al corte sin drenaje del terreno también será mayor. Por otra, el remoldeo

sufrido por el suelo provoca que deje de estar sobreconsolidado, generándose mayores excesos de presión intersticial.

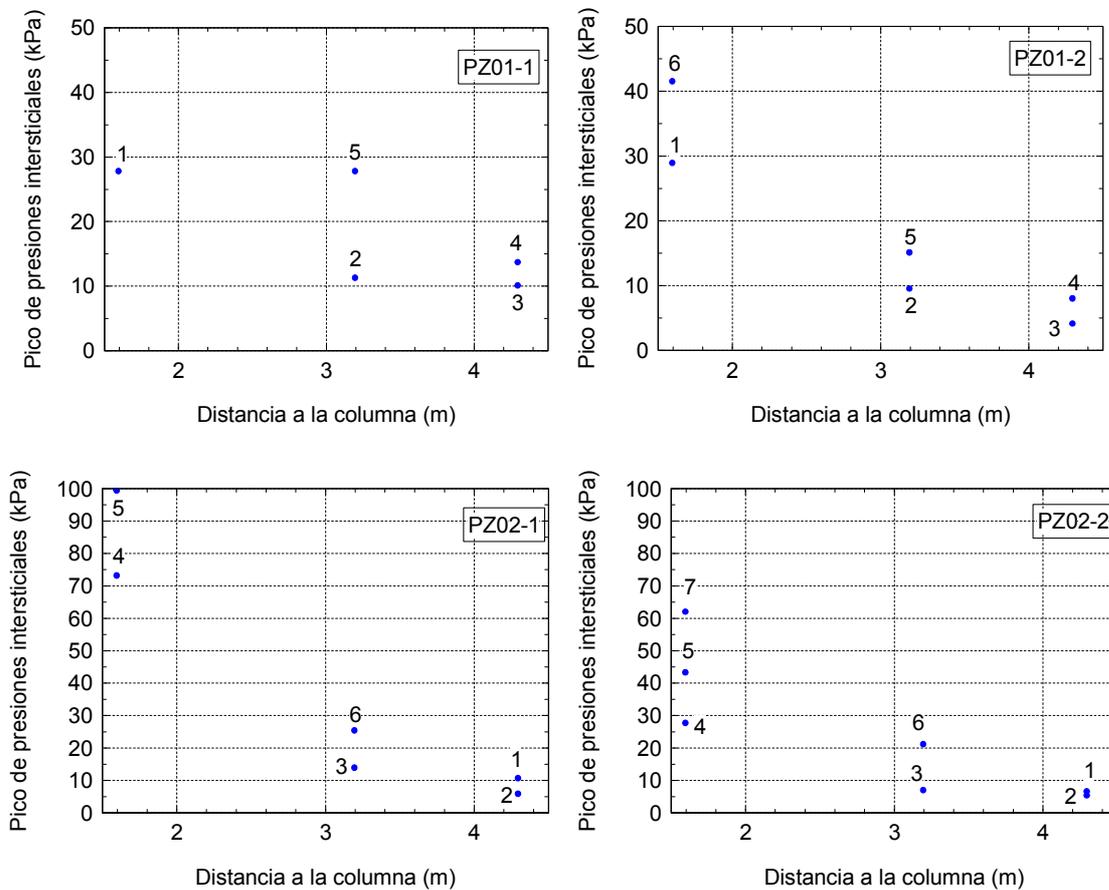


Figura 4.19. Influencia de la instalación de las columnas previas.

La disipación de las presiones intersticiales es importante a la hora de conocer cuáles son las presiones intersticiales remanentes cuando el suelo vaya a ser cargado. De hecho, el objetivo último del estudio no es conocer cuál es la distribución inicial de los excesos de presión intersticial, sino conocer ésta, para estudiar su disipación y ver el exceso de presión existente cuando se coloca la carga, en este caso, el terraplén.

A primera vista, la disipación de las presiones intersticiales parece muy rápida en este caso, y todo el incremento de presión intersticial se ha disipado antes de instalar la siguiente columna, excepto para la ejecución de las dos últimas columnas.

La curva de disipación de las presiones intersticiales es más clara en el piezómetro más cercano ($r = 1.6$ m) y más concretamente para la instalación de las columnas 2, 3 y 5. Para tener una mejor precisión se emplean los valores tomados a 7

m, donde el pico de presión es mayor y se aprecia mejor la evolución de la curva de disipación de presiones intersticiales (Figura 4.20). La forma de las tres curvas es muy similar y cabe esperar, por tanto, una explicación teórica a la forma de dichas curvas.

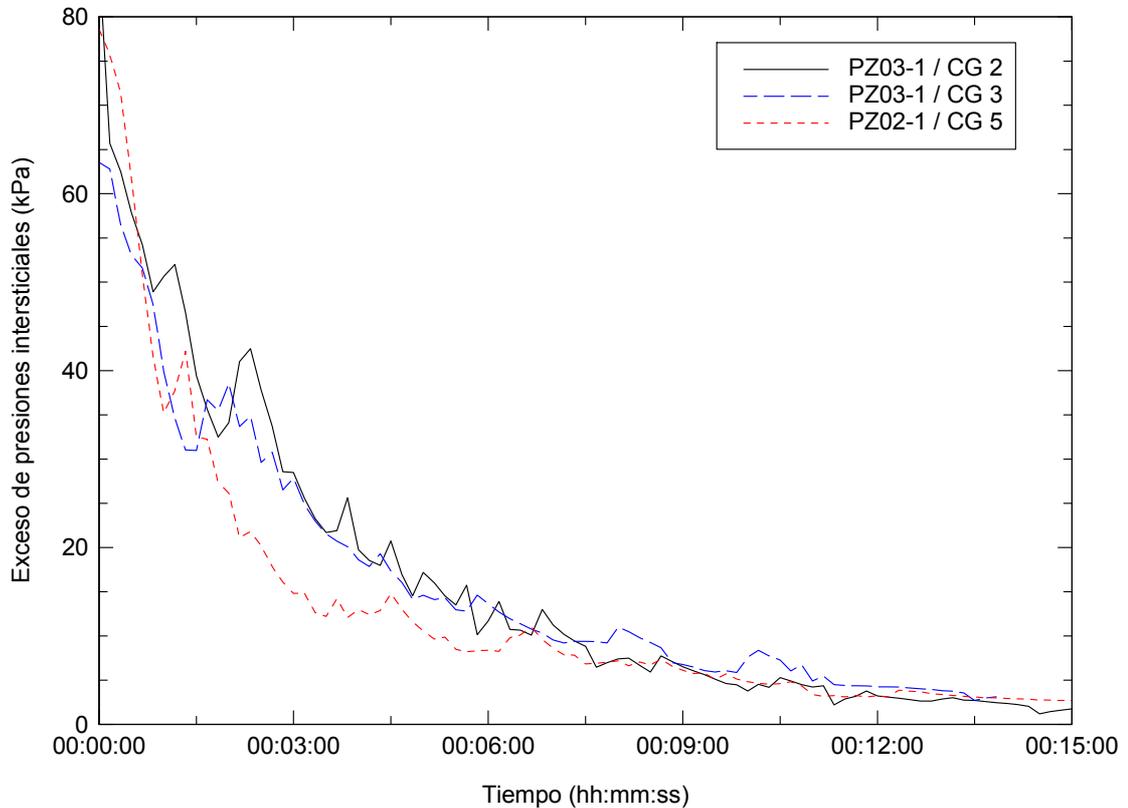


Figura 4.20. Curvas de disipación de los picos de presión intersticial

La curva de disipación de presiones intersticiales no es monótonamente decreciente debido a pequeños incrementos que se registran sucesivamente, y que se deben a la compactación de la grava.

A continuación se presenta el estudio de esta disipación de presiones intersticiales.

La ecuación diferencial en derivadas parciales que gobierna la disipación de las presiones intersticiales puede ser obtenida por cualquiera de los métodos usuales vistos en el Capítulo 2.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (4.8)$$

donde c_{vr} es el coeficiente de consolidación horizontal y la consolidación en dirección vertical ha sido despreciada porque el drenaje radial es el factor predominante.

La distribución inicial de las presiones intersticiales se puede obtener a partir de los valores medidos, cuya variación con el radio puede aproximarse por una ley logarítmica tal y como ya se ha visto. Una forma sencilla de resolver la ecuación de difusión en simetría axial (4.8) y con diferentes y complicadas condiciones de contorno es obtener una solución numérica mediante diferencias finitas (Soderberg, 1962).

Se forma una malla de nodos espacio-tiempo, empleando un incremento de distancia radial, Δr , y un incremento de tiempo, Δt . De esta forma la ec. (4.8) se aproxima por la ecuación

$$\frac{u_{r,t+\Delta t} - u_{r,t}}{c_{vr}\Delta t} = \frac{u_{r+\Delta r,t} - 2u_{r,t} + u_{r-\Delta r,t}}{\Delta r^2} + \frac{u_{r+\Delta r,t} - u_{r-\Delta r,t}}{2r\Delta r} \quad (4.9)$$

Para el valor de los incrementos se elije arbitrariamente que cumplan que $c_{vr}\Delta t/\Delta r^2=0.25$. Este valor debe ser menor que 0.5 para asegurar la condición de estabilidad. La ec. (4.9) se reduce ahora a

$$u_{r,t+\Delta t} = \frac{u_{r-\Delta r,t}}{4} \left(1 - \frac{\Delta r}{2r}\right) + \frac{u_{r+\Delta r,t}}{4} \left(1 + \frac{\Delta r}{2r}\right) + 0.5u_{r,t} \quad (4.10)$$

Para tener una buena precisión se ha elegido que el incremento de distancia radial sea de 5 cm, y empleando un coeficiente de consolidación radial de $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$, se obtiene que el incremento de tiempo es de 625 s.

Inicialmente se han empleado las siguientes condiciones de contorno: (a) la columna es infinitamente permeable, por tanto el exceso de presión intersticial en el contacto columna-suelo ($r = 0.4$) es nulo, y (b) la extensión del suelo es infinita y no existe condición de borde exterior alguna.

Con estas condiciones de contorno y la distribución de presiones intersticiales logarítmica obtenida a partir del ajuste de la instalación de la segunda columna de grava a 7 m de profundidad, se han obtenido diferentes isócronas (Figura 4.21) para ver la tendencia de la evolución de las presiones intersticiales en el espacio. En la parte más próxima a la columna, las presiones intersticiales decrecen rápidamente. Esta

disminución de las presiones intersticiales tarda en transmitirse hasta la parte central. En la parte más exterior, por el contrario, las presiones intersticiales aumentan ligeramente debido a su distribución inicial y a que no existe condición de borde exterior.

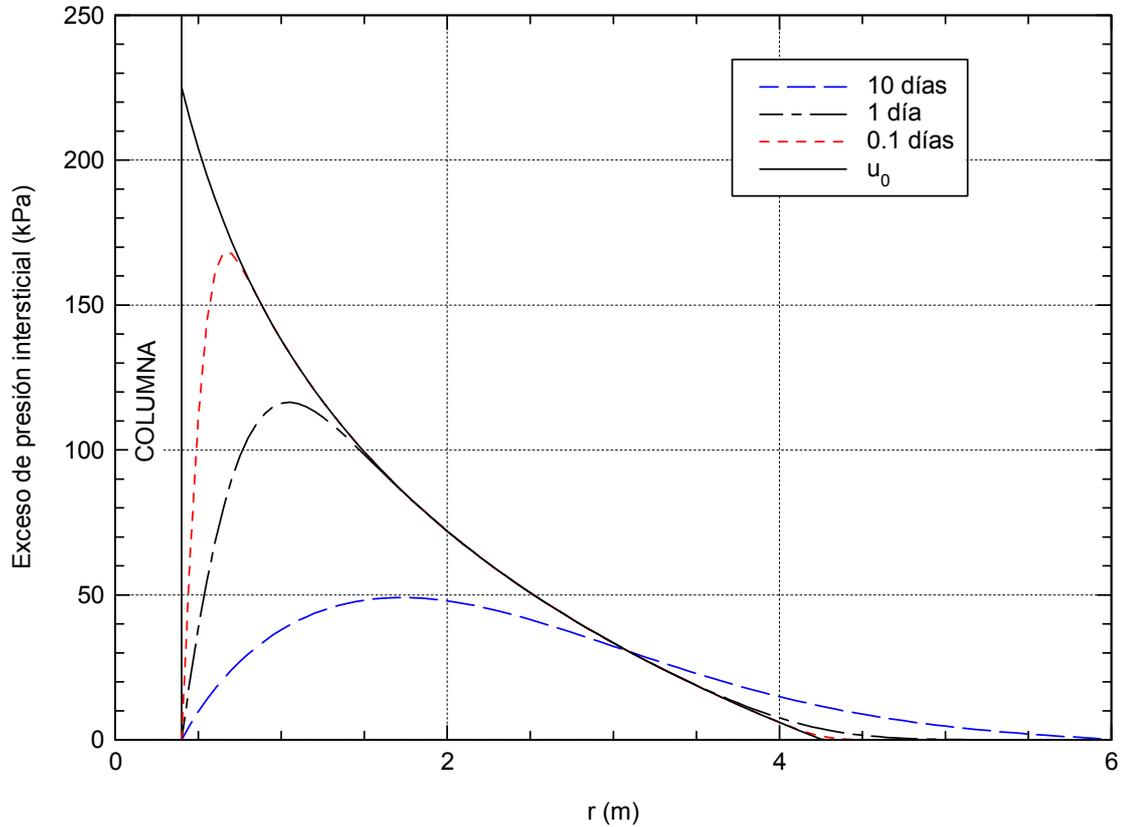


Figura 4.21. Isócronas teóricas después de la ejecución de una columna

De este análisis numérico, se obtiene que el tiempo teórico de disipación es más de 1000 veces superior al medido. El error en la estimación del tiempo de consolidación quizá no se deba únicamente a un pobre ajuste del coeficiente de consolidación radial, y un fenómeno que puede explicar la aceleración del proceso es la fracturación de la arcilla durante la instalación de las columnas. Las altas presiones ejercidas por el vibrador pueden provocar fisuras en la arcilla alrededor de la perforación, que actúan como vías de drenaje para el agua. De hecho, se observó cierta fisuración en la superficie durante la construcción de la parte superior de las columnas. Debido a la dificultad de estimar la extensión de esta zona fisurada, en la Figura 4.22 se han representado diferentes curvas de disipación de presiones intersticiales a la distancia que se encuentra el piezómetro ($r = 1.6\text{m}$) para diferentes extensiones de la zona fracturada:

(1) sin zona fracturada, (2) el diámetro de la zona fracturada es dos veces el diámetro de la columna, y (3) el diámetro de la zona fracturada es el triple del diámetro de la columna. Además, si la zona fisurada alcanza el piezómetro, la disipación es evidentemente instantánea, fenómeno que podría ocurrir durante la construcción de las columnas número 1 y 3.

Para intentar contrastar cuál de las diferentes curvas de disipación concuerda mejor con las presiones intersticiales medidas, en la Figura 4.23 se modificó el coeficiente de consolidación para obtener el mejor ajuste posible en cada caso. Sin embargo, a la vista de estos ajustes es muy difícil concluir nada acerca del grado de fisuración provocado por la instalación de las columnas, pero sí se puede comprobar que el coeficiente de consolidación debe ser del orden de decenas de cm^2/s , muy superior al estimado a partir de los edómetros, y hecho que fue posteriormente confirmado por las lecturas de las presiones intersticiales durante la elevación del terraplén. La existencia de intercalaciones arenosas que actúan como niveles drenantes, difíciles de detectar mediante ensayos edométricos, explica esta situación. Además, los ensayos edométricos se realizaron probablemente sobre la parte más arcillosa e impermeable de la muestra.

En los ensayos CPTU 30, 31 y 32 se detectaron estos niveles drenantes. Sin embargo, la realización de ensayos CPTU en la zona exacta de ubicación de los piezómetros, junto con la realización de ensayos de disipación a la profundidad de los piezómetros, hubiera permitido una estimación muy precisa del coeficiente de consolidación.

La realización de este tipo de medidas en un suelo muy impermeable que no presente intercalaciones arenosas podrá aclarar si la rapidez del proceso aquí registrado tiene alguna relación con fenómenos inherentes a la ejecución de las columnas.

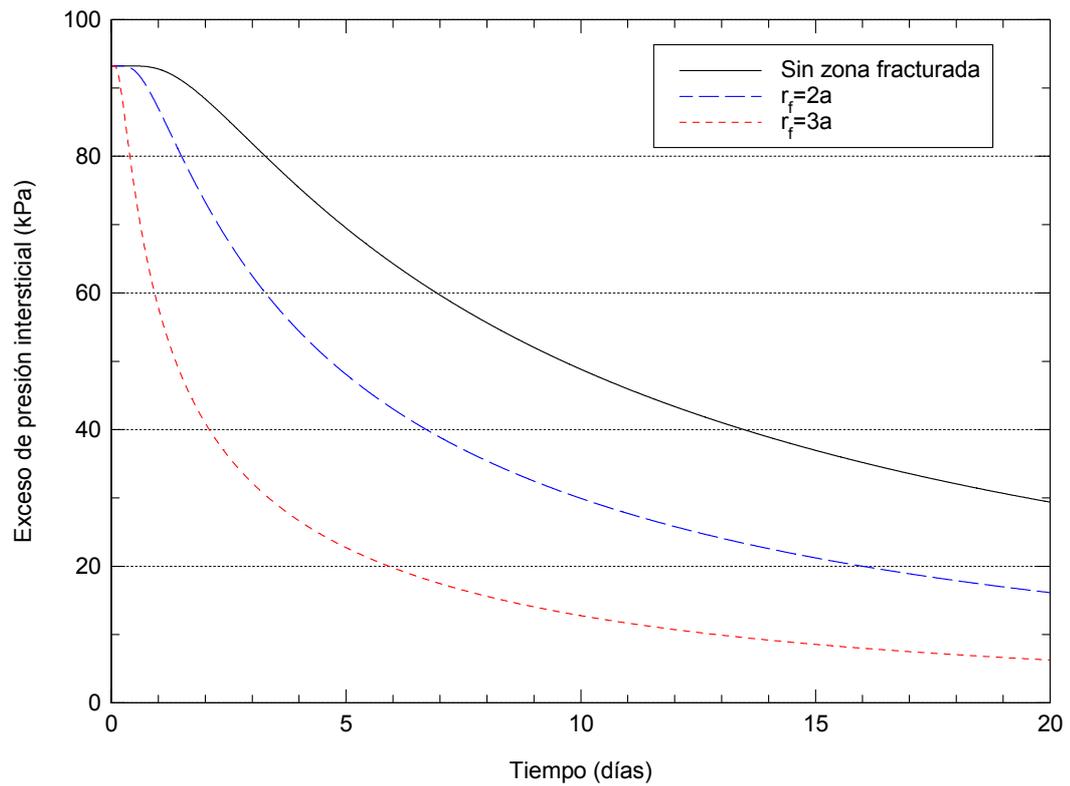


Figura 4.22. Disipación de presiones intersticiales teórica para $r = 1.6$ m

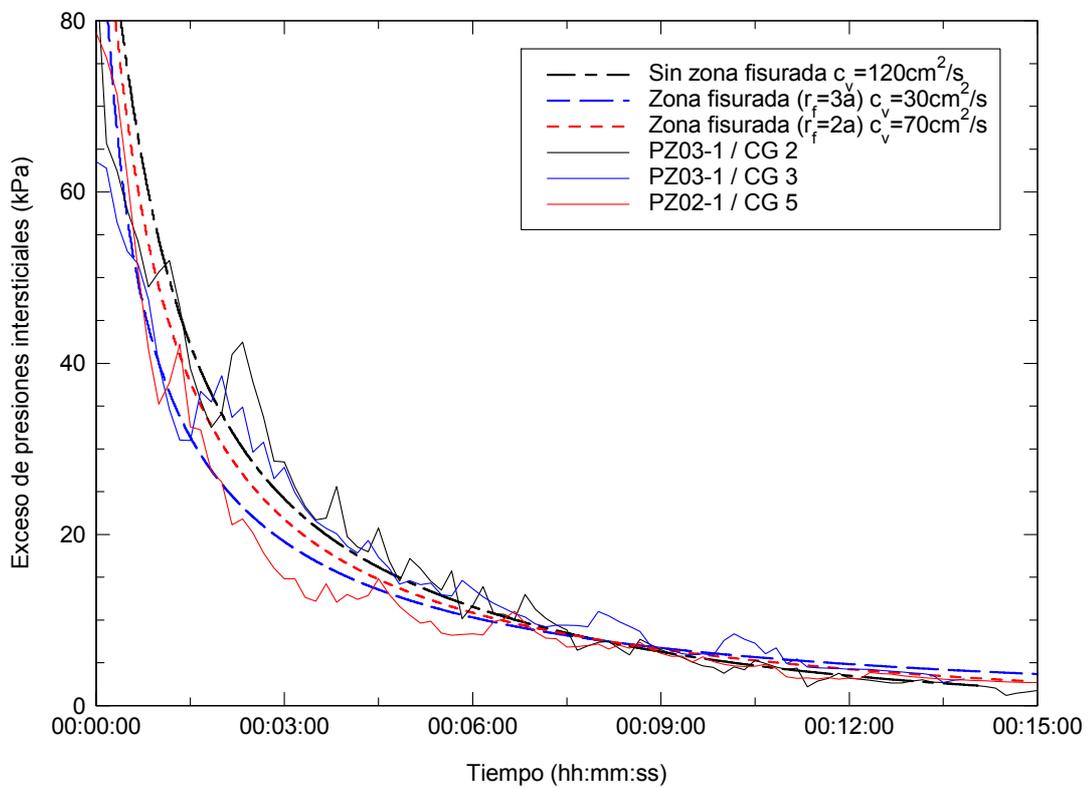


Figura 4.23. Ajuste de la disipación de presiones intersticiales

4.1.3. Estudio de la elevación del terraplén

Para estudiar el comportamiento de las columnas de grava como método de mejora del terreno bajo una carga repartida se estudió el proceso de elevación del mencionado terraplén de carretera. El objetivo era cuantificar en una obra real el reparto de la carga entre columna y suelo, estudiar cómo mejoran las columnas el proceso de consolidación y cómo es la evolución del asiento.

Instrumentación

La instrumentación se concentró en un hexágono de columnas de ensayo, situando equipos de medida sobre las columnas y en los baricentros de los triángulos que forman. Los piezómetros que se habían instalado inicialmente y que fueron empleados para medir las presiones intersticiales durante la construcción de las columnas fueron dañados, como ya se ha comentado, obligando a desplazar la zona de lectura ligeramente para instalar los nuevos piezómetros y el resto de instrumentos de medida. En la Figura 4.1 y en la Figura 4.27 se muestra la situación de la instrumentación empleada.

La evolución de las tensiones totales se midió mediante 6 células de presión total, 3 sobre el centro de las columnas (CPT 3, 4 y 5) y 3 sobre el suelo, en los baricentros de los triángulos formados por las columnas (CPT 1, 2 y 6). Para controlar la evolución de las presiones intersticiales, se instalaron 6 nuevos piezómetros de cuerda vibrante en las zonas menos permeables de 3 sondeos realizados en los baricentros de las columnas (2 piezómetros por sondeo). Siguiendo las mismas pautas que en los anteriores, se instalaron los piezómetros a unas profundidades de 4 y 7 m. Para tener una mayor precisión en la lectura de los asientos producidos en la zona instrumentada se instaló un extensómetro de 3 varillas colocadas a diferentes profundidades en el baricentro de uno de los triángulos formado por las columnas. El anclaje de estas varillas se ubicó aproximadamente a 4.5, 9 y 16 m de profundidad. En función del asiento previsto en el proyecto se emplearon unos sensores de desplazamiento con rangos de 250, 500 y 800 mm respectivamente. Estos datos de asientos complementan los obtenidos del control normal empleado en la obra mediante placas de asiento cada 50 m. Éstas tienen una menor precisión y pueden ser tocadas por el paso de la

maquinaria a lo largo de la traza. Las más cercanas a la zona de instrumentación se encuentran en el pk 0+180 y pk 0+130 del eje 20 y son las placas de asiento 144 y 145 respectivamente (Figura 4.24).

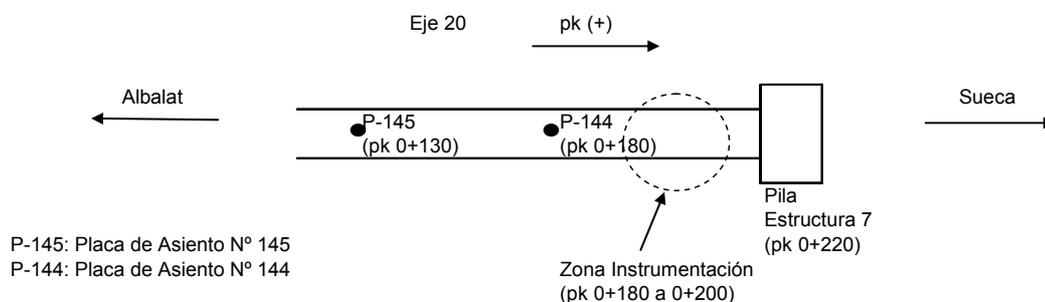


Figura 4.24. Esquema de situación de las placas de asiento

La colocación de la instrumentación (Figura 4.25) y la toma de lecturas ha sido realizada por Geocisa, excepto las placas de asiento que pertenecen al control normal de la obra realizado por Dragados. Los resultados de las lecturas se recogen en el “Informe de instrumentación de la Autovía N-322 de Almería a Valencia. Tramo: Variante de Sueca” con fecha junio de 2007, realizado por la empresa Geocisa, y se resumen en el Apéndice D.



Figura 4.25. Colocación de la instrumentación



Figura 4.26. Vista general del terraplén y de la arqueta de lectura

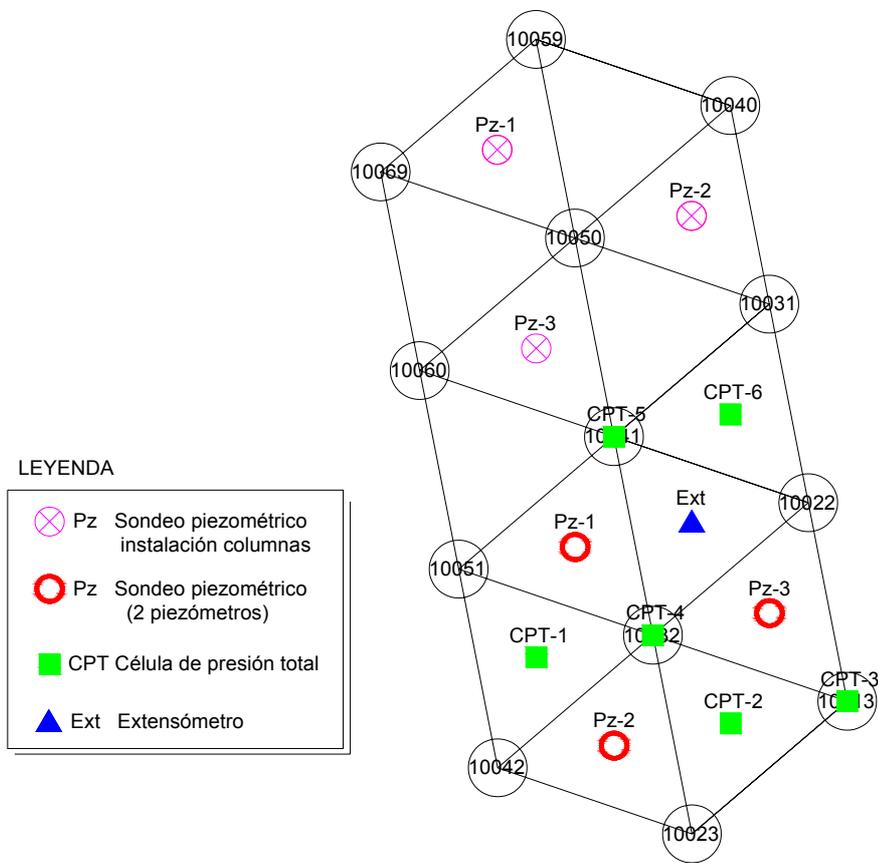


Figura 4.27. Esquema de situación de la instrumentación

Ritmo de elevación del terraplén y lecturas realizadas

La frecuencia de lectura se fijó en función del ritmo de elevación del terraplén. Inicialmente, se preveía elevar el terraplén aproximadamente en un mes (agosto de 2006), por lo que se fijaron 2 lecturas semanales durante la elevación del terraplén. Las lecturas se tomaban los lunes y viernes para poder asumir que durante el fin de semana la elevación del terraplén era nula y estudiar en ese periodo la disipación de presiones intersticiales. Una vez el terraplén hubiese alcanzado su altura definitiva la cadencia de lecturas pasaría a ser semanal (Tabla 4.6). Sin embargo, por motivos asociados a la organización de la obra, se retrasó la ejecución de este terraplén, y a partir del 13 de noviembre se rediseñó la campaña de lecturas. Se planificó una lectura por cada metro elevado del terraplén y 3 lecturas semanales una vez alcanzada la altura de precarga (Tabla 4.7).

Las lecturas finalmente realizadas se muestran en la Tabla 4.8. Una vez alcanzada la altura de precarga se tomaron 4 lecturas, y otra más después de eliminar la precarga. La altura de cada capa o tongada realizada varía ligeramente, por lo que la cota exacta del terraplén se obtuvo topográficamente en cada lectura (Figura 4.28).

De todos los instrumentos de medida, el único que dejó de estar operativo, durante la elevación del terraplén, fue la célula de presión total CPT_3, de la que a partir de la lectura del 26 de julio de 2006 no se tienen datos. La placa de asiento 145 (pk 0+130 del eje 20) fue tocada por la maquinaria y no se tienen valores de asientos desde el 11/04/07. Éste es el principal inconveniente de las placas de carga, que obstaculizan el tráfico normal de la obra y son habitualmente tocadas.

Tabla 4.6. Plan inicial de lecturas

<i>Semana</i>	<i>Altura aproximada del terraplén (m)</i>	<i>Lecturas</i>
1	2.5	2
2	5	2
3	7.5	2
4	10	2
5	10	1
6	10	1
7	10	1
8	10	1

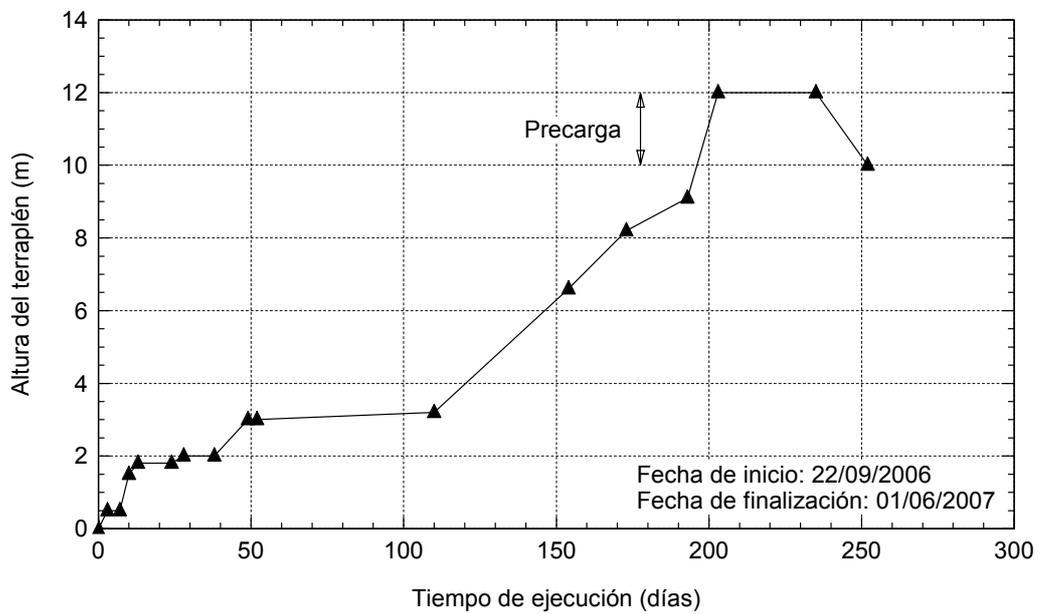


Figura 4.28. Ritmo de elevación del terraplén

Tabla 4.7. Nuevo plan de lecturas

<i>Terraplén E7</i>		<i>Fecha</i>	
Capa	Altura (m)	Capa	Lecturas
0	0	Lecturas 0	07/06/06 08/06/06
1	0.5	27/09/06	29/09/06
2	1	02/10/06	
3	1.5	05/10/06	05/10/06
4	2	13/10/06	
5	2.5	08/01/07	
6	3	09/01/07	10/01/07
7	3.5	16/01/07	
8	4		1
9	4.5		
10	5		1
11	5.5		
12	6		1
13	6.5		
14	7		1
15	7.5		
16	8		1
17	8.5		
18	9		1
19	9.5		
20	10+2		3

Tabla 4.8. Lecturas realizadas

<i>Terraplén E7</i>		<i>Fecha</i>	
Capa	Altura (m)	Capa	Altura (m)
0	0	Lecturas 0	07/06/06 08/06/06
1	0.5	27/09/06	29/09/06
2	1	02/10/06	
3	1.5	05/10/06	05/10/06
4	2	13/10/06	
5	2.5	08/01/07	
6	3	09/01/07	10/01/07
7	3.5	16/01/07	
8	4	19/01/07	23/02/07
9	4.5	23/01/07	
10	5	25/01/07	*
11	5.5	19/02/07	
12	6	01/03/07	*
13	6.5	07/03/07	
14	7	09/03/07	14/03/07
15	7.5	14/03/07	
16	8	23/03/07	*
17	8.5	02/04/07	03/04/07
18	9	02/04/07	*
19	9.5	13/04/07	
			13/04/07 26/04/07
20	10+2	13/04/07	04/05/07 15/05/07 01/06/07

Presiones intersticiales

La lectura inicial de los piezómetros se realizó el 8 de junio de 2006, cuando el nivel freático se encontraba a una profundidad ligeramente superior a 2 m.

En la Figura 4.29 sólo se muestran las lecturas tomadas en los piezómetros del sondeo 1 porque el comportamiento de los piezómetros situados en los tres sondeos es muy similar, lo que refleja la fiabilidad de las medidas. Al igual que en la Figura 4.28 y para el resto de figuras de este apartado, se toma como origen de la ejecución del terraplén el 22/09/2006.

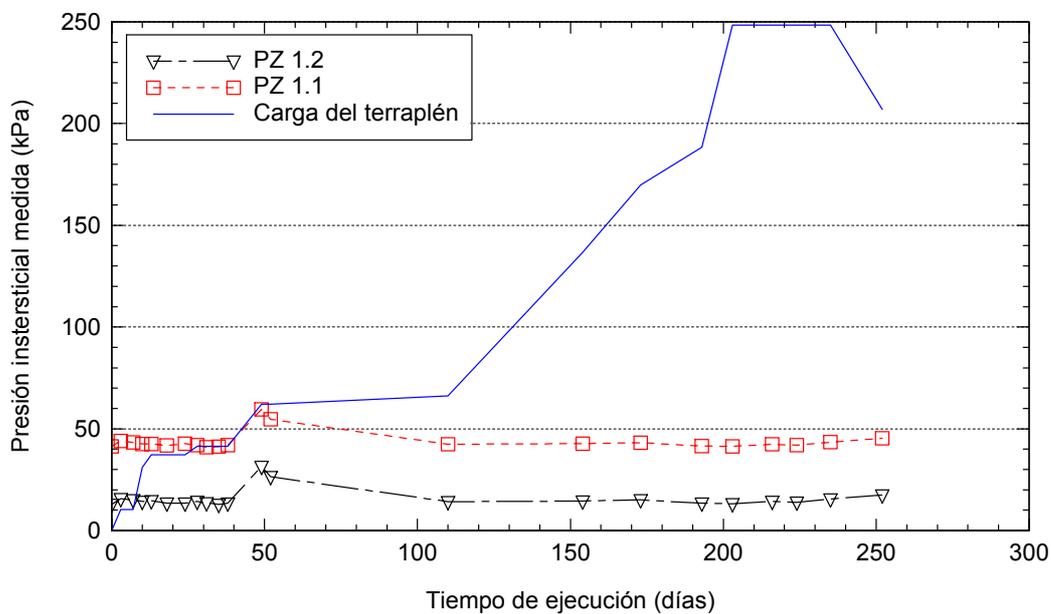


Figura 4.29. Presiones intersticiales medidas

La carga aplicada por el terraplén se ha obtenido a partir del peso específico medio ($\gamma_{ap} = 20.7 \text{ kN/m}^3$) que se estima de las medidas realizadas para el control de compactación de las diferentes tongadas del terraplén.

Puede establecerse con carácter general que durante todas las lecturas realizadas no se han detectado variaciones de la presión intersticial achacables a la carga del terraplén. Los piezómetros situados a 7 m de profundidad se mantienen estables en sus lecturas, con valores de presión que oscilan entre 40 y 50 kPa. Lo mismo ocurre con los piezómetros que se encuentran a menor profundidad (4 m) en los que no se registran

grandes variaciones de presión. Los valores medidos oscilan entre 10 y 20 kPa y son acordes con los obtenidos a mayor profundidad, existiendo aproximadamente una diferencia de 30 kPa entre ambos.

Gran parte de las pequeñas variaciones de la lectura en los piezómetros se debe a la variación del nivel freático, existiendo una tendencia a que éste aumente en invierno-primavera y disminuya en verano-otoño.

El único incremento de presión intersticial que pudiera ser debido a un aumento de la presión de tierras es el recogido el 10 y 13 de noviembre de 2006 (49 y 52 días de ejecución respectivamente). En la lectura del 10 de noviembre se registra un incremento medio en todos los piezómetros de 17.7 kPa. Este incremento correspondería a un aumento de la altura de tierras de 0.85 m, prácticamente coincidente con el incremento de altura de terraplén observado en estas fechas, aproximadamente 1 m, como se observa en la Figura 4.29.

En la lectura del 13 de noviembre todavía se mantiene una parte de este incremento de presión intersticial (12.7 kPa). De esta forma, y aunque son necesarias varias hipótesis, se puede obtener la velocidad de disipación del incremento de presiones intersticiales registrado el 10 de noviembre. La primera hipótesis es suponer que el incremento de carga se ha producido en las fechas próximas a la lectura del 10 de noviembre y que todavía no se ha disipado prácticamente nada de presión intersticial, es decir que $\Delta u_0 = 17.7$ kPa. También es necesario suponer que entre ambas lecturas no se ha incrementado la altura del terraplén, lo que tiene sentido, ya que la lectura del 10 de noviembre corresponde a un viernes a las 12:00 y la del 13 de noviembre a un lunes a las 9:27, y la elevación del terraplén durante el fin de semana debe haber sido pequeña. Así, se puede estimar el coeficiente de consolidación radial. El grado de consolidación a los 3 días es

$$U(3d) = 1 - \frac{u}{u_0} = 1 - \frac{12.7}{17.7} = 0.28 \quad (4.11)$$

Se desprecia el drenaje vertical y se emplea la teoría de consolidación radial de Barron (1948) con la geometría existente: malla triangular, diámetro de la columna $d_c = 0.8$ m y separación entre columnas $s = 2.8$ m. Se obtiene que $T_r = 0.0235$, de donde

se deduce un valor del coeficiente de consolidación radial, $c_{vr} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, que es compatible con los obtenidos de los edómetros.

Sin embargo, con este valor del coeficiente de consolidación resulta difícil justificar que para el resto de las lecturas no se haya registrado ningún incremento de la presión intersticial. Durante los 2 m iniciales de elevación del terraplén se tomaron dos lecturas semanales, con lo que el intervalo entre lecturas debiera ser suficientemente pequeño como para detectar esos incrementos. En la parte final, aunque las lecturas están más espaciadas, también debiera haberse recogido un incremento de presión intersticial, especialmente en la lectura del 13 de abril, realizada sólo 10 días más tarde que la anterior, y entre las que se elevó el terraplén 3 m ($\Delta p_a = 62 \text{ kPa}$).

Se puede concluir que el incremento de presión intersticial medido es espurio y no existe ningún incremento achacable a la carga aplicada por el terraplén, siendo imposible, por tanto, realizar un análisis de la consolidación radial que se produce alrededor de las columnas de grava en este caso.

Células de presión total

La lectura inicial de las células se realizó el 7 de junio de 2006. Debido a que la primera capa del relleno era pedraplén, ese material se sustituyó en la zona de medida por arena para evitar dañar los equipos de medida y garantizar un reparto uniforme de las tensiones sobre las células de presión.

La evolución general de las presiones totales medidas en las células coincide con el ritmo de elevación del terraplén, a pesar de que antes de los 150 primeros días de ejecución y cuando ya se habían elevado 3 m de terraplén, las lecturas eran prácticamente nulas, sobre todo en las células situadas entre columnas. A partir de ese instante, las células de presión sí que siguen fielmente el ritmo de elevación del terraplén. Los valores aumentan progresivamente con la elevación del terraplén hasta los 200 días, se mantienen constantes los 30 días que dura la precarga, y finalmente disminuyen al eliminar la precarga.

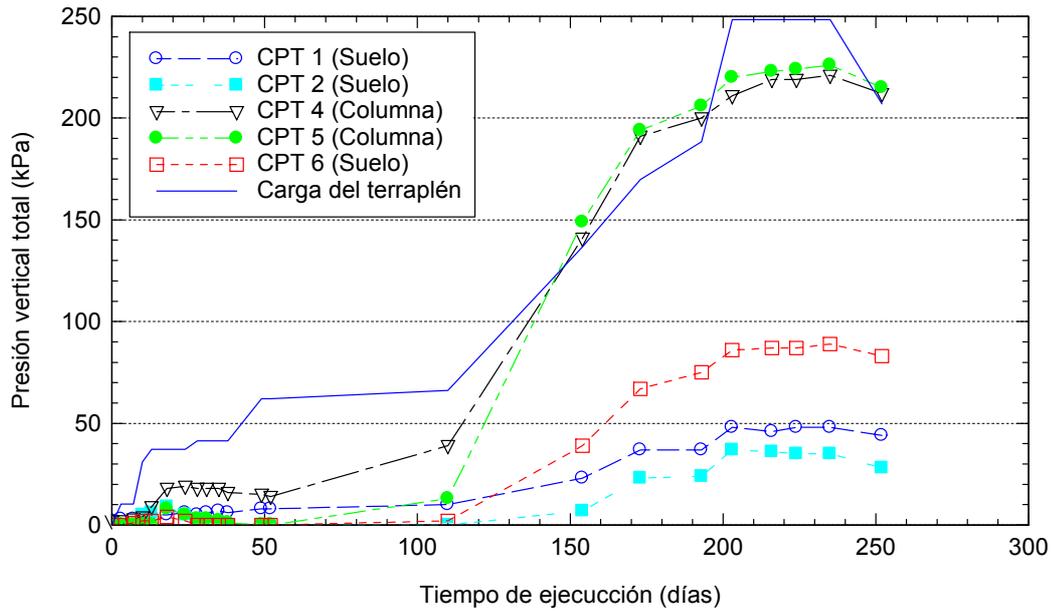


Figura 4.30. Presiones verticales totales medidas

Como se ha comentado, de las 3 células situadas sobre las columnas (CPT 3, 4 y 5), una de ellas (CPT 3) no funcionó correctamente, no pudiéndose tomar lecturas. Sin embargo, los valores medidos en las otras dos células son coincidentes, lo que hace pensar que la calidad de las lecturas es bastante buena. No ocurre lo mismo en las células situadas sobre el suelo, donde sí que existe una importante dispersión entre las medidas de las 3 células. Así, por ejemplo, en la última lectura se recogen valores de 28, 44 y 83 kPa.

En la Figura 4.31 se muestra el valor del factor de concentración de tensiones (*SCF*) que se obtiene a partir de las tensiones medidas en las células de presión. Su valor depende de la tensión vertical en el suelo que se considere, pero está dentro de un rango aceptable, entre 3 y 6. Hasta los 200 días su valor disminuye al aumentar la carga del terraplén, en las tres siguientes lecturas se mantiene constante y en la última aumenta ligeramente al eliminarse la precarga.

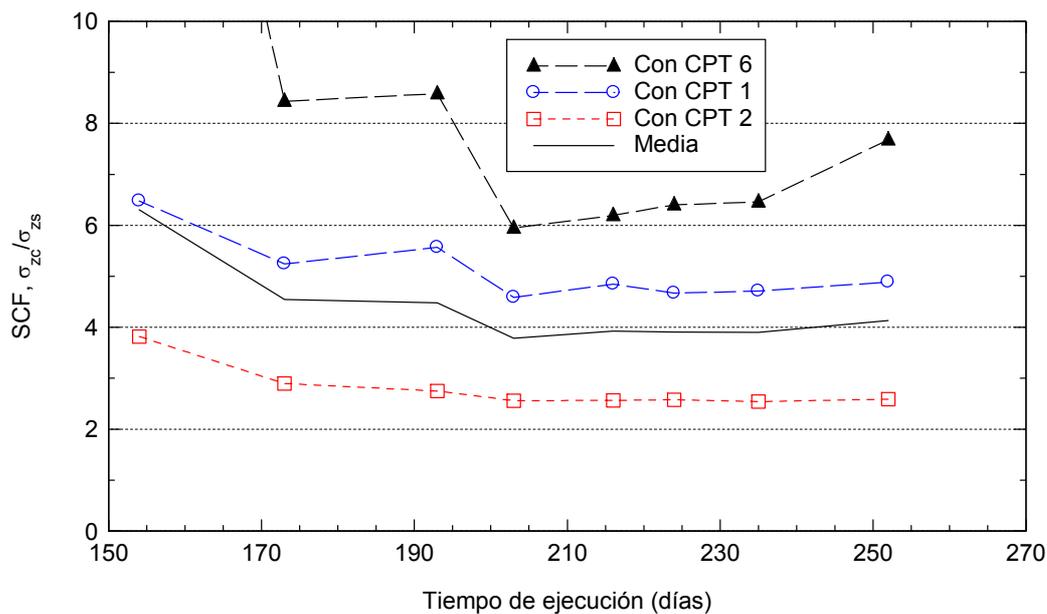


Figura 4.31. Factor de concentración de tensiones obtenido a partir de las tensiones medidas

Asientos

La lectura inicial del extensómetro se realizó el 25 de julio de 2006, manteniéndose aproximadamente constante hasta que se comenzó a elevar el terraplén el 22 de septiembre de 2006. De las lecturas obtenidas del extensómetro para las 3 profundidades de medida (4.5, 9 y 16 m) y suponiendo que el asiento a 16 m es nulo, se deducen los asientos en superficie, a 4.5 m y 9 m de profundidad. Éstos se comparan con la elevación del terraplén en la Figura 4.32. La velocidad a la que se producen los asientos experimenta un ligero retraso con respecto al ritmo de elevación del terraplén, como se puede observar en la lectura correspondiente a los 150 días. La eliminación de la precarga no ha producido levantamiento alguno, manteniéndose el asiento prácticamente constante.

El estrato situado ente 0 y 4.5 m no experimentó asiento alguno hasta que el terraplén no alcanzó una altura de 6 m, situación justificable por la sobreconsolidación de este estrato, cuya presión de preconsolidación correspondería aproximadamente con la carga aplicada por los 6 m de terraplén.

La magnitud del asiento medido en superficie es comparable con el obtenido en las placas, y aunque su situación, y por tanto la altura del terraplén en esos puntos, no coincide con la del extensómetro, aportan una información adicional.

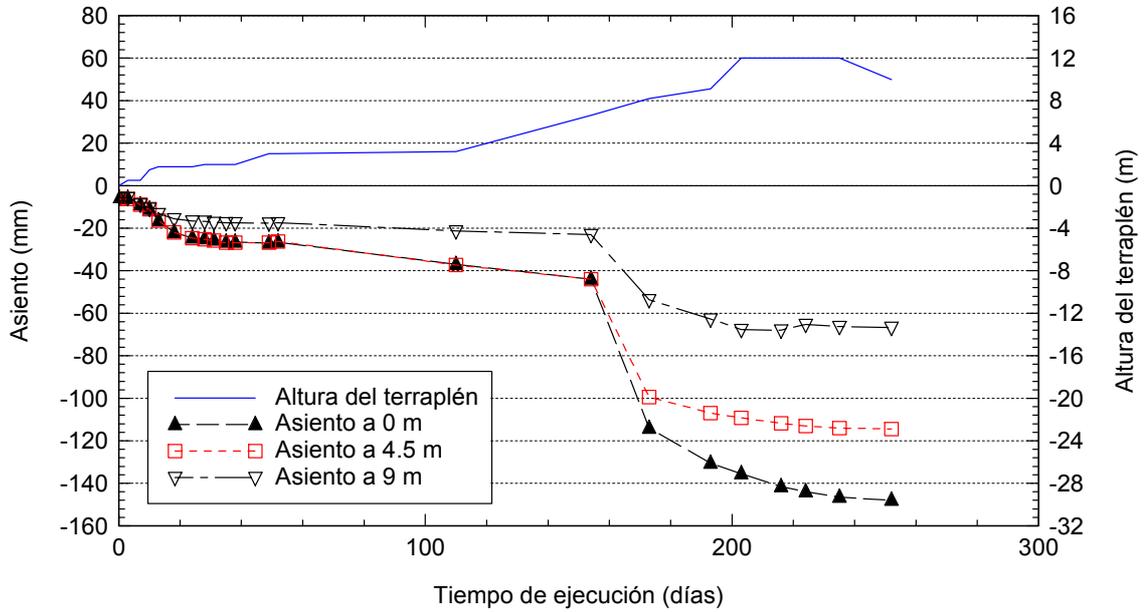


Figura 4.32. Asientos medidos por el extensómetro

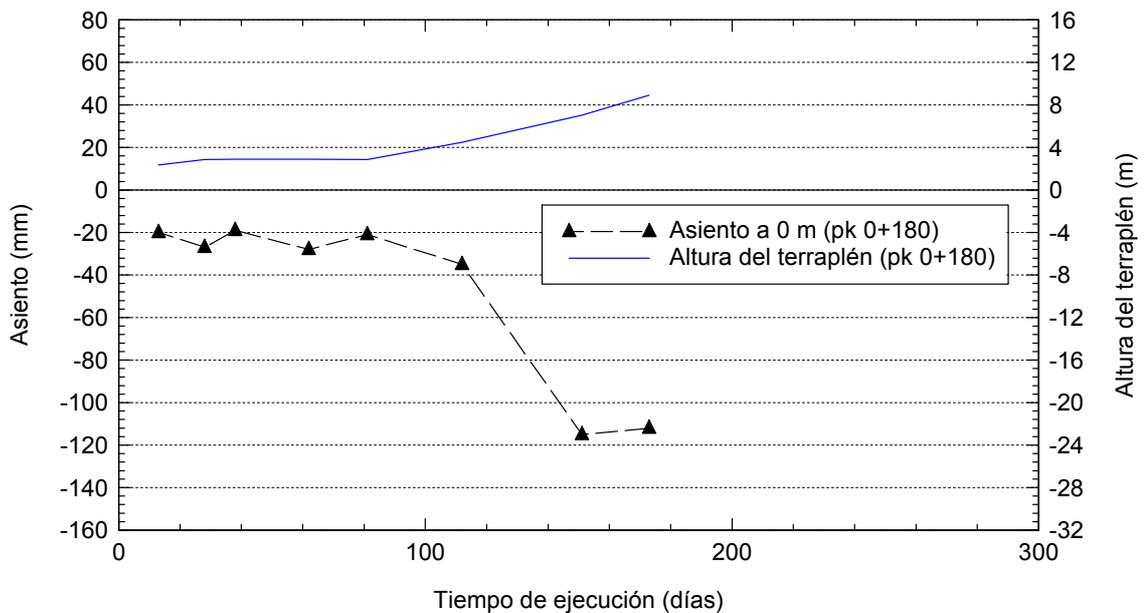


Figura 4.33. Lecturas en la placa de asiento 144 (pk 0+180)

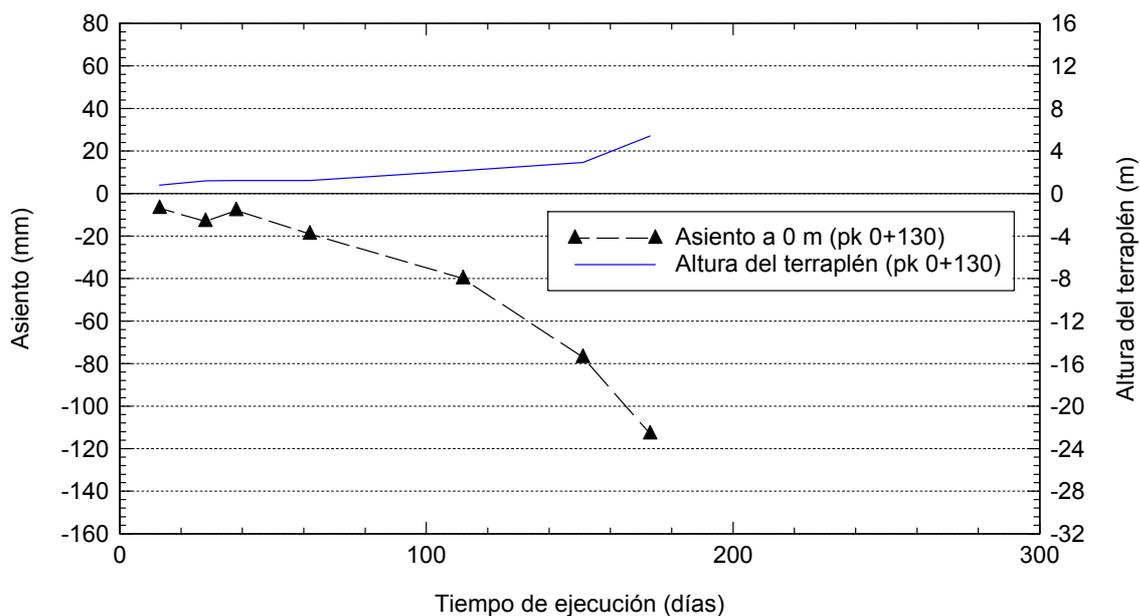


Figura 4.34. Lecturas en la placa de asiento 145 (pk 0+130)

En la Figura 4.33 se muestra los valores medidos en la placa de asiento 144 situada en el pk 0+180 del eje 20 (terraplén de acceso a la estructura E7). El asiento se compara con la altura del terraplén en esa sección. La misma gráfica se muestra para la placa de asiento 145 (pk 0+130), más lejana a la instrumentación (Figura 4.34).

La precisión de las placas de asiento es mucho menor que la del extensómetro y, como ya se ha comentado, pueden ser fácilmente dañadas por el tránsito de la obra, situación que ha ocurrido en este caso a los 180 días.

4.1.4. Modelo numérico en 3-D

Modelo

Se ha realizado un estudio tridimensional del problema mediante elementos finitos empleando el código comercial Plaxis 3D Foundation v1.6 (2006). Este código trabaja a través de diferentes planos horizontales, en los que define una malla de triángulos. Los elementos tridimensionales se obtienen como nexo entre estos planos horizontales. Este procedimiento para generar la malla implica ciertas restricciones en su definición pero una sencillez mucho mayor al abordar el problema tridimensional.

Los elementos empleados son prismas triangulares de 15 nodos, basados en los elementos planos triangulares de 6 nodos. Estos elementos prismáticos tienen 6 puntos de integración o de Gauss (Figura 4.35). El código dispone de una subrutina para definir contornos cilíndricos, especialmente diseñada para pilotes, y que permite definir directamente la geometría de las columnas de grava. Estos objetos cilíndricos se aproximan a través de los prismas triangulares que el código emplea como elementos finitos.

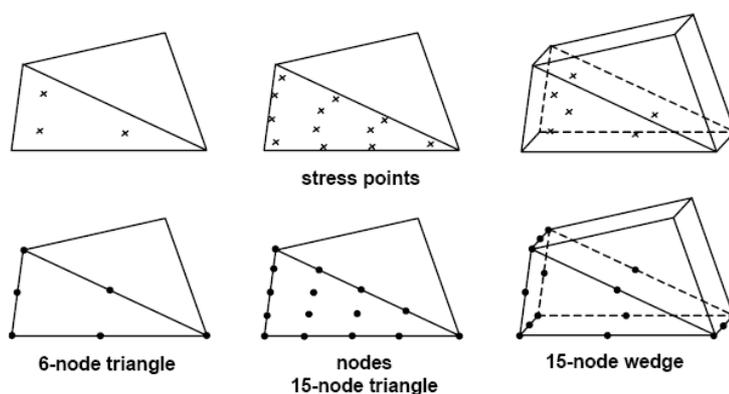


Figura 4.35. Comparación de los elementos de 2 y 3 dimensiones.

Todos los materiales del problema han sido estudiados como elementos continuos con un modelo de comportamiento denominado por el código como “Hardening-Soil Model” (Schanz, 1998). A continuación, se definen brevemente sus principales características para permitir una mejor comprensión de la elección de los parámetros realizada y de los resultados obtenidos.

En este modelo de comportamiento, y a diferencia de un modelo elasto-plástico perfecto, la superficie de plastificación en el espacio de tensiones no es fija y presenta rigidización isotrópica por deformaciones plásticas. Se distinguen dos tipos de rigidización, una debida a procesos de corte y otra a procesos de compresión confinada (Figura 4.36). Esta rigidización es dependiente del nivel de tensiones a través de una ley potencial (parámetro m) y de un módulo de rigidez de referencia E_{50}^{ref} , en el caso de que la rigidización sea por deformaciones plásticas producidas por un desviador, o E_{oed}^{ref} , en el caso de deformaciones plásticas por compresión. La descarga y recarga es elástica

pero no lineal (E_{ur}^{ref}, ν_{ur}), el criterio de fallo es el de Mohr-Coulomb (c y ϕ) y la ley de flujo es no asociada (ψ).

La rigidización con el nivel de tensiones sigue las siguientes leyes según sea una trayectoria de:

- Carga confinada

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\sigma / p^{ref} \right)^m \quad (4.12)$$

- Corte

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_{ref}}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.13)$$

- Descarga o recarga

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_{ref}}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.14)$$

Para un suelo blando, es adecuado emplear un valor de la potencia $m = 1$. En este caso, las leyes potenciales para una carga confinada (4.12) y para la descarga o recarga (4.14) coinciden con las leyes logarítmicas habitualmente empleadas en la interpretación de una carga confinada (edómetro). El parámetro E_{oed}^{ref} es el módulo elástico tangente en un ensayo edométrico para la presión de referencia, p^{ref} , tal y como se muestra en la Figura 4.37. El valor de la presión de referencia para definir las diferentes rigideces, p^{ref} , se puede tomar a conveniencia.

La función de plastificación para cargas confinadas son elipses cuya forma depende del coeficiente de empuje en reposo normalmente consolidado, k_0^{nc} , y del módulo de rigidez edométrico, E_{oed}^{ref} .

El parámetro E_{50}^{ref} es el módulo elástico secante en un ensayo triaxial drenado (D) con una presión de célula igual a la presión de referencia, p^{ref} , cuando se ha

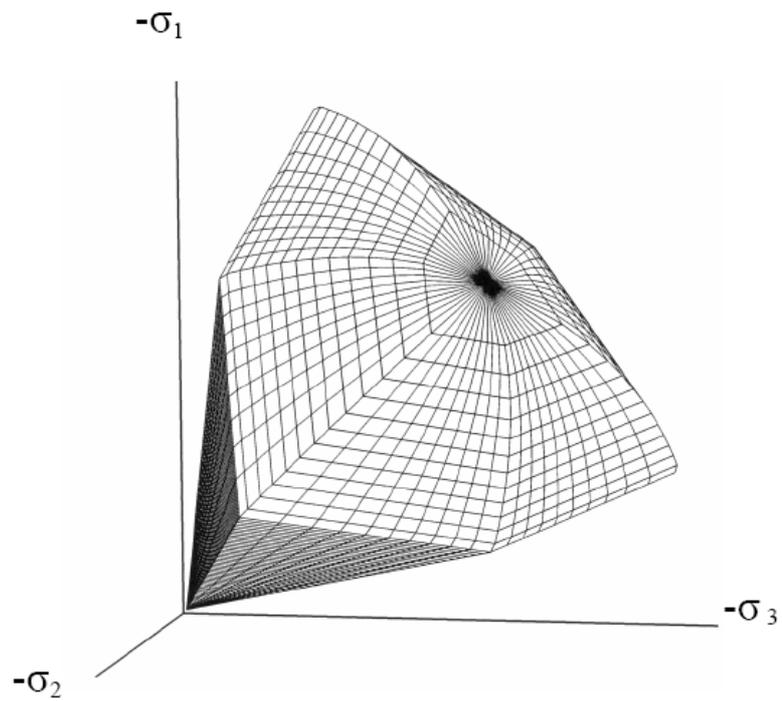


Figura 4.36. Superficies de plastificación del modelo “Hardening-Soil Model” (Brinkgreve y Broere, 2006)

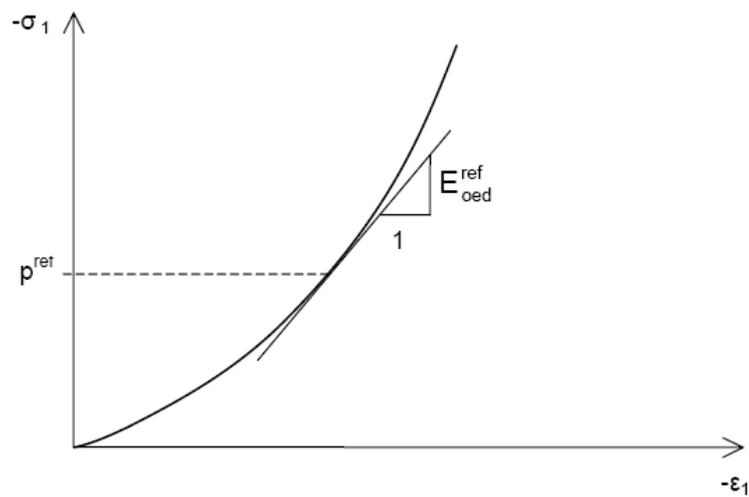


Figura 4.37. Obtención de E_{oed}^{ref} de los resultados de un ensayo edométrico (Brinkgreve y Broere, 2006)

alcanzado el 50% del desviador de rotura (Figura 4.38). La relación entre la tensión y la deformación es hiperbólica, y en lugar de ser elástica (Kondner, 1963), se consigue a través de deformaciones plásticas con una función de plastificación para las tensiones de corte de la siguiente forma:

$$f = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (4.15)$$

donde q_a es un desviador asintótico, cuyo valor se suele tomar como 1.1 veces superior al de rotura, q_f , dependiente de los parámetros de rotura de Mohr-Coulomb y de la presión de célula, σ'_3 .

Para obtener la mayoría de los parámetros de este modelo correctamente, sin necesidad de realizar estimaciones, es necesario disponer de un ensayo edométrico y de un ensayo triaxial drenado (D). En este caso, para la arcilla objeto de estudio, se disponía de ensayos edométricos y ensayos triaxiales consolidados-sin drenaje (C-U), por lo que fue necesario obtener algunos parámetros (E_{50}^{ref}) realizando un análisis retrospectivo de los ensayos triaxiales C-U. Este análisis se aprovechó para comparar el comportamiento de diferentes leyes de flujo no asociadas.

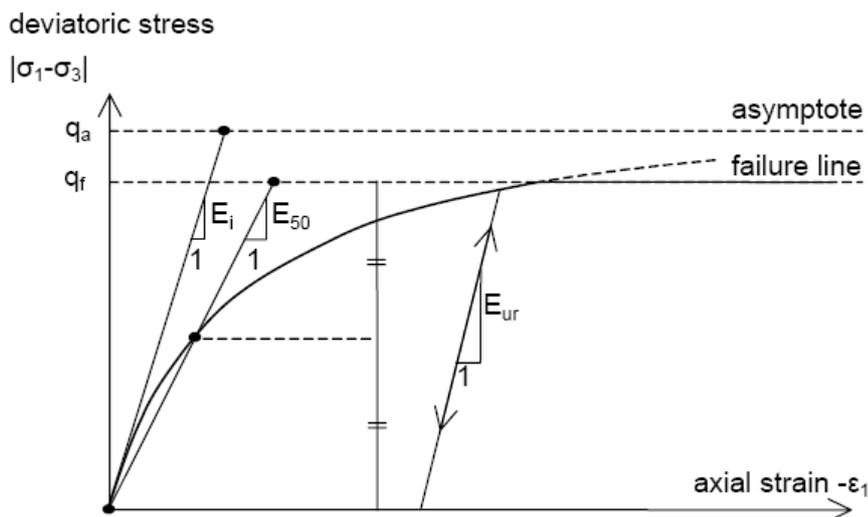


Figura 4.38. Relación hiperbólica entre tensión y deformación en un ensayo triaxial drenado (Brinkgreve y Broere, 2006)

En el modelo de comportamiento empleado (HSM), las variaciones de la deformación plástica y de la distorsión plástica están relacionadas a través del ángulo de dilatación movilizado, ψ_m :

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \gamma^p \quad (4.16)$$

y éste a su vez es función del ángulo de rozamiento movilizado, ϕ_m , que se define como:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cot \phi} \quad (4.17)$$

Las diferentes leyes de flujo se obtienen a través de diferentes relaciones entre ψ_m y ϕ_m (Figura 4.39). El código Plaxis 3DF v1.6 (2006) emplea una relación formada por dos tramos lineales, sin deformaciones volumétricas plásticas cuando se está lejos de la rotura, y dilatante en su caso cuando se está cerca de la rotura. Rowe (1962), por el contrario, propuso una relación lineal contractante cuando se está lejos de la rotura. Así, para intentar obtener una ley de flujo más realista, Sørde et al. (2002) y más tarde Scharinger y Schweiger (2005) han propuesto diferentes relaciones no lineales. Estas leyes de flujo diferentes a las que usa el código se han introducido en el código como modelos de comportamiento definidos por el usuario. Estos modelos de comportamiento se basan en el modelo HSM pero modifican la ley de flujo (Figura 4.39).

Para analizar estas leyes de flujo, se modelaron numéricamente diferentes ensayos triaxiales C-U y se compararon con los resultados de los ensayos triaxiales C-U realizados sobre la muestra de suelo obtenida a 4 m de profundidad del sondeo realizado en el extensómetro (Sondeo 2). En la Figura 4.40 se muestran las diferentes trayectorias de tensiones obtenidas.

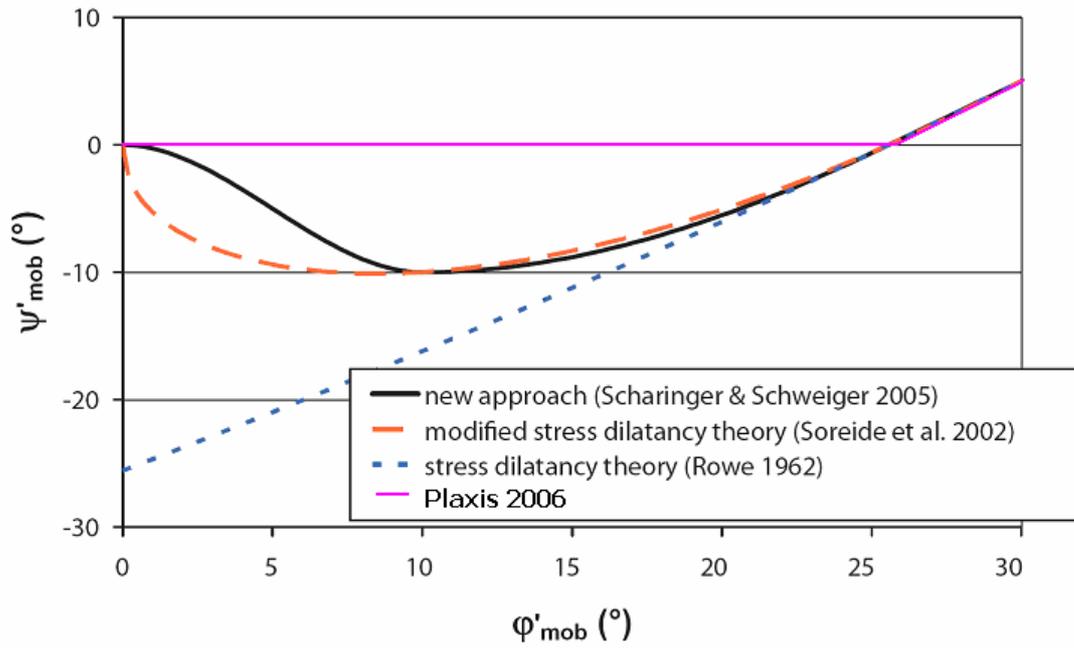


Figura 4.39. Diferentes leyes de flujo no asociadas analizadas (adaptado de Galavi et al., 2007)

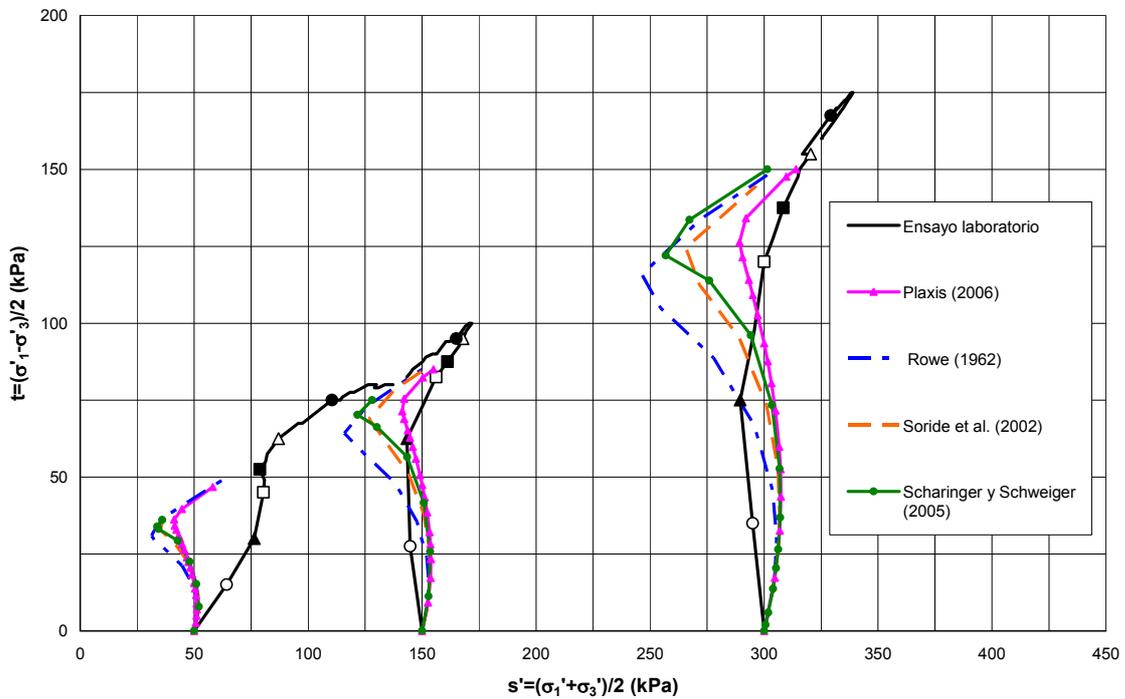


Figura 4.40. Comparación de las diferentes leyes de flujo con ensayos de laboratorio

Los parámetros de las diferentes leyes de flujo se han calibrado para obtener el mejor ajuste posible de las trayectorias medidas en laboratorio y corresponden aproximadamente a las dibujadas en la Figura 4.39. Para la presión de célula de 50 kPa, no se obtiene un buen ajuste porque la muestra está sobreconsolidada, y este hecho no se ha modelado numéricamente. Para las otras dos trayectorias, el peor ajuste se obtiene con la ley de flujo de Rowe (1962), mientras que la ley empleada por el código, aunque no parece la más lógica, da un ajuste aceptable en este caso concreto.

Finalmente, los parámetros empleados para cada tipo de terreno se muestran en la Tabla 4.9. Entre paréntesis se muestran los valores modificados del análisis inicial para obtener un mejor ajuste de las lecturas tomadas por la instrumentación. Se ha comprobado que los tipos de suelo denominados como arcilla dura y blanda, son muy parecidos y que con el tipo de modelo de comportamiento empleado (rigidización con el nivel de tensiones), sus parámetros son prácticamente coincidentes.

El modelo empleado para analizar el terraplén mediante elementos finitos se muestra en la Figura 4.41. Sus dimensiones son 26.5 m de alto, 90 m de ancho y 2.8 m de espesor. El perfil del modelo es: (i) arcilla dura -16 / -9 m, (ii) arcilla blanda y columnas -9 / 0 m, (iii) pedraplén 0 / 0.7 m, (iv) terraplén 0.7 / 10.5 m. La profundidad del nivel freático es 3 m. Se modelan la mitad de 20 columnas y 9 columnas enteras. La malla de elementos finitos está compuesta por 9257 elementos con un tamaño medio de 0.85 m de lado y 27571 nodos.

Es necesario aclarar varios puntos para poder entender por qué se ha elegido este modelo:

- Aunque el modelo es en tres dimensiones, no se estudia el problema de una manera tridimensional. Ello llevaría a un modelo muy grande y costoso de manejar. Se aprovecha la longitudinalidad del terraplén para estudiar una rebanada del mismo. El objetivo de emplear un modelo en tres dimensiones es poder modelizar las columnas como tales y no tener que realizar una equivalencia para trabajar en deformación plana.
- A pesar de que por razones de simetría hubiera bastado con modelar la mitad de dos filas de columna, se ha utilizado una fila adicional para que el modelo no fuese excesivamente estrecho.

- Tanto el terraplén como el tratamiento no son simétricos con respecto al eje del vial, por lo que ha sido necesario modelizar todo el ancho de la rebanada.
- A pesar de que las columnas se diseñaron apoyadas sobre un estrato rígido situado a 9 m de profundidad, se prefirió alargar el modelo hasta la profundidad de 16 m, profundidad en la que se situaba una de las varillas del extensómetro. Así, se ha podido analizar la deformabilidad del estrato de arcilla dura situado entre 9 y 16 m.
- Aunque perfil de los taludes no es perfectamente lineal y en algunas partes puede tener forma escalonada, esta situación no tiene influencia práctica en el análisis del problema. El código empleado (Plaxis 3D Foundation) permite realizar una triangulación previa a la generación de la malla, y de esta forma definir perfectamente los taludes. Sin embargo, se decidió no emplear esta opción porque, debido a la disposición de las columnas, los elementos de la malla generada eran muy esbeltos y su número excesivo.
- Para simular una construcción escalonada se definieron planos horizontales en el terraplén cada dos metros.

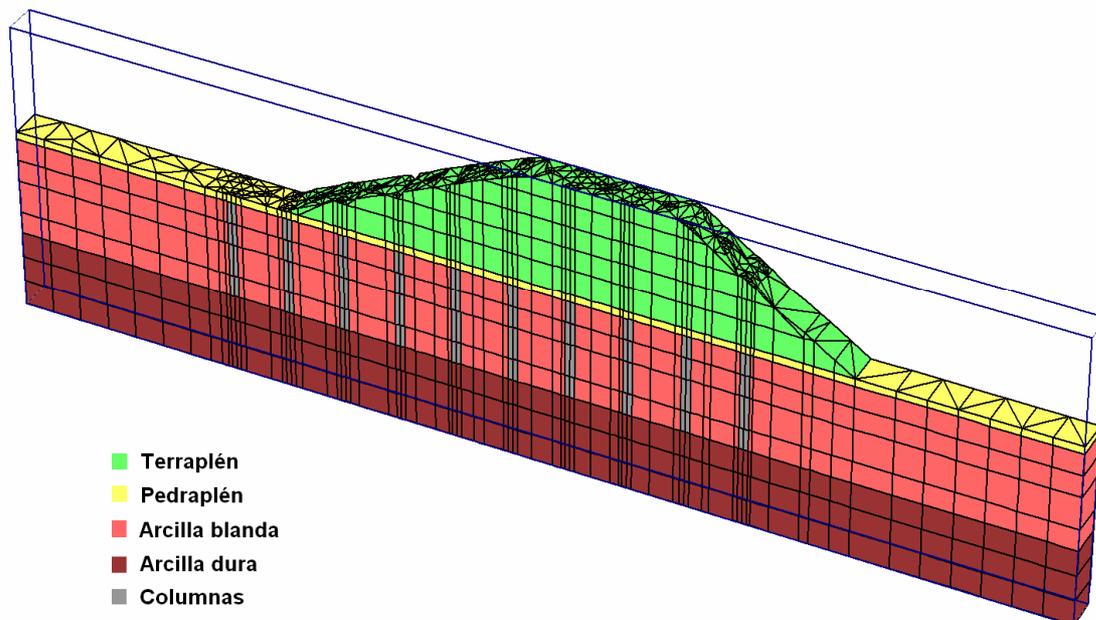


Figura 4.41. Modelo tridimensional del terraplén con EF

Tabla 4.9. Resumen de los parámetros empleados en el análisis

	<i>Terraplén</i>	<i>Pedraplén</i>	<i>Columnas</i>	<i>Arcilla blanda</i>	<i>Arcilla dura</i>
γ_{ap} (kN/m ³)	20	20	20	20	20
γ_{sat} (kN/m ³)	20	20	22	20.5	20.5
p'_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100
m	0.5	0	0.3	0.9	0.9 (1)
E_{oed}^{ref} (MPa)	25	100	75	4 (7.5)	4.5 (7.5)
E_{50}^{ref} (MPa)	25	100	75	7 (7.5)	7 (7.5)
E_{ur}^{ref} (MPa)	100	400	300	20 (22)	20 (22)
ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
c' (kPa)	10	0	0	20	20
Φ' (°)	30	45	40	25	29
ψ (°)	0	15	10	0	0
k_v (m/día)	-	-	-	10 ⁻⁵ (0.01)	10 ⁻⁵ (0.01)
k_h (m/día)	-	-	-	10 ⁻⁴ (0.1)	10 ⁻⁴ (0.1)
σ'_p (kPa)	-	-	-	170	170

Comparación y resultados

Empleando el modelo numérico descrito se analizaron las magnitudes medidas por la instrumentación. Algunos de los valores inicialmente elegidos para realizar el análisis (permeabilidad y rigidez de la arcilla), y que se habían obtenido de los ensayos de laboratorio, fueron ligeramente modificados para obtener un mejor ajuste de las lecturas realizadas (Tabla 4.9).

En la Figura 4.42 se muestran los asentamientos medidos en el modelo y se comparan con los medidos por el extensómetro. Se elevó la rigidez de la arcilla (de 4 a 7.5 MPa) para obtener un mejor ajuste del asiento. También se elevó la permeabilidad de la arcilla para que no apareciesen presiones intersticiales significativas, tal y como se ha medido, lo que provoca que el asiento sea inmediato. Debido a que el modelo emplea una rigidez más elevada en la descarga o recarga, la eliminación de la precarga no genera levantamientos significativos, coincidiendo con las medidas en campo.

Para contrastar la elección de una rigidez de la arcilla mayor, se ha obtenido su valor a partir de correlaciones (Sanglerat, 1972) con la resistencia por punta de los piezoconos (Figura 4.43). Aunque estos valores están basados en correlaciones aproximadas, se observa que el valor de 4 MPa para el módulo elástico de referencia ($p'_{ref} = 100$ kPa) es un límite inferior. Este valor está obtenido de ensayos edométricos, y como ya se ha comentado, realizados probablemente sobre las partes más arcillosas de la muestra, lo que conduce a valores de cota inferior (conservadores) del parámetro, en lugar de los valores medios que se deben emplear para obtener un buen ajuste.

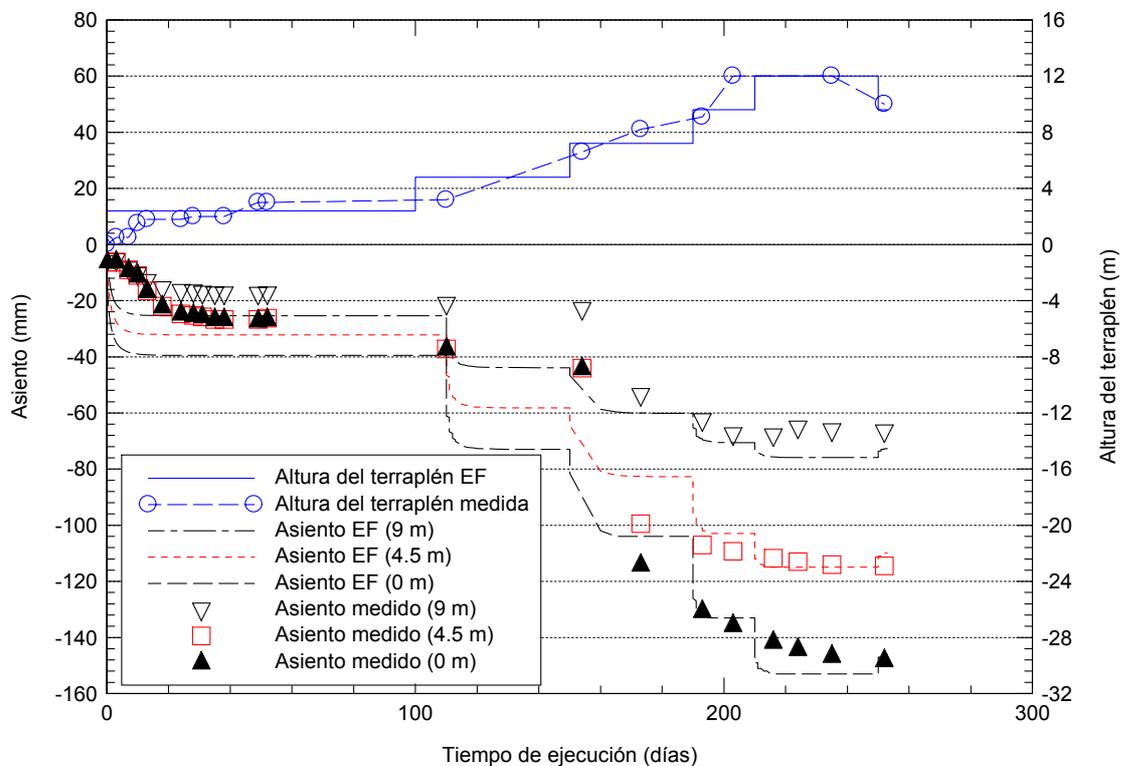


Figura 4.42. Comparación de los asentamientos

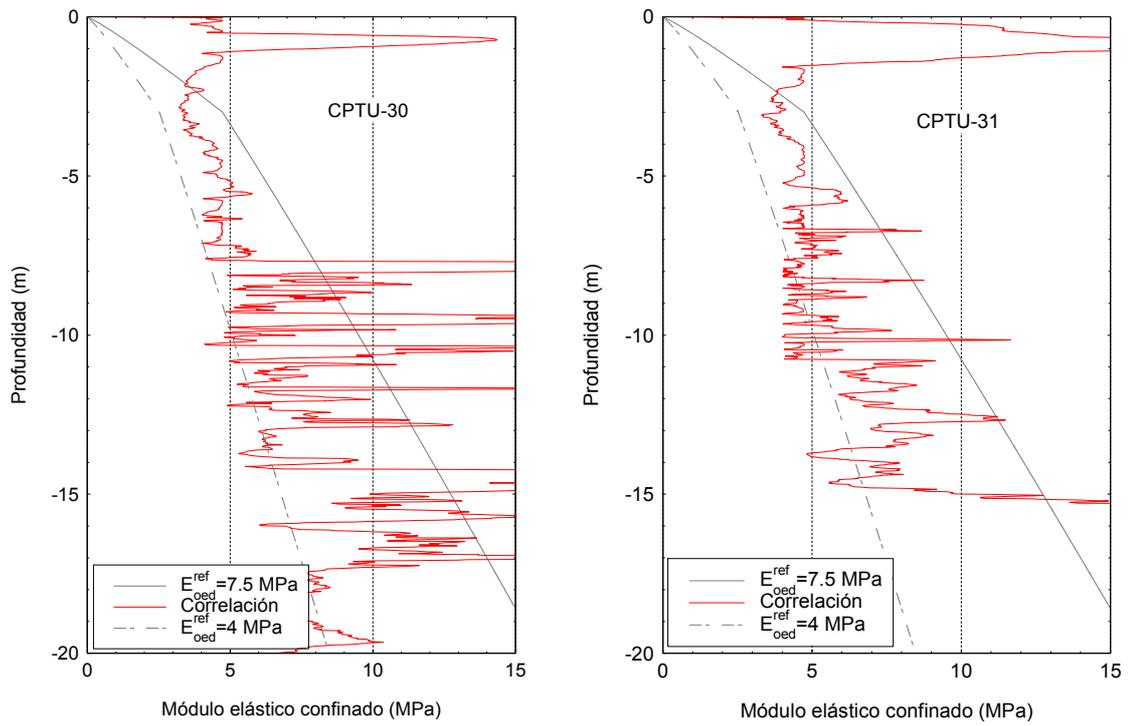


Figura 4.43. Módulo elástico a partir de la resistencia por punta en un piezocono

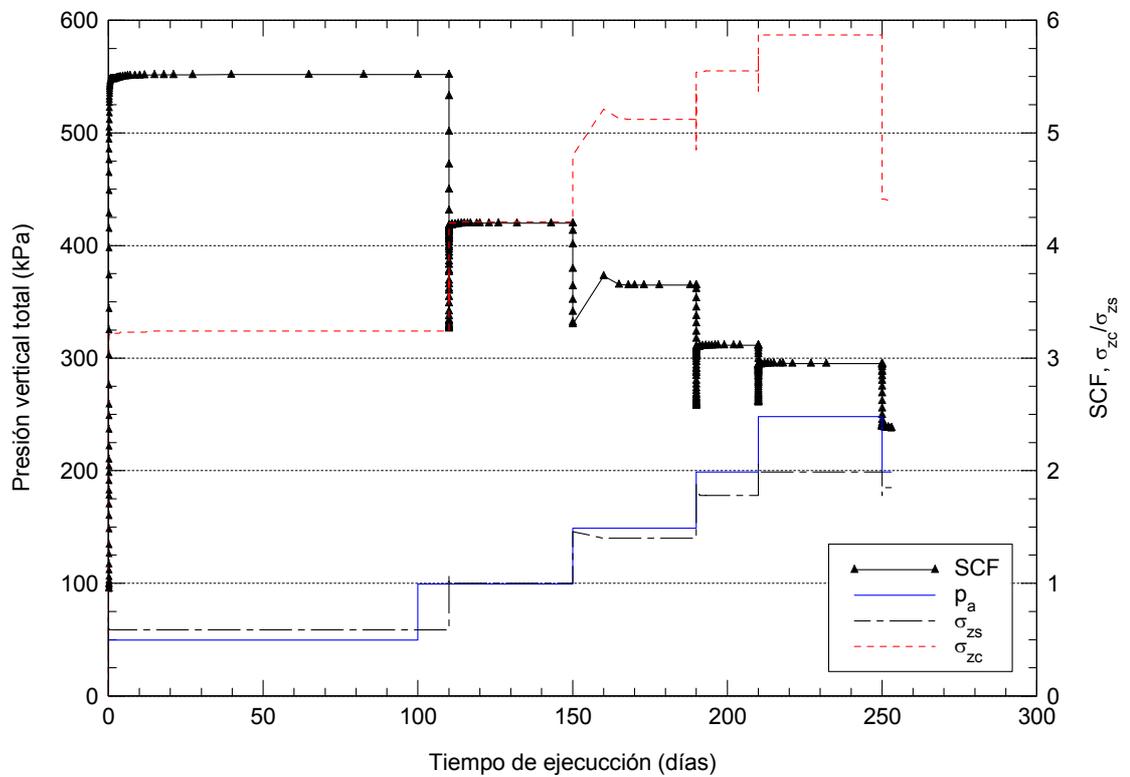


Figura 4.44. Tensiones verticales totales obtenidas con el modelo y SCF

El valor del factor de concentración de tensiones (*SCF*) y de las tensiones verticales se muestra en la Figura 4.44. El valor del *SCF* disminuye con la carga del terraplén al ir plastificando las columnas. Su valor se sitúa entre 2 y 6. Aunque no se aprecia claramente en la figura debido a la elevada permeabilidad del suelo, después de los procesos de carga sin drenaje, el *SCF* disminuye y conforme se disipan las presiones intersticiales aumenta progresivamente.

El valor de las tensiones verticales obtenidas con el modelo es muy superior a las medidas por las células de presión, lo que se debe a que hasta los 100 días de ejecución en las células situadas sobre las columnas, y hasta los 150 días en las situadas sobre el suelo, las células no registraron valores significativos de la presión. Si se comparan los incrementos registrados a partir de esas fechas, el ajuste es aceptable excepto para la eliminación de la precarga (Figura 4.45).

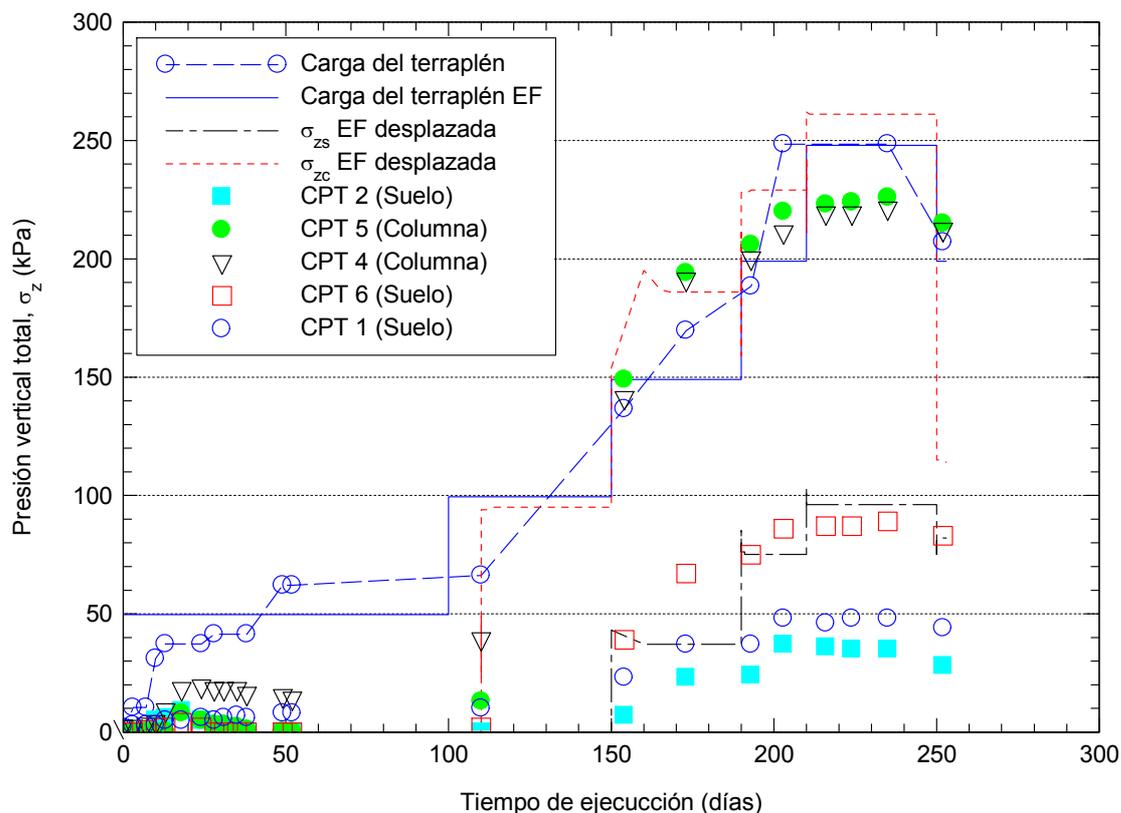


Figura 4.45. Comparación de las tensiones verticales totales

4.2. MACIZOS DE ARBUIO

4.2.1. Introducción

Durante la realización de la presente tesis doctoral, y a solicitud de la unión temporal de empresas Bilbao Plan Accesibilidad (EPTISA-CINSA y SENER), y posteriormente de la empresa EPTISA-CINSA, encargadas de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra del Tramo Kastrexana – Arbuio (Autopista del Kadagua), el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria ha tenido la oportunidad de realizar un seguimiento y análisis de los resultados de la instrumentación y control establecidos, para la ejecución de un tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava, en la construcción de los macizos de tierra armada del enlace de Arbuio (Vizcaya). Los datos obtenidos complementan las medidas y resultados logrados en la instrumentación de la Variante de Sueca (Valencia).

Los macizos se ubican en una zona de ladera de cierta pendiente, sobre un terreno constituido por material coluvial y aluvial, con resistencias bajas, que no se consideraron apropiados para proporcionar por sí solos garantía de estabilidad. Para mejorar estas condiciones, se definió un tratamiento de columnas de grava que sirviera de cimentación de dichos macizos. Con el fin de realizar su diseño, la empresa EPTISA-CINSA redactó, en marzo de 2005, el Estudio Geológico- Geotécnico de los muros 1.1, 1.2 y 1.3 del enlace de Arbuio, para lo que solicitó la colaboración del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria como asesor para la definición de dicho tratamiento.

Con posterioridad, y como continuación de este trabajo de asesoría, se solicitó la participación del Grupo de Geotecnia en la definición de la instrumentación y seguimiento de las medidas realizadas, indicando, cuando se considerara pertinente, las medidas correctoras que se estimaran necesarias para garantizar la estabilidad de los macizos.

La ejecución de los muros y del terraplén posterior ha coincidido temporalmente con otra obra adjunta, en la que se ha procedido a excavar en un polígono anexo y colocar un muro de contención en el pie de la ladera, y todo ello a unos pocos metros de la ubicación de los muros del enlace. Por este motivo, el estudio no se ha centrado

exclusivamente en el control del comportamiento de las columnas, sino también en el análisis de la afección de dicha excavación y la definición de los anclajes necesarios para garantizar la estabilidad de los macizos de tierra armada que se estaban construyendo.

El resultado de este seguimiento y análisis se ha reflejado en los siguientes informes, ordenados cronológicamente:

- 1^{er} Informe de Seguimiento (21 octubre 2005)
- 2^o Informe de Seguimiento (15 noviembre 2005)
- Informe sobre la afección de la excavación a los muros de tierra armada en la Sección 3 (29 noviembre 2005)
- 3^{er} Informe de Seguimiento (2 diciembre 2005)
- 4^o Informe de Seguimiento (23 diciembre 2005)
- 5^o Informe de Seguimiento (17 enero de 2006)
- Nota técnica sobre las actuaciones de refuerzo del muro inferior y sobre la elevación del terraplén en la sección 3 (6 de febrero de 2006)
- 6^o Informe de Seguimiento (7 febrero de 2006)
- 7^o Informe de Seguimiento (20 febrero de 2006)
- Informe sobre la afección de la excavación a los muros de tierra armada en la Sección 1 (31 marzo 2006)
- 8^o Informe de Seguimiento (4 abril 2006)
- Nota complementaria al informe sobre la afección de la excavación a los muros de tierra armada en la Sección 1 (19 mayo 2006)
- 9^o Informe de Seguimiento (13 junio 2006)
- 10^o Informe de Seguimiento (2 agosto 2006)
- 11^o Informe de Seguimiento (26 octubre 2006)
- 12^o Informe de Seguimiento (12 febrero 2007)
- 13^{er} Informe de Seguimiento e Informe Final (18 julio 2007)

La colocación de la instrumentación y las mediciones realizadas se han llevado a cabo por parte de la empresa Ingeniería de Instrumentación y Control (I.I.C.). El resumen de estas lecturas se muestra en el Apéndice E.

4.2.2. Descripción de la obra

El área instrumentada se encuentra cerca de la localidad de Arbuio, en el municipio de Alonsótegui (Vizcaya) y forma parte de la construcción de la Autopista del Kadagua (Tramo Kastrexana-Arbuio). La zona tratada con columnas de grava sirve de cimentación de los Muros 1.1, 1.2 y 1.3 del Enlace de Arbuio. Estos muros se encuentran en una zona a media ladera y son la base del terraplén del tronco de la autopista y de los ramales de acceso correspondientes al enlace de Arbuio. El terraplén tiene una altura variable entre 14 y 20 m y sirve para conectar una zona en trinchera con una estructura. La extensión lateral del terraplén está limitada por un polígono industrial propiedad de EKIN S.A., lo que motivó que el terraplén se diseñase sobre una serie de muros de tierra armada para reducir su extensión en la base.

Inicialmente se planteó una sustitución del terreno que servía de cimentación del terraplén hasta una profundidad de 6 m. Sin embargo, la excavación necesaria para el saneo planteaba varios problemas debido a la existencia de un canal y una pequeña central hidroeléctrica junto a la base de los muros, y que hubiesen quedado a una cota superior durante el proceso de excavación. Por tanto, llevar la excavación hasta una profundidad de 6 m planteaba en sí misma más problemas que la construcción del terraplén. Finalmente, se decidió limitar la excavación hasta una profundidad de 3 m, cota aproximada del canal, y mejorar el terreno inferior mediante columnas de grava.

En este caso, la estabilidad global del terraplén constituía el factor más crítico de su diseño, y sustituir parte del terreno sobre el que se cimentaba el terraplén permitía mejorar las características friccionales del terreno. Por tanto, la principal función de las columnas de grava en este problema era incrementar el ángulo de rozamiento medio del terreno. El efecto acelerador de la consolidación provocado por las columnas no era su misión primordial debido a que la permeabilidad del terreno no es demasiado baja, sin embargo, se consideró un factor de seguridad adicional y contribuyó a disipar las presiones intersticiales en zonas menos permeables, provocando una menor diferencia entre la situación a corto y largo plazo. Otro efecto positivo del tratamiento con columnas fue la mejora de la capacidad portante, que presentaba coeficientes de seguridad reducidos. Contrariamente a lo que ocurre en muchos terraplenes cimentados

sobre columnas de grava, la reducción de asientos en este caso no era uno de los motivos principales por los que se realizó la mejora.

El suelo existente en esta zona corresponde al contacto entre los depósitos aluviales del valle y el coluvial que cubre la ladera. En general, se trata de arcillas limosas con un porcentaje variable de gruesos y un sustrato rocoso que aparece a una profundidad variable, aproximadamente entre 10 y 12 m. En el Estudio Geológico-Geotécnico mencionado, se dividió en 4 niveles con subniveles:

- Nivel 0: Rellenos heterogéneos
- Nivel I: Coluvial
 - Subnivel I-A: Arcilla limosa con gravilla (contenido en finos del 41%, humedad $w = 20\%$, densidad $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, resistencia al corte sin drenaje $c_u = 42 \text{ kPa}$).
 - Subnivel I-B: Arcillas limosas con algo de arena y bastante gravilla (contenido en finos elevado 90-95%, $w = 25 - 32\%$, $\gamma = 19 - 21 \text{ kN/m}^3$, resistencia efectiva $c' = 25 \text{ kPa}$ y $\phi' = 26^\circ$, $c_u = 60 \text{ kPa}$).
- Nivel II: Aluvial
 - Subnivel II-A: Arcillas, limos y arenas con materia orgánica (finos = 45-72%, $w = 18 - 22\%$, $\gamma = 20.5 - 21.5 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0 \text{ kPa}$, $\phi' = 35^\circ$, $c_u = 75 \text{ kPa}$).
 - Subnivel II-B: Arcillas limosas con gravilla (finos = 96%, $w = 21.5\%$, $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, $c' = 20 \text{ kPa}$, $\phi' = 35^\circ$, $c_u = 75 \text{ kPa}$)
- Nivel III: Sustrato rocoso (Limolita ligeramente meteorizada o sana, $q_u > 10 \text{ MPa}$).

Esta caracterización de los estratos existentes, así como sus parámetros resistentes, se determinaron a partir de diferentes ensayos de caracterización (humedad, densidad, límites de Atterberg, ensayo granulométrico), de resistencia (compresión simple, corte directo, triaxial CU con medida de presiones intersticiales) y de campo (sondeos, ensayos de penetración dinámica estándar SPT y ensayos de penetración dinámica continua DPSH).

Se realizaron medidas del nivel del agua para determinar la posición del nivel freático.

Además, se llevaron a cabo dos ensayos edométricos sobre muestras extraídas del coluvial, que permitieron obtener los siguientes parámetros:

$$C_c = 0.104 - 0.182, C_s = 0.025 - 0.043, c_v = 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}, e_0 = 0.67 - 0.841 \text{ y } RSC = 1 - 1.5$$

La extensión del área mejorada con columnas de grava es de 6400 m² con un total de 830 columnas (Figura 4.47). Inicialmente estaba dividida en 4 zonas diferentes:

- Zona I – Área 2640 m² – Tipo B
- Zona II – Área 1940 m² - Tipo B
- Zona III – Área 860 m² – Tipo A
- Zona IV – Área 960 m² – Tipo B

La configuración geométrica de la malla de situación de las columnas es triangular y según el espaciamiento entre las columnas existían dos tipos diferentes:

- Tipo A: Espaciamiento entre columnas de 3.9 m.
- Tipo B: Espaciamiento entre columnas de 3.0 m.

El valor del diámetro de la columna considerado en el diseño era 1.0 m, dando lugar a un factor de área de sustitución del 6% para el tipo A y del 10% para el tipo B.

Las columnas se instalaron sobre la plataforma generada al realizar los 3 m de excavación y se llevaron hasta la roca. La profundidad de las columnas varía entre 10 y 12 m. Se construyeron por vía seca y alimentación por fondo. La empresa encargada de su ejecución fue Keller-Terra y empleó un único equipo (modelo Vibrocat).

Las primeras medidas de control indicaron que el diámetro medio construido era de 0.7 m, significando una reducción importante del factor de sustitución. Se decidió entonces ejecutar todas las columnas con un espaciamiento de 3.0m, sin diferenciar zonas, obteniéndose un área de sustitución de un 5% en toda la zona tratada.

Como ya se ha mencionado, otro de los problemas que surgió cuando se empezó a construir el terraplén fue la realización de una excavación a su pie, consecuencia de la construcción de una nave industrial en el polígono adyacente, y que estaba soportada por un muro de contención ejecutado por bataches y anclado. En la fase de diseño se consideró que la distancia entre la excavación y el terraplén era suficiente para evitar una interacción entre ambas construcciones. Sin embargo, posteriormente pareció necesario un estudio más profundo para analizar posibles afecciones que la excavación pudiera provocar en el terraplén.

Debido fundamentalmente a estos dos problemas comentados, se planteó instrumentar el terraplén para poder estudiar la nueva situación, tener un control de la misma y establecer posibles soluciones en caso de que fuera necesario.



Figura 4.46. Vista general de la obra

4.2.3. Descripción de la instrumentación

Para la instrumentación de los macizos de tierra armada se decidió agrupar los instrumentos de medida a lo largo de secciones perpendiculares al muro que permitieran un análisis más adecuado de los resultados de la instrumentación. Se han planteado tres secciones de instrumentación distribuidas uniformemente a lo largo del muro (Figura 4.48). Éstas son aproximadamente coincidentes con los perfiles 1-1', 2-2' y 5-5' del Estudio Geológico–Geotécnico.

En cada sección, está definida una línea continua de asiento (LCA). En su extremo interior, lado de ladera arriba, se sitúa una arqueta de recepción, mientras que en el extremo exterior del muro de tierra armada se sitúa la arqueta de lectura. Junto a las arquetas de lectura se emplazó un inclinómetro que penetra en el substrato rocoso.

En cada una de las secciones, se dispusieron zonas de control con células de medida de presión total e intersticial, cuya ubicación coincide aproximadamente con la zona central de la línea de asiento, excepto en la Sección 2 que es más larga y en la que se colocaron dos zonas de control (2A, la más cercana al canal y 2B, la más cercana al lado de ladera arriba).

Cada zona de control está compuesta por sendos piezómetros a 2 niveles y en la misma vertical, cada uno de ellos ubicado en el medio de uno de los estratos menos permeables. Éstos aparecían reflejados en el Estudio Geológico –Geotécnico, pero, del mismo modo que en la Variante de Sueca y como suele ser habitual, su profundidad exacta se detectó en el mismo sondeo realizado para la colocación de los piezómetros. Bajo la base del relleno, y junto a la vertical de los piezómetros, se colocaron 2 células de presión total, una en el centro de una columna y otra en el punto medio entre dos columnas.



Figura 4.47. Esquema de situación de la instrumentación

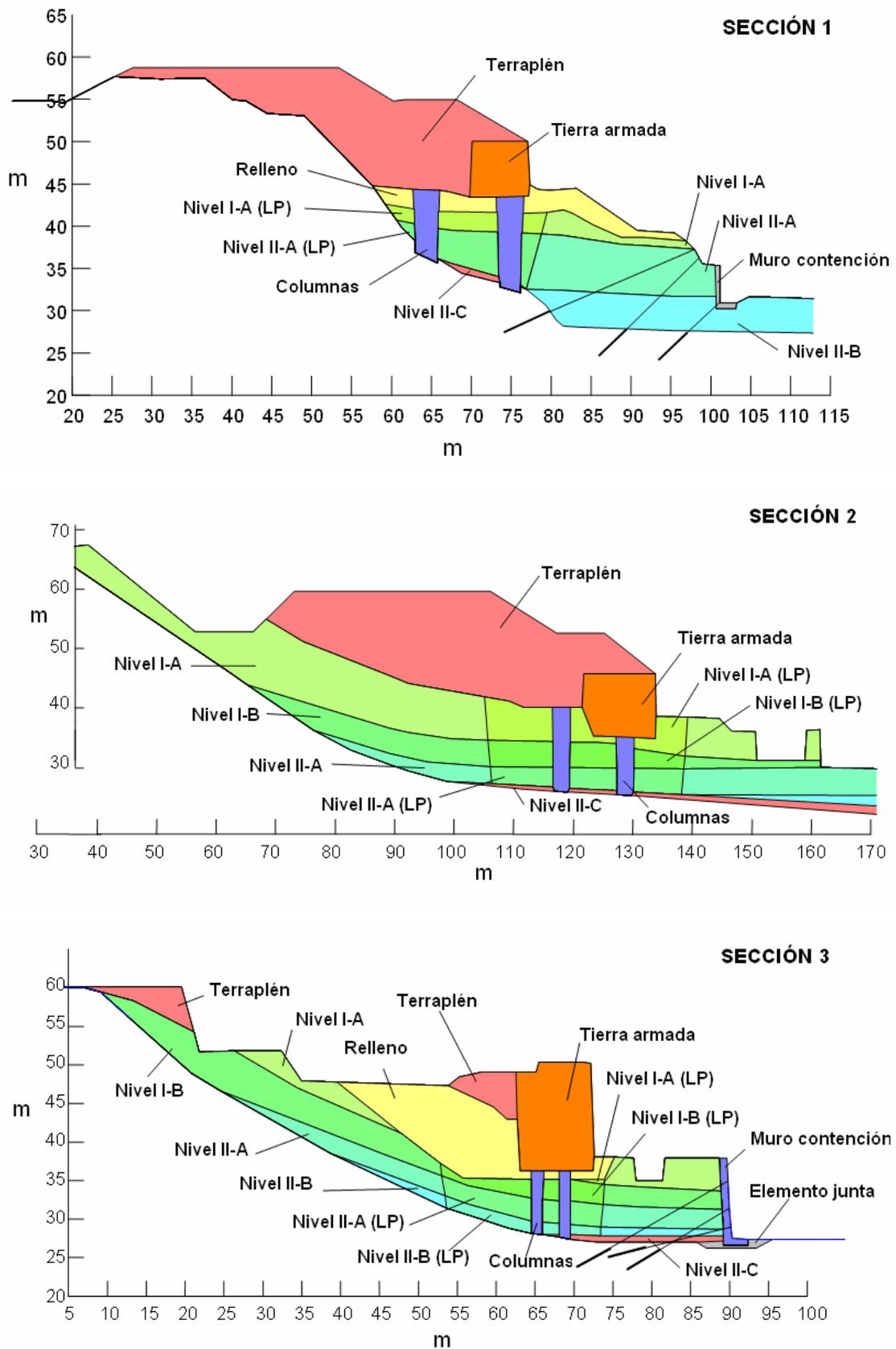


Figura 4.48. Perfiles de las secciones instrumentadas

A continuación se enumeran los instrumentos de medida por secciones y zonas:

Sección 1

1 Línea de asiento: longitud = 10 m.

1 Inclínómetro: longitud = 17.5 m.

1 Piezómetro: niveles de medida a 3 y 5 m de profundidad bajo la base del relleno

2 Células de presión total

Sección 2

1 Línea de asiento: longitud = 30 m.

1 Inclínómetro: longitud = 12 m.

Zona A

1 Piezómetro: niveles de medida a 4.5 y 8 m de profundidad bajo la base del relleno

2 Células de presión total

Zona B

1 Piezómetro: niveles de medida a 3 y 5 m de profundidad bajo la base del relleno

2 Células de presión total

Sección 3

1 Línea de asiento: longitud = 20 m.

1 Inclínómetro: longitud = 11.5 m.

1 Piezómetro: niveles de medida a 4.5 y 7.5 m de profundidad bajo la base del relleno

2 Células de presión total

Las características de los equipos de medida son las siguientes:

- Inclinómetro con una precisión de ± 0.5 mm/m y un rango de 30° (500 mm/m). La lectura es manual cada 0.5 m. La instalación de los 3 inclinómetros se realizó en junio de 2005 y la lectura inicial se tomó el 06/07/05.
- Piezómetros de cuerda vibrante con un rango de 700 kPa. Se instalaron todos los piezómetros entre el 12/07/05 y el 15/07/05. La lectura inicial se tomó el 28/07/05.
- Células de presión total de cuerda vibrante con un rango de 500 kPa. Se instalaron el 19/07/05 y el 20/07/05. La lectura inicial se tomó el 28/07/05.
- Líneas continuas de asiento. Lectura manual cada metro. Se instalaron en junio de 2005 y la lectura inicial se realizó el 14/07/05.

Complementariamente a esta instrumentación se instalaron unos pernos de referencia en las escamas inferiores de los muros de tierra armada. Éstos permiten obtener topográficamente, mediante su nivelación, el valor del asiento que se está produciendo en el muro. Su situación a lo largo de los muros de tierra armada y numeración se muestra en la Figura 4.49.

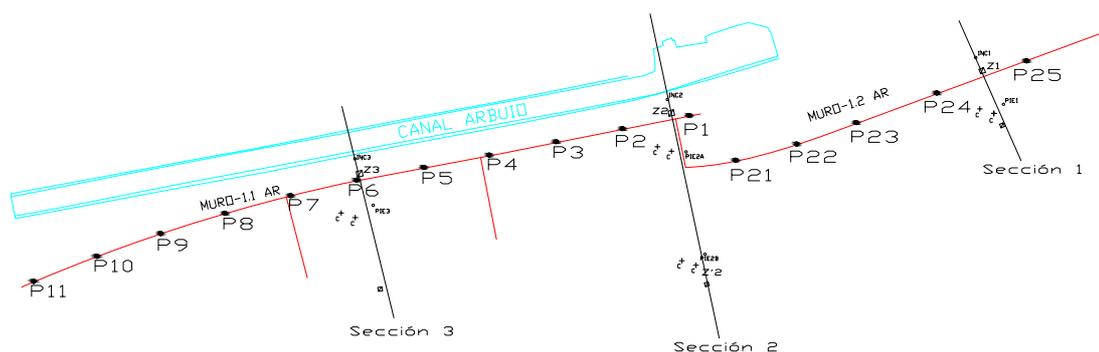


Figura 4.49. Situación de los pernos de control

Otros trabajos topográficos necesarios para esta instrumentación fueron la nivelación de las arquetas de lectura de las líneas de asiento y de la altura del terraplén alcanzada cada vez que se realizaba una lectura de la instrumentación. En los macizos de tierra armada, la altura del terraplén era aproximadamente constante a lo largo de toda la sección, y se tomó la altura de un punto en el medio de la sección. Sin embargo, la Sección 2, la más larga, se encuentra en la conjunción de dos viales y su altura no es constante a lo largo de toda la sección, tal y como se refleja en la Figura 4.50, donde se pueden apreciar los dos muros de tierra armada escalonados. Además, existen dos zonas de instrumentación diferentes en esta sección. Por ello, a partir del 28 de septiembre de 2005, se decidió medir independientemente las cotas del terreno en ambas zonas de medida: la zona A, la más cercana al muro y la zona B, del lado de ladera arriba. Como se verá posteriormente, esta diferencia de cota a lo largo de la sección hace difícil obtener un valor preciso de la carga vertical aplicada sobre cada zona de medida, ya que existe cierta interacción entre ambas zonas debido al reparto de la carga. Este reparto de la carga es mayor, cuanto mayor es la altura del terraplén.



Figura 4.50. Diferentes alturas y zonas de medida en la Sección 2

4.2.4. Afección de la excavación al pie

Como se ha comentado, durante la construcción de los macizos se realizó a su pie una excavación soportada por un muro anclado y ejecutado por bataches. Esta excavación era consecuencia de las obras realizadas en un polígono anexo para la construcción de una nave industrial. Su profundidad fue de 9 m aproximadamente, donde se alcanzó el substrato rocoso.

En la fase de diseño se desconocía su profundidad exacta y se consideró que la distancia entre la excavación y el terraplén era suficiente para evitar la interacción entre ambas construcciones. Sin embargo, durante la construcción, al alcanzar la excavación la profundidad de 9 m, pareció necesario un estudio más profundo que analizara posibles afecciones de la excavación en el terraplén. Para ello, se decidió recalcular la estabilidad global del terraplén con la excavación situada a su pie por dos métodos diferentes:

- Equilibrio límite de fajas o rebanadas (programa Slope/w)
- Elementos finitos, empleando el procedimiento denominado “reducción de $c-\Phi$ ” (código Plaxis v8)

Equilibrio Límite

La programación de los métodos de equilibrio límite de fajas o rebanadas permite resolver, de una forma rápida y sencilla, un gran número de superficies de deslizamiento, para poder obtener así la situación pésima. El programa empleado (Slope/w, 2001) permite realizar el estudio de la estabilidad por varios métodos, si bien, en este caso, se ha utilizado el método de Morgenstern-Price con función semisenoidal para definir la distribución de la fuerza entre rebanadas. Este método es uno de los más completos, es apropiado para terrenos no homogéneos y cumple las condiciones de equilibrio estático en todas las fajas.

Elementos Finitos – “Reducción de $c-\varphi$ ”

El método de los elementos finitos permite resolver el problema sin tener que recurrir al estudio de un estado límite último, obteniendo una solución tenso-deformacional. Sin embargo, un cálculo convencional de la situación en servicio del problema sólo permite obtener si ésta es o no estable, pero no es posible obtener ningún coeficiente de seguridad. Para ello, es necesario realizar algún cálculo posterior. Las diferentes posibilidades son:

- Aumento de cargas
- Reducción de resistencia (ab initio o degradación)
- Cambios de geometría.

El código empleado (Plaxis v8, 2005) utiliza elementos triangulares, en este caso de 15 nodos, y para obtener el coeficiente de seguridad, reduce la resistencia del suelo por degradación, mediante el algoritmo denominado “reducción de $c-\varphi$ ”.

El modelo de comportamiento empleado para el terreno es elástico, con el criterio de plastificación de Mohr-Coulomb y una ley de flujo no asociada, con un ángulo de dilatación constante. Este modelo es el más complejo posible si se desea realizar un análisis del estado límite último mediante el algoritmo “reducción de $c-\varphi$ ”.

Modelo

Se han analizado las mismas 3 secciones sobre las que se situó la instrumentación, tal y como se muestran en la Figura 4.48. De entre estas secciones, se ha hecho hincapié en las Secciones 1 y 3, que son las afectadas por la excavación, mientras que la Sección 2 corresponde con el emplazamiento de la central hidroeléctrica existente (Figura 4.51).

Para la elección de los diferentes parámetros se han empleado los datos que se venían usando en los estudios previos (p. ej. Estudio Geológico –Geotécnico). Éstos se complementaron con las densidades del terraplén y de la tierra armada que se obtuvieron durante su construcción. Los módulos de deformación de los diferentes materiales se han obtenido a partir de los ensayos edométricos que se habían realizado en el caso del terreno natural, y de las placas de carga efectuadas sobre los rellenos para

el caso de los terraplenes y muros de tierra armada. Un resumen de los parámetros utilizados en el análisis se muestra en la Tabla 4.10.

El muro de contención se ha modelado como un elemento continuo, y para poder tener en cuenta el posible deslizamiento entre muro y substrato rocoso, se ha dispuesto un elemento junta en el apoyo de la zapata del muro, que permite el desarrollo de superficies de rotura que afecten a dicho contacto. Éste intenta reproducir un contacto con mayor alteración de la roca por efecto de las labores de excavación realizadas, y su resistencia se ha considerado únicamente granular, despreciando la fracción cohesiva.

Con el ritmo de ejecución del terraplén fijado y los valores del coeficiente de consolidación estimados, no se esperaban excesos de presión intersticial, por lo que el suelo alrededor de las columnas fue considerado como drenado durante todo el proceso. Como se verá más adelante, la instrumentación confirmó este hecho.

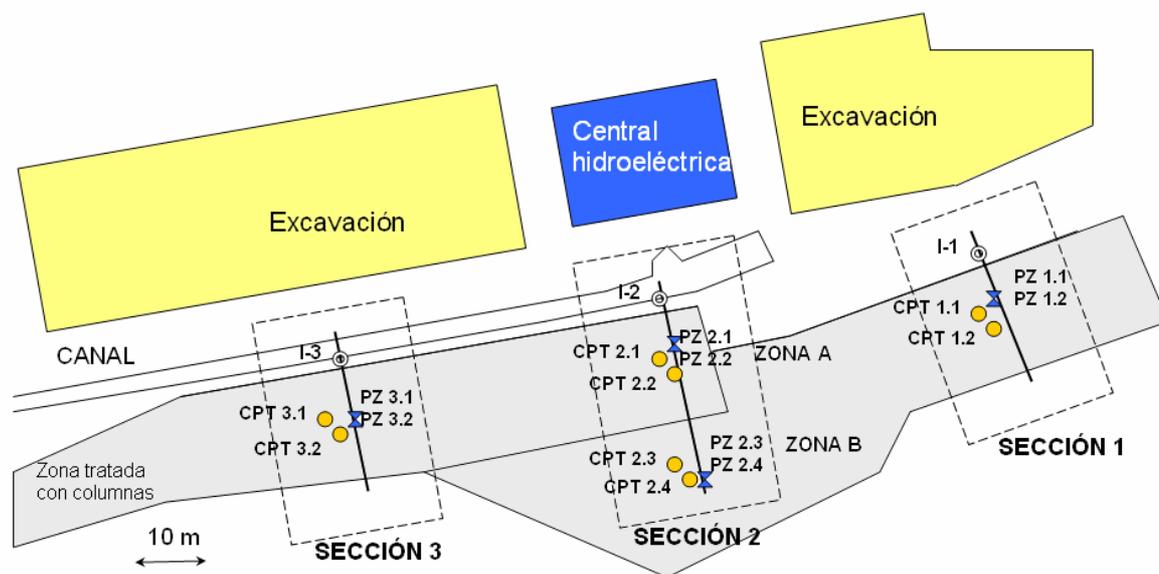


Figura 4.51. Planta de situación de las secciones y de la excavación al pie

Tabla 4.10. Resumen de los parámetros empleados en los análisis

<i>Nivel de terreno</i>	γ (<i>kN/m³</i>)	c' (<i>kPa</i>)	ϕ (<i>°</i>)	c_u (<i>kPa</i>)	E (<i>MPa</i>)
Muro de contención	25	250	0		20000
Tierra armada	22	100	32		75
Terraplén	20	10	32		25
Columnas de grava	18	0	40		50
Relleno	20	10	32		25
Nivel I-A	21	25	26	42	4.5
Nivel I-B	20	25	26	60	4.5
Nivel II-A	21	0	35	75	8
Nivel II-B	21	20	35	75	12
Nivel II-C	18	0	40		50
Elemento junta	22	0	45		500
Lecho rocoso	22	-	-		1000

Para poder realizar un análisis en deformación plana, es necesario transformar las columnas de grava en elementos bidimensionales, como se vio en el apartado 2.2.1. Debido a que el problema fundamental es la estabilidad del talud, se empleó la resistencia tangencial como criterio para realizar la equivalencia. El empleo de un suelo mejorado con una resistencia tangencial media promediada entre el suelo original y las columnas no era práctico en este caso, porque era difícil promediar el producto ($\sigma' \tan \phi$) debido a las variaciones transversales de la tensión efectiva, σ' , a lo largo del muro de tierra armada. Así pues, se prefirió mantener las propiedades originales del suelo, y emplear un ángulo de rozamiento equivalente para las columnas, concentradas

en dos grandes elementos trinchera de 1.5 m de ancho. Estos dos elementos se localizaron bajo la punta y el tacón del muro de tierra armada.

Se eligió un ángulo de rozamiento equivalente para las columnas que produjese la misma fuerza tangencial total a lo largo de un plano horizontal situado a una profundidad representativa de la superficie de deslizamiento.

La componente friccional de la fuerza tangencial depende de la tensión vertical efectiva a la profundidad de la superficie de deslizamiento, y por tanto, aparecen diferencias entre el método de los elementos finitos y el de equilibrio límite de fajas o rebanadas (Barksdale y Bachus, 1983). En el análisis tenso-deformacional mediante elementos finitos, la transferencia de tensiones entre columna y suelo sí se considera mediante la compatibilidad de las correspondientes deformaciones, provocando una concentración de tensiones sobre las columnas. Sin embargo, en el método de rebanadas, la tensión vertical se evalúa como el peso de la columna de suelo situada por encima, sin transferencia alguna de tensiones entre rebanadas. Así, con el método de equilibrio límite se obtiene un valor mayor del ángulo de rozamiento equivalente de las columnas, para poder simular un valor adecuado del producto $(\sigma' \tan \phi)$.

La resistencia tangencial real a lo largo de la superficie horizontal de fallo en la zona tratada, de ancho B, por unidad de longitud de terraplén es:

$$T_r = T_{rc} + T_{rs} = a_r B \sigma'_c \tan \phi_c + (1 - a_r) B (c_s + \sigma'_s \tan \phi_s) \quad (4.18)$$

donde a_r es el área de sustitución y los subíndices c y s se refieren a columnas y suelo, respectivamente. Las tensiones efectivas verticales a una profundidad z son:

$$\begin{aligned} \sigma'_c &= \mu_c p_a + \gamma_c z \\ \sigma'_s &= \mu_s p_a + \gamma_s z \end{aligned} \quad (4.19)$$

donde μ_c y μ_s son las concentraciones de tensiones en la columna y suelo con respecto a la tensión media aplicada, p_a . Estas tensiones están relacionadas mediante la condición de equilibrio:

$$a_r \sigma'_c + (1 - a_r) \sigma'_s = p_a \quad (4.20)$$

Si las columnas se modelan mediante n zanjas longitudinales de ancho b , la fuerza tangencial en el modelo sería:

$$T_m = T_{mc} + T_{ms} = nb\sigma'_c \tan \phi_{mc} + (B - nb)(c_s + \sigma'_s \tan \phi_s) \quad (4.21)$$

El ángulo de rozamiento equivalente de las zanjas, ϕ_{mc} , se obtiene igualando la fuerza tangencial real y la del modelo, T_r y T_m . Para el método de equilibrio límite con superficie de deslizamiento, las tensiones efectivas de la ec. (4.21) se calculan sin considerar factor de concentración de tensiones alguno ($\mu_c = \mu_s = 1$ en la ec. 4.19) por las particularidades del método explicadas.

Los diferentes ángulos de rozamiento equivalentes de las zanjas que representan las columnas para los dos métodos empleados en el análisis se muestran en la Tabla 4.11. Los factores de concentración de tensiones empleados se han obtenido de la solución elástica de Balaam y Booker (1981), el método de Priebe (1995) y los valores medidos en la Sección 2A. Los valores supuestos en este cálculo han sido: resistencia del suelo, $c=25$ kPa y $\phi=25^\circ$, y relación de rigideces columna/suelo igual a 6.0.

A la vista de estos resultados, se eligió un ángulo de rozamiento equivalente de 40° para el equilibrio límite y 25° para el análisis por elementos finitos.

Tabla 4.11. Factores de concentración de tensiones y ángulo de rozamiento equivalente para los análisis por equilibrio límite (E. L.) y elementos finitos (E. F.)

	<i>Factor de tensiones</i>		ϕ_{mc}	
	Columna, μ_c	Suelo, μ_s	E. L.	E. F.
Balaam y Booker, 1981	3.5	0.86	44.8°	24.3°
Priebe, 1995	2.86	0.90	42.7°	25.6°
Medido (Sección 2A)	2.5	0.92	41.3°	26.5°

Resultados

Se calcularon los diferentes coeficientes de seguridad frente a estabilidad global a corto (C. P.) y largo plazo (L. P.). Estas dos situaciones se refieren al suelo no tratado, ya que el suelo tratado con columnas se supone drenado (largo plazo) durante todo el proceso. Al comprobarse que los coeficientes de seguridad obtenidos eran bajos para la situación diseñada antes de conocerse la interacción entre ambas construcciones, se propusieron medidas correctoras, basadas fundamentalmente en anclajes. Finalmente, se calculó la estabilidad global con las medidas correctoras propuestas, para comprobar que el coeficiente de seguridad era aceptable.

Un resumen de los factores de seguridad obtenidos para las situaciones de corto y largo plazo, y las diferentes fuerzas de anclaje se muestra en la Tabla 4.12. En general, se obtienen resultados razonablemente parecidos con ambos métodos, con una tendencia a lograr valores ligeramente menores con los análisis numéricos, siendo ambos métodos de cota superior.

A modo de ejemplo, se muestra la superficie de deslizamiento obtenida mediante el método de equilibrio límite para la situación de corto plazo, con una única fila de anclajes, en la Sección 1 (Figura 4.52). El programa dibuja los contornos de coeficientes de seguridad obtenidos en la malla de centros especificada.

Tabla 4.12. Resultados de los análisis de estabilidad

<i>Sección</i>	<i>Fuerza de anclaje</i> (kN/m)	<i>Equilibrio Límite</i>		<i>Elementos Finitos</i>	
		C. P.	L. P.	C. P.	L. P.
1	425 (3 filas)	1.27	1.57	1.25	-
	125 (1 fila)	1.17	1.37	1.11	1.19
3	600 (3 filas)	1.66	1.71	1.50	1.69
	0	1.34	1.35	1.20	1.30

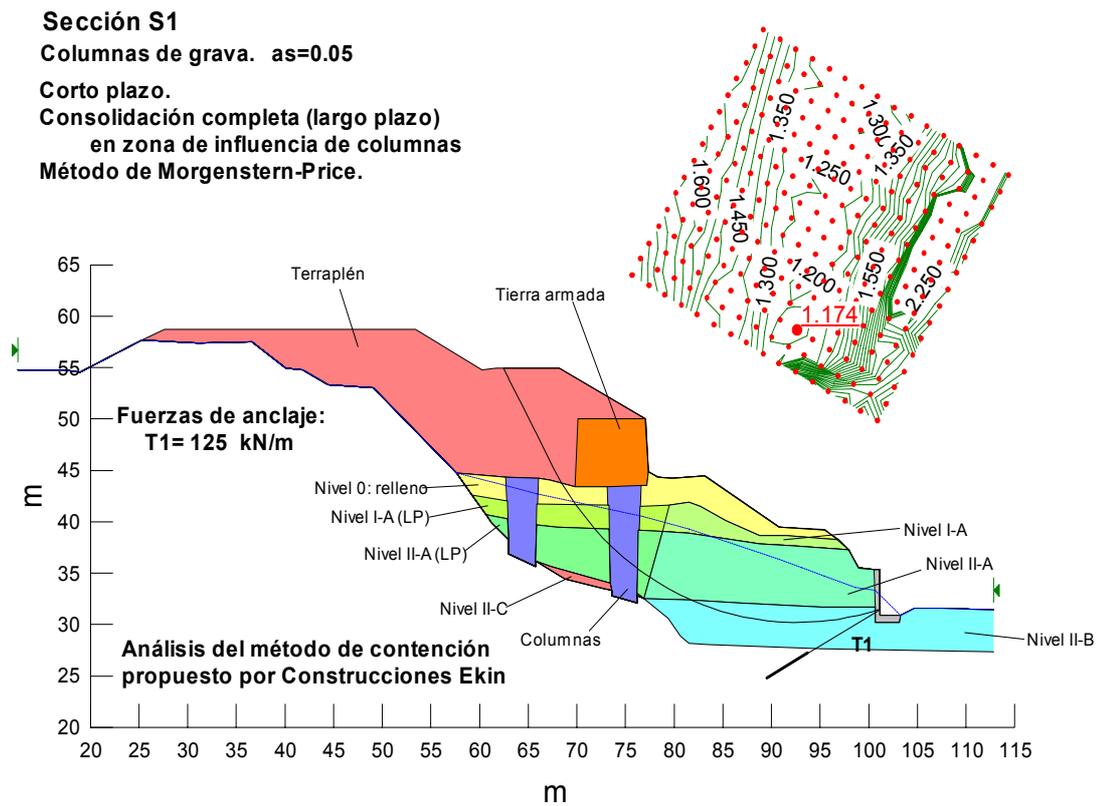


Figura 4.52. Superficie de deslizamiento obtenida mediante equilibrio límite. Sección 1, una fila de anclajes, corto plazo ($F=1.17$)

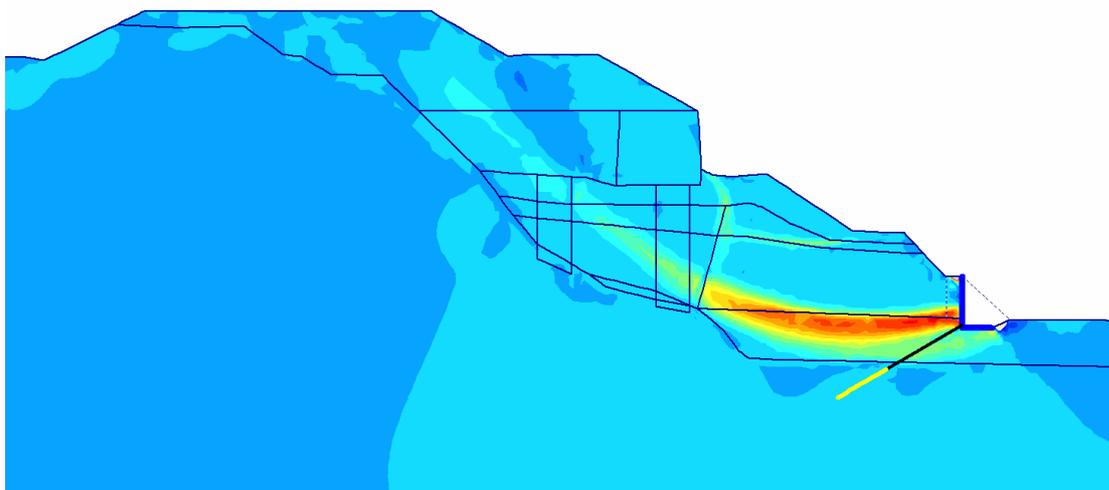


Figura 4.53. Mecanismo de fallo (contorno de deformaciones tangenciales) obtenido mediante elementos finitos. Sección 1, una fila de anclajes, corto plazo ($F=1.11$)

Para poder comparar las superficies de deslizamiento obtenidas con uno y otro método, se muestra el mecanismo de fallo obtenido con el análisis numérico mediante elementos finitos para la misma situación (Figura 4.53). En este caso, no resulta tan claro definir una superficie de deslizamiento concreta. Mediante la representación de los desplazamientos totales o como se muestra en la figura, las deformaciones tangenciales, se puede obtener una aproximación de dicha superficie.

La similitud entre las superficies de deslizamiento obtenidas con ambos métodos es clara a la vista de las figuras. Esta superficie corta al muro de contención en su base, alcanza el Nivel II-B, y progresa rápidamente hacia arriba.

4.2.5. Ritmo de elevación del terraplén

El ritmo de elevación del terraplén se diseñó para evitar un fallo por falta de capacidad portante del terraplén, ya que ésta a corto plazo es pequeña y presenta coeficientes de seguridad reducidos. Como ya se ha comentado, las columnas de grava permiten acelerar la consolidación y reducir la situación de corto plazo, además de reducir la tensión transmitida al terreno por su mayor rigidez. El cálculo de la aceleración del proceso de consolidación por parte de las columnas se realizó a partir de un sencillo estudio unidimensional. El flujo radial se desacopló del vertical mediante la formulación dada por Carrillo (1942):

$$\frac{u}{u_0} = \frac{u_r}{u_0} \frac{u_z}{u_0} ; U = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (4.22)$$

Para el estudio se tomó un coeficiente de consolidación, $c_v = 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, tanto para la dirección vertical como para la radial, sin considerarse anisotropía alguna debido al origen coluvial del suelo.

El estudio de la capacidad portante del terraplén se realizó a través del factor de carga N_c :

$$N_c = \frac{p_a}{c_u} \quad (4.23)$$

donde p_a es la presión vertical aplicada por el terraplén. Un valor de N_c en torno a 6.0 significa fallo. Si se considera un factor de seguridad al fallo por capacidad portante del terraplén de 2.0, el factor de carga N_c debe ser menor que 3.0 durante toda la elevación del mismo. Así, su ritmo de elevación se diseñó para cumplir esta condición.

En cada escalón de carga la resistencia al corte sin drenaje se calculó a partir de la tensión vertical efectiva en ese instante, de acuerdo con la expresión de Ladd y Eggers (1972):

$$c_u = k\sigma_0' RSC^\alpha \quad (4.24)$$

Se tomó $k = 0.2$, $\alpha = 0.8$ y una razón de sobreconsolidación inicial que incluye la debida a la excavación realizada para el saneo $RSC = 3.0$.

El ritmo de elevación del terraplén se diseñó para una altura media de 14 m, en 10 escalones iguales de carga (1.4 m cada uno), esperando dos semanas entre la ejecución de los diferentes escalones. Con este ritmo, el tiempo total de elevación del terraplén era de 126 días (Figura 4.54). La disminución del factor de carga al consolidar el suelo y aumentar su tensión efectiva (ec. 4.24) es más importante una vez que se supera la presión de preconsolidación, que corresponde aproximadamente a una altura de terraplén de 8 m.

Debido al menor diámetro de columna conseguido durante su construcción, $d_c = 0.7$ m, el plan de elevación del terraplén tuvo que ser modificado para seguir cumpliendo que el factor de carga era inferior a 3.0 durante todo el proceso. Para ello, los últimos escalones de carga se retrasaron de dos a cuatro semanas, tal y como se refleja en la Figura 4.55. De esta forma, el tiempo total para extender todo el terraplén aumentaba hasta 182 días.

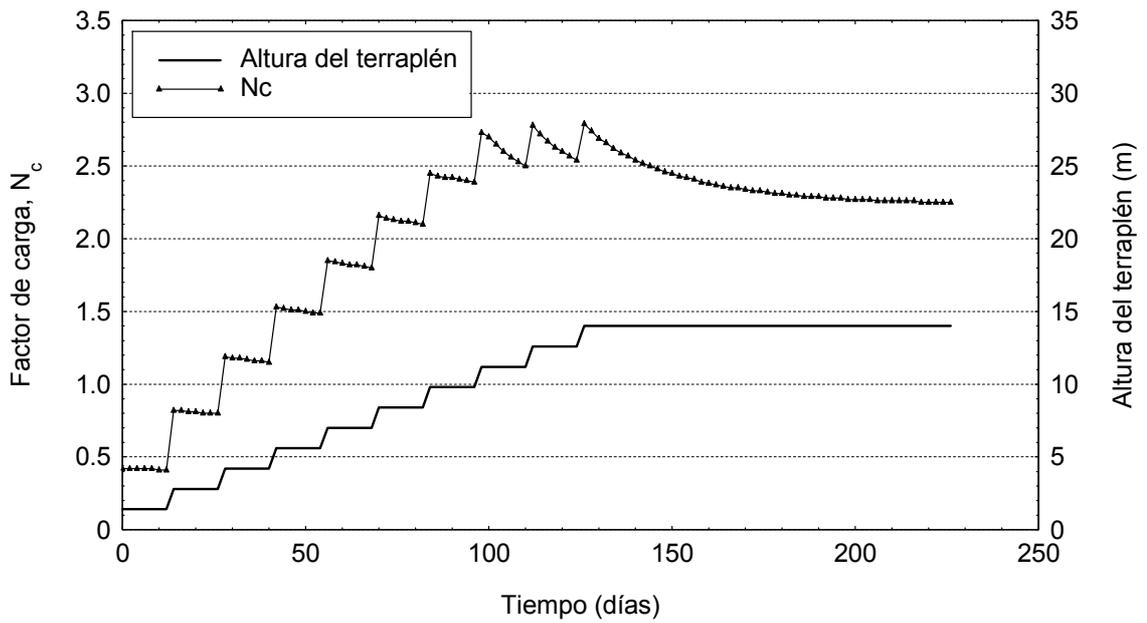


Figura 4.54. Ritmo de elevación del terraplén previsto ($d_c = 1$ m)

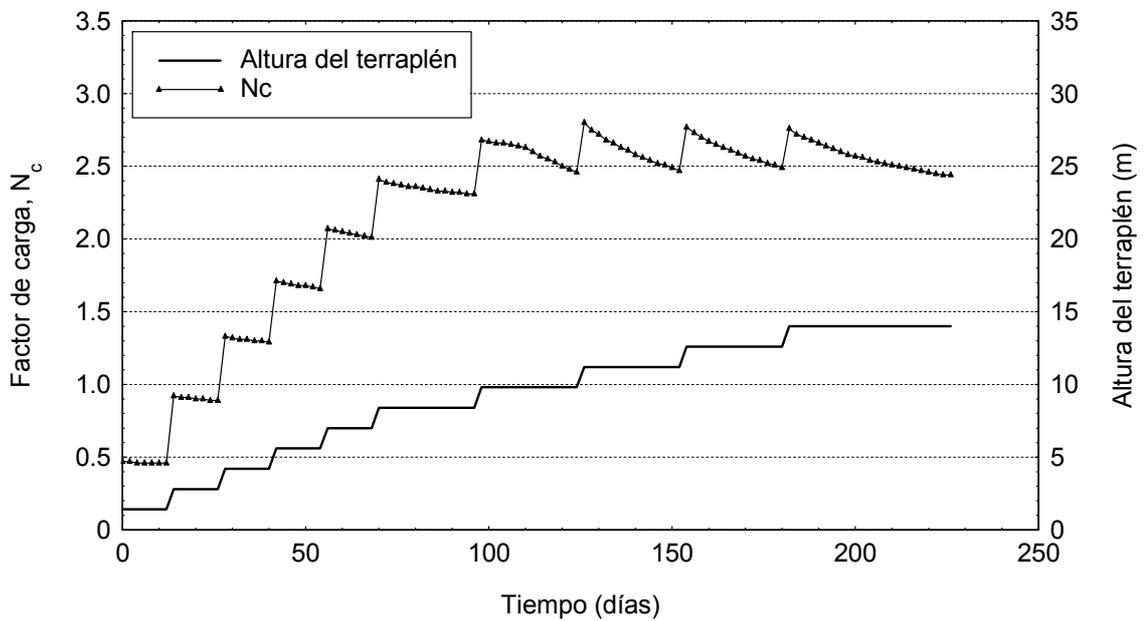


Figura 4.55. Ritmo de elevación del terraplén previsto ($d_c = 0.7$ m)

La última semana del mes de julio de 2005 comenzaron las labores de construcción de los muros de tierra armada en las Secciones 2 y 3. La base de la Sección 1 se encuentra a una cota superior que las otras dos (Sección 1: +43.653, Sección 2: +36.127 y Sección 3: +36.162, en coordenadas UTM); por ello, esta sección no se comenzó a rellenar hasta el 22 de diciembre de 2005, fecha en la que el relleno de las secciones 2 y 3 alcanzó la cota de su base.

Finalmente, la evolución de la altura del terraplén se ajustó a los criterios de diseño indicados, retrasándose ligeramente respecto de la prevista para adaptarse a las posibilidades y conveniencia de la obra (Figura 4.56).

En las figuras correspondientes a las lecturas de la instrumentación de los macizos se muestra por claridad el tiempo de ejecución. Su origen es el 20/7/05.

La Sección 1 alcanzó su altura definitiva (10.8 m) en octubre de 2006. En esta sección hubo que eliminar parte del relleno colocado debido a los grandes desplazamientos que se registraron a los 375 días de ejecución (julio 2006). La altura de relleno prevista que se muestra en la Figura 4.55 se había fijado siempre y cuando se cumplieran las condiciones de anclaje y tesado del muro de contención de la excavación situada al pie.

Como ya se ha comentado, en la Sección 2 existen dos zonas de medida diferentes. La lectura en la zona A se realiza en una zona ocupada por un cono de tierras (Figura 4.50), lo que puede explicar cierta variabilidad en la lectura y también que la cota en esta zona no sea muy influyente en las magnitudes medidas, debido a que conlleva un menor incremento de volumen total de suelo. Desde octubre de 2006, la elevación del terraplén en ambas zonas corresponde a su altura definitiva.

La Sección 3 fue la primera en completarse, alcanzando su altura definitiva (13.7 m) el 20 de abril de 2006.

Durante los meses de abril y mayo de 2007 se procedió a colocar las capas de firme. Este incremento de altura no se ha recogido en la Figura 4.56, al no disponer de los datos topográficos correspondientes.

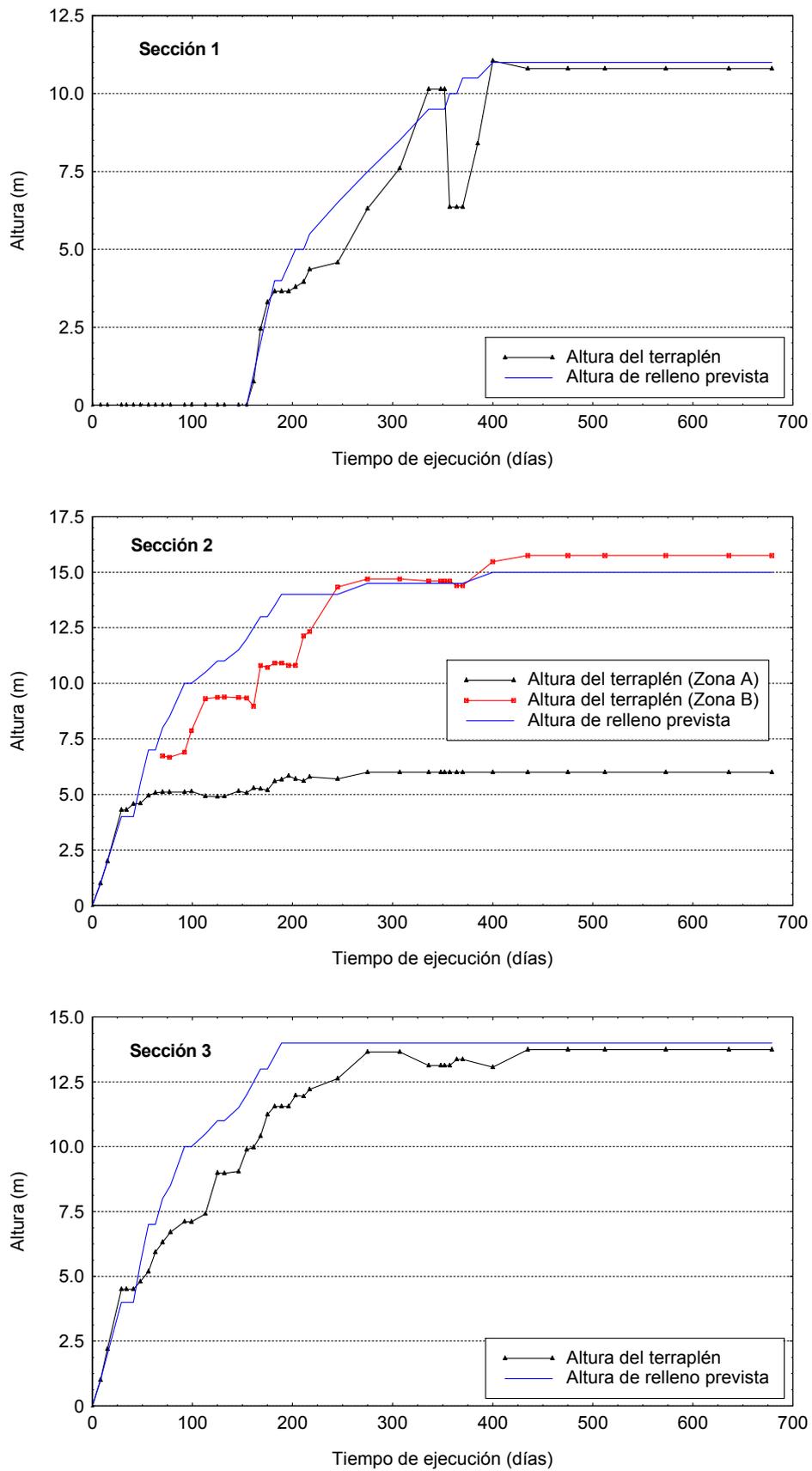


Figura 4.56. Ritmo de elevación del terraplén

4.2.6. Lecturas realizadas

Una vez conocida la secuencia de elevación del terraplén, se estudió el número de lecturas a realizar, dando lugar a la Tabla 4.13, donde se preveía realizar las lecturas con una frecuencia aproximadamente semanal. Sin embargo, debido al ligero retraso en la elevación del terraplén respecto al programa previsto, el número de lecturas realizadas también se modificó levemente respecto al reflejado en la Tabla 4.13.

Se realizaron lecturas aproximadamente semanales hasta el 22 de febrero de 2006, pasando a ser mensuales a partir de esa fecha. El número de lecturas totales se duplicó aproximadamente respecto del previsto. No obstante, por diferentes motivos, algunas de las lecturas previstas no pudieron realizarse. A continuación se comentan algunos de los problemas que surgieron durante la realización de las lecturas.

Los trabajos de una retroexcavadora en la zona de la Sección 1 provocaron daños en las células de presión total y en la línea de asiento de esta sección el 14 de septiembre de 2005. Como los daños fueron leves y todavía no se había comenzado el relleno en esta sección, fue posible la reubicación de las células de presión total, la reparación de la línea continua de asiento y la toma de una nueva lectura inicial el 28 de septiembre de 2005. La reubicación de las células de presión total se realizó mediante replanteo topográfico de su posición pero sin la posibilidad de tener la referencia visual de donde se encontraban físicamente las columnas de grava.

La línea continua de asiento de la Sección 1 volvió a ser dañada por el tránsito de la maquinaria a finales de octubre de 2005. Esta vez los daños provocaron la inutilización de la misma debido a los desperfectos producidos en la tubería de lectura que imposibilitaron nuevas lecturas. Estos daños afectaron también a los piezómetros de esta sección, siendo su última lectura la correspondiente al 28 de octubre de 2005.

Las arquetas de lectura de las líneas de asiento de las secciones 2 y 3 quedaron anegadas a partir del 14 de septiembre de 2005. A pesar de que se realizaron varias lecturas empleando una bomba de achique, este sistema dejó de ser viable a partir del 28 de octubre de 2005, al subir todavía más el nivel freático. Por tanto, la última lectura de todas las líneas de asiento es la correspondiente al 28 de octubre de 2005. A estas incidencias expuestas se debe añadir que el 21 de diciembre de 2005 sólo se pudo

realizar la lectura de los inclinómetros, ya que el acceso a los puntos de medida del resto de la instrumentación estaba anegado.

El 7 y 12 de julio de 2006 se realizaron lecturas adicionales de los inclinómetros debido a los grandes desplazamientos registrados en el inclinómetro 1, por lo que no se consideró necesario realizar lecturas del resto de los dispositivos. La última lectura, el 30 de mayo de 2007, se realizó únicamente en los inclinómetros porque la medida en los dispositivos de cuerda vibrante ya se había mantenido constante en las últimas lecturas y no se esperaba variación alguna.

En la Tabla 4.14 se muestra un resumen del número y fecha de las lecturas realizadas en los diferentes dispositivos. Las lecturas topográficas se hicieron coincidir con las lecturas de la instrumentación; por necesidad en el caso de la nivelación de las arquetas de lectura de las líneas de asiento, y por conveniencia para la altura del terraplén y los pernos de control.

En ciertas ocasiones, se tomaron lecturas topográficas adicionales, ya que su menor coste permite tener una mayor cantidad de valores. En algunas de las lecturas no se pudo obtener la nivelación de ciertos pernos de control debido a que estos se encontraban inundados o temporalmente tapados por algún cono de tierras.

En el Apéndice E se resumen los resultados de las mediciones realizadas.

Tabla 4.13. Plan inicial de lecturas de la instrumentación

Mes	Semana		Fase	Altura parcial	Altura total	Lectura
Julio	0	11-17	Instalación de la instrumentación		0	0
		18-24				
Agosto	1	25-31	1	4	4	1
	2	1-7				
	3	8-14				
	4	15-21	2	3	7	2
	5	22-28				
Septiembre	6	29-4	3	3	10	3
	7	5-11				
	8	12-18				
	9	19-25				
Octubre	10	26-2	4	1.5	11.5	4
	11	3-9				
	12	10-16				
	13	17-23				
Noviembre	14	24-30	5	1.5	13	5
	15	31-6				
	16	7-13				
	17	14-20				
	18	21-27				
Diciembre	19	28-4	6	1.5	14.5	6
	20	5-11				
	21	12-18				
	22	19-25				
Enero	23	26-1	7	1.5	16	7
	24	2-8				
	25	9-15				
Febrero	26	16-22				8
	27	23-29				
	28	30-4				
	29	5-11				17
	30	5-11				
						18
						19
						20

Tabla 4.14. Resumen de lecturas realizadas

	Inclinóm			Células de presión								Piezómetros								LCA			
	1	2	3	1.1	1.2	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	1.1	1.2	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	1	2	3	
28/07/2005																							
04/08/2005																							
18/08/2005																							
23/08/2005																							
30/08/2005																							
06/09/2005																							
14/09/2005																							
21/09/2005																							
28/09/2005																							
06/10/2005																							
20/10/2005																							
27/10/2005																							
10/11/2005																							
22/11/2005																							
29/11/2005																							
13/12/2005																							
21/12/2005																							
28/12/2005																							
04/01/2006																							
11/01/2006																							
18/01/2006																							
25/01/2006																							
01/02/2006																							
08/02/2006																							
16/02/2006																							
22/02/2006																							
22/03/2006																							
21/04/2006																							
23/05/2006																							
21/06/2006																							
03/07/2006																							
07/07/2006																							
12/07/2006																							
19/07/2006																							
25/07/2006																							
09/08/2006																							
24/08/2006																							
28/09/2006																							
07/11/2006																							
14/12/2006																							
13/02/2007																							
17/04/2007																							
30/05/2007																							

En rojo las lecturas que no se realizaron. LCA: Línea continua de asiento. Inclinóm.:Inclinómetro.

4.2.7. Comportamiento observado

Presiones intersticiales

Como se ha explicado, el ritmo de elevación del terraplén se ralentizó debido a la reducción del diámetro real de la columna para asegurar la capacidad portante del terreno. La elevación del terraplén se ejecutó todavía ligeramente más despacio de lo previsto por motivos asociados a la organización de la obra (Figura 4.56). Por todo ello, no se esperaban excesos de presión intersticial importantes en la zona tratada con columnas, y toda ella se consideró como drenada durante todo el proceso en los análisis de estabilidad. Este hecho fue confirmado posteriormente por las lecturas obtenidas en los piezómetros (Figura 4.57).

Para obtener la carga aplicada por el terraplén se ha supuesto una densidad aparente del relleno, $\gamma_{ap} = 22 \text{ kN/m}^3$. Este valor medio se ha obtenido a partir de las densidades “in situ” medidas en el control de compactación del terraplén.

Se puede observar que las presiones intersticiales se mantienen aproximadamente constantes, y por tanto, los grados de disipación logrados son elevados, cercanos al 100%. Parte de las variaciones producidas en las presiones intersticiales son debidas a variaciones estacionales del nivel freático.

En el piezómetro PZ 2.2 parecía recogerse un grado de disipación menor que en el resto de los piezómetros, y se barajó la posibilidad de que se encontrase en un lentejón de suelo muy impermeable. Sin embargo, la evolución posterior de las lecturas en este piezómetro parece indicar que existió alguna anomalía en las primeras lecturas. Desde que se alcanzó la altura definitiva en esta sección, las lecturas se mantienen constantes, sin mostrar disipación alguna, lo que indica que esa es la verdadera posición del nivel freático y no la obtenida a partir de las primeras lecturas.

Los valores medidos en los piezómetros de la Sección 3 son congruentes entre sí, resultando dos curvas prácticamente paralelas con una diferencia más o menos constante de 25 kPa debida a las diferentes profundidades a las que se encuentran los piezómetros.

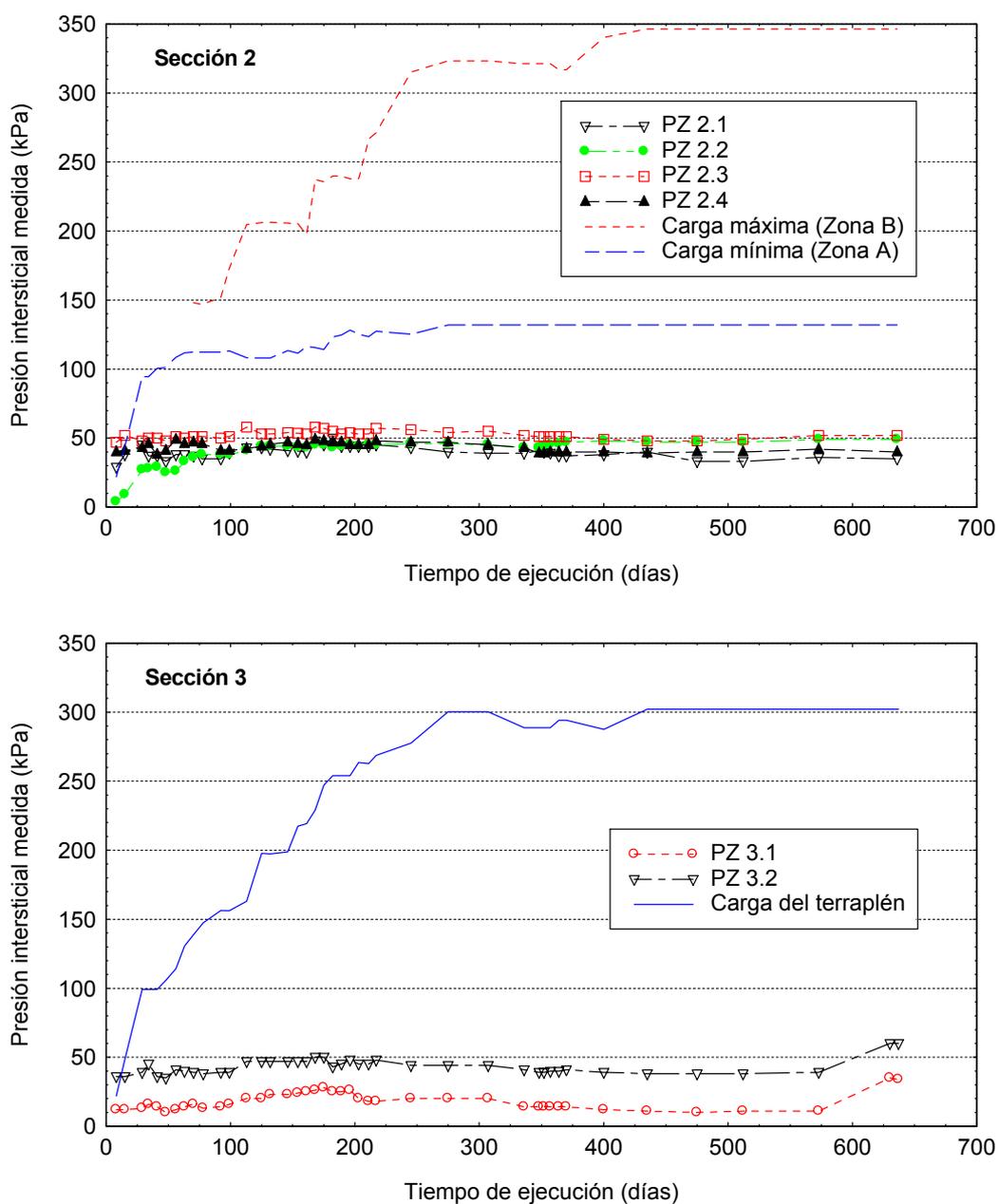


Figura 4.57. Presiones intersticiales medidas

En la penúltima lectura del 11 de abril de 2007 (630 días) se registró un fuerte incremento (21-24 kPa) de la presión intersticial en la Sección 3. Para comprobar la validez de esta lectura se realizó una lectura adicional a la semana siguiente (17 de abril). Sin dejar de tener en cuenta un ligero incremento de la presión intersticial producido por una elevación del nivel freático en esta época lluviosa, el incremento brusco de la presión intersticial se explica por la existencia de un incremento de carga

aplicada en esta sección correspondiente a la colocación de las capas de firme. Esta elevación tuvo lugar en las fechas previas a la toma de la lectura, lo que provocó que las presiones intersticiales no se hubiesen disipado todavía.

Desafortunadamente, el incremento de carga producido por las capas de firme no fue medido, por lo que no se ha representado en la gráfica. Sin embargo, como se verá más adelante, sí que se detecta el correspondiente incremento de carga en las células de presión total. Contrariamente a lo que ocurre en la Sección 2, la ubicación de los instrumentos de medida implica que el incremento de carga producido por las capas de firme gravite directamente sobre ellos, produciéndose una escasa reducción por distribución de la carga en profundidad.

Presiones totales

De cada par de células de presión total, una se instaló bajo la columna y la otra en el punto medio entre columnas, para poder así comparar la distribución de las tensiones entre el suelo y la columna, y su equivalencia con la carga total aplicada por el terraplén. La evolución de las presiones totales medidas con el tiempo y la carga aplicada por el terraplén se muestra en la Figura 4.59.

Los valores de las tensiones medidas en el suelo concuerdan aceptablemente con los valores esperados a partir de la carga aplicada por el terraplén. Debido a que el área de sustitución es relativamente baja ($a_r = 0.05$), la presión total medida en el suelo es la más determinante y debe ser ligeramente inferior a la aplicada por el terraplén, como así se ha comprobado.

Excepto en la Sección 2A, las tensiones medidas en las columnas son menores de las estimadas a partir de un factor de concentración de tensiones habitual. Esta dispersión en los valores medidos en materiales granulares puede considerarse usual.

Los procesos de descarga, como el que ha tenido lugar en la Sección 1, son adecuadamente recogidos por las células de presión. Únicamente, se produce un leve retraso en las lecturas, cuyo valor también se suaviza ligeramente y no presenta un quiebro tan marcado como el del valor de la carga.

El factor de concentración de tensiones, SCF , da idea de la eficiencia de las columnas para reducir el asiento vertical y está directamente relacionado con el factor de mejora del terreno, n (Barksdale y Bachus, 1983).

El factor de concentración de tensiones que se obtiene a partir de las tensiones medidas al finalizar la construcción se compara con diferentes análisis teóricos y semi-empíricos en la Tabla 4.15. El método de Balaam y Booker (1981) se encuentra del lado de la inseguridad al asumir un comportamiento elástico para las columnas. Priebe (1995) tiene en cuenta las deformaciones plásticas, lo cual da lugar a una columna más “blanda”, y por tanto, a un menor valor del factor de concentración de tensiones. La relación de módulos columna/suelo empleada en estos cálculos analíticos es de 6.0. La Sección 2A concuerda adecuadamente con los valores teóricos, por el contrario, las Secciones 1, 2B y 3 proporcionan valores cercanos a 1.

La Figura 4.58 muestra la evolución del factor de concentración de tensiones obtenido a partir de las tensiones medidas en cada una de las secciones, con el tiempo (y por ello también, con la carga). En las secciones 2B y 3 hay una ligera disminución con el tiempo, sin embargo, la dispersión es grande, especialmente para carga pequeñas. La situación es diferente en las secciones 1 y 2A, con valores bastante constantes. En un proceso drenado, el valor del SCF debería decrecer con el valor de la carga aplicada, al pasar progresivamente de un comportamiento elástico a uno plástico. Si bien, en este caso, con un área de sustitución, $a_r = 0.05$, toda la columna plastifica para una carga muy pequeña, estimada en 27 kPa según Pulko y Majes (2005).

Los bajos valores del SCF (entorno a 1) medidos en la Sección 1 en las primeras lecturas podrían deberse a un proceso de carga sin drenaje. Las primeras capas de relleno en esta sección se extendieron bastante rápido y al no existir medidas de presión intersticial en esta sección, no se puede descartar la existencia de momentáneos excesos de presión intersticial que explicarían estos bajos valores del SCF .

Tabla 4.15. Factor de concentración de tensiones teórico y medido

<i>Teórico</i>		<i>Medido en las Secciones</i>			
Balaam y Booker, 1981	Priebe, 1995	1	2A	2B	3
4.1	3.2	1.4	2.8	1.1	1.3

En las dos últimas lecturas de las células de presión total de la Sección 3 se puede observar un aumento de la presión de 30 kPa en la CPT 3.2 (suelo) y de 10 kPa en la CPT 3.1 (columna). Este aumento de presión total se debe al incremento de carga provocado por la extensión de las capas de firme que no se ha recogido en la gráfica, al no disponer de su valor, como ya se ha comentado previamente. Este incremento de carga concuerda con lo recogido en los piezómetros (incremento de 21-24 kPa), e implica que la lectura se ha realizado poco después de aplicar la carga, y por ello, el incremento en la CPT 3.1 situada sobre la columna es todavía pequeño.

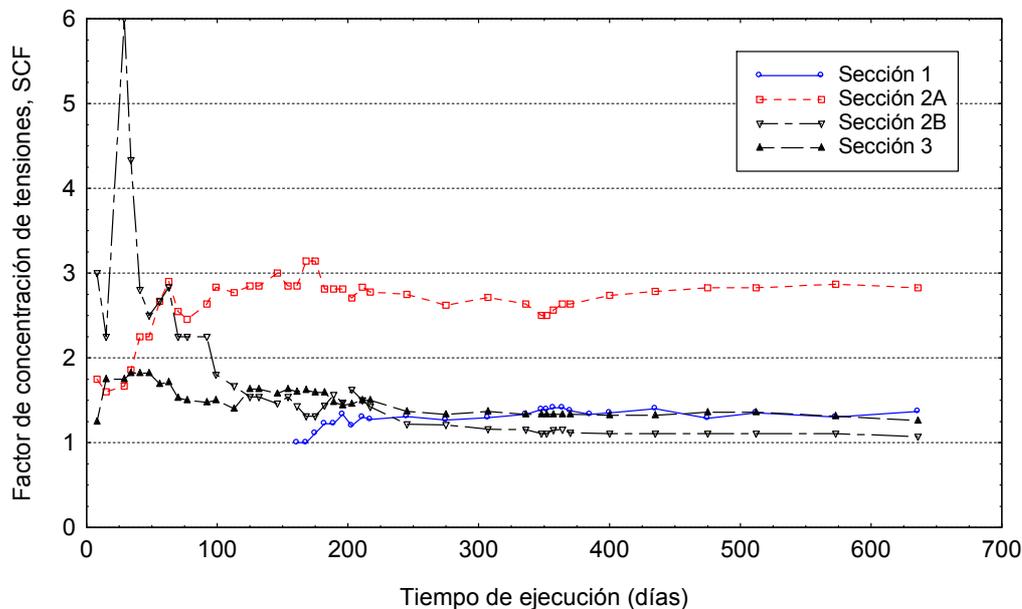
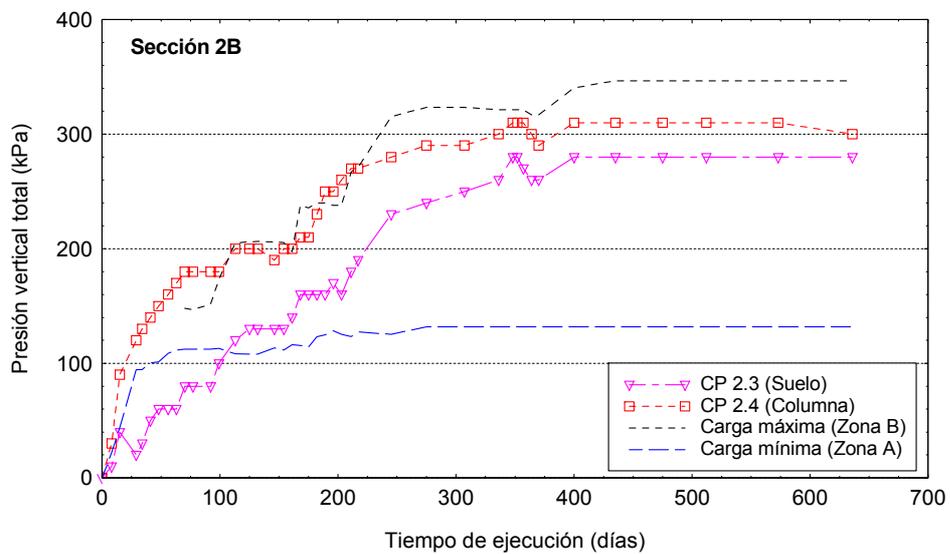
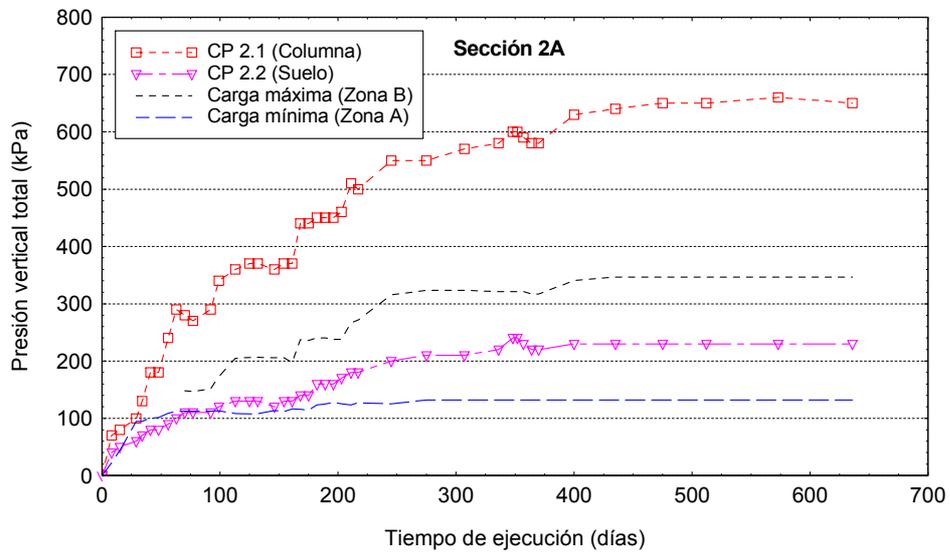
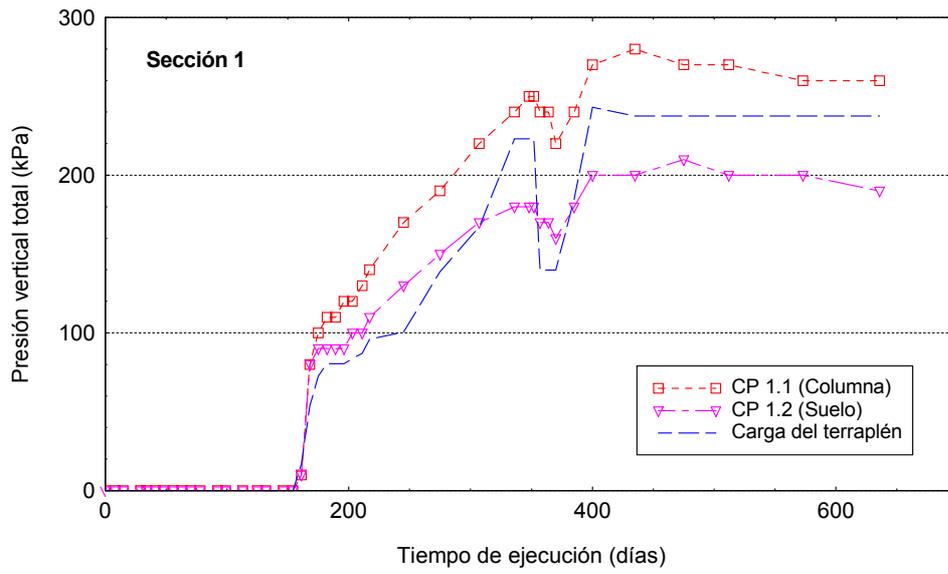


Figura 4.58. Factor de concentración de tensiones obtenido con las tensiones medidas



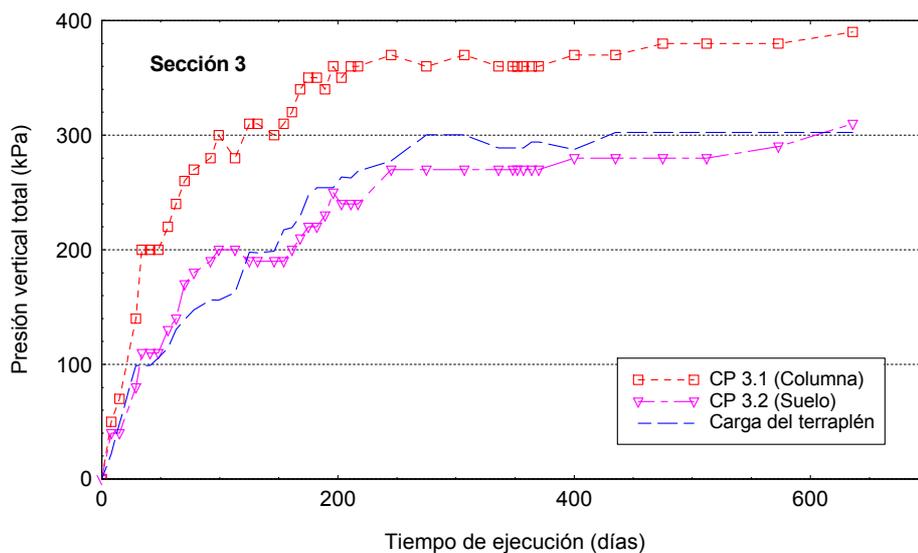


Figura 4.59. Presiones verticales totales medidas

Asientos

En la Figura 4.60 se muestran los perfiles de asiento obtenidos por las líneas continuas de asiento durante los 100 primeros días de construcción, aproximadamente para la mitad de la carga aplicada en las Secciones 2 y 3, y cuando todavía no se había comenzado a rellenar en la Sección 1.

Las líneas continuas de asiento fueron dañadas y no fue posible obtener lecturas posteriores a 100 días.

La precisión de las lecturas tomadas en las LCA es de centímetros. El asiento registrado en la arqueta de recepción se considera inferior al real debido a la rigidización que introduce la arqueta.

Posteriormente, los asientos se controlaron únicamente a través de los pernos colocados en las escamas inferiores del muro de tierra armada. Los resultados de estas medidas se muestran en la Figura 4.61.

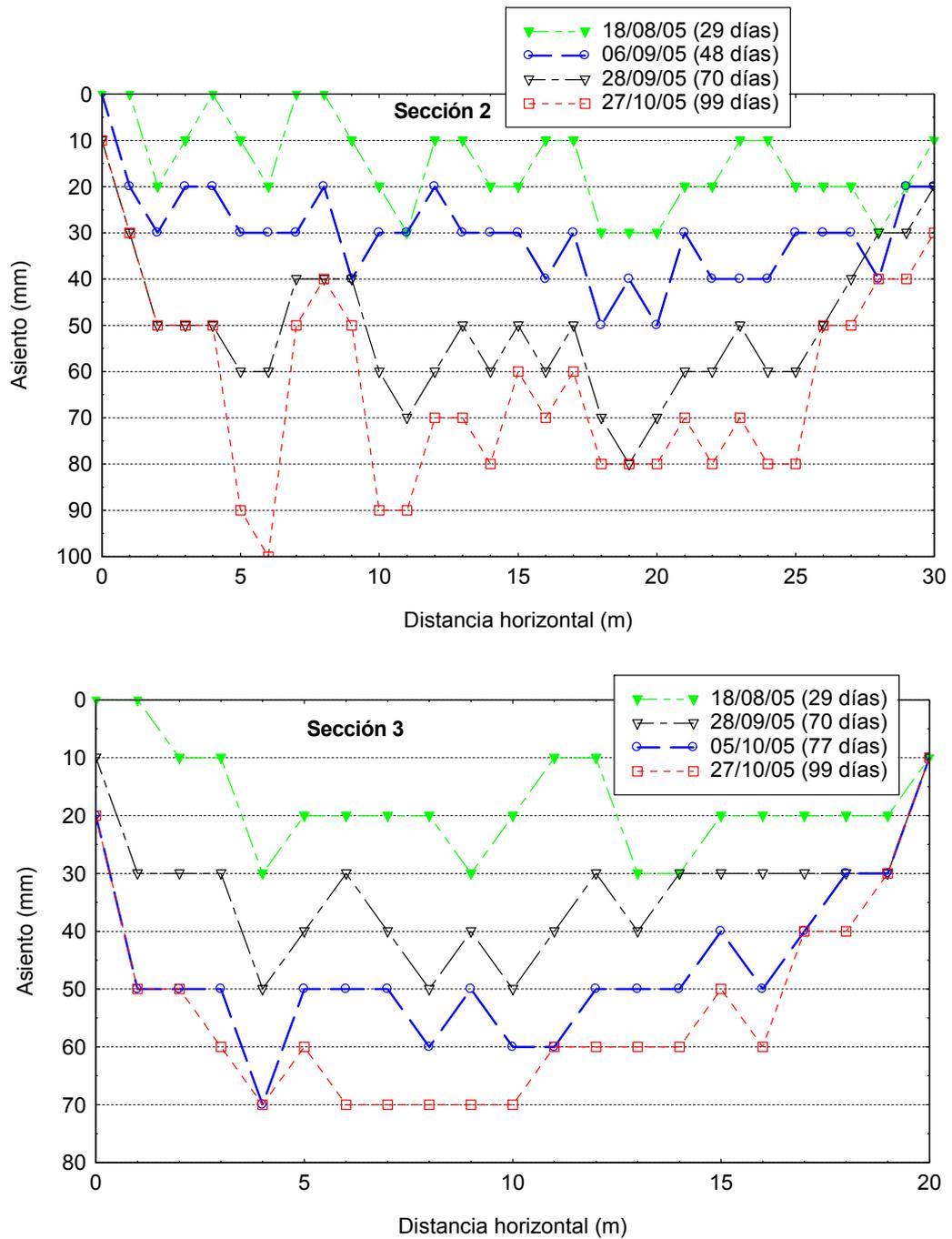


Figura 4.60. Asientos medidos en líneas continuas de asiento

La instalación de los pernos se fue realizando conforme se iban colocando las primeras escamas de la tierra armada, de esta manera la lectura inicial de los pernos situados en el muro 1.1 se tomó el 19 de agosto de 2005 y la de los del muro 1.2, el 22 de septiembre de 2005, excepto los pernos 25 y 26 cuya lectura inicial se realizó el 19 de enero de 2006.

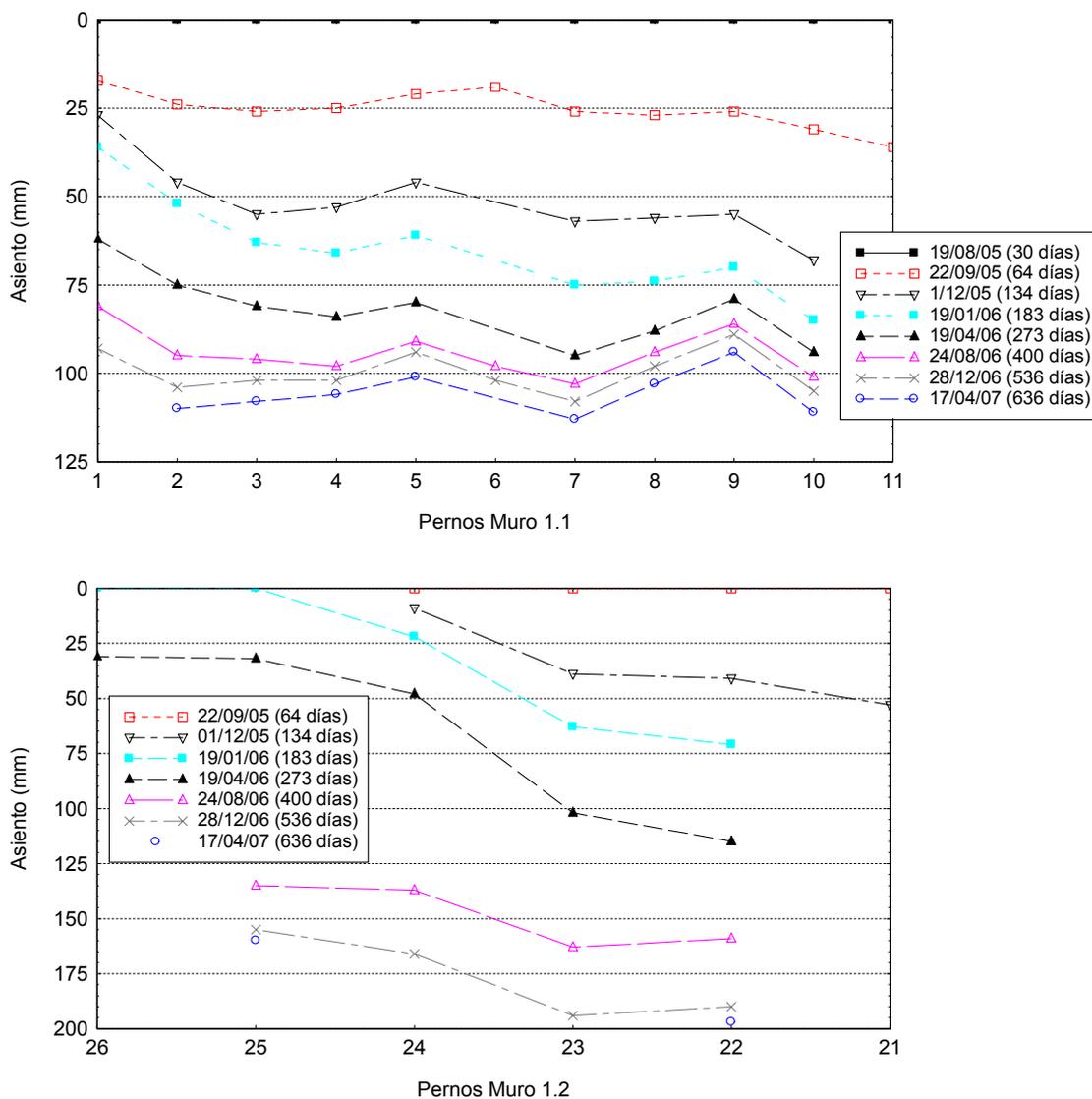


Figura 4.61. Asiento medido en pernos de control

Para poder analizar la evolución del asiento con la altura del terraplén y con el tiempo, se representan estas magnitudes en la Figura 4.62.

Debido a la situación de los pernos, su asiento es parecido al registrado en las líneas continuas de asiento a 1 m de la arqueta de lectura. Para poder obtener el asiento máximo y medio de todo el perfil, se pueden relacionar estas magnitudes con el asiento a 1 m de la arqueta de lectura durante los 100 días que se tomaron lecturas de las LCA, y extrapolar dichas magnitudes a partir del asiento medido en los pernos.

La relación entre el asiento medido en los pernos y la altura del terraplén se muestra en la Figura 4.63. La Sección 2 experimenta los menores asientos debido a la

ausencia de excavación al pie. Sin embargo, y como es lógico, la influencia de la excavación situada al pie es mucho menor en los asientos que en los movimientos horizontales. La relación media entre asiento y altura de terraplén, durante todo el proceso, es de 7 mm/m en la Sección 2 y 8 mm/m en la Sección 3. Esta relación en la Sección 1 es mucho mayor (15 mm/m), debido fundamentalmente al pequeño coeficiente de seguridad frente a deslizamiento que existía en esta sección cuando se alcanzó una altura de relleno de 10.5 m, motivo que provocó consecuentemente grandes desplazamientos.

La relación entre el asiento medio en toda la sección y la altura del terraplén se puede extrapolar a partir de la obtenida en los pernos, ya que el asiento medio se puede considerar aproximadamente el doble del medido en los pernos.

Entre 4 y 5 m de altura de terraplén, la pendiente de la relación asiento - altura de terraplén para las tres secciones es elevada. Este fenómeno es debido a un retraso en la lectura propiciado por el particular proceso que se sigue al colocar los pernos: se espera a que se hayan colocado las primeras capas del muro de tierra armada (4 m) para poder instalar el perno en estas primeras escamas y comenzar su lectura inmediatamente después. Esto provoca que gran parte del asiento registrado en las primeras lecturas se deba a la carga aplicada por los 4 primeros metros. Teniendo presente este hecho, la velocidad de los asientos hasta la presión de preconsolidación (aproximadamente 6 m en la Sección 1 y 9 m en las Secciones 2 y 3) es ligeramente inferior (5-6 mm/m) a la media.

Durante el proceso de carga y recarga que se realizó en la Sección 1, la velocidad de los asientos en la recarga fue de 2 mm/m.

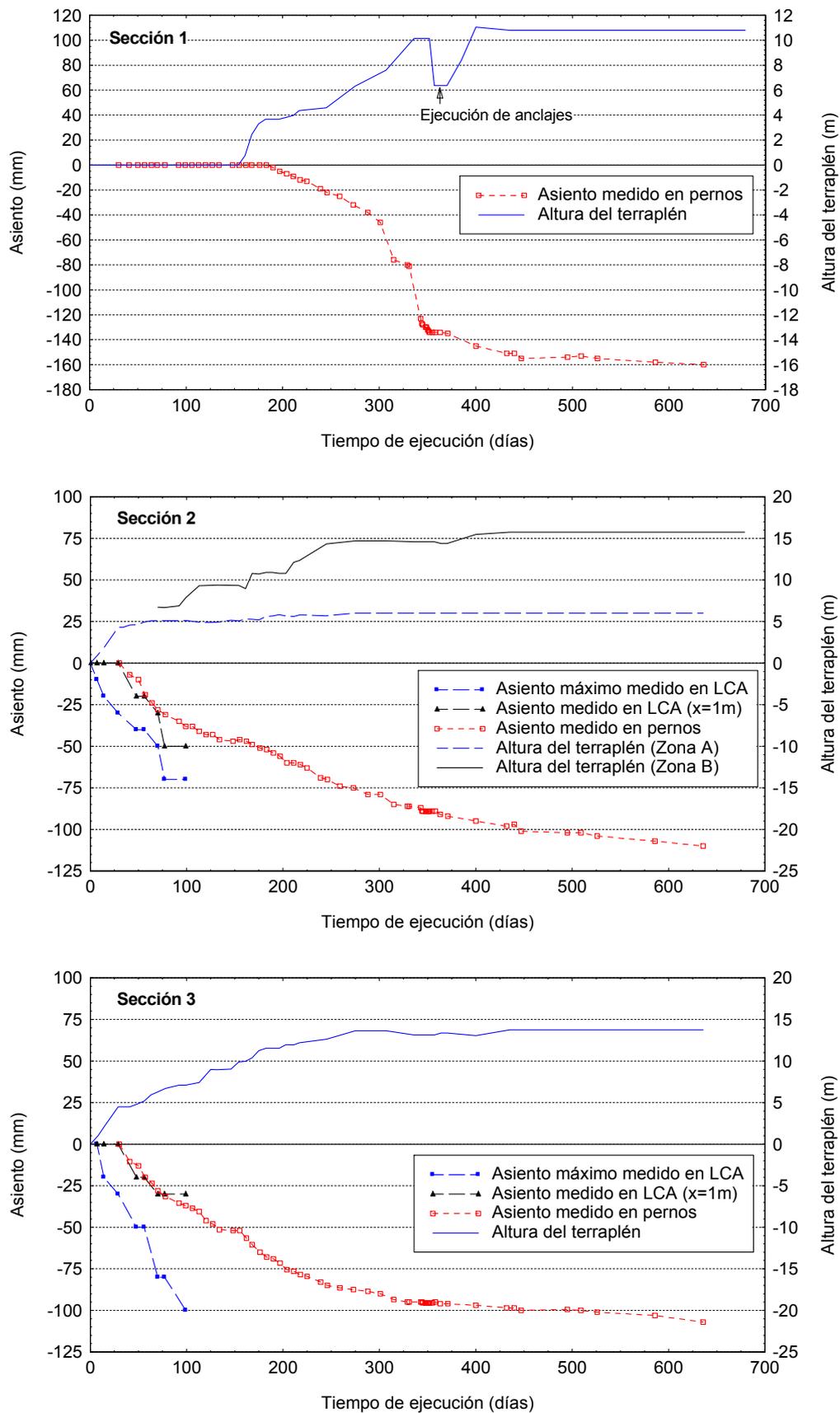


Figura 4.62. Evolución del asiento medido con el tiempo

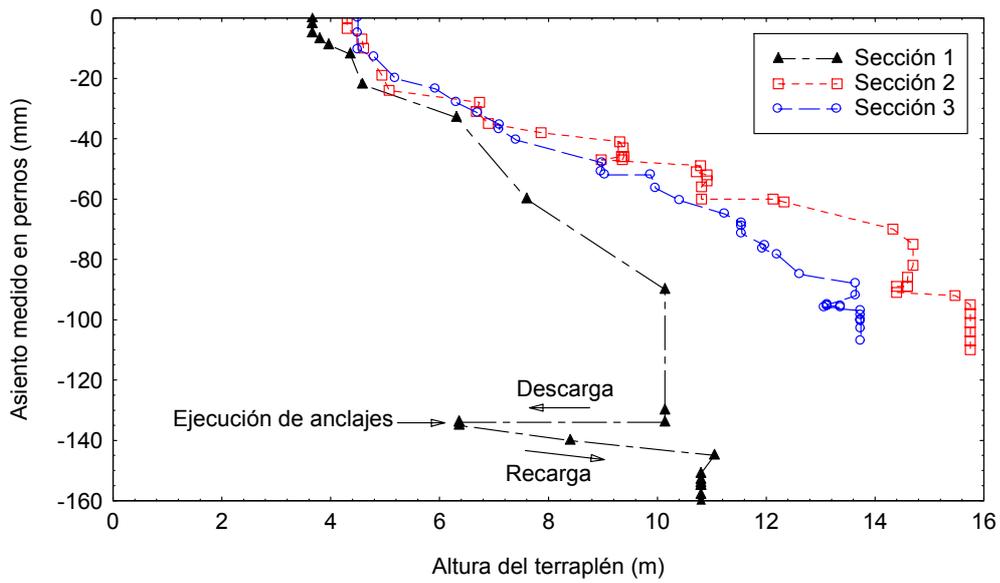


Figura 4.63. Asiento medido en pernos frente a altura del terraplén

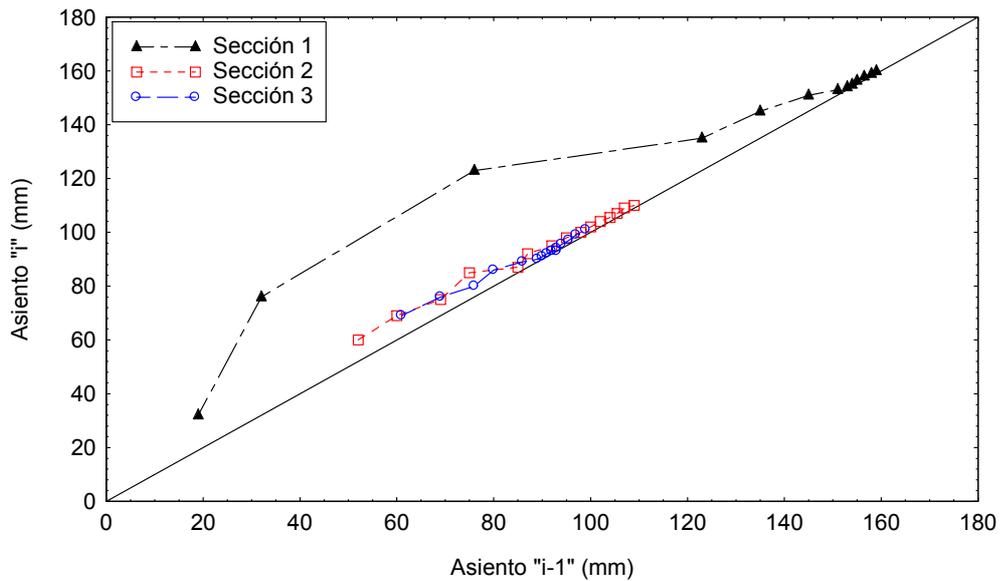


Figura 4.64. Método de Asaoka para estudiar la estabilización de los asientos

En la Figura 4.64 se muestra la aplicación del método de Asaoka a las medidas de asiento realizadas en los pernos de control. Se ha tomado un incremento de tiempo de 30 días, de esta forma, se ha representado el asiento medido para un tiempo determinado frente al asiento medido 30 días después.

Este método observacional permite predecir la finalización de los asientos debidos a la consolidación primaria. Aunque en este caso la carga se aplica de una

forma más o menos continua y la consolidación primaria es muy rápida, sí que se pueden observar tramos de carga (pendiente superior a 1:1) y otros de estabilización de asientos (pendiente inferior a 1:1), que acaban cortando a la recta diagonal. Los asientos finales son prácticamente coincidentes con la recta diagonal y son achacables a la consolidación secundaria, siendo su velocidad y magnitud pequeñas.

Desplazamientos horizontales

Los inclinómetros fueron una herramienta muy útil para controlar la estabilidad del terraplén, especialmente la influencia de la excavación situada al pie. En la Figura 4.65 se muestran los resultados de algunas de las lecturas de los inclinómetros en un gráfico desplazamiento horizontal - profundidad. Este tipo de gráfico permite ver la forma de variación de los desplazamientos y evaluar las zonas de máxima deflexión. Estas zonas alertan de la profundidad a la que pueden aparecer las superficies de deslizamiento y producirse el estrangulamiento de la tubería inclinométrica.

En la Sección 1 las máximas deflexiones se encuentran aproximadamente a 8 y 14 m, coincidiendo con dos posibles superficies pésimas. Estas dos zonas son visibles en el análisis de estabilidad realizado mediante elementos finitos (Figura 4.53); la principal, en la base del muro de contención, y la otra, de menor importancia, en la parte superior, en el talud situado al pie del muro de tierra armada.

La forma ondulada de la curva desplazamiento horizontal - profundidad de la Sección 2 muestra la existencia de una zona dura entre 3 y 4 m de profundidad. Esta zona dura parece deberse a la presencia, a esa profundidad y en esta sección, de la solera del canal de la central hidroeléctrica, que rigidiza esa parte y provoca unos movimientos menores.

En la Sección 3, la distorsión máxima se produce entre 9.5 y 10.5 m de profundidad, prácticamente en el contacto con la roca. Esta profundidad es acorde con la situación obtenida para la superficie pésima en los análisis de estabilidad.

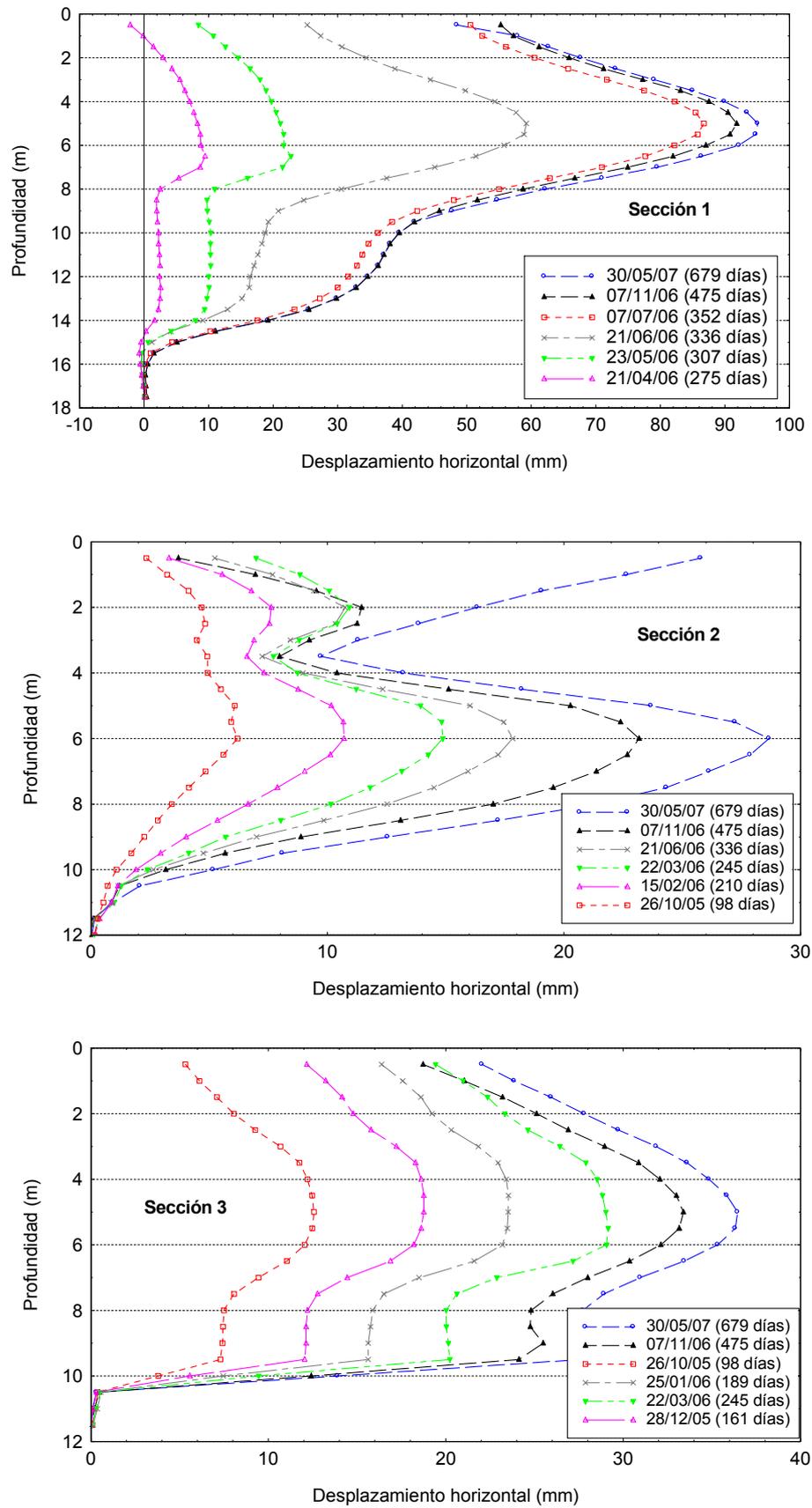


Figura 4.65. Movimientos horizontales medidos

En las dos últimas lecturas realizadas en los inclinómetros (17 de abril y 30 de mayo del 2007) se han detectado algunas anomalías. En la Sección 1 sólo se pudo tomar un registro parcial del sondeo inclinométrico, no pudiéndose tomar lecturas por debajo de 8.5 m. En la Sección 2, a pesar de mantenerse constante la altura de relleno, se produjo un incremento de desplazamiento horizontal de unos 4 mm en la zona de máximo movimiento. Este incremento fue mucho mayor en cabeza, variando la forma de la curva desplazamiento – profundidad (Figura 4.65). En los otros dos inclinómetros (1 y 3) también se detectaron quiebras en los movimientos registrados en superficie, tanto en el eje A (perpendicular al muro) como en el B (paralelo al muro). Estas anomalías se consideran consecuencia de golpes en las tuberías inclinométricas y alteraciones en las mismas provocadas por las labores relacionadas con la obra y, posiblemente, con la ejecución de unos nuevos sondeos inclinométricos junto a éstos. Estos nuevos inclinómetros permitirán seguir controlando los movimientos horizontales una vez que la obra se haya puesto en servicio.

Para poder analizar la importancia de los movimientos horizontales, éstos se han representado frente a la altura del terraplén en cada sección (Figura 4.66), así como la evolución de ambas magnitudes con el tiempo (Figura 4.67).

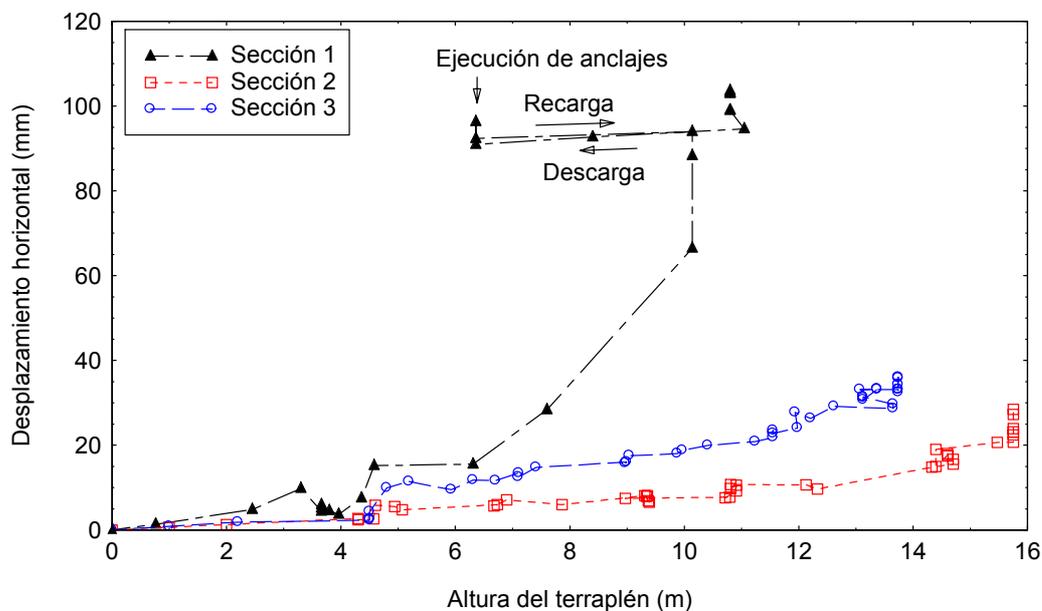


Figura 4.66. Desplazamiento horizontal máximo frente a altura del terraplén

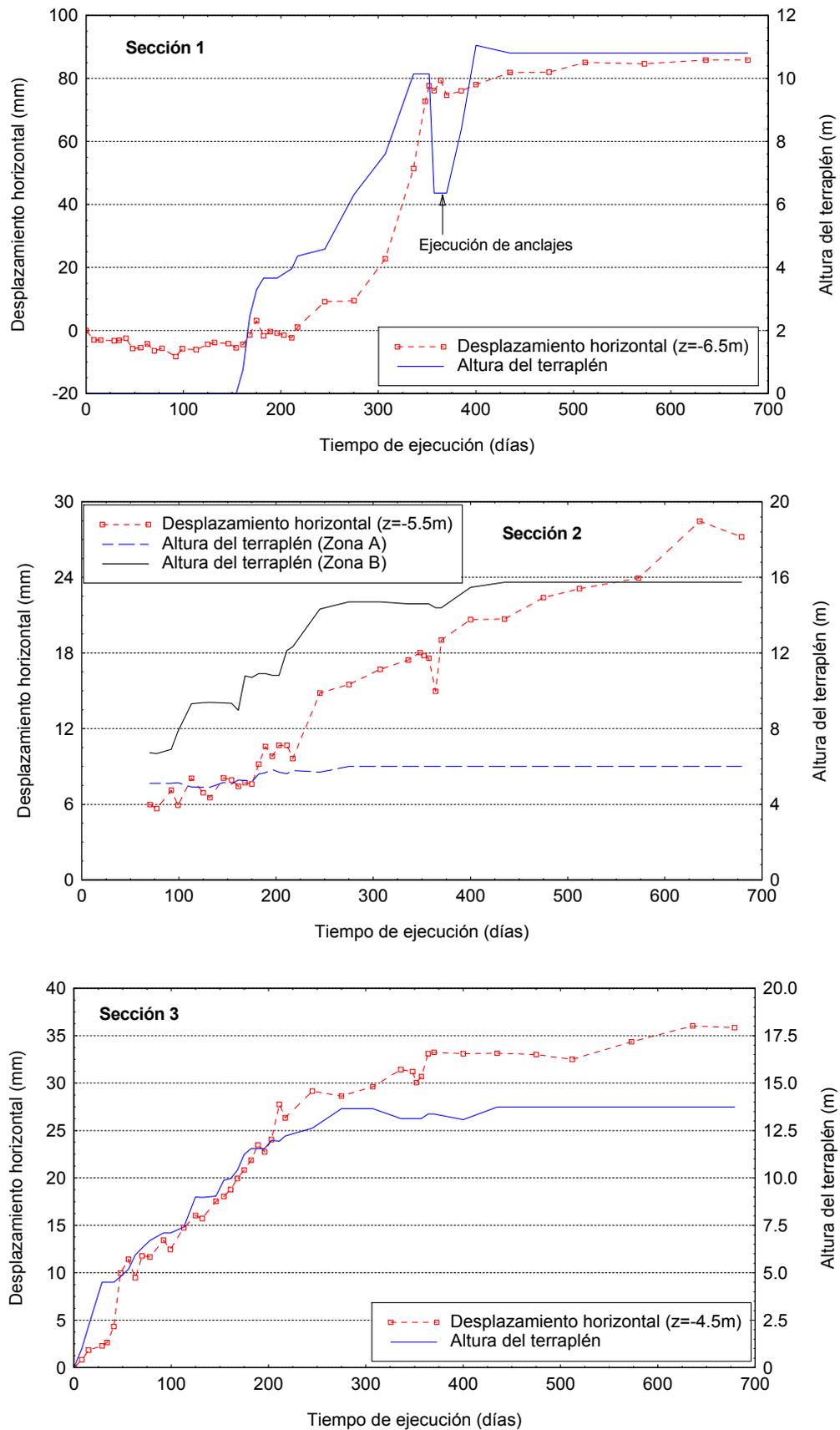


Figura 4.67. Evolución del desplazamiento horizontal máximo con el tiempo

La Sección 2 presenta los menores desplazamientos, y esto se debe a la ausencia de excavación al pie. Para una altura de aproximadamente 12 m, los desplazamientos aumentan a un ritmo de 0.8 mm por metro de relleno. Posteriormente, la relación aumenta a 2.8 mm/m. La Sección 3 muestra un comportamiento similar, con 1.8 mm/m para $H < 12\text{m}$ y 6.1 mm/m para $H > 12\text{m}$. Este aumento de la relación se debe a una reducción en la velocidad de elevación del terraplén cuando se está próximo a su altura definitiva, provocando unos desplazamientos diferidos mayores.

La Sección 1 muestra un comportamiento diferente. Esta sección es especialmente interesante porque estuvo en una situación próxima a la rotura, con un coeficiente de seguridad cercano a 1 a los 350 días de construcción (julio 2006). Teniendo en cuenta los análisis de estabilidad realizados (Tabla 4.12), se requerían 3 filas de anclajes en el muro de contención de la excavación situada al pie para obtener un coeficiente de seguridad adecuado. Inicialmente, los desplazamientos eran moderados y sólo ligeramente superiores al del resto de las secciones (velocidad de 2.4 mm/m). Sin embargo, para una altura de 6.4 m, la elevación del terraplén continuó, sin esperar a la instalación y tesado de las dos filas superiores de anclajes en la excavación. El resultado fue un brusco incremento del desplazamiento horizontal, con una velocidad de 13.7 mm/m, alcanzando un valor acumulado de 85 mm para una altura de 10.5m.

La velocidad de movimiento del inclinómetro para la altura de 10.5 m era superior a 1 mm/día, lo que indicaba un valor del coeficiente de seguridad cercano a 1 (Figura 4.68), tal y como se había calculado en los análisis de estabilidad para esta situación. De esta forma, la instrumentación permitió detectar este riesgo y se eliminó el material colocado en esta sección del terraplén hasta una altura de 6.4 m, recuperando un valor del coeficiente de seguridad adecuado. Después de la correcta instalación y tesado de las 3 filas de anclaje, se volvió a elevar el terraplén hasta su altura definitiva sin detectarse más desplazamientos horizontales.

Finalmente, una vez que se ha alcanzado la altura definitiva se producen ligeros aumentos del movimiento horizontal. La velocidad a la que estos se producen se muestra en la Tabla 4.16. Sus valores concuerdan aceptablemente con los factores de seguridad calculados (Figura 4.68).

Para mostrar más claramente la influencia de la excavación situada al pie del terraplén, y la situación de bajo coeficiente de seguridad en la Sección 1, en la Figura 4.69 se compara el asiento medido en los pernos con el desplazamiento horizontal máximo medido en cada una de las secciones. En la Sección 2, la relación desplazamiento horizontal / asiento es menor que en el resto debido a la ausencia de excavación al pie. La excavación provoca un mayor asiento y desplazamiento horizontal, pero la influencia de ésta es mucho menor en los asientos que en los movimientos horizontales. Lo mismo ocurre con la situación de bajo coeficiente de seguridad registrada en la Sección 1.

Tabla 4.16. Velocidad de movimiento horizontal medida con altura definitiva

	<i>Sección 1</i>	<i>Sección 2</i>	<i>Sección 3</i>
Velocidad (mm/día)	0.008	0.015	0.010

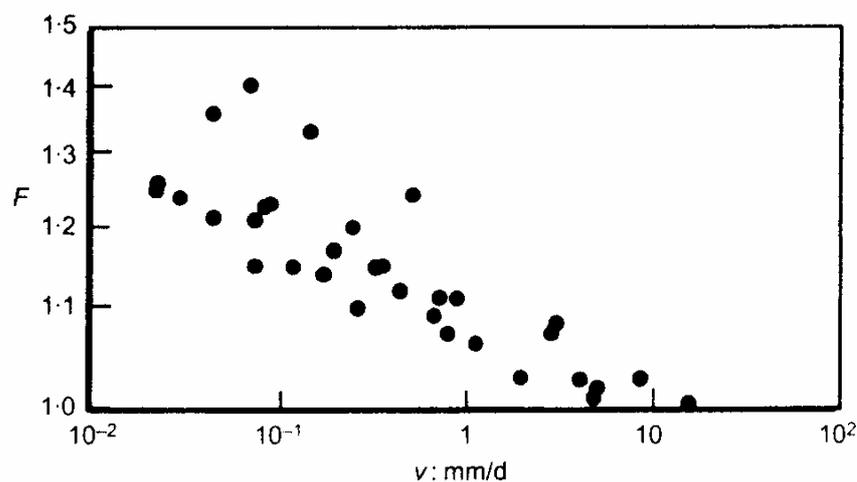


Figura 4.68. Relación entre velocidad de movimiento horizontal al pie de un terraplén y factor de seguridad (Leroueil, 2001)

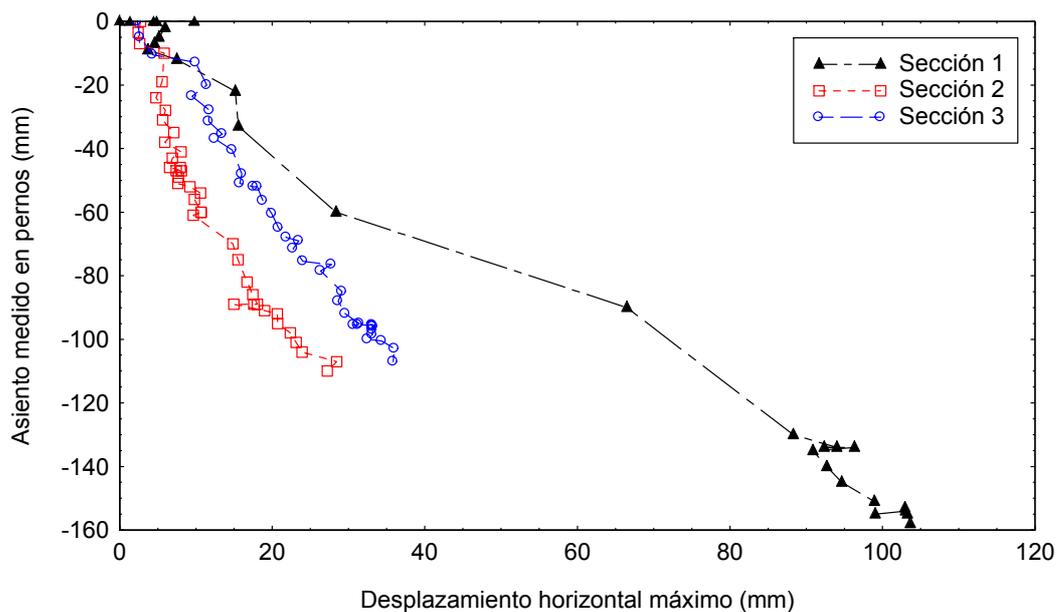


Figura 4.69. Comparación entre asiento y desplazamiento horizontal

4.2.8. Análisis numérico del proceso de construcción

Aprovechando el análisis numérico mediante elementos finitos que se realizó para estudiar la estabilidad del talud en las secciones 1 y 3, se ha empleado el mismo modelo en la situación de servicio para evaluar diferentes magnitudes como asientos, desplazamientos horizontales, momentos flectores en el muro de contención, tensión en los anclajes ...

Este análisis se ha focalizado en la Sección 3 porque fue la que primero se ejecutó y donde existen datos de la línea continua de asiento, los cuales no se disponen en cambio para la Sección 1.

Empuje de tierras sobre el muro de contención

Durante la construcción, uno de los principales problemas que surgió fue cuánto iba a influir la construcción del terraplén en los empujes a los que estaba sometido el muro anclado situado a su pie. A pesar de que el terraplén se encuentra fuera de la cuña activa de empuje sobre el muro, los anclajes provocan que la extensión de la zona afectada sea mayor. Esto no se puede tener en cuenta en análisis convencionales del muro (Coulomb), pero su efecto aparece claramente cuando se realizan análisis tenso-deformacionales. Así, por ejemplo, del cálculo mediante elementos finitos o empleando

una solución elástica para obtener la distribución de tensiones provocada por la carga que ejerce el terraplén se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 4.17.

Estos resultados revelan que un análisis mediante equilibrio límite (Coulomb) supone el suelo en estado activo y no puede mostrar la interacción entre el muro y el terraplén. Esta interacción ocurre a través de las deformaciones debido a la rigidez del sistema de anclajes. En la solución “elástica”, se supone que el muro anclado es fijo, es decir, que los anclajes son infinitamente rígidos, y de esta forma, la solución constituye una cota superior del valor del empuje de tierras. Sin embargo, en este caso, esta cota superior es muy próxima a la situación real.

Este aumento del empuje de tierras lleva la tensión en los anclajes más allá de su valor admisible. Por ello, en la Sección 3, donde ya se habían ejecutado los anclajes, se decidió colocar un nuevo sistema de anclajes y destesar los existentes al mismo tiempo. El nuevo sistema de anclajes estaba motivado también porque las dos filas de anclajes superiores del viejo sistema habían sido diseñadas como provisionales y del análisis de estabilidad se dedujo que debían ser definitivas.

En la Sección 1 fue posible evaluar con anterioridad el aumento de la tensión en los anclajes provocado por la colocación del terraplén. De esta forma, los anclajes se tesaron a una carga menor de la admisible. La relación entre la carga de tesado y la admisible se obtuvo en función del incremento de carga calculado.

Tabla 4.17. Empuje de tierras sobre el muro de contención (Sección 3)

<i>Altura del terraplén (m)</i>	<i>Presión media de empuje de tierras (kPa)</i>		
	Coulomb	Sol. elástica	E.F.
0	39	-	-
6	39	48	47
12	39	57	56

Movimientos del terreno

Los desplazamientos obtenidos del análisis numérico durante la construcción han sido comparados con los valores medidos por la instrumentación. Concretamente, se analizó en detalle la Sección 3 cuando la altura del terraplén era de 6 m. Los resultados fueron empleados para predecir los movimientos futuros, y finalmente éstos también han sido comparados con los medidos.

En la Figura 4.70 se muestran los contornos de los desplazamientos horizontales obtenidos con el análisis numérico mediante elementos finitos, para la Sección 3 y con su altura definitiva. Los anclajes rigidizan el muro de contención, de tal forma, que los movimientos horizontales en él son muy pequeños. Estos desplazamientos pueden compararse con los obtenidos en el inclinómetro, que se encuentra entre el muro de tierra armada y el canal. Los asientos para esta misma situación aparecen recogidos en la Figura 4.71. Éstos se concentran en el muro de tierra armada y se distribuyen más o menos homogéneamente sobre su base (posición de la LCA).

En la Figura 4.74 se comparan los asientos medidos y calculados en la base del muro de tierra armada en la Sección 3. El asiento medio es de 60 mm, aproximadamente constante a lo largo de toda la parte central de la base del terraplén. La distribución de los asientos y su magnitud han sido razonablemente bien predichos por los cálculos numéricos. El escaso asiento medido por la LCA en la arqueta de recepción se debe a la rigidez introducida por la arqueta, hecho que provoca una ligera diferencia con el obtenido mediante elementos finitos.

El desplazamiento horizontal medido por el inclinómetro al pie del terraplén en la Sección 3 se compara con el calculado numéricamente en la Figura 4.74. En este caso, la distribución de los asientos con la profundidad es adecuadamente modelizada por los resultados del cálculo numérico, pero a diferencia de los asientos, su valor absoluto es sobreestimado por un factor de aproximadamente 2.

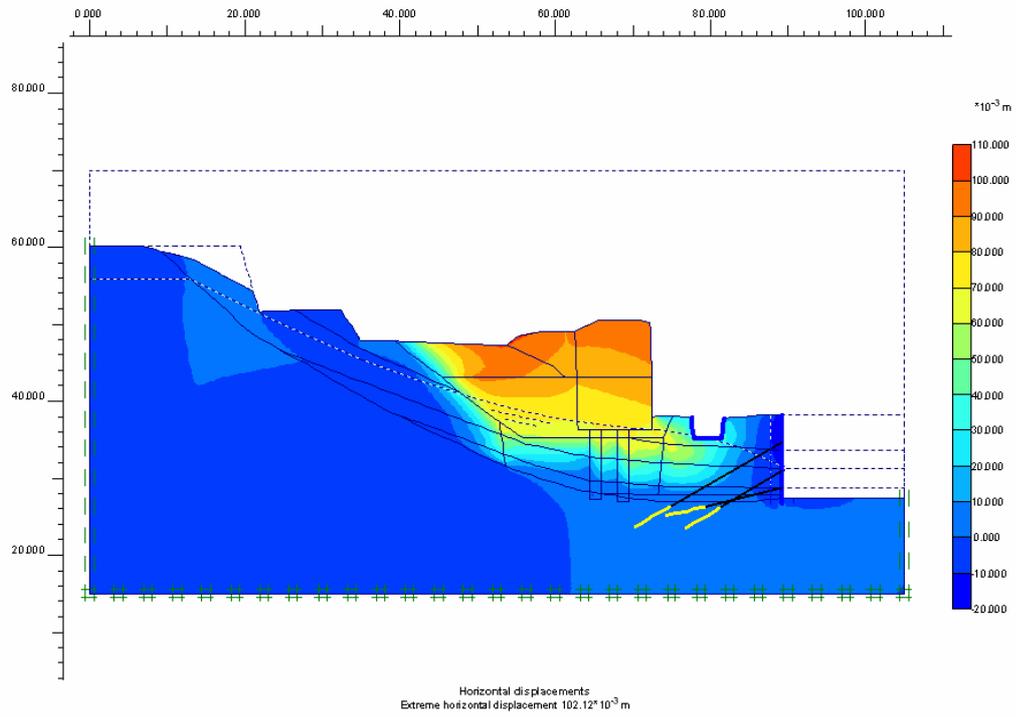


Figura 4.70. Desplazamientos horizontales obtenidos con el modelo numérico. Sección 3, altura definitiva

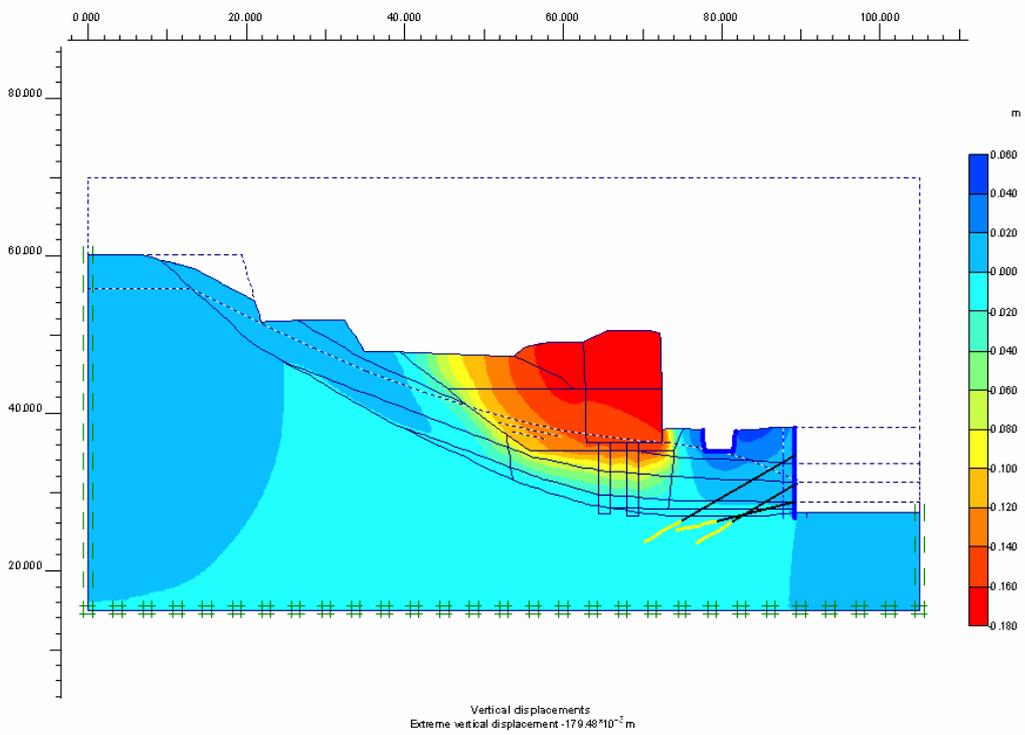


Figura 4.71. Asientos obtenidos con el modelo numérico. Sección 3, altura definitiva

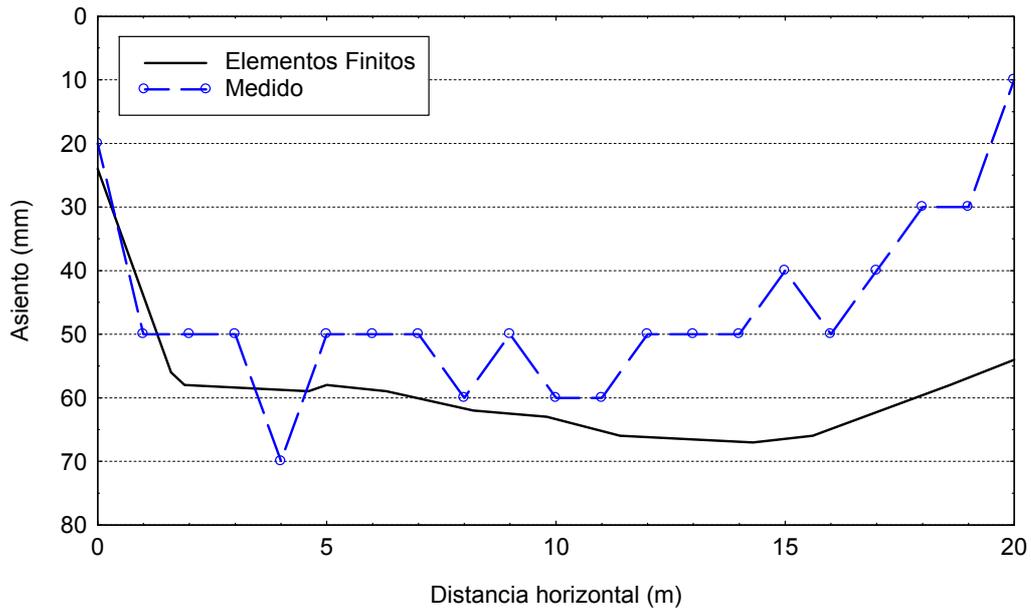


Figura 4.72. Asientos en la base del muro de tierra armada (Sección 3 / H = 6 m)

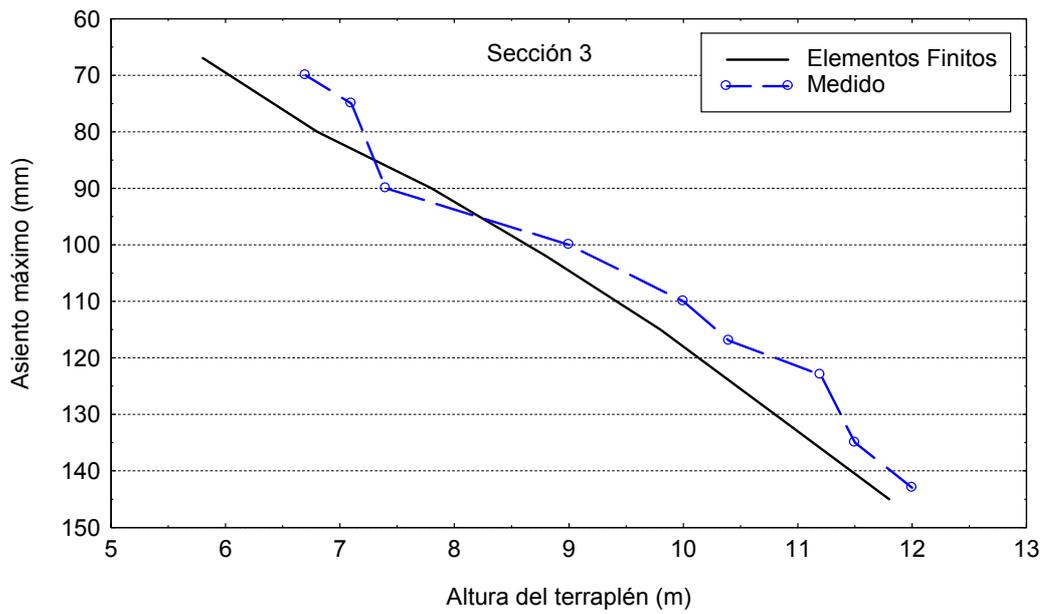


Figura 4.73. Evolución del asiento máximo con la altura del terraplén

Las zonas plásticas que resultan del cálculo tienen una extensión pequeña, y la mayor parte del asiento es de naturaleza elástica. Por ello, la única posibilidad para poder ajustar correctamente los valores medidos es suponer un módulo elástico horizontal mayor que el vertical, con una razón de anisotropía en torno a 2. No obstante, debido a que también se deseaba realizar un análisis del estado límite último, el modelo de comportamiento empleado para el terreno es sencillo: elástico con el criterio de plastificación de Mohr-Coulomb; y no se puede descartar que empleando un modelo de comportamiento más complejo se puedan obtener mejores resultados.

Las diferencias entre los movimientos medidos y calculados mantiene la misma tendencia durante la elevación del terraplén por encima de 6m. La Figura 4.73 muestra la evolución del asiento máximo con la altura del terraplén, mientras que la Figura 4.75 muestra la evolución del máximo desplazamiento horizontal. Ambas variaciones son bastante lineales con la carga del terraplén, conforme a la naturaleza elástica de la deformación. De nuevo, los asientos son bien reproducidos mientras que los desplazamientos horizontales calculados son el doble de los medidos.

Si finalmente se concluye que el suelo tiene una rigidez horizontal dos veces mayor que la vertical, es poco probable que se deba a una anisotropía propia del suelo, ya que éste es de naturaleza coluvial. Una de las razones que podría explicar este hecho es la instalación de las columnas. En la instalación de las columnas por vía seca, las fuerzas generadas por el vibrador pueden aumentar la tensión lateral, y por tanto, su rigidez correspondiente. En cambio, en el caso de la instalación por vía húmeda, el aumento de las presiones intersticiales y su posterior disipación pueden enmascarar este fenómeno. Kirsch (2004) ha obtenido incrementos similares en el módulo de rigidez horizontal, medido con presiómetro, antes y después de la instalación de las columnas (Figura 4.76).

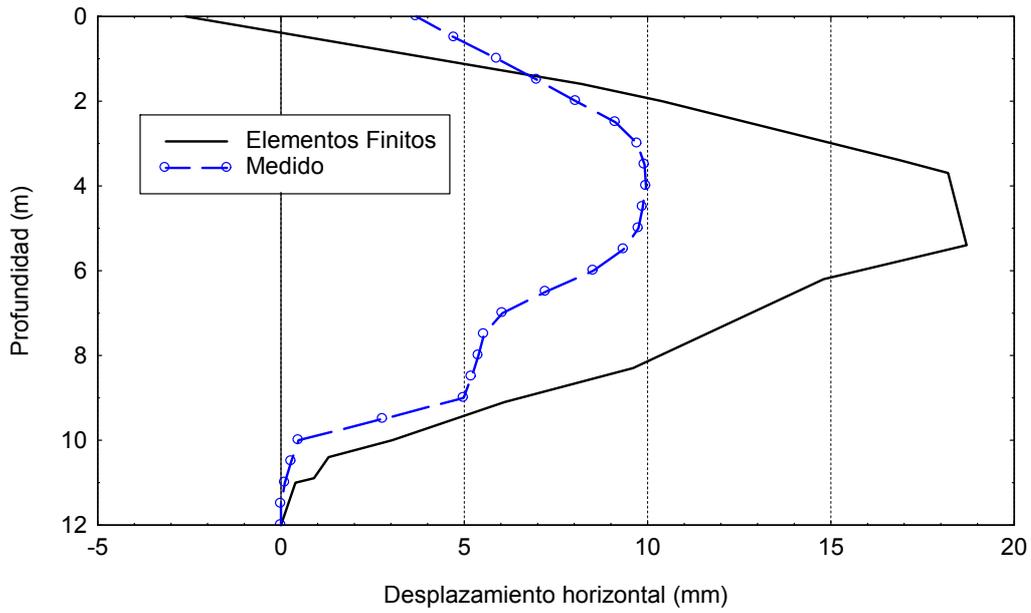


Figura 4.74. Desplazamiento horizontal (Sección 3 / H = 6 m)

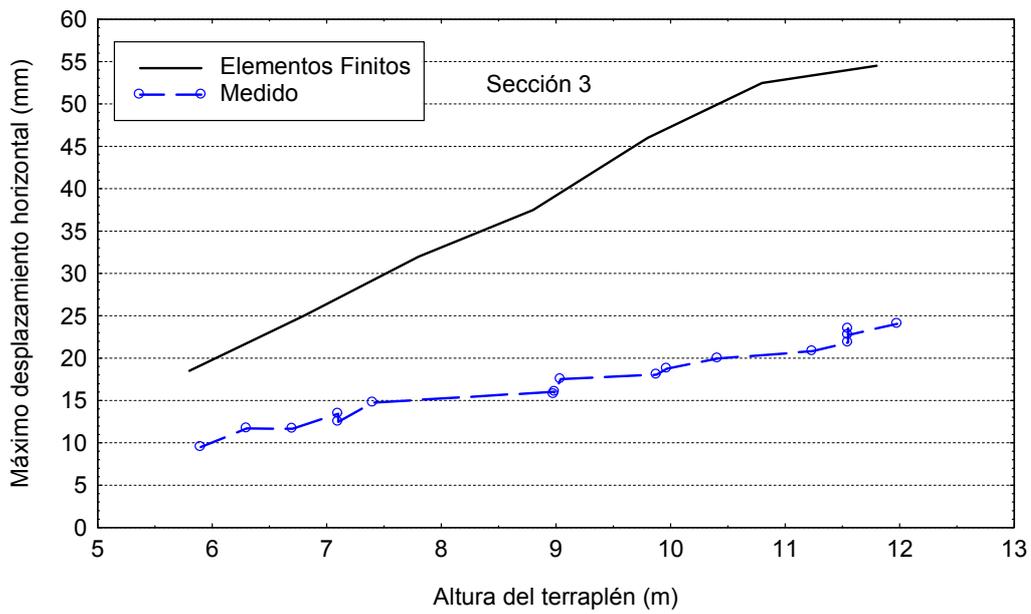


Figura 4.75. Evolución del desplazamiento horizontal máximo con la altura del terraplén

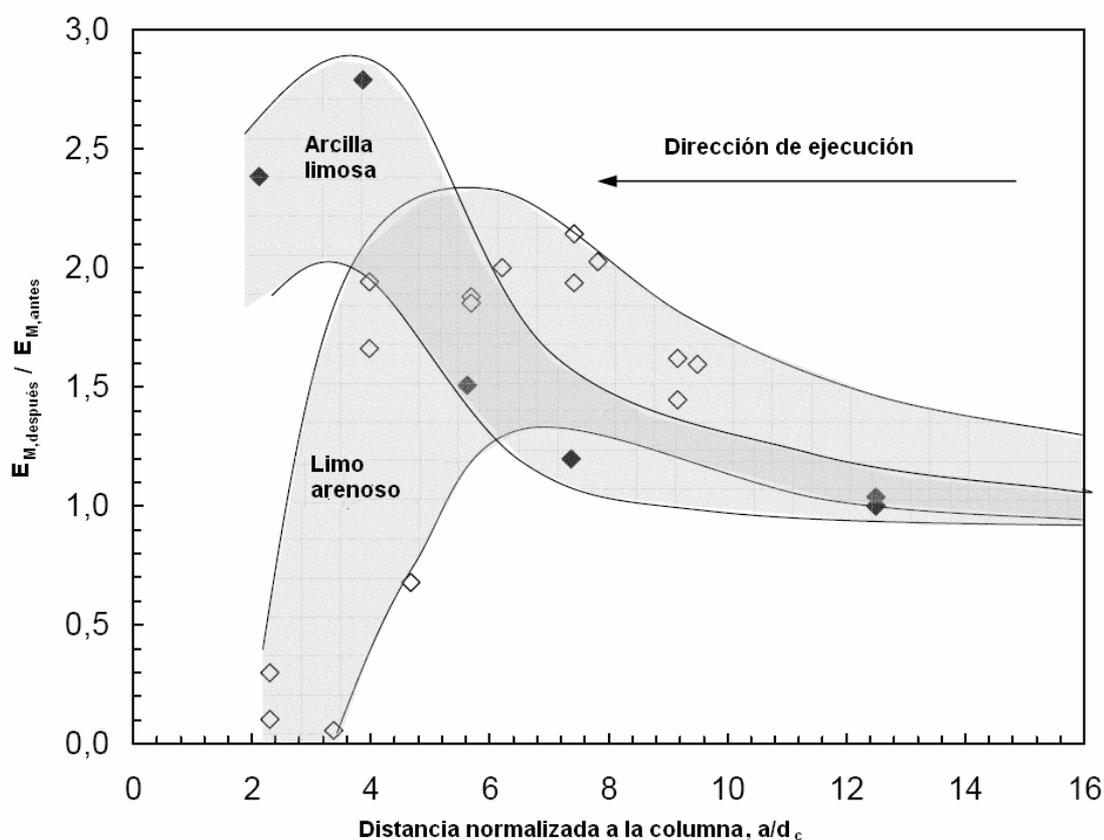


Figura 4.76. Relación entre el módulo elástico antes y después de la ejecución de las columnas (adaptado de Kirsch, 2004)

4.3. VISIÓN DE CONJUNTO

En este capítulo se muestran los resultados de la instrumentación de dos obras reales en las que fue necesaria la mejora del terreno con columnas de grava. La construcción de un terraplén de acceso a un paso superior de la Variante de Sueca, en la N-322, provincia de Valencia fue una de las obras seleccionadas por su adecuación a los objetivos de la investigación. Como complemento, también se ha llevado un control y seguimiento de las medidas realizadas en la construcción de unos macizos de tierra armada en el enlace de Arbuio, próximo a Bilbao, en la autopista del corredor del Kadagua.

Para controlar el comportamiento de las columnas se emplearon piezómetros, células de presión total, extensómetros, placas de asiento, líneas continuas de asiento e inclinómetros.

En ninguno de los dos casos fue posible medir la disipación de presiones intersticiales debido a la rapidez del proceso de consolidación. Este hecho es atribuible a la moderada permeabilidad del terreno, a que ha sido mejorado con columnas y a un proceso de aplicación de la carga diferido en el tiempo. Aunque el estudio del proceso de consolidación era uno de los objetivos primordiales, la instrumentación ha permitido controlar otros factores, como el reparto de tensiones entre la columna y el suelo y los asientos. Los valores del factor de concentración de tensiones obtenidos a partir de las células de presión total se encuentran dentro de los rangos habituales medidos en obras reales (Tabla 4.18), excepto para algún caso en los macizos de Arbuio, con valores próximos a 1.

Tabla 4.18. Relación de módulos y factor de concentración de tensiones medido

	E_s (MPa)	E_c (MPa)	E_c/E_s	SCF
Sueca	7.5	75	10	3-6 (media 4)
Arbuio	4.5-12	50	10-4 (media 6)	1.1-2.8

En el caso de la Variante de Sueca y de forma excepcional, se pudo instrumentar no sólo el proceso de elevación del terraplén, sino también la instalación de las columnas, midiéndose las sobrepresiones intersticiales generadas durante la misma. Se comprobó que los picos de presiones se ajustan razonablemente bien a una ley logarítmica con la distancia a la columna, como resulta del análisis de expansión de cavidades. Estas sobrepresiones se disiparon muy rápidamente y no existían valores remanentes cuando se comenzó a elevar el terraplén.

Se realizaron diferentes modelos numéricos de las obras estudiadas y se compararon sus resultados con las magnitudes medidas en campo. Estos modelos

emplean diferentes tipos de geometrías (3-D, deformación plana o simetría axial) y de comportamiento del suelo (elástico lineal, elasto-plástico perfecto o elasto-plástico rigidizable).

En el caso de los macizos de Arbuio, el uso combinado de la instrumentación con cálculos detallados ha sido una herramienta muy útil para detectar situaciones de bajo coeficiente de seguridad y diseñar medidas correctoras. Se han comparado los valores obtenidos del coeficiente de seguridad y de las superficies de deslizamiento con métodos de equilibrio límite y elementos finitos.

Como posibles recomendaciones o puntos a tener en cuenta en una futura auscultación de un terraplén sobre suelo mejorado con columnas de grava se destacan:

- Coordinación de las lecturas de la instrumentación con los trabajos de elevación del terraplén y la nivelación topográfica de la zona instrumentada.
- Caracterización geotécnica mediante ensayos CPTU y ensayos de disipación en las zonas de colocación de los piezómetros.
- Control y caracterización de la grava empleada en las columnas, en especial, de su rigidez, densidad y ángulo de rozamiento.
- Estimación previa de las magnitudes a medir para fijar el rango de los equipos de medida.
- Control de los asientos y presiones intersticiales en los estratos situados por debajo de la profundidad de empotramiento de las columnas de grava.
- Uso combinado de extensómetros, líneas continuas de asiento y placas de asiento que permitan contrastar la fiabilidad de las lecturas.
- Realización de un terraplén experimental sobre una zona cercana a la instrumentada pero sin columnas para poder evaluar en campo el factor de mejora.
- Especial cuidado en el replanteo de las células de presión total colocadas sobre columnas de grava y de los materiales granulares que se colocan sobre las células.
- Refuerzo de los cables de conexión de los piezómetros cuando se desee controlar la instalación de las columnas.