

## INFORMATION TO USERS

This manuscript has been reproduced from the microfilm master. UMI films the text directly from the original or copy submitted. Thus, some thesis and dissertation copies are in typewriter face, while others may be from any type of computer printer.

**The quality of this reproduction is dependent upon the quality of the copy submitted.** Broken or indistinct print, colored or poor quality illustrations and photographs, print bleedthrough, substandard margins, and improper alignment can adversely affect reproduction.

In the unlikely event that the author did not send UMI a complete manuscript and there are missing pages, these will be noted. Also, if unauthorized copyright material had to be removed, a note will indicate the deletion.

Oversize materials (e.g., maps, drawings, charts) are reproduced by sectioning the original, beginning at the upper left-hand corner and continuing from left to right in equal sections with small overlaps.

Photographs included in the original manuscript have been reproduced xerographically in this copy. Higher quality 6" x 9" black and white photographic prints are available for any photographs or illustrations appearing in this copy for an additional charge. Contact UMI directly to order.

Bell & Howell Information and Learning  
300 North Zeeb Road, Ann Arbor, MI 48106-1346 USA  
800-521-0600

UMI<sup>®</sup>



## **NOTE TO USERS**

**This reproduction is the best copy available.**

UMI<sup>\*</sup>



**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA HIDRAULICA Y MEDIO AMBIENTE**  
**ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES**  
**Y PUERTOS**

**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO TENSO-DEFORMACIONAL DE**  
**PEDRAPLENES INUNDABLES MEDIANTE SIMULACIONES NUMÉRICAS**  
**FORMULADAS EN DIFERENCIAS FINITAS Y CALIBRADAS**  
**CON LECTURAS DE INSTRUMENTACIÓN**

**D. IGNACIO ESCUDER BUENO**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Directores de la Tesis:

**D. MANUEL RECHEA ALBEROLA**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**D. JOAQUÍN ANDREU ÁLVAREZ**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Diciembre 2000

UMI Number: 3002924

UMI<sup>®</sup>

---

UMI Microform 3002924

Copyright 2001 by Bell & Howell Information and Learning Company.

All rights reserved. This microform edition is protected against  
unauthorized copying under Title 17, United States Code.

---

Bell & Howell Information and Learning Company  
300 North Zeeb Road  
P.O. Box 1346  
Ann Arbor, MI 48106-1346

## AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mi sincera gratitud a D. Tomás Prieto, D. Andrés Fuster, D. Pedro Ibarra y D. Javier Pina, así como pedirles que trasladen este agradecimiento a todo el personal del Ministerio de Fomento involucrado en la Dirección de las Obras de la N-III en su tramo Caudete-Minglanilla.

Me considero afortunado de haber formado parte del equipo asesor de la Unidad de Aseguramiento de la Calidad de ACS Construcciones, dirigida por D. Fernando Medina.

La profesionalidad y el buen hacer de D. Javier Yuste, Director de Gestese SL y D. José Tarazona, Director de Proyex Valencia SA, han supuesto un estímulo constante. De ellos, ante todo, valoro su amistad.

Igualmente, quiero hacer una mención especial a D. Fernando Landa, y hacer extensivo mi reconocimiento a la labor de todo el personal de dichas empresas que participó y se involucró en el buen fin de los trabajos de control e instrumentación desarrollados.

A D. Manuel Rechea y D. Joaquín Andreu, mis directores de Tesis, me gustaría agradecerles su dedicación, su esfuerzo y, en especial, su confianza. Su labor en la Universidad Politécnica de Valencia supone un ejemplo a seguir por sus alumnos.

Gracias muy especialmente a mis padres, he sentido la inquietud de aprender y seguir formándome.

Por último, deseo expresar mi más sincero agradecimiento a todos aquellos que, con anterioridad y durante la realización de la presente Tesis, han contribuido de una u otra manera a mi formación, tanto académica como humana, aportándome sus conocimientos, su apoyo y su amistad.

A Sonia

## RESUMEN

La Presente Tesis aborda el estudio tenso-deformacional de pedraplenes inundables utilizando como caso de estudio los datos de ensayos sobre materiales, control de ejecución y registros de la instrumentación de control correspondientes a parte de las obras de la Nacional III a su paso por el Embalse de Contreras, extendiéndose dichos datos desde el comienzo de las obras (Diciembre de 1997) hasta veinte meses con posterioridad a la finalización de las mismas (Julio de 2000).

Tras un análisis del estado del arte en lo referente a los materiales propios de pedraplenes, modelos de comportamiento de los mismos, herramientas de cálculo numérico así como experiencias de estudios basados en la auscultación y modelación numérica de grandes presas de escollera y pedraplenes de carreteras, se llevan a cabo las tareas de ordenación de la información de partida, estudio de la metodología de puesta en obra, estudio del comportamiento tenso-deformacional constructivo y post-constructivo, y una predicción del comportamiento a diez años vista.

La herramienta básica de análisis ha sido un programa de cálculo basado en la técnica de las diferencias finitas (FLAC, Itasca 1994) cuyos resultados han sido contrastados con los registros de presiones y asientos procedentes de la instrumentación de control. Para un completo aprovechamiento de los mismos, tomados a escala semanal, se ha simulado la secuencia constructiva real, lo cual permite contrastar los resultados del análisis con más de doscientas medidas registradas.

En particular, se han llevado a cabo análisis numéricos basados en modelos de naturaleza elástica y lineal, elástica no lineal, elastoplástica, visco-elástica así como reproducido fenómenos de reblandecimiento por humectación. Destacan por su originalidad algunas de las rutinas redactadas para su uso en los modelos elásticos no lineales, así como la metodología de simulación de las deformaciones de fluencia y humectación en el entorno de las diferencias finitas.

El conjunto de los trabajos desarrollados ha permitido caracterizar y poner de manifiesto la importancia en orden de magnitud de las deformaciones de naturaleza viscosa desde el comienzo de la construcción de los grandes rellenos de escollera, así como las capacidades y deficiencias de los modelos habituales de cálculo en cuanto a la reproducción del comportamiento observado.

## **ABSTRACT**

This Thesis studies the stress-strain behavior of floodable rockfills, using data obtained from quality control of materials, control of construction and instrumentation records.

As a case of study, a rockfill part of the final works for a new Madrid-Valencia motorway, located at Contreras Reservoir is used. Data were collected during construction (December 1997-August 1998) and are extended to July of 2000.

After reviewing the state of art on properties of usual materials, models of behaviour, numerical tools and experiences dealing with studies based in combined analysis and field measurements, several works have been developed. Namely the synthesis of all available data, study of construction procedures, implementation of an analysis methodology and its application to the study of the stress-strain behavior during and after construction.

FLAC 2D (Itasca, 1994), an explicit finite difference code, has been selected as numerical tool to perform the analysis, and results have been compared with measurements registered by total pressure and settlement cells.

In order to improve the quality of analysis and to make use of all collected records to calibrate the models (taken on a weekly basis), the real constructive sequency has been simulated.

Numerical calculation based in linear elastic, non linear elastic, elastoplastic and viscoelastic models have been performed. Newly developed routines have permitted to accomplish the upgrading of tangent parameters involved in non-linear hyperbolic formulation, calculation of creep deformation and settlements due to reservoir filling.

As a result of the works, the stress-strain behavior of the structure has been characterized, the importance of creep deformation from first stages of construction has been identified, and capability of usually assumed models in reproducing observed behavior has been evaluated.

# INDICE

<b>I. INTRODUCCION Y OBJETIVOS</b>	1
<b>II. ANTECEDENTES</b>	5
<b>2.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en pedraplenes</b>	6
<u>2.1.1 Materiales de uso común en pedraplenes y presas de escollera</u>	6
<u>2.1.2 Propiedades mecánicas</u>	9
<b>2.2 Modelos de comportamiento</b>	18
<u>2.2.1 Introducción</u>	18
<u>2.2.2 Modelos elásticos lineales</u>	20
<u>2.2.3 Modelos elásticos no lineales</u>	23
<u>2.2.4 Modelos elastoplásticos</u>	30
<u>2.2.5 Modelos viscoelásticos</u>	38
<u>2.2.6 Modelos empíricos de predicción de asientos post-constructivos</u>	41
<u>2.2.7 Simulación de fenómenos acoplados: deformaciones de humectación</u>	47
<b>2.3 Herramientas de Cálculo</b>	56
<u>2.3.1 Método de análisis mediante elementos finitos</u>	56
<i>2.3.1.1 Introducción</i>	56
<i>2.3.1.2 Comportamiento no lineal de los materiales</i>	56
<i>2.3.1.3 Análisis de la construcción por etapas</i>	57
<i>2.3.1.4 Análisis de estabilidad</i>	60
<u>2.3.2 Método de análisis mediante diferencias finitas</u>	61
<i>2.3.2.1 Introducción</i>	61
<i>2.3.2.2 Aplicación a sistemas continuos</i>	62
<i>2.3.2.3 Aplicación a sistemas discretos</i>	62
<b>2.4 Selección de ejemplos de comportamientos auscultados y modelizados</b>	64
<u>2.4.1 Introducción</u>	64
<u>2.4.2 Presa de Oroville</u>	66
<u>2.4.3 Presa de Llyn Brianne</u>	70
<u>2.4.4 Presa de Miyama</u>	75
<u>2.4.5 Presa de Foz de Areia</u>	77
<b>2.5 Resumen y conclusiones</b>	82

<b>III. NATURALEZA Y ALCANCE DE LOS TRABAJOS DE CAMPO</b>	<b>83</b>
<b>3.1 Introducción</b>	<b>84</b>
<b>3.2 Relación de los trabajos de control e instrumentación</b>	<b>87</b>
<b>3.3 Pedraplén experimental</b>	<b>88</b>
<b>3.4 Control de calidad de materiales durante la construcción</b>	<b>90</b>
<b>3.5 Instalación de la instrumentación de control</b>	<b>91</b>
<b>3.6 Auscultación del comportamiento constructivo y post-constructivo</b>	<b>94</b>
<b>3.7 Resumen y conclusiones</b>	<b>96</b>
<b>IV. SINTESIS DE LOS DATOS DE PARTIDA</b>	<b>97</b>
<b>4.1 Introducción.</b>	<b>98</b>
<b>4.2 Resultados del comportamiento del tramo experimental.</b>	<b>99</b>
<b>4.3 Resultados de los ensayos de control de calidad de materiales y control de ejecución.</b>	<b>101</b>
<b>4.4 Comportamiento auscultado: presiones y desplazamientos.</b>	<b>103</b>
<b>4.5 Datos complementarios.</b>	<b>128</b>
<b>4.6 Resumen y conclusiones.</b>	<b>132</b>
<b>V. ESTUDIO DE LA METODOLOGIA DE PUESTA EN OBRA</b>	<b>134</b>
<b>5.1 Introducción</b>	<b>135</b>
<b>5.2 Estudio de los factores que influyen sobre el nivel de compactación</b>	<b>136</b>
<b>5.3 Posibilidades de modelación numérica</b>	<b>143</b>
<b>5.4 Resumen y conclusiones</b>	<b>144</b>

<b>VI. METODOLOGIA DE SIMULACION NUMERICA DEL COMPORTAMIENTO CONSTRUCTIVO Y POST-CONSTRUCTIVO</b>	145
<b>6.1 Características fundamentales del software empleado</b>	146
<b>6.2 Aportaciones originales al código base</b>	148
<b>6.3 Arquitectura de los programas confeccionados</b>	149
<b>6.4 Condiciones de contorno: interfaz ladera-terreno</b>	153
<b>6.5 Simulación de la secuencia constructiva</b>	155
<b>6.6 Modelación Elástica Lineal</b>	158
<u>6.6.1 Fundamentos de programación</u>	158
<u>6.6.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales</u>	159
<b>6.7 Modelación Elástica no Lineal</b>	160
<u>6.7.1 Fundamentos de programación</u>	160
<u>6.7.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales</u>	162
<b>6.8 Modelación Elástica-Perfectamente Plástica</b>	165
<u>6.8.1 Fundamentos de programación</u>	165
<u>6.8.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales</u>	166
<b>6.9 Modelación Visco-Elástica</b>	167
<u>6.9.1 Fundamentos de programación</u>	167
<u>6.9.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales</u>	171
<b>6.10 Modelación del reblandecimiento por humectación</b>	173
<u>6.10.1 Fundamentos de programación</u>	173
<u>6.10.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales</u>	177
<b>6.11 Planteamiento del estudio tenso-deformacional</b>	178
<b>6.12 Resumen y conclusiones</b>	179

<b>VII. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	180
<b>7.1 Instrumentación y registros de referencia</b>	181
<b>7.2 Patrones tenso-deformacionales auscultados</b>	187
<b>7.3 Estudio de la variabilidad de las lecturas de instrumentación</b>	192
<u>7.3.1 Introducción</u>	192
<u>7.3.2 Estudio estadístico</u>	195
<b>7.4 Parámetros ajustados de los modelos</b>	196
<b>7.5 Simulaciones numéricas</b>	197
<u>7.5.1 Caracterización de la Sección 1</u>	197
<u>7.5.2 Caracterización de la Sección 2</u>	202
<u>7.5.3 Caracterización de la Sección 3</u>	207
<b>7.6 Resumen y conclusiones</b>	208
<b>VIII. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO POST CONSTRUCTIVO</b>	210
<b>8.1 Instrumentación y registros de referencia</b>	211
<b>8.2 Modelación visco-elástica</b>	213
<u>8.2.1 Alcance de las simulaciones</u>	213
<u>8.2.2 Estimación de la constante de fluencia</u>	217
<u>8.2.3 Aplicación de la modelación al período post-constructivo</u>	224
<b>8.3 Ajustes empíricos de los asientos en coronación</b>	228
<b>8.4 Resumen y conclusiones</b>	229
<b>IX. PREDICCIÓN DE LOS ASIENTOS DE FLUENCIA Y HUMECTACION HASTA DICIEMBRE DE 2010.</b>	231

<b>X. RESUMEN Y CONCLUSIONES GENERALES. POSIBILIDAD DE FUTURAS INVESTIGACIONES</b>	237
10.1 Introducción	238
10.2 Resumen y conclusiones generales	240
10.3 Posibilidad de futuras investigaciones	247
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	248
<b>ANEXOS</b>	
<b>ANEXO I</b>	A.1.1
<b>ESTUDIO DE LA VARIABLE ALEATORIA “MODULO DE ELASTICIDAD SECANTE”</b>	
A.I.1 Introducción y objetivo	A.1.2
A.I.2 Cálculo de los valores de la variable aleatoria	A.1.4
A.I.3 Descripción estadística de la muestra	A.1.6
A.I.4 Estudio de la variabilidad	A.1.9
<u>A.I.4.1 Metodología</u>	A.1.9
<u>A.I.4.2 Resultados del análisis</u>	A.1.10
<b>ANEXO II</b>	A.2.1
<b>LISTADO DE PROGRAMAS CONFECCIONADOS</b>	
A.II.1 Programas “tipo” elásticos	A.2.2
<u>A.II.1.1 Sección 1-Elástico</u>	A.2.2
<u>A.II.1.2 Sección 2-Elástico</u>	A.2.7
<u>A.II.1.3 Sección 3-Elástico</u>	A.2.12

<b>A.II.2 Programas “tipo” elásticos no lineales</b>	A.2.16
<b>A.II.3 Programas “tipo” elastoplásticos</b>	A.2.21
<b>A.II.4 Programas “tipo” viscoelásticos</b>	A.2.25
<b>A.II.5 Programas “tipo” de cálculo de asientos de humectación</b>	A.2.28
<b>ANEXO III</b>	A.3.1
<b>PRODECIMIENTO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA SALIDA DE RESULTADOS DE LOS PROGRAMAS.</b>	

CAPITULO I  
INTRODUCCION Y OBJETIVOS

## I. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

La historia de la ingeniería civil nos presenta una extraordinaria sucesión de realizaciones prácticas y avances científicos en todos sus campos. En particular, la ingeniería hidráulica y la relacionada con infraestructuras de todo tipo de transporte se han constituido desde la Edad Antigua (Egipto, Mesopotamia, El Imperio Romano, etc.) hasta nuestros días en motores singulares del desarrollo económico y social.

Se conocen distintas realizaciones y notables avances durante la Edad Media y la Edad Moderna desde una perspectiva empírica pero los problemas no se enfocarán desde una dimensión científica hasta el siglo XIX.

Ya en la segunda mitad de dicho siglo, el hecho que dominó la evolución de la construcción de obras de ingeniería más que ningún otro fue la formulación de distintos métodos de análisis y su aplicación al diseño de nuevas estructuras.

A lo largo del Siglo XX se producen notables progresos científicos y tecnológicos que se traducen en un gran número de realizaciones y, unido a todo ello, se desarrollan nuevos campos de actividad relacionados con el mantenimiento, conservación y diagnosis del comportamiento de las obras en servicio.

Fundamentalmente en las tres últimas décadas, la ingeniería se ha hecho eco de la evolución de los valores y necesidades de la sociedad a la que sirve destacando, entre otros, la necesidad de *optimización de los recursos* disponibles y la exigencia de elevados niveles de *seguridad*.

Una serie de potencialidades recientes constituyen, en este contexto, casi un imperativo para profundizar en un mejor entendimiento del comportamiento de todo tipo de realizaciones. Estas serían, entre otras:

- La experiencia adquirida en la caracterización de las propiedades mecánicas y del comportamiento de los distintos materiales mediante ensayos de laboratorio e "in situ".
- La posibilidad de emplear sofisticadas y eficientes herramientas numéricas basadas en distintos modelos constitutivos de los materiales empleados.
- Los recientes avances en técnicas de monitorización y auscultación de estructuras de todo tipo.

El objetivo de la presente Tesis Doctoral es, precisamente, contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento de los rellenos de rocas compactados que habitualmente se emplean en espaldones de presas de materiales sueltos y en pedraplenes de carreteras.

*El planteamiento y metodología* de investigación tienen su origen en los trabajos anteriores del autor, especialmente en la Tesis de Master (Wisconsin, 1996) titulada "Synthesis of Dam Safety Protocol". En dicho trabajo se estudiaban distintos procedimientos de gestión de la seguridad de presas y embalses, remarcándose la utilidad del análisis combinado con la medición de variables físicas para establecer diagnósticos, evaluar los niveles de seguridad y decidir, en su caso, la necesidad y naturaleza de las medidas correctoras.

*El desarrollo* de la misma ha sido posible a partir del trabajo realizado dentro de una empresa de control de calidad (Proyex Valencia SA) y otra de ingeniería especializada e instrumentación (Gestese SL) para el Ministerio de Fomento en las obras de finalización de la Autovía Madrid-Valencia a su paso por el Embalse de Contreras.

Esto ha permitido disponer de gran cantidad de resultados sobre la naturaleza y comportamiento de los materiales empleados, sobre el comportamiento de tramos experimentales, evolución del proceso constructivo y, sobre todo, de los registros de lecturas de la instrumentación instalada.

Por otra parte, se ha tenido acceso a un software avanzado para la realización de simulaciones numéricas basado en el método de las diferencias finitas y con un lenguaje de programación propio que le confiere un particular valor añadido para su uso como herramienta de investigación.

En particular, la estructura de la Tesis responde a la realización de los siguientes trabajos:

- a) Revisión del estado del arte haciendo especial hincapié en lo referente a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en pedraplenes, modelos de comportamiento, herramientas de cálculo y ejemplos de comportamientos auscultados y modelizados.
- b) Exposición de la naturaleza y alcance de los trabajos de campo (relación de los trabajos de instrumentación y control) y, en especial, de aquellos llevados a cabo por el doctorando (diseño del tramo experimental, instalación de la instrumentación de control y auscultación del comportamiento constructivo y post constructivo).
- c) Síntesis de los datos de partida, de manera que se pueda acceder de manera clara y ordenada a los resultados del comportamiento del tramo experimental, los ensayos de control de calidad de materiales, control de ejecución y los registros de instrumentación.
- d) Estudio del proceso de compactación a partir de los datos del tramo experimental.

- e) Establecimiento de una metodología de simulación del proceso constructivo que incluye la propia elección del software utilizado, la determinación de las condiciones de contorno, la reproducción de la secuencia constructiva, la programación de distintos modelos constitutivos y la definición de la arquitectura de todos los programas de cálculo.
- f) Desarrollo de una metodología de cálculo, estimación y calibración de parámetros para modelos elásticos lineales, elásticos no lineales, elastoplásticos y viscoelásticos que permite el estudio del comportamiento constructivo y post-constructivo del pedraplén a partir de dicha herramienta numérica y del conjunto de registros de instrumentación disponibles para las tres secciones instrumentadas (con geometrías y condiciones de contorno significativamente distintas).
- g) Formulación y puesta a punto de una herramienta de cálculo de las deformaciones de humectación en el entorno de las diferencias finitas que, junto con la desarrollada para la reproducción de las deformaciones de fluencia, permite una estimación de los asientos máximos hasta finales de 2010.
- h) Elaboración de un resumen de los trabajos de investigación y las conclusiones del mismo.

La estructura de los trabajos llevados a cabo se corresponde con la ordenación de los capítulos de que consta el presente documento, que se completa con tres anejos. Estos incluyen:

- Un análisis estadístico de los datos procedentes de la instrumentación durante el periodo constructivo, a partir de la definición de la variable aleatoria “Módulo de elasticidad secante”.
- El listado de los programas “tipo” de cálculo confeccionados, de manera que mediante un simple cambio del valor de los parámetros y la combinación de las rutinas de cálculo con las distintas geometrías quedan definidos todos los programas utilizados.
- Un ejemplo de la metodología de gestión de los resultados de dichos programas para llevar a cabo el contraste de los mismos con las lecturas de instrumentación.

CAPITULO II  
ANTECEDENTES

## II. ANTECEDENTES

### 2.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en pedraplenes

#### 2.1.1 Materiales de uso común en pedraplenes

La naturaleza de los materiales a disponer en pedraplenes, su granulometría, forma y metodología de puesta en obra admiten una considerable dispersión, no pudiéndose establecer criterios cerrados al respecto.

Sintetizando lo que se recoge en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (**PG3, MOPU 1975**), se denomina pedraplén a una unidad que consiste en la extensión y compactación de materiales pétreos idóneos, procedentes de excavaciones en roca.

En particular, califica como rocas adecuadas para su uso en pedraplenes las siguientes (siempre que sean sanas, compactas y resistentes):

- Granitos, granodioritas y sienitas.
- Aplitas, pórfidos y porfiritas.
- Gabros.
- Diabasas, ofitas y lamprófidios.
- Riolitas y dacitas.
- Andesitas, basaltos y limburgitas.
- Cuarzitas y mármoles.
- Calizas y dolomias.
- Areniscas, conglomerados y brechas.

Además, recoge una serie de rocas para cuyo empleo en pedraplenes se requiere un estudio especial. Explícitamente:

- Peridotitas, traquitas y fonolitas.
- Aglomerados y conglomerados volcánicos.
- Neis, esquistos y pizarras.
- Migmatitas, corneanas, anfíbolitas y grauwacas.
- Carniolas, margocalizas y margas.
- Argilitas.
- Maciños, molasas, samitas y rodenos.

Dicho documento impone a su vez unos requisitos granulométricos a cumplir por el material.

Así, se recogen tres condiciones a cumplir tras su puesta en obra y compactación:

- El tamaño máximo no será superior a dos tercios del espesor de tongada compactada.
- El contenido, en peso, de partículas que pasen por el cedazo 25 UNE será inferior al 30%.
- El contenido, en peso, de partículas que pasen por el tamiz 0,080 UNE será inferior al 10%.

En cualquier caso, la curva granulométrica total debe ajustarse al huso de la tabla 2.1, en el que D es el tamaño máximo del material:

Tamiz	% que pasa
D	90-100
D/4	45-60
D/16	25-45
D/64	15-35

Tabla 2.1 Huso granulométrico para pedraplenes (PG3, 1975)

Por otra parte, la forma de las partículas se juzga inadecuada para su uso en este tipo de rellenos siempre que se verifique:

$$(L+G)/2E \geq 3 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

L = Separación máxima entre dos planos paralelos tangentes a la partícula.

G = Diámetro del agujero circular mínimo que puede ser atravesado por la partícula.

E = Separación mínima entre dos planos paralelos tangentes a la partícula.

Por último, el propio PG3 recoge la necesidad de que el método de compactación elegido garantice la obtención de las compacidades mínimas necesarias. Con ese objeto debe elegirse adecuadamente la granulometría del material, el espesor de tongada, el tipo de maquinaria de compactación y el número de pasadas por equipo.

En la bibliografía, especialmente a partir de principios de la década de los 70, se encuentran numerosos estudios sobre las características mecánicas del material más habitualmente utilizado para su disposición en pedraplenes (materiales similares a los descritos pero no necesariamente dentro de las tolerancias prescritas por el Pliego del Ministerio de Obras Públicas de 1975).

De hecho, no parece tan clara la necesidad de rechazar materiales inadecuados, es decir procedentes de rocas blandas o meteorizadas, ya que casi todas las “escolleras” son adecuadas desde el punto de vista resistente y de deformación para las exigencias de presas y pedraplenes de gran altura.

Precisamente, el comportamiento tenso-deformacional de los materiales dispuestos en presas de escollera y pedraplenes, ha sido objeto de numerosos estudios desde el primer uso de rellenos de rocas en el ámbito de la ingeniería (obra de los mineros Californianos que construyeron la **Presa de French Lake en 1859**) hasta la actualidad.

Por tanto, las características mecánicas de los rellenos de rocas y, en particular la resistencia a esfuerzo cortante y compresibilidad que presentan tanto en presas, como diques y pedraplenes de carretera han sido objeto de interés, conocimiento y especulación entre los ingenieros civiles durante al menos 140 años.

### 2.1.2 Propiedades mecánicas

Las construcciones de los primeros tiempos consistían en estructuras de escollera simplemente vertida (sin compactar), lo cual se traducía en grandes deformaciones post-constructivas.

Un significativo avance se produjo con el uso de técnicas de compactación que, acompañadas del empleo de agua en las mismas, permitió paulativamente disminuir el nivel de asientos, efecto que se pensó era debido al lavado de finos que se producía.

**Terzagui (1960)**, sin embargo, discutió este mecanismo ante su incredulidad de que tal lavado se pudiera producir realmente. Los innegables beneficios derivados de la aportación de agua en el proceso de compactación parecían más bien relacionados con la reducción de la resistencia de la roca en condiciones de saturación.

Así, argumentaba que el agua era capaz de causar un asiento adicional por el reblandecimiento que provoca en los finos que separan los grandes bloques de escollera y mediante la reducción de la propia resistencia de la roca en los puntos de contacto de las mismas sometidos a elevados niveles tensionales.

A finales de la década de los 60 se contaba con numerosas evidencias empíricas de que, en cualquier caso, una buena compactación era el factor clave para conseguir un buen comportamiento post-constructivo de presas de escollera, diches y pedraplenes. De hecho, reduciendo la porosidad a niveles muy bajos (siempre inferiores al 30%) parecía detectarse poca influencia de la propia resistencia de la roca.

El conocimiento científico de las relaciones tensión-deformación propias de este tipo de materiales ha ido adquiriéndose con un significativo esfuerzo a consecuencia del elevado coste de la construcción de equipos para realizar ensayos.

**Marsal (1949,1961,1965,1968)** estudió y resumió las experiencias llevadas a cabo por la Comisión Federal de Electricidad y el Instituto de Ingeniería de la UNAM mexicanos así como por la Universidad de California.

Estableció una serie de propiedades para caracterizar los materiales de pedraplenes, e intentó correlacionarlas con las características resistentes de este tipo de rellenos. Nominativamente:

- Índices de solidez de granos: absorción de agua, abrasión de Los Angeles e intemperismo acelerado.
- Granulometría: Diámetro Efectivo ( $d_{10}$ ) y coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) fundamentalmente.
- Rotura de granos ( $B_g$ ): índice que representa el porcentaje en peso de los granos que ha sufrido fracturación.

Complementariamente, se llevaron a cabo ensayos de compresión triaxial, extensión triaxial, deformación plana y edométricos mediante distintos equipos con las siguientes características:

- Aparato triaxial de sección transversal de 1 m<sup>2</sup>, para partículas de tamaño máximo 20 cm y presiones de confinamiento de hasta 25 Kg/cm<sup>2</sup> (UNAM).
- Aparato triaxial de diámetro 91 cm. y presiones de confinamiento de hasta 50 Kg/cm<sup>2</sup>(UC).
- Aparato de deformación plana de dimensiones 75 cm · 70 cm · 180 cm (UNAM).
- Edómetro de diámetro de 114 cm (UNAM).

La recopilación de todas estas experiencias permitió acercarse al conocimiento de la resistencia al corte de estos materiales granulares (ensayos triaxiales y de deformación plana) así como de su compresibilidad (ensayos edométricos). Algunas de las conclusiones a este respecto fueron:

- La observación de una menor resistencia al corte para bajos niveles de compactación, granulometrías uniformes y esfuerzos de confinamiento elevados (superiores a los 5 Kg/cm<sup>2</sup>).
- Tanto los ensayos triaxiales como de deformación plana mostraron que la ley de resistencia al corte de un suelo granular es de naturaleza curva, concurre al origen y se transforma gradualmente en una recta si bien los valores del cociente  $\sigma_1/\sigma_3$  en la situación de rotura eran notablemente más altos en los ensayos de deformación plana para un nivel similar observado de la rotura de granos ( $B_d$ ).
- El grado de compactación se constituye en el factor clave para el estudio de la compresibilidad, caracterizándose las muestras muy compactadas por pequeños descensos del índice de huecos para incrementos de la tensión axial ( $\sigma_a$ ).

Por otra parte, **Marsal** se aproximó al fenómeno del incremento de asientos en función del tiempo mediante el estudio del proceso de difusión que induce el reacomodo de granos y la rotura de algunos de ellos, lo que le permitió distinguir entre un asiento primario y una deformación decreciente con el tiempo según una ley logarítmica.

De igual modo, argumentó que las deformaciones inducidas por inundación parecían ajustarse también a un fenómeno de difusión que no interfiriese con el flujo del agua.

**Leps (1970)** recopiló las experiencias por él conocidas respecto a ensayos triaxiales realizados mediante equipos de grandes diámetros en todo el mundo, de manera que obtuvo unos valores de referencia sobre la resistencia a esfuerzo cortante que siguen utilizándose hoy en día cuando no se dispone de ensayos propios.

En particular, dicha recopilación permitió ajustar una recta de valores medios del ángulo de fricción ( $\phi$ ) en función de la presión axial ( $\sigma_a$ ).

La función de ajuste presenta la siguiente forma:

$$\phi = -0.035 \cdot \sigma_a + 55.035 \quad (\text{Ec.2.2})$$

Donde  $\phi$  se expresa en grados y  $\sigma_a$  se encuentra en un rango entre 1 y 500 libras por pulgada cuadrada.

Dicho autor hacía hincapié en la influencia de la densidad relativa, granulometría, resistencia a la rotura de partículas, forma de las mismas y grado de saturación en la resistencia a esfuerzo cortante (caracterizada por el ángulo de fricción  $\phi$ ) basándose sobre todo en las experiencias anteriores de **Marsal**.

Igualmente, destacó la variación de dicha resistencia en función del valor de la presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ), detectándose un valor inesperadamente alto de la misma, especialmente notable para presiones inferiores a  $0.7 \text{Kg/cm}^2$ . Dicho valor aumenta todavía más en función del grado de compactación conseguido.

De hecho, la compresibilidad del material utilizado como relleno es reconocida como una característica fundamental por su estrecha relación con la resistencia a esfuerzo cortante por **Marachi et al (1972)**.

Por otra parte, ningún análisis de estabilidad, independientemente de la exactitud teórica del mismo, podía ser útil para el diseño si no se realiza una buena estimación de la resistencia a esfuerzo cortante. Esta necesidad, unida al gran tamaño de las partículas utilizadas en los rellenos, llevaron al desarrollo de técnicas para realización de ensayos triaxiales a partir de la fracción más pequeña del material realmente dispuesto en obra, tal y como recoge el propio **Marachi**.

Otro significativo avance en las técnicas de realización de ensayos se debe al trabajo de **Lade y Duncan (1974)** puesto que los ensayos triaxiales convencionales proporcionaban información respecto al comportamiento de los materiales ensayados para estados tensionales en los que la tensión principal menor ( $\sigma_3$ ) e intermedia ( $\sigma_2$ ) eran necesariamente coincidentes.

Esto motivó el desarrollo de un nuevo aparato triaxial de forma cúbica capaz de aplicar tres tensiones principales distintas a la muestra, cuya puesta en servicio y funcionamiento describen **Lade y Duncan**. Dichos ensayos permitieron avanzar en el estudio de las leyes tensión-deformación, la deformación volumétrica, la relación entre deformaciones principales, la resistencia y el comportamiento tras la rotura de materiales arenosos.

Las principales conclusiones que se obtuvieron son:

- Los ensayos llevados a cabo en las Arenas de Ottawa mostraban como el ángulo de fricción aumenta con el valor de  $\sigma_2$  desde un valor inicial de la misma igual a  $\sigma_3$  hasta alcanzar un máximo y acabar descendiendo para valores de  $\sigma_2$  cercanos a  $\sigma_1$ . (**Ko y Scott, 1969**).
- Los ensayos llevados a cabo en las Arenas de Monterey mostraban como el ángulo de fricción crecía al variarse las condiciones de compresión triaxial a deformación plana y permanecía constante frente a la variación de condiciones desde deformación plana a extensión triaxial (**Bishop, 1967 y Green, 1971**).

Cabe destacar en sobremanera el conjunto de los trabajos de **Marsal**, ya que permitieron consolidar los resultados de numerosos trabajos llevados a cabo en todo el mundo hasta 1976, constituyéndose en referencia obligada para el entendimiento del comportamiento de los rellenos de rocas.

A pesar del indiscutible avance que dichos trabajos basados en ensayos de laboratorio supusieron, **Skermmer (1973)** había remarcado el desconocimiento existente sobre las propiedades del material compactado en condiciones de puesta en obra, hecho que sigue siendo cierto en nuestros días ante la imposibilidad de reproducir dichas condiciones en laboratorio.

Simultáneamente en el tiempo, en Inglaterra, el **Building Research Establishment (BRE, 1971)** llevaba a cabo numerosos estudios en los que se incidía en la búsqueda de correlaciones entre la deformación observada de grandes estructuras de rellenos de rocas y los resultados obtenidos en laboratorio mediante grandes edómetros.

El método de predicción de comportamiento de las estructuras de escollera compactada desarrollado por dicho organismo, se basa en la hipótesis de que la deformabilidad del material realmente puesto en obra puede medirse en ensayos de laboratorio con muestras de partículas de 125 mm de tamaño máximo y compactadas a la misma densidad que éste.

El parámetro fundamental que se obtiene en los ensayos de compresión unidimensional es el Módulo Edométrico (D), cuyos valores secante y tangente son dependientes del nivel de tensiones verticales:

$$D_{\text{sec}} = \sigma_v / \varepsilon_v = a^{0.5} \cdot \sigma_v^{0.5} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$D_{\text{tan}} = \Delta \sigma_v / \Delta \varepsilon_v = 2 \cdot a^{0.5} \cdot \sigma_v^{0.5} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

$\sigma_v$  = Tensión efectiva vertical.

$\varepsilon_v$  = Deformación vertical (axial).

a = Parámetro de ajuste.

A partir de dichos estudios, **Charles y Penman (1972)** definen el "Módulo Edométrico Equivalente" ( $D^*$ ) como parámetro básico para la modelización del comportamiento de pedraplenes:

$$D^* = 0.5 \cdot \gamma \cdot H \cdot \epsilon^* \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde  $\epsilon^*$  es la deformación media correspondiente a un incremento tensional de valor  $0.5 \cdot \gamma \cdot H$ , siendo H la altura final de pedraplén sobre dicho punto.

Durante todo este periodo, en paralelo a los avances de naturaleza científica, se producen considerables avances en el desarrollo de la maquinaria de puesta en obra con la puesta en servicio de rodillos vibrantes de gran tonelaje. Este hecho da lugar a que se pongan en práctica nuevos procedimientos de control de compactación y de ejecución de tramos experimentales como los que recoge **Bertram (1973)**.

En la segunda mitad de la década, **De Mello (1977)** sostiene que hay evidencias de que la compactación de pedraplenes introduce efectos en la escollera parecidos a los de la presión de consolidación en capas de arcilla. El nivel de pre-consolidación estaría ligado a los máximos niveles tensionales a los que se somete al relleno en el proceso de compactación.

Esquemáticamente, este fenómeno podría representarse como refleja la figura 2.1:

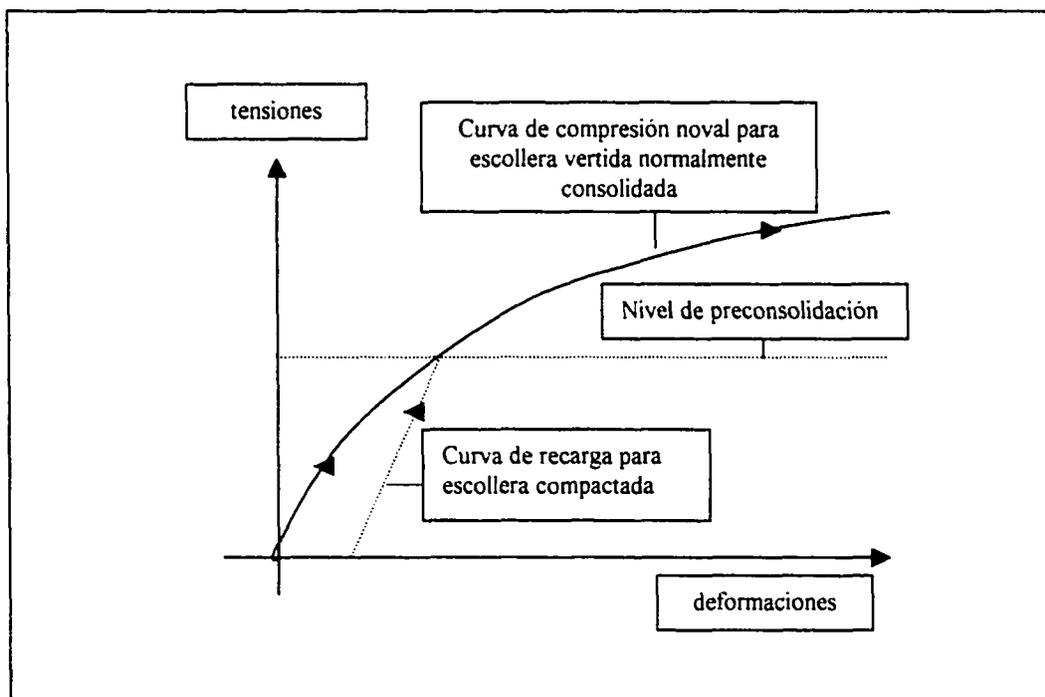


Figura 2.1 Efecto de la compactación en pedraplenes (De Mello, 1977)

De hecho, incidiendo en una reflexión anterior de **Skermer (1973)**, a pesar de todos los avances y estudios llevados a cabo, afirmaba que todavía parecían no haberse capitalizado los efectos concomitantes respecto a la estabilidad y resistencia de los beneficiosos efectos de la compactación.

Tras el gran desarrollo en el conocimiento del comportamiento de estos materiales que tuvo lugar en la década de los 60 y hasta la primera mitad de los 70, se producen contribuciones puntuales que permiten seguir avanzando en el estudio de algunos materiales en particular o en el de algunas de las variables que influyen en la resistencia de los mismos.

Así, **Charles y Soares (1984)** profundizaron en el estudio de la estabilidad de grandes pedraplenes compactados a partir de la evidencia empírica del sostenimiento de taludes que, aparentemente, debían ser inestables.

La razón de esta mayor estabilidad había que buscarla en la curvatura que presenta la envolvente de rotura para bajas presiones de confinamiento en rellenos de roca compactados. Los mencionados autores recopilaron una serie de valores de referencia para los parámetros que caracterizan esta curva en función de la naturaleza de la roca, así como una metodología para estimarlos a partir de ensayos triaxiales.

Tomando como base la representación de cuatro envolventes de rotura y para un limitado rango de esfuerzos normales ( $40\text{KN/m}^2 < \sigma' < 400\text{KN/m}^2$ ) establecieron que la resistencia a esfuerzo cortante podía ser descrita mediante la relación:

$$\tau = A \cdot (\sigma')^b \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde A y b son constantes que dependen de la naturaleza del material.

En cualquier caso, los propios autores resaltan el hecho de que no se han efectuado ensayos triaxiales de compresión para presiones de confinamiento muy bajas, así que la forma exacta de la envolvente de rotura para ese nivel tan bajo de tensiones seguiría siendo conjetural.

De la misma manera, **Gordon M. Matheson (1986)**, basándose en trabajos anteriores de Penman en los que se sugería que el asiento de las grandes masas de escollera compactada podía minimizarse usando pedraplenes que contuvieran una sustancial proporción de finos, profundizó en el estudio del efecto de la granulometría del material.

La justificación de esta afirmación radica en que los finos podrían aumentar la superficie de contacto entre las partículas más gruesas y a su vez evitar las rotaciones de éstas que se producen por la rotura en dichos puntos de contacto.

Basado en este concepto, el autor propone cuatro posibles clasificaciones del material como paso previo al estudio del comportamiento del mismo:

- Pedraplén limpio (Clean Rockfill): aquél con insuficiente proporción de finos para rellenar los huecos entre las grandes partículas de roca. (Fracción Fina < 20%).
- Pedraplén de transición (Transition Rockfill): aquél en que suficientes finos como para rellenar casi todos esos espacios pueden estar o no estar presentes. (Fracción Fina entre el 20 y 30%).
- Pedraplén de matriz envuelta (Matrix Encased Rockfill): aquél en que la fracción fina es suficiente para envolver prácticamente a la fracción más gruesa. (Fracción Fina entre el 30 y el 50%).
- Relleno de suelo rocoso (Rocky Soil fill): cuando los finos superan el 50% del material.

La fracción fina viene determinada por el porcentaje en peso del material que pasa por el Tamiz n°4 según la norma ASTM.

Ya en 1976, **Marsal y Fuentes de la Rosa** habían tratado de evaluar las propiedades de las mezclas de rocas y suelos. Dichos autores ensayaron muestras de rellenos de escollera mezclada con arena, limos y arcilla por separado y en distintas proporciones.

Algunas de las conclusiones que en su día publicaron se resumen a continuación:

- Desde el punto de vista de la compresibilidad, resulta beneficioso añadir suelo no cohesivo a la fracción gruesa compuesta de material rocoso puesto que cuando el porcentaje de finos supera el 30% disminuye notablemente el fenómeno de rotura de granos.
- También desde un punto de vista práctico, resulta más fácil la compactación del material mediante rodillos vibrantes para porcentajes de finos entre el 30 y el 50% en peso.
- La resistencia a esfuerzo cortante también aumenta para un rango de finos entre el 30 y el 50% para el que se obtiene un módulo secante de deformación óptimo.
- El uso de mezclas con suelos plásticos incluso en pequeños porcentajes (inferiores al 15% en peso) requieren de un estudio especial sobre todo cuando se buscan condiciones de drenaje libre.

En relación a este mismo fenómeno, el **Central Board of Irrigation and Power de India (1992)** remarca, a partir de su experiencia en la presa de Cethana, que la bondad del comportamiento de los grandes rellenos de material granular depende fundamentalmente de su compactación y, por tanto, de aquellas granulometrías que permitan conseguir mayores densidades (así como del equipo de compactación y los espesores de tongada utilizados).

De hecho, una vez se reduce al mínimo el volumen de huecos, la propia resistencia de la roca tiene escasa repercusión, pues para un índice de huecos del orden de 0.22 puede considerarse que la rotura de partículas ( $B_p$ ) se aproxima a cero.

Por último, el desarrollo de la mecánica de rocas ha permitido profundizar en el comportamiento de los contactos entre rocas, asimilándolo al que se produce en las diaclasas de los macizos rocosos.

**Barton (1974)** aportó una formulación empírica basada en estudios sobre diaclasas rugosas y onduladas para recoger de manera sencilla el efecto de la dilatación en la resistencia a esfuerzo cortante (fenómeno muy similar al que se produce en suelos granulares como ya se conocía con mucha antelación).

**Barton y Kjaernsli (1981)** propusieron el método de la rugosidad equivalente para estimar la distribución de parámetros de fricción (que podría asimilarse a la que tiene lugar en el cuerpo de una presa o pedraplén) en función del estado tensional. Los valores del ángulo de fricción ( $\phi$ ) se ajustan mediante la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma'_n \cdot \text{tg}(R \cdot \log(S/\sigma'_n) + \phi_b) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde:

$\tau$  = Tensión tangencial máxima en el plano de rotura.

$\sigma'_n$  = Tensión normal al plano de rotura.

$\phi_b$  = Ángulo de fricción básico del material rocoso (típicamente entre 25 y 35 grados).

R y S = Parámetros que dependen de las propiedades del material.

Para estimar el valor de los parámetros R y S que aparecen en la formulación, los parámetros necesarios son la resistencia a compresión simple de la roca, el tamaño del tamiz por el que pasa el 50% del material en peso ( $d_{50}$ ) característico del pedraplén, el grado de angulosidad de las partículas y la porosidad del material tras la compactación.

**Hoek y Brown (1980)** postularon un criterio de rotura para masas rocosas en función de su grado de fracturación pudiendo dominar el proceso la resistencia de la roca matriz o la movilizable en los contactos entre partículas.

Dicho criterio, de naturaleza empírica y que resulta marcadamente no lineal para bajas presiones de confinamiento, reproduce por tanto un fenómeno de naturaleza similar al estudiado en rellenos de material propio de pedraplenes.

En particular, responde a la siguiente formulación:

$$(\sigma_1/\sigma_c) = (\sigma_3/\sigma_c) + (n \cdot \sigma_3/\sigma_c + s)^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

n = Parámetro que depende del tipo de roca.

s = Parámetro que varía entre 1 para roca intacta y 0 para roca totalmente fracturada.

$\sigma_c$  = Resistencia a compresión simple de la roca.

El propio **Hoek (1990)** estableció una metodología de estimación de los valores de fricción y cohesión (tangentes) equivalentes al criterio de rotura Mohr-Coulomb a partir de la mencionada curva de fallo.

Las propiedades mecánicas estudiadas y conocidas hasta la fecha, quedan recogidas en mayor o menor medida en una serie de modelos de comportamiento que se exponen en el siguiente apartado.

## 2.2 Modelos de comportamiento

### 2.2.1 Introducción

El estudio del comportamiento de grandes masas de suelos y rocas ha tenido un gran desarrollo en las últimas décadas debido, en gran medida, a la posibilidad de efectuar simulaciones numéricas basadas en distintos modelos constitutivos de los materiales.

Los pasos que necesariamente implica la resolución de los problemas de la mecánica de los medios continuos pueden esquematizarse como se representa en la Figura 2.2 (Desai, 1984):

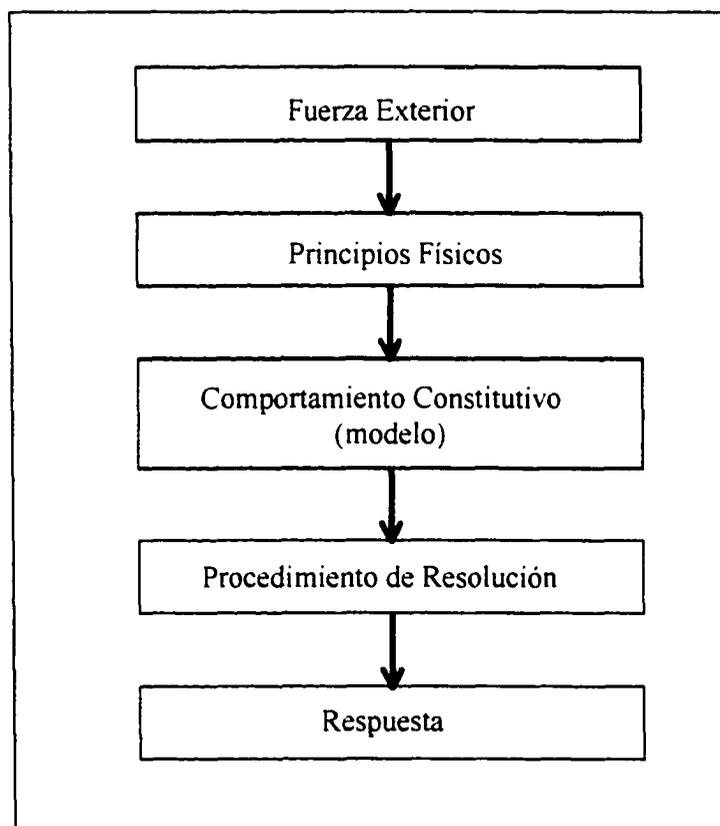


Fig. 2.2. Resolución de problemas en medios continuos (Desai, 1984)

Los modelos constitutivos se concretan en relaciones tensión-deformación que se formulan habitualmente de manera incremental:

$$\Delta\sigma = D \Delta\varepsilon \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde D es la matriz de rigidez tangente,  $\Delta\sigma$  el vector de tensiones y  $\Delta\varepsilon$  el vector de deformaciones.

En el presente apartado se presentan distintos modelos de comportamiento propios de materiales granulares tipo “pedraplén”.

Cualquier modelo constitutivo o ley de tensión-deformación para este tipo de materiales debería, idealmente, incorporar al menos las siguientes características de los materiales propios de rellenos:

- El incremento de la rigidez volumétrica (bulk stiffness) que se produce al aumentar el nivel de tensiones.
- La reducción de la rigidez a cortante (shear stiffness) que se produce con el incremento del desviador de tensiones, de manera que el mismo tienda a cero según se aproxime a la situación de fallo.
- Un criterio de fallo a cortante.
- El incremento de rigidez que se produce en los procesos de descarga y recarga.
- La mayor rigidez que se detecta para bajas presiones de confinamiento (efecto umbral).
- El fenómeno de dilatancia, es decir, la tendencia de un relleno de material granular, rígido y bien compactado a incrementar su volumen ante una sollicitación de corte.
- Los asientos de colapso o humectación fruto de un fenómeno acoplado de relajación de tensiones e incremento de deformaciones.

Por tanto, se pone de manifiesto la complejidad de caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de rellenos de tierra y escollera debido a que los mismos presentan un comportamiento inelástico, no lineal y altamente dependiente de la magnitud de los esfuerzos.

Sin embargo, si se pretende que los resultados sobre deformación que se obtengan sean realistas, es importante que las relaciones tensión-deformación reflejen razonablemente el comportamiento del material.

En la práctica, distintos modelos permiten representar en mayor o menor medida algunas de estas características. Según su naturaleza pueden clasificarse en:

- Modelos elásticos (lineales y no lineales).
- Modelos elastoplásticos.
- Modelos viscoelásticos.
- Modelos empíricos.
- Otros modelos (que permiten reproducir algunos fenómenos de especial importancia como las deformaciones de humectación).

### 2.2.2 Modelos elásticos lineales

El comportamiento de grandes estructuras de tierra como pedraplenes y presas puede idealizarse mediante modelos planos, elásticos y lineales en el caso más sencillo. De hecho, parece razonable asumir que las deformaciones en la dirección más larga (traza de la carretera, longitud de coronación, etc.) sean nulas.

Las ecuaciones constitutivas para el caso elástico y lineal se expresan a partir de la Ley de Hooke generalizada en un estado de deformación plana:

$$\varepsilon_x = 1/E \cdot ((1-\nu^2) \cdot \sigma_x - \nu(1+\nu) \cdot \sigma_y) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$\varepsilon_y = 1/E \cdot ((1-\nu^2) \cdot \sigma_y - \nu(1+\nu) \cdot \sigma_x) \quad (\text{Ec. 2.11})$$

$$\varepsilon_z = 0 \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$\varepsilon_{xz} = 0 \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$\varepsilon_{yz} = 0 \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$\varepsilon_{xy} = \tau_{xy} / (2 \cdot G(f(E, \nu))) \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Por tanto, el modelo queda definido mediante dos únicos parámetros, nominativamente el Módulo de Young (E) y el Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). En particular, la simplicidad del modelo lo hace muy aconsejable en primera instancia, dado que permite una aproximación cualitativa al problema así como identificar la necesidad en su caso de modelos más complejos.

**Penman, Burland y Charles (1971)** desarrollaron un sencillo método de predicción del comportamiento constructivo de pedraplenes a partir de un análisis elástico y lineal basado en los parámetros E y  $\nu$  obtenidos de ensayos de compresión unidimensional con medida de las tensiones laterales.

Los ensayos se realizaron en un edómetro de un metro de diámetro con muestras de la misma densidad y humedad que las dispuestas en obra y tamaño máximo 125 mm, asignándose en el análisis a cada elemento de la sección transversal del pedraplén una rigidez equivalente que no se variaba durante las distintas etapas constructivas y que dependía exclusivamente de la altura final del relleno sobre dicho elemento.

Los fundamentos teóricos de dicha metodología se basan en los siguientes resultados:

- La realización de numerosos ensayos triaxiales para distintos ratios constantes de tensiones principales ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) permitieron constatar que dicha relación adoptaba un valor igual a 2.7 para un ratio de deformaciones principales ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) igual a cero, es decir, en condiciones de compresión unidimensional.
- Consecuentemente, en los ensayos edométricos llevados a cabo y en los que se medía el esfuerzo lateral era razonable esperar valores ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) de ese orden, además de relaciones tensión-deformación que podían aproximarse mediante una recta de dos parámetros:

$$m_v = \Delta\varepsilon_1/\Delta\sigma'_1 \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$K_0 = \Delta\sigma'_3/\Delta\sigma'_1 \quad (\text{Ec. 2.17})$$

- Utilizando la teoría de la elasticidad, el Módulo de Young ( $E'$ ) y el Coeficiente de Poisson ( $\nu'$ ) pueden expresarse como:

$$E' = (1/m_v) \cdot (1 + 2K_0) \cdot (1 - K_0) / (1 + K_0) \quad (\text{Ec. 2.18})$$

$$\nu' = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{Ec. 2.19})$$

- Por otra parte, dado que estas constantes deducidas del ensayo de compresión unidireccional van a ser utilizadas para caracterizar el comportamiento del material, deben a su vez ser capaces de predecir el comportamiento en ensayos triaxiales para otros ratios de tensiones principales, según la siguiente formulación:

$$\varepsilon_1 = 1/E' \cdot (\sigma'_1 - 2 \cdot \nu' \cdot \sigma'_3) \quad (\text{Ec. 2.20})$$

$$\varepsilon_3 = 1/E' \cdot (\sigma'_3 - \nu' \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1)) \quad (\text{Ec. 2.21})$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3 = 3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu') p / E' \quad (\text{Ec. 2.22})$$

$$\text{Donde } p = (\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) / 3$$

$$\varepsilon_3/\varepsilon_1 = 1 - \nu' \cdot (\sigma'_1/\sigma'_3 + 1) / ((\sigma'_1/\sigma'_3) - 2 \cdot \nu') \quad (\text{Ec. 2.23})$$

De la Ecuación 2.22 se deduce que la teoría elástica predice que las relaciones entre  $\varepsilon_{vol}$  y  $p$  para una relación constante de tensiones principales es independiente del valor de la misma y de la Ecuación 2.23 el hecho de que la relación entre el cociente de tensiones principales ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) y el cociente de deformaciones principales ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) depende exclusivamente del valor de  $\nu'$ , a su vez función única de  $K_0$  según la Ecuación 2.19.

Por tanto para modelizar el comportamiento de pedraplenes bastaría con tomar los valores correspondientes de  $K_0$  (1/2.7) y  $\nu'$ (0.27) y sustituirlos en la Ecuación (2.23):

$$\varepsilon_3/\varepsilon_1 = (0.73-0.27 \cdot \sigma'_1/\sigma'_3)/(\sigma'_1/\sigma'_3-0.54) \quad (\text{Ec. 2.24})$$

**Charles (1976)** comparó los valores obtenidos mediante la relación expresada por la Ec. 2.24 y los registrados en ensayos triaxiales para un amplio rango de valores constantes de  $(\sigma'_1/\sigma'_3)$ , lo que le permitió establecer los límites de representatividad de los parámetros que se obtienen de los ensayos de compresión unidireccional. Estos, en conjunción con la teoría elástica, explicarían el comportamiento de pedraplenes en una relación de tensiones  $(\sigma'_1/\sigma'_3)$  no superior a 3.5 (equivaldría a un factor de seguridad en tensiones del orden de 1.2 respecto a la situación de rotura local).

### 2.2.3 Modelos elásticos no lineales

La evidencia substanciada en numerosos trabajos y publicaciones del comportamiento no lineal de las estructuras de tierra y roca conlleva la necesidad de ir corrigiendo de manera incremental los parámetros elásticos en función del nivel de carga para aproximarse algo más al comportamiento real de pedraplenes y presas.

De hecho, la dependencia de los valores de los parámetros  $E$  y  $\mu$  de la historia de tensiones hace necesario determinar valores tangentes para los mismos para el rango de valores de tensiones esperables en presas y pedraplenes en toda su geometría y durante todo el proceso constructivo.

Los modelos elásticos no lineales permitirían, en teoría, aproximar el comportamiento de estas estructuras durante dicho proceso constructivo, en el que se registran continuos y similares incrementos de carga.

Sin embargo, la gran variedad de trayectorias de tensiones que se dan durante la construcción de un pedraplén así como las considerables rotaciones en la dirección de los esfuerzos principales no pueden ser fidedignamente reproducidos en ensayos de laboratorio. Lo más que se puede afirmar es que la mayoría de las trayectorias de tensiones se caracterizan por grandes variaciones de  $p$  ( $p = \sigma_1/3 + \sigma_2/3 + \sigma_3/3$ ;  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ) y sólo variaciones graduales en el cociente entre las tensiones principales mayor y menor " $\sigma_1/\sigma_3$ ".

A pesar de esta limitación de partida, se han realizado numerosos esfuerzos de aproximación de los parámetros elásticos tangentes tomando como base los resultados de distintos ensayos triaxiales llevados a cabo en todo el mundo.

**Boughton (1970)** constató el hecho de la variación del Módulo de Young y el Coeficiente de Poisson registrada en distintos ensayos triaxiales publicados por otros autores (ensayos realizados según distintas metodologías y con tamaños de muestra variables)

La descripción del comportamiento en las distintas etapas de los ensayos triaxiales se postula teniendo en cuenta la combinación de dos efectos fundamentales:

- La compresión elástica del material ante el incremento del valor del desviador de tensiones.
- La reordenación de partículas que se produce para incrementar la resistencia a esfuerzo cortante según aumentan los esfuerzos de esta naturaleza.

En relación a primer efecto descrito, el módulo de elasticidad intrínseco de los rellenos de rocas ( $E$ ) sería el que mostraría el material al comprimirse sin reordenación de partículas, es decir, para un Coeficiente de Poisson próximo a cero, y sería dependiente exclusivamente de la ordenación inicial de dichas partículas y del número de contactos entre ellas.

En relación al segundo efecto, éste modifica al primero debido a la reordenación de partículas que sí tiene lugar bajo cargas de compresión y que pueden ser debidas fundamentalmente a pequeñas fracturas en los contactos entre partículas, roturas de partículas completas o deslizamiento de unas respecto a otras cuando el cortante local excede la resistencia a corte en el contacto.

Si dicha reordenación de partículas tiene lugar en un campo de tensiones tal que  $R$  ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) es mayor que la unidad, se producirá una compresión en la dirección de  $\sigma'_1$  y una expansión en la de  $\sigma'_3$ , resultando un valor del Coeficiente de Poisson positivo y, por tanto, el Módulo de Elasticidad aparente resultante de ambos efectos será menor que el intrínseco definido anteriormente.

A partir de una extensa revisión de los resultados de numerosos ensayos **Boughton** identificaba las siguientes etapas en los mismos basándose en los mecanismos de comportamiento descritos:

- En primer lugar se produce una compactación en condiciones de compresión confinada para niveles tensionales bajos (del orden de 2 libras por pulgada cuadrada) y que da lugar a una distribución aleatoria de partículas.
- La aplicación de una presión de confinamiento al principio de dicho ensayo causa un reajuste de partículas para resistir un campo de presiones hidrostático de mucha mayor magnitud que los nivel tensionales anteriores en el que no se produce ninguna orientación preferencial para resistir esfuerzos de cortante.
- La progresiva aplicación del desviador de tensiones genera esfuerzos de corte que se traducen en re-arreglos de partículas sin cambio de volumen ( $\nu=0.5$ ), sólo con cambio de forma. El incremento de resistencia así obtenido reduce la necesidad de mayores re-acomodos según aumenta el desviador de tensiones así que el Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) decrece hasta alcanzarse un estado óptimo de ubicación de partículas, lo que implica igualmente un aumento del Módulo de Young ( $E$ ).
- Una vez alcanzado este óptimo, posteriores incrementos del desviador de tensiones requieren más re-ordenaciones para resistir esfuerzos cortantes hasta que finalmente ocurre la rotura, aumentando en este proceso el valor del Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) mientras el Módulo de Young ( $E$ ) tiende a cero.

Otro hecho apreciado por el autor hace referencia a los procesos de descarga, en los que asume que el Módulo de Young intrínseco gobierna el fenómeno al no necesitarse reordenación alguna de partículas (la disposición de dichas partículas permite movilizar resistencias para sollicitaciones normales y de corte mayores).

La formulación propuesta por Boughton para la estimación de los valores  $E_t$  y  $v_t$  trata de reproducir el comportamiento general de los materiales rocosos compactados basándose fundamentalmente en los aspectos comentados así como en experiencias complementarias de ensayos de compresión unidimensional y de corte directo.

Se define "R" como la relación entre la tensión principal mayor y la tensión principal menor ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ), y se establecen tres valores de referencia para este parámetro:

- $R_0=2$
- $R'$ =Máximo valor de R previamente registrado por el elemento de análisis.
- $R_f$ =Valor de R en la situación de rotura.

Así, las constantes que definen el régimen de funcionamiento pueden obtenerse de ensayos triaxiales, en particular  $E_0$  y  $v_0$  para un valor de referencia de  $R_0$  (que se asume en el entorno de 2) y los valores  $E_f$ ,  $v_f$ , y  $R_f$  que corresponden a la situación de rotura.

Por último, la constante "B" que se incorpora en la formulación representa la dependencia básica entre el Módulo de Young y la tensión principal mayor mientras que "t" representa el rango de R cuando baja del valor  $R'$ .

El conjunto de relaciones y regímenes de funcionamiento pueden sistematizarse de la siguiente manera:

- Régimen 1 ( $R > R'$  y  $R < R_0$ ):

$$E = E_0 + B \cdot \sigma_1 = (E_1)_R \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde  $v = v_0$

- Régimen 2 ( $R > R'$  y  $R > R_0$ ):

$$E = (E_0 + B \cdot \sigma_1 - E_f)(R_f - R)/(R_f - R_0) + E_f = (E_2)_R \quad (\text{Ec. 2.26})$$

$$v = v_0 + (v_f - v_0) \cdot (R - R_0)/(R_f - R_0) = (v_2)_R \quad (\text{Ec. 2.27})$$

- Régimen 3 ( $R < R'$  y  $R > (R' - t)$ ):

$$E = (E_1)_{R'-t} - ((E_1)_{R'-t} - (E_2)_R) \cdot (R - R' + t)/t \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$v = v_0 + ((v_2)_R - v_0) \cdot (R - R' + t)/t \quad (\text{Ec. 2.29})$$

- Régimen 4 ( $R < R'$  y  $R < (R' - t)$ ):

$$E = E_0 + B \cdot \sigma_1 = (E_1)_R \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Donde  $v = v_0$

Es importante remarcar que el propio **Boughton** implementó con dicha rutina de cálculo un programa basado en la técnica de los elementos finitos y lo aplicó al análisis del comportamiento de Wilmot Dam, del que se obtuvieron algunas conclusiones de especial relevancia:

- Los parámetros directamente obtenidos de los ensayos triaxiales sobrevaloraban las deformaciones medidas "in situ" por lo que los valores de  $E_0$  y  $E_t$  utilizados en el cálculo se tomaron arbitrariamente como el doble de los obtenidos en dichos ensayos.
- Las deformaciones de fluencia registradas tras la construcción de la presa podían ser razonablemente reproducidas aplicando de una sola vez en el programa el peso propio de la estructura multiplicado por un factor de escala de 0.16.

La primera de dichas conclusiones parece tener su base en el hecho de las altas densificaciones que se consiguen en el material realmente dispuesto en obra, mucho mayores que las de las muestras que resulta viable ensayar.

La segunda conclusión va más allá del contenido de este apartado y se retoma en el correspondiente a los modelos viscoelásticos existentes.

**Duncan y Chang (1970)** formularon una relación tensión-deformación para suelos sencilla, práctica y apropiada para su uso en análisis numéricos basados en la técnica de los elementos finitos o las diferencias finitas.

Dos de los parámetros involucrados corresponden con el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y la cohesión ( $C$ ) del criterio de plastificación de Mohr Coulomb y los otros cuatro ( $R_f$ ,  $K$ ,  $K_{ur}$  y  $n$ ) pueden evaluarse de manera sencilla mediante las curvas tensión-deformación que se obtienen en los mismos ensayos triaxiales con los que se determinan los parámetros de rotura.

La dependencia del comportamiento tenso-deformacional respecto al nivel de tensiones se modeliza variando el módulo tangente inicial ( $E_i$ ) y el valor asintótico del desviador de tensiones ( $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ ) con la tensión de confinamiento, deduciéndose de ambas expresiones el valor del Módulo de Young tangente ( $E_t$ ) a utilizar en cada incremento de carga mediante un análisis lineal (Ley de Hooke Generalizada).

Así:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_t = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Donde  $R_f$  es la razón de fallo, siempre inferior a la unidad.

$$E_t = K \cdot P_a \cdot (\sigma_3/P_a)^{n_d} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Donde:

$P_a$  = Presión atmosférica expresada en las mismas unidades de presión del módulo tangente inicial.

$K$  y  $n_d$  = Parámetros de ajuste

$$E_t = (1 - R_f(1 - \sin\phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) / (2 \cdot C \cdot \cos\phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin\phi))^2 \cdot k \cdot P_a (\sigma_3/P_a)^n \quad (\text{Ec. 2.33})$$

Donde  $E_t$  es el módulo tangente a utilizar en el análisis incremental.

Por otra parte, el comportamiento de naturaleza inelástica se modeliza utilizando distintos valores del Módulo de Elasticidad para las situaciones de descarga y recarga ( $E_{ur}$ ):

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot (\sigma_3/P_a)^n \quad (\text{Ec. 2.34})$$

Donde  $K_{ur}$  es el parámetro de ajuste correspondiente, siempre mayor que  $K$ .

En cualquier caso, se necesita más de un coeficiente que relacione tensiones y deformaciones para representar el comportamiento mecánico de los materiales ante cambios de los estados tensionales. Así, para materiales que puedan ser considerados isotrópicos (sin acoplamiento entre esfuerzo cortante y deformaciones normales), se requieren al menos dos parámetros (p.e. Módulo de Young y Coeficiente de Poisson).

Duncan y Chang constataron la variación de este segundo coeficiente ( $\nu$ ) pero asumieron a efectos prácticos que los suelos podían caracterizarse por un único valor constante del coeficiente de Poisson.

Posteriormente, a partir de los trabajos de **Kulhawy (1969)**, se propuso la siguiente expresión para representar las variaciones del Coeficiente de Poisson tangente ( $\nu_t$ ):

$$\nu_t = (G - F \cdot \log(\sigma_3/P_a)) / (1 - d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) / (k \cdot P_a \cdot (\sigma_3/P_a)^n (1 - X)))^2 \quad (\text{Ec. 2.35})$$

$$X = R_f(1 - \sin\phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) / (2 \cdot C \cdot \cos\phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin\phi)$$

Donde:

$G$  = Valor inicial del Coeficiente de Poisson a una atmósfera de presión.

$F$  = Velocidad de variación del Coeficiente de Poisson con la presión de confinamiento.

$d$  = Parámetro que expresa la velocidad de cambio del Coeficiente de Poisson con el nivel de deformaciones.

Por otra parte, para la obtención de los parámetros tangentes en un estado de deformación plana ( $\sigma_2 \neq \sigma_3$ ) partir de los resultados de ensayos triaxiales ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), **Skermmer (1973)** incorporó los efectos de la tensión principal intermedia en la formulación considerando la presión de confinamiento como la intermedia entre la tensión principal menor y ésta ( $\sigma_{\text{confinamiento}} = \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2)$ )

Más adelante, **Duncan, Byrne Wong y Mabry (1980)** publicaron una revisión del modelo hiperbólico tensión-deformación establecido años atrás por Duncan y Chang, así como una serie de procedimientos para estimar los parámetros que mejor representan el comportamiento de las masas de suelos y rocas.

En particular, el modelo modificado permite modelizar de una manera más ajustada los siguientes aspectos observados experimentalmente:

- Los valores tangentes del Módulo de Young varían con la presión de confinamiento y el porcentaje de resistencia movilizado.
- Los valores del Módulo de Deformación Volumétrica (B) varían con la presión de confinamiento, pero independientemente del porcentaje de resistencia movilizada.

$$B = kb \cdot Pa \cdot (\sigma_3/Pa)^{md} \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Donde kb y md son sendos parámetros de ajuste.

- La curvatura de la envolvente de rotura para suelos granulares se aproxima haciendo variar el ángulo de rozamiento " $\phi$ " en función de los parámetros  $\phi_0$  y  $\Delta\phi$  según la siguiente relación:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \log_{10}(\sigma_3/Pa) \quad (\text{Ec. 2.37})$$

El modelo, a su vez, tiene en cuenta ciertas restricciones en cuanto al valor de sus parámetros. Cuando el Módulo de Deformación Volumétrica (B) se aproxima a  $E_t/3$ , el correspondiente valor de  $\mu_t$  tendería a cero, de manera que para restringirlo a valores positivos debe limitarse a  $E_t/3$  el valor mínimo de B.

Similarmente, para restringir el valor superior de  $\mu_t$  a 0.49, se limita el valor máximo de B a  $17 \cdot E_t$ , puesto que B,  $\mu_t$  y  $E_t$  se relacionan mediante las expresiones:

$$\mu_t = \frac{1}{2} \cdot E_t / (6 \cdot B). \quad (\text{Ec. 2.38})$$

$$E_t = (1 - R_f(1 - \sin\phi)) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) / (2 \cdot C \cdot \cos\phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin\phi)^2 \cdot k \cdot Pa \cdot (\sigma_3/Pa)^n \quad (\text{Ec. 2.39})$$

Si bien esta formulación elástica engloba, de alguna manera, nociones de plasticidad al incorporar a su formulación los parámetros  $C$  y  $\phi$  del criterio de plastificación de Mohr-Coulomb, puede entenderse que, cuando el comportamiento plástico domina la solución del problema (caso de estabilidad de taludes, etc.), no resulta ésta una aproximación suficiente.

Es importante remarcar igualmente el hecho de que las relaciones hiperbólicas tensión-deformación tampoco incluyen los cambios de volumen por esfuerzo cortante o dilatación y sus parámetros son, en cualquier caso, valores de coeficientes empíricos y no propiedades fundamentales del material.

#### 2.2.4 Modelos elastoplásticos

Según se exponían los distintos modelos elásticos se han ido señalando sus limitaciones más importantes y la necesidad de recurrir a simulaciones basadas en otro tipo de modelos para aproximar mejor el comportamiento de pedraplenes y presas de gran altura.

Se ha visto como las relaciones hiperbólicas tensión-deformación no permiten estudiar adecuadamente el comportamiento del relleno tras la rotura pues la disminución de la resistencia a la deformación se toma en consideración únicamente reduciendo el valor del Módulo de Deformación a Cortante, o tanto el Módulo de Deformación a Cortante como el Volumétrico a una magnitud muy pequeña.

Si sólo se reduce el Módulo de Cortante, el suelo pasaría a comportarse como un fluido mientras que si se reducen ambos módulos se comportaría como un gas, no siendo realista ninguna de las dos idealizaciones. De hecho, en el momento de fallo y después del mismo, los suelos reales tienen capacidad para resistir cualquier tipo de deformación excepto aquella que le llevó a la situación de fallo.

Por otra parte, siempre que se opera con la Ley de Hooke Generalizada, los cambios de esfuerzos cortantes no producen cambios de volumen, lo cual es sólo válido para materiales no dilatantes.

Además, las deformaciones calculadas mediante modelos hiperbólicos son, en cualquier caso, de naturaleza elástica y los ejes principales de incrementos de tensión e incrementos de deformación coinciden. Sin embargo, en realidad, se ha podido comprobar que para niveles de tensiones próximos a la rotura, los ejes de incrementos de deformaciones coinciden más apropiadamente con los ejes principales de tensiones que con los ejes principales de incrementos de tensiones.

Dicho de otra manera, el patrón de deformaciones (p.e. la dirección del vector de deformaciones incrementales en el espacio de deformaciones) depende de la tensión acumulada y no del incremento de tensiones, como se asume en los modelos elásticos (lineales y no lineales)

Esta diferencia no se hace notar cuando no se produce una rotación de las tensiones principales (caso de los ensayos triaxiales) pero es significativa cuando se produce una rotación de los mismos como la que tiene lugar en el desarrollo de una superficie de fallo por cortante.

**En 1976, Tanaka y Nakano** se hicieron eco de algunas de estas limitaciones y propusieron un análisis del comportamiento tenso-deformacional del proceso constructivo de presas de escollera poniendo a punto un modelo elastoplástico que aplicaron al estudio de la presa de Miyama.

Para la formulación de cualquier modelo plástico, se necesita establecer un criterio de plastificación, una función de potencial plástico, una regla de flujo y una relación entre las deformaciones totales, las de origen plástico y las de origen elástico, así como de éstas con las tensiones aplicadas:

- Criterio de plastificación  $f(\sigma, \varepsilon^P)=0$  (Ec. 2.40)

(hipótesis de rigidización por deformación, que si se produce de manera isotrópica implica que la superficie de fluencia se traslade en la dirección del incremento de deformación plástica en el espacio de tensiones sin rotación)

- Función de potencial plástico  $g(\sigma)=0$  (Ec. 2.41)

(si esta función coincide con la del criterio de plastificación estaríamos en el campo de la plasticidad asociada y, en caso contrario, en el de plasticidad no asociada)

- Regla de flujo  $d\varepsilon^P = \lambda(\delta g/\delta \sigma)$  (Ec. 2.42)

(La naturaleza de la expresión constituye la denominada ley de normalidad, donde  $\lambda$  es un escalar no negativo proporcional a la cantidad de trabajo necesaria para producir incrementos unitarios de deformación plástica  $\delta\varepsilon_{ij}^P$ )

- Relaciones entre deformaciones  $d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^P$  (Ec. 2.43)

- Relaciones tensión-deformación  $d\sigma = (c^{ep})d\varepsilon$  (Ec. 2.44)

Donde:

$$c^{ep} = c^e - (c^e)(\delta g/\delta \sigma)(\delta f/\delta \sigma)^T(c^e)/((\delta f/\delta \sigma)^T(c^e)(\delta g/\delta \sigma) - (\delta f/\delta \varepsilon^P))^T(\delta g/\delta \sigma)$$

$c^e$  = Matriz deducida de la Ley de Hooke Generalizada

El modelo elastoplástico utilizado por **Tanaka y Nakano (1976)** utilizaba el criterio de plastificación de Drucker Prager y una regla de flujo asociada si bien sus autores apuntaban la necesidad de incorporar fenómenos de rigidización, reblandecimiento y una regla de flujo no asociada.

**Ozawa y Duncan (1976)** proponen igualmente unas relaciones tensión-deformación de naturaleza elastoplástica basada en las experiencias de **Lade (1972)** para evitar las limitaciones expuestas sobre los modelos elásticos. Aplican este modelo y lo comparan con los resultados de uno hiperbólico para reproducir la movilización de empujes pasivos de tierras en el entorno de un muro, pero no se conoce ninguna aplicación del mismo al análisis del comportamiento de presas o pedraplenes durante su construcción.

A pesar de que no se tiene constancia de la aplicación de estos o ulteriores modelos elastoplásticos al análisis del tipo de estructuras objeto de esta Tesis, se incorpora en este capítulo la descripción de un modelo formulado por **Vermer y Borst (1984)** para todo tipo de materiales granulares (hormigón, suelos y rocas).

Dicho modelo es de naturaleza elastoplástica, con una regla de flujo no asociada y con la particularidad de incorporar los fenómenos de rigidización y reblandecimiento por deformación.

El modelo parte de los fundamentos establecidos en la teoría clásica de la plasticidad, asumiendo que la velocidad total de deformación es la suma de las contribuciones plástica y elástica. La variable tiempo a la que hace referencia dicha velocidad debe entenderse simplemente como el parámetro que controla la velocidad de carga puesto que en ningún caso se incorporan fenómenos de naturaleza viscosa.

La necesidad de uso de la plasticidad no-asociada se basa según los mencionados autores en los resultados de numerosos ensayos de laboratorio con suelos granulares, rocas y hormigón. Así, una consideración más realista del ángulo de dilatación (de valor sensiblemente inferior al ángulo de rozamiento en materiales granulares) permitiría reproducir más fidedignamente el comportamiento de este tipo de materiales.

Básicamente, se ha comprobado que la dilatación condiciona tanto la extensión como el comportamiento de las zonas plastificadas. En los casos extremos, la respuesta de un suelo altamente dilatante ( $\lambda=\phi$ ) es mucho más rígida que la de uno no dilatante ( $\lambda=0$ ).

Además, cuando las zonas plastificadas se encuentran confinadas, también la carga última se ve influenciada por la mayor o menor dilatación del material, siendo ésta inferior para el caso de materiales no dilatantes.

Por otra parte, los modelos elásticos-perfectamente plásticos, es decir, sin "strain hardening" o endurecimiento, son muy útiles por su sencillez para el estudio de las condiciones de colapso pero no para el estudio del desarrollo de desplazamientos bajo cargas de trabajo, puesto que inducen una considerable sobre-estimación del rango elástico.

Ahí radica la necesidad de considerar, al menos, una rigidización isotrópica cuando el rango elástico (inicialmente pequeño) se expande, ligada a las deformaciones plásticas, manteniendo constante el centro de la superficie de fluencia durante el proceso de carga.

Esta condición se traduce en la necesidad de definir un parámetro de rigidización que necesariamente deberá introducirse en la función de plastificación. A su vez, en lugar de un ángulo de fricción constante, se utiliza una "cantidad" del mismo dependiente del nivel de deformaciones plásticas o "ángulo de fricción movilizada"

El modelo distingue tres “regiones” a partir de los resultados obtenidos en ensayos triaxiales al representar el desviador de tensiones ( $|\sigma_1 - \sigma_3|$ ) frente a la deformación axial ( $-\epsilon_1$ ), el desviador ( $|\sigma_1 - \sigma_3|$ ) frente a la deformación volumétrica ( $-\epsilon_v$ ) y la deformación volumétrica ( $-\epsilon_v$ ) frente a la deformación axial ( $-\epsilon_1$ ).

Nominativamente se trata de la región elástica, el régimen de endurecimiento y el régimen de reblandecimiento, tal y como se representa en la Figura 2.3.

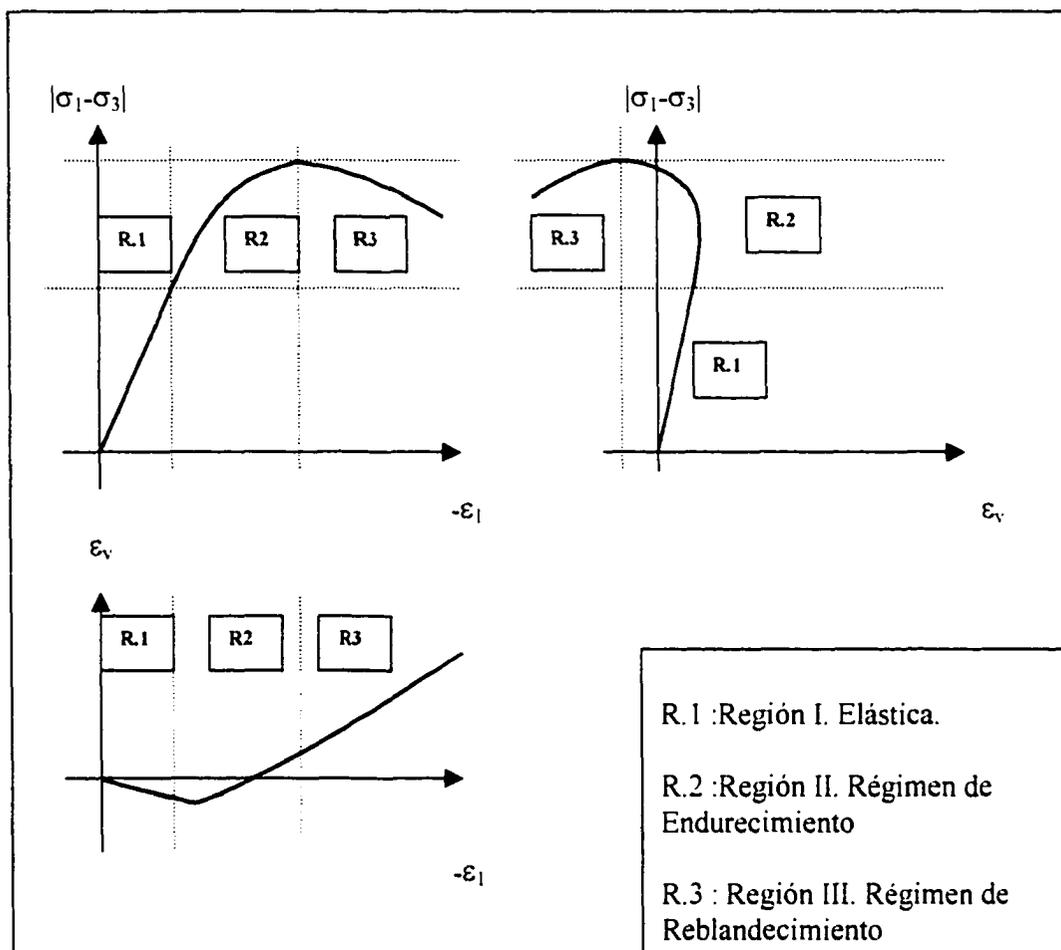


Fig. 2.3 Regiones de comportamiento para el Modelo de Vermer y Borst (1984)

El modelo básico necesita de seis parámetros al menos. En particular:

- E = Módulo de Young.
- $\mu$  = Coeficiente de Poisson.
- C = Cohesión.
- $\phi$  = Angulo de Rozamiento.
- T = Tensión.
- $\Psi$  = Angulo de dilatancia.

Los mencionados autores adoptan un criterio de plastificación Mohr Coulomb para distinguir entre un estado plástico y elástico, lo cual se traduce en la siguiente formulación:

$$f = \tau^* - \sigma^* \cdot \sin\phi - c \cdot \cos\phi \leq 0 \quad (\text{Ec. 2.45})$$

Donde:

$$\tau^* = (0.25 \cdot (\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{xy}^2)^{0.5}$$

$$\sigma^* = 0.5 \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})$$

La función "f" es negativa en tanto en cuanto el círculo de tensiones no toma contacto con la envolvente de Coulomb y el material se supone a su vez incapaz de asumir un estado tensional que hiciera a dicho círculo intersectar con la mencionada envolvente.

Para que se produzca un fenómeno de fluencia plástica el material tendrá que alcanzar el estado plástico ( $f=0$ ) y permanecer en él ( $df/dt = 0$ ). Así:

$$\epsilon^p = 0 \quad \text{para } f < 0 \quad \text{o para } df/dt = 0 \text{ y } f = 0$$

$$d\epsilon^p/dt = \lambda \cdot \delta g / \delta \sigma \quad (\text{Ec. 2.46})$$

Donde  $\lambda$  es un multiplicador no negativo si hay fluencia plástica y de valor cero si ésta no se da.

Se observa igualmente como el ángulo de dilatancia define la razón entre dos tipos de velocidades de deformación plásticas, la volumétrica y la de distorsión (cambio de forma):

$$g = \tau^* - \sigma^* \cdot \sin\Psi + \text{constante} \quad (\text{Ec. 2.47})$$

Donde:

$$\sin\Psi = (d\epsilon_v^p/dt) / (d\gamma^p/dt)$$

$$(d\epsilon_v^p/dt) = (d\epsilon_{xx}^p/dt) + (d\epsilon_{yy}^p/dt)$$

$$(d\gamma^p/dt) = ((d\epsilon_{xx}^p/dt - d\epsilon_{yy}^p/dt)^2 + (d\gamma_{xy}^p/dt)^2)^{0.5}$$

Para un estado de tensiones dado y ordenado el espacio en función de  $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$  podemos comprobar si se está o no en estado plástico. Igualmente,  $\sigma^*$  y  $\tau^*$  pueden expresarse en función de los invariantes de tensiones.

$$\sigma^* = (J_2)^{0.5} \cdot \cos\theta \quad (\text{Ec. 2.48})$$

$$\tau^* = (1/3 \cdot J_2)^{0.5} \cdot \sin\theta \quad (\text{Ec. 2.49})$$

Donde:

$$p = 1/3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$$J_2 = 1/6 \cdot ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)$$

$$\text{Sen } (3\theta) = -3^{0.5} \cdot (\sigma_1 - p) \cdot (\sigma_2 - p) \cdot (\sigma_3 - p) / (2 \cdot J_2 \cdot J_2^{0.5})$$

La manera de expresar el modelo constitutivo descrito en una ecuación matricial sería:

$$d\sigma/dt = Dd\varepsilon/dt - \lambda a \quad (\text{Ec. 2.50})$$

Donde:

$$a = D\delta g / \delta \sigma$$

D = Matriz derivada de la Ley de Hooke Generalizada.

$\lambda = 0$  para el estado elástico y para ciclos de descarga.

$$g = (J_2)^{0.5} \cos\theta - ((1/3 J_2)^{0.5} \sin\theta - p) \sin\Psi + \text{constante.}$$

Por último, el modelo completo requiere de dos constantes adicionales para definir la relación entre el ángulo de fricción y la deformación plástica por una parte y la relación entre la cohesión y la mencionada deformación plástica por otra.

Las mencionadas funciones de variación de los parámetros resistentes (C y  $\phi$ ) son necesarias para incorporar los fenómenos de "strain hardening and softening" (rigidización y reblandecimiento por deformación plástica) y se traducen en la adopción de la siguiente formulación:

$$f = \tau^* \cdot \sigma^* \cdot \sin\phi^* - C^* \quad (\text{Ec. 2.51})$$

Donde:

$$\phi^* = \text{Fricción movilizada.}$$

$$C^* = \text{Cohesión movilizada.}$$

$$\text{Sin}\phi^* = 2 \cdot (\varepsilon^p \cdot \varepsilon^i)^{0.5} / (\varepsilon^p + \varepsilon^i) \cdot \sin\phi$$

$$C^* = C \cdot \exp(-\varepsilon^p / \varepsilon^c)^2$$

Las funciones de variación de los parámetros de rigidización y reblandecimiento adoptan la forma que se observa en las Figuras 2.4 y 2.5 respectivamente:

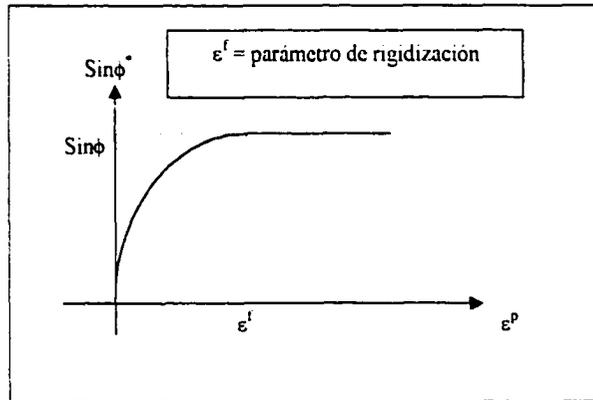


Fig. 2.4. Variación del parámetro de rigidización (Vermer y Borst, 1984)

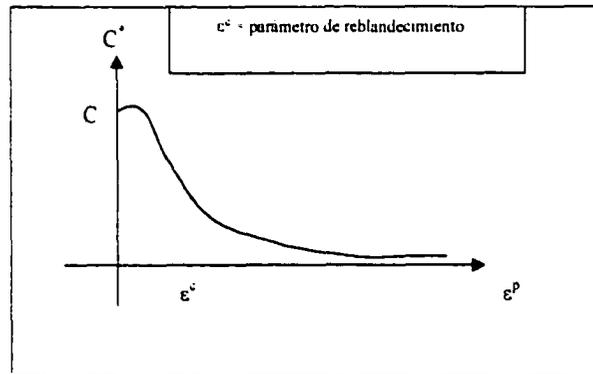


Fig. 2.5 Variación del parámetro de rigidización (Vermer y Borst, 1984)

Los gráficos de las Figura 2.6 y 2.7 comparan, de manera simplificada, la diferencia de las curvas tensión-deformación obtenidas respecto a las de la Plasticidad Perfecta.

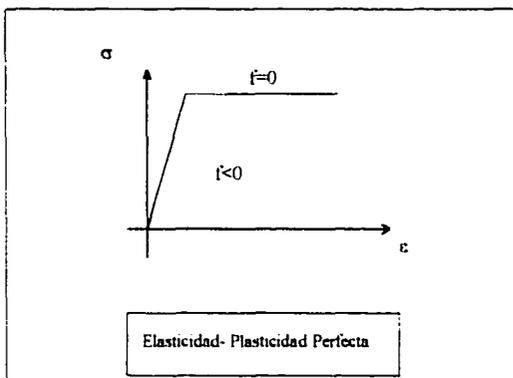


Fig. 2.6. Curva tensión deformación en elasticidad-plasticidad perfecta.

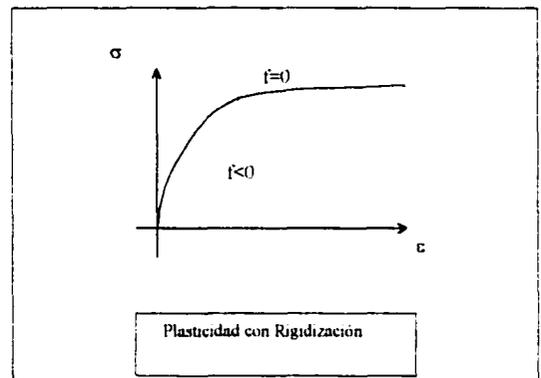


Fig. 2.7. Curva tensión deformación en plasticidad con rigidización.

Para concluir, **D.J. Naylor (1990)** sugirió el uso del Modelo de Estado Crítico para la modelización del comportamiento de presas.

El modelo propuesto por el mencionado autor consiste en una variante del desarrollado en Cambridge bajo la dirección del profesor **Roscoe**. Este modelo conseguía unificar conceptos previamente inconexos como:

- El índice de huecos crítico.
- La relación entre el índice de huecos y el logaritmo de las tensiones.
- La irreversibilidad de desplazamientos bajo descarga.
- Los criterios de rotura de Mohr Coulomb y Horvslev.

Este modelo en particular, en contraste con otros pertenecientes a la denominada “plasticidad con rigidización por deformación”, vincula dicha rigidización con las deformaciones plásticas volumétricas y no con las deformaciones plásticas de cortante.

La idoneidad del mismo, desarrollado fundamentalmente para incorporar las propiedades de los suelos arcillosos, puede ser cuestionada para el caso de rellenos de rocas compactadas, si bien **D.J.Naylor** lo aplicó al estudio de la presa de Beliche. El autor destacó la necesidad de profundizar en la metodología de selección y ajuste de sus parámetros ( $E$ ,  $\nu$ ,  $C_{cs}$ ,  $\varphi_{cs}$ ,  $\chi$  y  $\sigma_{co}$ )

Esta necesidad es común para el conjunto de los modelos elastoplásticos, respecto de los cuales se tiene muy poca experiencia de aplicación a rellenos de material compactado.

En cualquier caso, numerosos autores destacan el gran potencial de los mismos para la modelización y predicción del comportamiento durante el período constructivo de presas y pedraplenes.

### 2.2.5 Modelos viscoelásticos

Se denominan materiales viscoelásticos aquellos que muestran una pronunciada influencia en sus deformaciones de la velocidad de aplicación de la carga así como una deformación creciente bajo carga constante.

Desde el punto de vista de la mecánica de los medios continuos las ecuaciones constitutivas de sólidos viscoelásticos se fundamentan en relaciones funcionales entre las deformaciones y la historia de tensiones.

Una de las posibilidades de predicción del comportamiento viscoelástico es por medio de modelos reológicos, los cuales implican una formulación matemática compleja y probablemente no representan de forma verídica el comportamiento de pedraplenes y presas de escollera.

Desde una perspectiva distinta, si definimos fluencia como el incremento de deformaciones en un material sometido a tensión constante y consideramos un material de naturaleza viscoelástica podemos definir un coeficiente que representa la deformación por unidad de esfuerzo aplicado como función del tiempo  $J(t)$  en un ensayo de fluencia, de manera que:

$$\sigma = \sigma_0 \Delta(t) \quad (\text{Ec. 2.52})$$

Donde  $\Delta(t)=0$  para  $t=0$  y  $\Delta(t)=1$  para  $t>0$

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t) \quad (\text{Ec. 2.53})$$

El **Central Board of Irrigation and Power de India (1992)** utilizó una metodología de cálculo del comportamiento viscoelástico a partir de la obtención en ensayos de laboratorio (edométricos) de dicho coeficiente para rellenos de escollera compactados.

El análisis del comportamiento de la presa de Cethana se llevó a cabo más tarde simulando seis intervalos de tiempo de carga y los resultados se calibraron mediante el registro de cuatro células de asiento ubicadas en el cuerpo de dicha presa (escollera con pantalla de hormigón aguas arriba)

El método se basa en la evaluación de la contribución a las deformaciones de fluencia de todo el historial de tensiones de cada punto mediante la denominada "integral hereditaria":

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t) + \int_{0,t} J(t-\tau) (d\sigma'/d\tau) d\tau \quad (\text{Ec. 2.54})$$

En última instancia, la metodología se fundamenta en la posibilidad de aplicación del principio de superposición (**Boltzmann, 1874**) como punto de partida para reducir las complejas manifestaciones de la fluencia primaria a un esquema sencillo. La hipótesis elemental, sin base teórica, consiste en que la deformación de un cuerpo sometido a fluencia primaria pueda dividirse en una deformación instantánea proporcional a la tensión actuando en un instante y una deformación diferida dependiente de la historia tensional.

La aplicación concreta al caso de grandes masas de rocas compactadas tiene su base en los resultados empíricos conocidos sobre las deformaciones post-constructivas y la realización de una serie de ensayos edométricos que permitieron alcanzar una serie de conclusiones especialmente significativas:

- La velocidad de las deformaciones diferidas en pedraplenes decrece según el tiempo transcurrido.
- Las deformaciones diferidas varían linealmente con el logaritmo del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga.
- La magnitud de dichas deformaciones aumenta con los niveles tensionales.

Basándose en las mencionadas conclusiones y asumiendo un material lineal viscoelástico sometido a un esfuerzo constante y sostenido igual a  $\sigma_0$  la deformación total  $\varepsilon(t)$ , tras un tiempo  $t$  de la aplicación de un esfuerzo constante vendría dada por:

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \cdot (1/E + F_k \cdot \log(t+1)) \quad (\text{Ec. 2.55})$$

Donde  $F_k$  es la Constante de fluencia del material obtenida en ensayo edométrico.

Sin embargo, la no linealidad de la relación tensión-deformación propia de la escollera junto con la metodología constructiva propia de presas y pedraplenes (capa a capa) implica un continuo cambio en el valor del módulo de elasticidad tangente. Esto hacía prácticamente imposible la evaluación de las denominadas "integrales históricas".

Las observaciones de **Boughton (1970)** y **Wilkins (1968)** por separado respecto a la forma y magnitud de los asentamientos postconstructivos hacían razonable pensar que dichas deformaciones de fluencia no causan ninguna redistribución tensional significativa lo cual justificó la adopción por parte del **Central Board of Irrigation and Power de India** de un método de cálculo de estas deformaciones de manera incremental e independiente de las deformaciones elásticas.

Así, el incremento de deformaciones de fluencia para el enésimo intervalo de tiempo es calculado acumulando las deformaciones de fluencia causadas durante el enésimo intervalo del mencionado método de cálculo debidas a los "n" incrementos de tensiones  $\Delta\sigma_i$  ( $i=1,2,3,\dots,n$ ) pertenecientes a todos los intervalos previos:

$$\Delta\varepsilon^c(T_n) = \sum_{i=1,n-1} (1/(E_{creep})_i) \cdot \Delta\sigma_i \quad (\text{Ec. 2.56})$$

Donde:

$$(E_{creep})_i = 1/(F_k \cdot ((\text{Log}(T_n - T_i + 1) - \text{Log}(T_{n-1} - T_i + 1)))$$

Por tanto, el incremento de tensiones de fluencia durante el enésimo intervalo de tiempo de aplicación de carga en las direcciones x e y vendrían dadas, para condiciones de deformación plana, por:

$$\Delta\varepsilon_x^c(T_n) = \sum_{i=1,n-1} (1/(E_{creep})_i) \cdot (\Delta\sigma_{x1} - \nu \cdot (\Delta\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{z1})) \quad (\text{Ec. 2.57})$$

$$\Delta\varepsilon_y^c(T_n) = \sum_{i=1,n-1} (1/(E_{creep})_i) \cdot (\Delta\sigma_{y1} - \nu \cdot (\Delta\sigma_{x1} + \Delta\sigma_{z1})) \quad (\text{Ec. 2.58})$$

$$\Delta\tau_{xy}^c(T_n) = \sum_{i=1,n-1} (1/(E_{creep})_i) \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \Delta\tau_{xy} \quad (\text{Ec. 2.59})$$

Por último, el mencionado organismo estableció una serie de modificaciones sobre esta misma metodología para considerar de manera aproximada el reblandecimiento del material con el tiempo atribuido a su humectación por filtraciones a través de la pantalla de hormigón.

### 2.2.6 Modelos empíricos de predicción de asientos postconstructivos

El asiento dependiente del tiempo se considera normalmente en la Ingeniería Geotécnica asociado al proceso de consolidación.

Por tanto, este comportamiento vendría determinado por la velocidad a la cual el agua es capaz de fluir a través de los poros del terreno bajo cierto gradiente hidráulico permitiendo a las partículas reagruparse de una manera más compacta.

Sin embargo, los pedraplenes compactados pueden considerarse perfectamente permeables a efectos prácticos no pudiéndose apenas detectar efectos de naturaleza hidrodinámica.

Otra diferencia fundamental radica en la forma angular de la fracción gruesa de los mismos, lo que determina que la fragmentación de partículas bajo altas cargas de contacto se traduzca en un notable incremento de las deformaciones de compresión.

En consecuencia, la relación asiento(e)-tiempo(t) de una muestra compactada en condiciones edométricas y representada en papel semilogarítmico, daría como resultado una muy rápida compresión inicial (del orden del 70 o 80%) seguida de una función lineal cuya pendiente queda definida por el llamado coeficiente de consolidación secundaria  $C_\alpha$ .

$$C_\alpha = de/d(\log_{10}t) \quad (\text{Ec. 2.60})$$

Esta parte del asiento global es la que se denomina asiento de fluencia, cuyos mecanismos y estimación todavía no se conocen con exactitud. Además,  $C_\alpha$  no es fácilmente definible a partir de ensayos de laboratorio y exhibe a menudo variaciones erráticas.

En un ensayo edométrico de laboratorio, la aplicación de la carga se realiza de forma muy rápida y por tanto el tiempo de inicio de la fluencia  $t_0$  está claramente definido. Esto no sucede en las condiciones de campo, con lo cual la pendiente de la curva aparente de asientos de fluencia frente al tiempo puede no tener sentido físico.

En general, por distintos motivos, los registros en laboratorio son mucho más consistentes que las medidas de campo. Una manera de independizar los resultados de la condición inicial ( $t_0$ ) consistiría en el estudio de diagramas de velocidad frente al logaritmo del tiempo.

Aún así, resulta imposible eliminar cierta aleatoriedad en las muestras ensayadas que se traduce en la sistemática detección de discontinuidades en dichas curvas. Esto parece ser una cualidad intrínseca de la fluencia donde quiera que se produzca (**Parkin, 1990**)

A la hora de estudiar las deformaciones reales en función del tiempo de grandes rellenos de escollera, se suele contar únicamente con registros existentes de deformaciones post-constructivas medidas en coronación de presas.

Este asiento ha sido aproximado históricamente en virtud de distintas expresiones de naturaleza empírica.

Cabe remarcar la especial importancia de estos tanto en presas (por las implicaciones en cuanto al resguardo mínimo) como en pedraplenes de carreteras (por su importancia para la conservación del firme).

**Lawston y Lester (1964)** presentaron un ajuste de asientos post-constructivos en función del índice de asientos (IA) según la siguiente formulación:

$$s/H = IA \cdot \log(t/t_0) \quad (\text{Ec. 2.61})$$

Donde IA adopta típicamente valores entre 0.3 y 0.7%, pudiéndose establecer el umbral de patología en el 1%.

**Boughton (1970)** observó que los asientos dependientes del tiempo eran de una magnitud tan considerable que debían ocurrir también durante el proceso constructivo.

A efectos de cálculo, consiguió un buen ajuste en la forma para las deformaciones post-constructivas mediante la aplicación de todo el peso propio de la estructura de una sola vez.

Posteriormente, adoptando un factor de escala (el 16%), consiguió a su vez un buen ajuste en cuanto a la magnitud de dichas deformaciones.

**Clements (1984)** recopiló datos correspondientes a los asientos post-constructivos de 68 presas de escollera con los que evaluó la utilidad y fiabilidad para la predicción de dichas deformaciones de las distintas expresiones de naturaleza empírica.

El mencionado autor sugirió como metodología más fiable de predicción de asientos post-constructivos la comparación de cada caso particular con aquel más similar del cual se dispongan registros de comportamiento.

La incorporación de los nuevos registros de cada presa y la elaboración de curvas “envolventes” de asientos máximos registrados para distintas condiciones constituiría, según **Clements**, la herramienta menos incorrecta.

En cualquier caso, la mayoría de las funciones empíricas formuladas por distintos autores y recopiladas por **Clements (1984)** adoptaban alguna de las siguientes estructuras:

$$\bullet \quad s = \alpha \cdot H / 100 \cdot (\log(t_2) - \log(t_1)) \quad (\text{Ec. 2.62})$$

Donde:

S = Asiento en metros.

H = Altura en metros.

t = Tiempo en meses.

$\alpha$  = Coeficiente que adopta valores muy dispersos entre 0.2 y 1.05.

$$\bullet \quad s = 0.001 \cdot H^{3/2} \quad (\text{Ec. 2.63})$$

Donde s es el asiento total para un periodo entre 8 y 10 años de servicio

$$s = \beta \cdot H^\delta \quad (\text{Ec. 2.64})$$

Donde  $\beta$  y  $\delta$  son coeficientes ajustados para tiempo inicial y tras 10 años de servicio.

**Justo et Al (1985)** recogieron una manera de estimar el máximo valor de los asientos post-constructivos en función del módulo edométrico medio ( $E_{oed}$ ). Concretamente:

$$\text{Log } s(\text{cm.}) = 4.1 - 1.1 \cdot \text{Log}_{10} E_{oed} (\text{Kp/cm}^2) \quad (\text{Ec. 2.65})$$

Donde:

$E_{oed}$  (de forma simplificada) =  $\gamma \cdot z \cdot H / s$ .

$\gamma$  = Peso específico.

z = Altura de pedraplén sobre la parte superior de la capa considerada.

H = Espesor de la capa considerada.

S = Asiento de la placa superior respecto a la inferior en la capa consolidada.

La fórmula representa la recta de regresión obtenida a partir de la correlación entre el máximo asiento post-constructivo y el módulo edométrico durante la construcción obtenido para distintas presas si bien resulta imposible dar una explicación satisfactoria a la enorme diferencia de asientos post-constructivos registrados en distintas presas (p.e. Kangaroo, Muddy Run, etc.)

**Dascal (1987)** recopiló datos correspondientes al control topográfico de 15 presas de escollera construidas en la década de los 50, con características muy heterogéneas en cuanto a geometría, forma de construcción, velocidad de llenado, etc.

El tiempo de registros abarcaba desde la construcción de los distintos hitos topográficos (en algunos casos inmediatamente después de la construcción de la presa y en otros bastante posteriores a la finalización de la misma) hasta más de treinta años después de la puesta en servicio de dichas presas.

Si bien las deformaciones se siguen produciendo incluso en los últimos registros puede afirmarse que son casi despreciables a partir de transcurridos 36 meses desde su finalización.

Algunas de las conclusiones más importantes recogidas por el mencionado autor son:

- Las curvas Asiento (s/H) frente a logaritmo del tiempo (Log t) no fueron necesariamente lineales y algunas parecían indicar hasta tres fases distintas: un asiento inicial muy pequeño, un sustancial aumento del mismo y una disminución final continua de la velocidad con la que éste se produce.
- La condición de estabilidad se alcanza en aquellas presas cuyo asiento anual es inferior al 0.02% de la altura (H).
- Los registros en coronación de presas de núcleo central o ligeramente inclinado no suelen reflejar fidedignamente el asiento de los espaldones de escollera sino el del núcleo arcilloso de la misma (cuantitativamente menor).
- El máximo asiento registrado no siempre ocurre en las secciones con mayor altura de relleno. En ocasiones, este se detecta en las proximidades de los estribos por un posible efecto arco.
- La influencia del nivel de compactación o de la metodología de consecución de la misma no siempre puede correlacionarse con la magnitud de los asientos post-constructivos.

Por último, **Dascal** reflejó la gran amplitud del rango desplazamientos horizontales medidas hacia aguas abajo respecto a los asientos verticales (desde un 50 a un 500%).

**Parkin (1990)** observó como las curvas velocidad de asiento (mm/mes) frente a logaritmo del tiempo (Log t) correspondientes a cinco presas distintas de las que disponía suficientes datos, parecían ajustarse bien a los registros de campo con una pendiente de cuarenta y cinco grados ( $\tan \alpha = -1$ ).

Las mayores discontinuidades y cambios de tendencia en los registros de campo se registraban en el período inicial, pudiéndose ajustar dichas curvas una vez se disponía de suficientes datos espaciados en el tiempo que permitían amortiguar su influencia.

**Bravo, Uriel, Olalla y Perucho (1993)** desarrollaron un procedimiento de cuantificación de los asientos post-constructivos de presas, distinguiendo entre los siguientes orígenes y naturalezas de los mismos:

- Los asientos gravitacionales diferidos se aproximan a partir de una ley logarítmica en función del coeficiente de consolidación secundaria ( $C_{\alpha}^{sem}$ ):

$$S = C_{\alpha}^{sem} \cdot H \cdot \log(t/t_0) \quad (\text{Ec. 2.66})$$

Donde:

S = Asiento producido en coronación.

H = Altura de presa.

T = Tiempo para el cual se calcula el asiento.

$t_0$  = Tiempo del origen de asientos.

- Los asientos de embalse instantáneos ( $S_{ci}$ ) se producen sin modificación de la carga exterior por la simple inundación, son proporcionales a la altura de presa inundada y responden al concepto clásico de "colapso".
- Los asientos de embalse diferidos tienen su origen en un proceso similar al de la consolidación secundaria de la escollera, que se deforma lentamente como consecuencia del agua que rellena los intersticios y el consiguiente reblandecimiento progresivo de los contactos entre partículas. El cálculo se propone mediante una expresión análoga a la anterior en función del coeficiente "asimilado" de consolidación secundaria para asientos de humectación ( $C_{\alpha}^{cd}$ ).

$$S_{cd} = C_{\alpha}^{cd} \cdot H \cdot \log(t/t_0) \quad (\text{Ec. 2.67})$$

Los ensayos de laboratorio que permitieron obtener los coeficientes utilizados en las distintas expresiones fueron de tipo unidimensional. Se llevaron a cabo mediante célula Rowe (30cm·30cm) para muestras en estado semisaturado (con la humedad natural) así como saturando las muestras con una contrapresión de cola de 0.1 Kp/cm<sup>2</sup>.

A partir de ambos resultados se puede obtener el valor de todos los coeficientes implicados, puesto que:

$$C_{\alpha}^{cd} = C_{\alpha}^{sat} - C_{\alpha}^{sem} \quad (\text{Ec. 2.68})$$

Los autores contrastaron el modelo con los datos registrados por la instrumentación de la Presa de Canales, consiguiendo un buen ajuste de los movimientos de la misma.

**Bonnaire (1998)** se inspiró en estudios anteriores, especialmente los de Clements y Dascal, para analizar el comportamiento post-constructivo de 39 presas francesas de distinta tipología (pantalla, núcleo inclinado, núcleo central y escollera vertida).

La expresión que empleó en sus ajustes había sido utilizada con anterioridad:

$$s = \beta \cdot H^\alpha \quad (\text{Idem Ec. 2.64})$$

**Soriano (1999)** constató que el aumento del asiento diferido de la coronación de una presa para un ciclo del logaritmo del tiempo sería aproximadamente igual a 10 veces el asiento que se obtiene en el análisis al incrementar el peso propio un 1%.

A su vez, estableció una comparación entre la formulación empírica logarítmica e hiperbólica para el ajuste de los movimientos post-constructivos, respondiendo esta última a la siguiente expresión:

$$S(t) = t/(1/V_0 + t/S_x) \quad (\text{Ec. 2.69})$$

Donde:

$V_0$  = Velocidad de asientos a tiempo cero

$S_x$  = Inversa de la tangente de la curva  $t/s$  (ordenadas) respecto a  $t$  (abcisas)

La aplicación de esta formulación (p.e. en la Presa de Tous, **Utrillas 1996**) permite obtener el llamado índice de asientos hiperbólicos (IAH), que si bien resulta más fácil de ajustar en los primeros estadios de este movimiento no tiene una aplicación suficientemente extensa en el tiempo como para delimitar los rangos patológicos.

Finalmente, cabe remarcar la dificultad de ajuste de cualquiera de los métodos expuestos a los registros de campo.

Estos presentan numerosos cambios de tendencia, registrándose incluso velocidades de asiento negativas. Las discontinuidades pueden ser de tal magnitud que resten valor a los distintos ajustes.

De hecho, el valor de las distintas curvas de fluencia como herramienta de predicción de asientos post-constructivos depende de la capacidad de identificar y aislar dichas discontinuidades. En ocasiones, se ha intentado correlacionar las mismas con la climatología tratando de englobarlas dentro de ciclos estacionales de compresión-expansión de la estructura.

Parece, al menos desde el punto de vista teórico, que la magnitud de las discontinuidades decrecería en el tiempo puesto que el sistema debe ir evolucionando hacia distribuciones óptimas de tensiones.

### 2.2.7 Simulación de fenómenos acoplados: deformaciones de humectación

La aproximación a los distintos fenómenos acoplados que tienen lugar durante la construcción e inmersión de pedraplenes inundables y presas de escollera constituye un problema de gran complejidad, como se ha hecho notar en el apartado anterior al constatar las experiencias existentes respecto al cálculo simultáneo de las deformaciones elásticas instantáneas y diferidas durante las distintas etapas constructivas de estas estructuras.

Otro fenómeno bien conocido de esta naturaleza es el del asiento prácticamente instantáneo que se produce en las zonas recién inundadas y el reblandecimiento de las mismas. Esto da lugar a un cambio de tensiones y una serie de movimientos en el resto de la estructura que se producen de forma acoplada.

**Nobari y Duncan (1972)** propusieron una metodología de cálculo para los fenómenos acoplados de relajación de tensiones y aumento de deformaciones que permitía simular el comportamiento de las distintas capas de material debido a su saturación.

Para ello, se basaron en una serie de campañas experimentales llevadas a cabo en aparatos edométricos y triaxiales que permitieron constatar, entre otros aspectos, el hecho de que las deformaciones inducidas por la humectación de la muestra eran prácticamente independientes de que la misma hubiera sido inicialmente humedecida y posteriormente cargada o al contrario.

Este aspecto queda reflejado en las Figuras 2.8 y 2.9, que muestran cualitativamente los resultados obtenidos en aparatos edométricos en cuanto a los efectos de relajación de tensiones e incremento de deformaciones que se producen por efecto de la humectación.

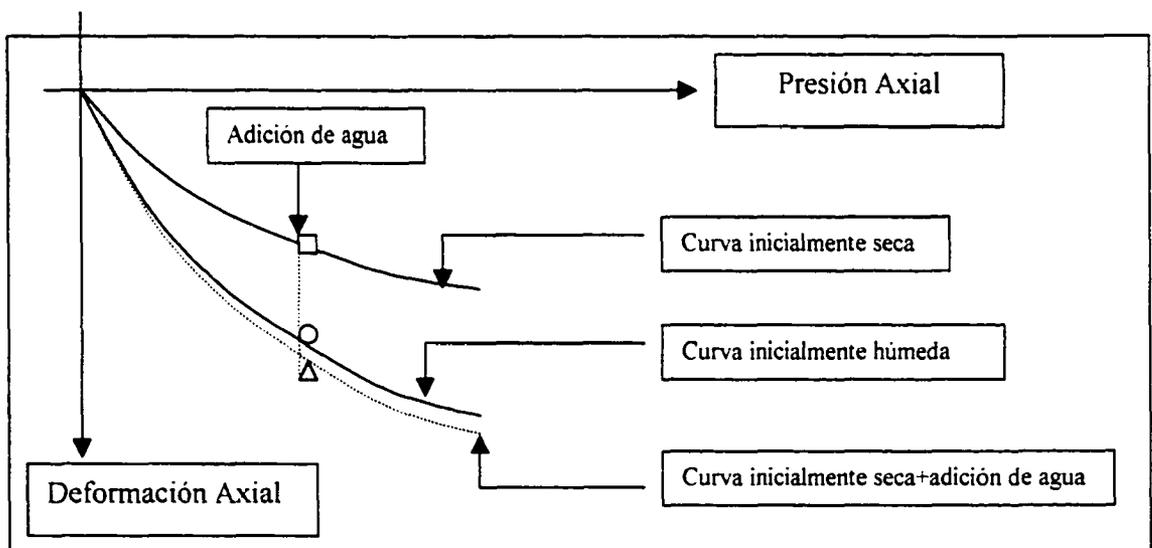


Fig. 2.8 Compresión y colapso de material granular en un test edométrico

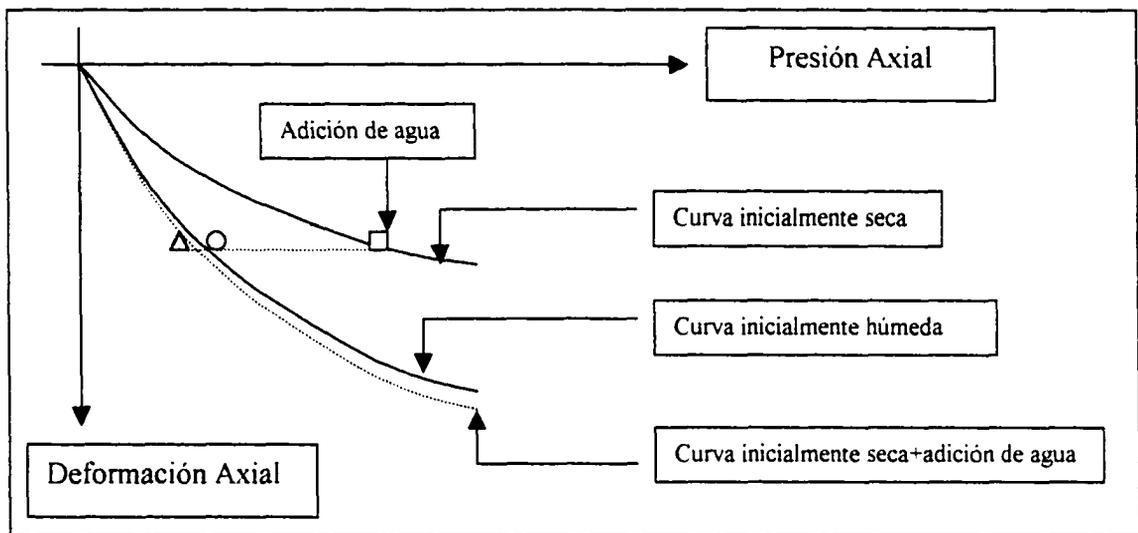


Fig. 2.9 Relajación de la presión axial sin cambio de volumen por humectación para una muestra de material granular en un test edométrico.

En cualquier caso, el análisis del fenómeno acoplado que realmente se produce en los espaldones de las presas por elevación de la lámina de agua no podía ser analizado mediante formulaciones que llevasen implícita la condición de que los esfuerzos o las deformaciones permenezcan constantes.

De ahí, la necesidad de una metodología más general que permitiese analizar ambas variaciones de manera simultánea y para condiciones de contorno arbitrarias. La forma esquemática de representar en un ensayo edométrico idealizado este acoplamiento entre relajación de tensiones e incremento de deformaciones queda recogida por la Figura 2.10.

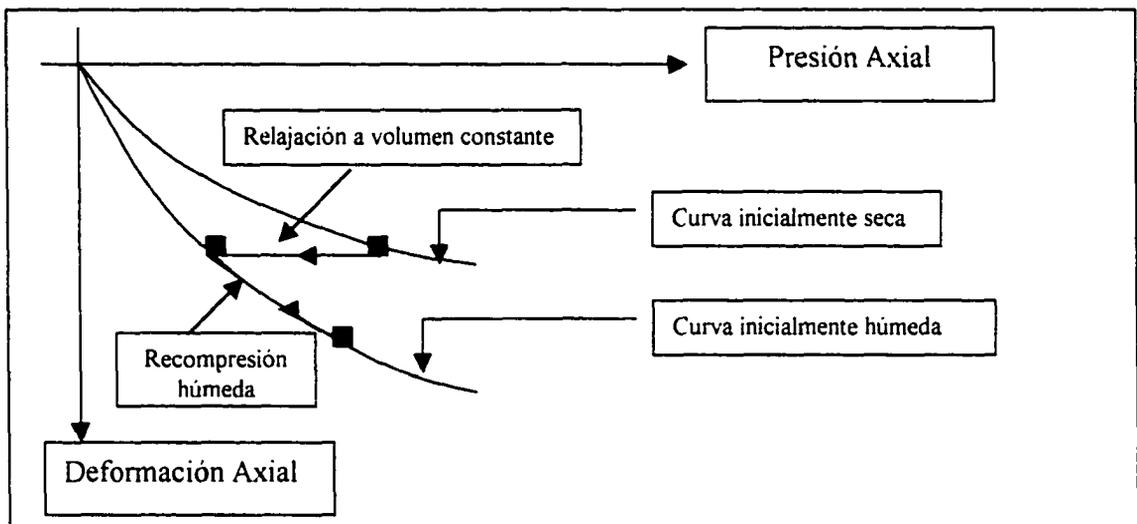


Fig. 2.10. Esquema de la acción simultánea de cambio de presiones y deformaciones debido a la humectación en un aparato idealizado de compresión unidimensional.

La generalización de la metodología de cálculo fue llevada a cabo en primera instancia por los autores a partir del estudio en profundidad del fenómeno de humectación mediante ensayos triaxiales.

El procedimiento propuesto para el cómputo de los cambios en tensiones y deformaciones para una condición tensional cualquiera se puede dividir en los siguientes pasos, partiendo del conocimiento del estado tensional previo a la humectación:

- a) Determinación de las deformaciones axial  $(\epsilon_u)_d$  y volumétrica  $(\epsilon_v)_d$  en seco correspondientes a las condiciones de tensión antes de producirse el llenado del embalse.
- b) Cálculo de la deformación volumétrica debida a la saturación en condiciones isotrópicas  $(\epsilon_v)_c$  y la deformación axial correspondiente  $(\epsilon_u)_c$  para, mediante la sustracción de dichos valores respecto de las deformaciones totales volumétricas y axiales en estado seco, obtener la diferencia entre ambas magnitudes  $(\epsilon_v)_l$  y  $(\epsilon_u)_l$ .
- c) Obtención de la tensión principal menor tras la saturación  $\sigma_{3w}$  así como las curvas que relacionan la misma con las deformaciones axial y volumétrica para obtener el valor de la tensión principal mayor  $\sigma_{1w}$  tal que  $(\sigma_1 - \sigma_3)_w$  produciría una deformación axial y volumétrica equivalente a la diferencia calculada en el intervalo anterior  $(\epsilon_v)_l$  y  $(\epsilon_u)_l$ .
- d) Cálculo de las deformaciones producidas por la adición de agua aplicando a la muestra (con sus parámetros del modelo tensión-deformación propios del estado de saturación) la diferencia entre las tensiones finales e iniciales obtenidas.

Así formulado, dicho método incorpora a su vez el efecto de la humectación observado para muestras en compresión isotrópica. De hecho, la relación entre la deformación volumétrica debida a la adición de agua y la presión de consolidación ( $\sigma_3$ ) se había podido ajustar para distintos suelos mediante la siguiente expresión:

$$(\epsilon_v)_c = \beta \cdot (\sigma_3 - \sigma_{3t}) \quad (\text{Ec. 2.70})$$

Donde:

$\beta$  = Pendiente de la recta de ajuste.

$\sigma_{3t}$  = Umbral de tensiones por debajo del cuál no existe compresión debido a la adición de agua en condiciones de tensión isotrópica.

La sistematización del procedimiento para el cálculo mediante el método de los elementos finitos de las deformaciones de colapso en presas de materiales sueltos propuesta por Nobari y Duncan necesitaba por tanto de los parámetros del modelo hiperbólico del material en estado seco, los mismos parámetros en estado húmedo y los valores de  $\beta$  y  $\sigma_{3i}$ .

Con ellos, pueden calcularse de forma iterativa las tensiones principales correspondientes en estado húmedo  $\sigma_{1w}$  y  $\sigma_{3w}$  aplicando la condición de igualdad de las deformaciones volumétricas.

A partir de dichos valores y, asumiendo que las direcciones principales permanecen constantes en el proceso de relajación, pueden obtenerse las componentes  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$  y  $\Delta\tau_{xy}$  equivalentes a dicha reducción tensional.

Basta entonces con obtener las fuerzas nodales necesarias para el restablecimiento del equilibrio y calcular las deformaciones adicionales producidas por las mismas sobre el material con las características correspondientes al estado húmedo.

**Justo y Saura (1989)** desarrollaron un método de simulación de las deformaciones de humectación basado en la técnica de los elementos finitos tri-dimensionales de naturaleza elástica lineal pero que permitía considerar al relleno de rocas como un material “no tracción”.

El colapso se simulaba mediante una disminución del módulo de elasticidad del material según los siguientes pasos:

- Relajación de tensiones en los elementos sumergidos, asumiendo que no hay ninguna variación de desplazamientos, en una proporción “a” obtenida de los correspondientes ensayos de laboratorio, con lo cual  $(1-a)\cdot\sigma_{ij}$  serían las tensiones resultantes y  $a\cdot\sigma_{ij}$  las tensiones residuales.
- Transformación de los esfuerzos residuales en fuerzas nodales equivalentes que se introducen en cada elemento “relajado” como fuerzas exteriores a la estructura
- El módulo de elasticidad de los elementos sumergidos se toma como:

$$E_{sum} = E \cdot (1-a) \quad (\text{Ec. 2.71})$$

Donde E es el Módulo de elasticidad final resultante del proceso de compactación.

- Acumulación los esfuerzos obtenidos por la acción de esas fuerzas nodales a los existentes en la presa tras la construcción, teniendo en cuenta que en los elementos sumergidos se habían corregido por el factor (1-a).

- La tendencia a la flotación de la escollera compactada se simula mediante fuerzas nodales equivalentes correspondientes al empuje de Arquímedes y la acción del agua sobre el núcleo impermeable mediante la aplicación de las correspondientes fuerzas nodales exteriores.
- El módulo de deformación de los materiales en descarga se toma mucho mayor que el módulo de compresión noval (del orden de 4 veces superior).

En cualquier caso, las curvas tensión-deformación se consideran lineales y se utiliza un coeficiente de relajación medio, aspecto éste último que según los autores no introduce más inexactitudes que las propias de estimar su variación a partir de ensayos de laboratorio.

La metodología, de manera esquemática, puede representarse mediante la figura 2.11:

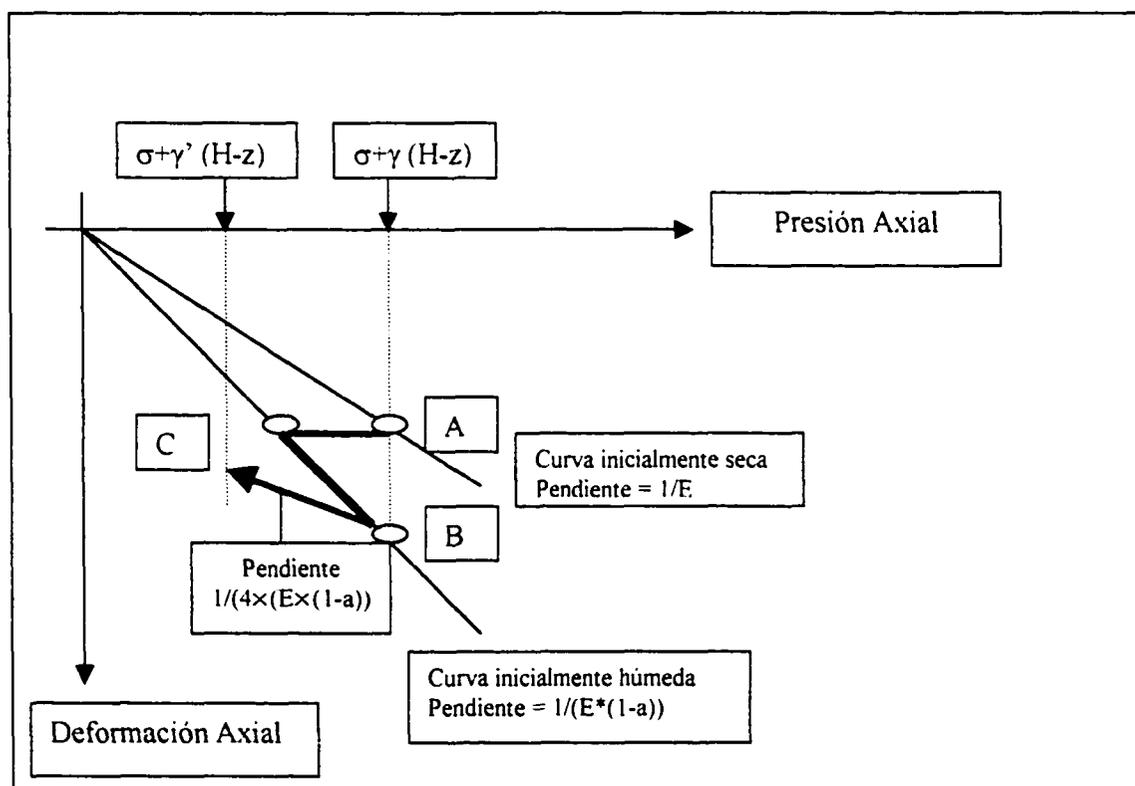


Fig. 2.11 Metodología de cálculo simplificada para asientos de humectación (Justo y Saura, 1989)

El esquema refleja los pasos que comprende el efecto de la elevación de la lámina de agua desde una cota  $H_0$  hasta una cota  $H_1$ . El punto representativo de la capa  $(H-H_0)$  se encuentra a una cota "z" de referencia entre ambas según puede verse en la Figura 2.12.

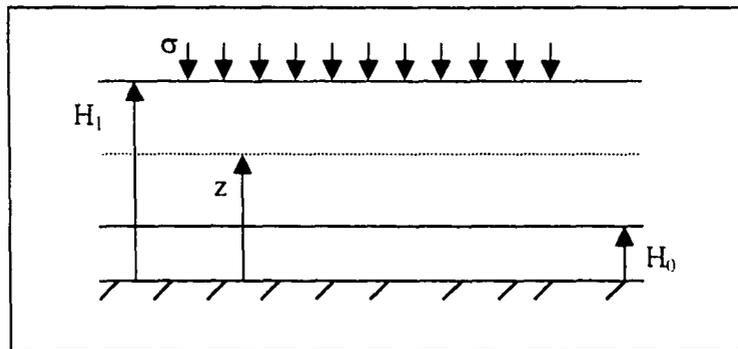


Fig. 2.12 Esquema de cálculo para los asientos de humectación (Justo y Saura, 1984)

En cualquier caso, el procedimiento recién descrito sólo sería válido asumiendo que el Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) permaneciera constante tras la saturación, caso en el que se cumpliría que:

$$\sigma^s = (1-a)P \cdot \sigma^d \quad (\text{Ec. 2.72})$$

La generalización para el caso isotrópico, elástico y lineal en condiciones de deformación plana, expresando la matriz de rigidez en función del módulo de deformación volumétrico ( $K$ ) y de cortante ( $G$ ) consistiría en (Naylor D.J. 1990):

(Ec. 2.73)

$$(\sigma)^s = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau \end{Bmatrix}^s = 1/2 \begin{Bmatrix} r_k + r_g & r_k - r_g & 0 \\ r_k - r_g & r_k + r_g & 0 \\ 0 & 0 & 2 \cdot r_g \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau \end{Bmatrix}^d$$

Donde:

$$r_g = G^s / G^d$$

$$r_k = K^{*s} / K^{*d}$$

$$K^{*} = K + G/3$$

**Olalla, Estaire y Uriel (1993)** aportan los resultados de su aplicación práctica de la metodología de **Nobari y Duncan (1972)** para el estudio de la Presa de Canales.

Estos mismos autores, **Uriel, Estaire y Olalla (1993)**, recogen dos analogías sencillas para la reproducción del fenómeno de colapso mediante la aplicación del modelo hiperbólico tensión deformación. Los resultados obtenidos mediante estas metodologías fueron contrastados con las deformaciones registradas en la Presa de Canales.

En particular:

- Analogía del sobrepeso.
- Analogía de las fuerzas exteriores.

La primera de ambas consiste en simular el fenómeno de colapso de la zona saturada de la presa mediante unas fuerzas máxicas adicionales ( $\Delta\gamma$ ) proporcionales al peso de los materiales que experimentan dicho fenómeno. De esta manera, el asiento adicional de colapso se puede considerar asociado directamente a ese aumento ficticio del peso de los materiales.

La segunda analogía mencionada reproduce el fenómeno de colapso de los materiales incoherentes mediante la incorporación de unas fuerzas exteriores adicionales que actúan alrededor del contorno de las distintas zonas que se van saturando a medida que aumenta la cota de agua embalsada. El efecto de dicha fuerza se asemeja a un aumento de la presión de confinamiento de los materiales afectados, siendo la resultante global de todas las tensiones incorporadas igual a cero.

**Soriano y Sánchez (1996)** reproducen las deformaciones debidas al fenómeno de colapso tomando como base de partida un programa de elementos finitos que permite la modelización del proceso constructivo de la presa en un número discreto de tongadas, adaptándolo para permitir una representación sencilla del fenómeno del colapso.

La arquitectura de las rutinas de cálculo una vez concluida la construcción de la presa para obtener las deformaciones adicionales por efecto del llenado del embalse tienen en cuenta tres posibles estados para los elementos que conforman el escollero de aguas arriba: elementos ya colapsados pertenecientes a zonas del escollero de menor cota, elementos a colapsar en la tongada que se humecta y elementos de escollera "seca" en situaciones de cota más elevada.

El proceso global de cálculo propuesto por los autores consta de una serie de etapas que, en conjunto, engloban todos los aspectos involucrados en la simulación numérica de asientos de humectación:

- a) Como consecuencia del proceso de construcción de la estructura, se parte de unas condiciones iniciales de tensiones y deformaciones obtenidas del cálculo mediante un modelo hiperbólico de parámetros correspondientes a un estado seco del material:

$$\begin{aligned} \overline{\epsilon}_d &= (\epsilon_{xd}, \epsilon_{yd}, \gamma_{xyd}) \\ \overline{\sigma}_d &= (\sigma_{xd}, \sigma_{yd}, \tau_{xyd}) \end{aligned}$$

- b) El siguiente paso consiste en el cálculo de unas deformaciones de reblandecimiento que sirvan de referencia para estimar el colapso, que serían las correspondientes al modelo “húmedo” para el mismo ambiente de tensiones efectivas. Para ello, se toma cada uno de los mencionados elementos y se suponen aislados de la malla de cálculo, fijándose una tensión umbral ( $\sigma_0$ ) de inicio de consideración de deformaciones y se calcula cual sería el estado de deformaciones final para llevar al elemento al estado tensional correspondiente al del final de la construcción ( $\sigma_d$ ) con los parámetros del modelo húmedo. Así:

$\bar{\epsilon}_h$  = deformación obtenida en el modelo húmedo debido al incremento de tensiones entre  $\sigma_0$  y  $\sigma_d$ .

$\bar{\epsilon}_c = \bar{\epsilon}_d - \bar{\epsilon}_h$  = deformación de colapso que sirve como una deformación de referencia, y que correspondería a la de humectación en caso de que las presiones efectivas se mantuvieran constantes.

- c) Obtención de las fuerzas nodales equivalentes (ficticias) que producirían la deformación de colapso de referencia calculada en la etapa anterior, de manera que se conforma un estado de cargas internas que se puede procesar junto con las que se deduzcan de otros efectos significativos que se incorporan en las siguientes etapas de cálculo.
- d) La humectación de capas sucesivas de escollera provoca una disminución del peso efectivo sobre las situadas debajo de ellas, con lo cual es necesario obtener las fuerzas nodales equivalentes que simulen este hecho y se ensamblen con las obtenidas de la consideración por separado del efecto de reblandecimiento. El valor de la fuerza a distribuir entre los nodos en cuestión es:

$$F_{inm} = \gamma_w \cdot V_e \cdot (1 - e_n) \quad (\text{Ec. 2.74})$$

Donde:

$V_e$  = Volumen del elemento considerado.

$e_n$  = Porosidad equivalente del escollero.

Otras fuerzas nodales que pueden necesitar ser incluidas en el cálculo son las de infiltración, función de la red de flujo particular que se establezca.

- e) La formación de la matriz de rigidez debe ser consecuente con el hecho de que aquellos elementos cuyo colapso se quiere simular se encuentran en descarga vertical, modificándose la misma para introducir un coeficiente de anisotropía que tiene en cuenta el efecto del mayor módulo frente a las descargas verticales inducidas por el efecto de la inmersión.

- f) El cálculo se lleva a cabo con la totalidad de las fuerzas descritas, ya sean las ficticias asociadas al colapso, las nodales debidas a la inmersión o las fuerzas de infiltración que sean aplicables a cada elemento, y con la matriz global del sistema ensamblada a partir de las matrices de rigidez de cada elemento según le sea aplicable el modelo hiperbólico seco, húmedo o húmedo anisótropo, de manera incremental (los incrementos de deformaciones y tensiones se añaden a los existentes previamente, con la precaución de restar las tensiones ficticias asociadas al colapso en su caso).

## 2.3 Herramientas de Cálculo

### 2.3.1 Método de análisis mediante elementos finitos

#### *2.3.1.1 Introducción*

El método de los elementos finitos es un avance relativamente reciente que recibió dicho nombre cuando fue introducido por **Turner et al (1956)** como una metodología para la resolución de problemas de análisis estructural.

La técnica de resolución de problemas mediante elementos finitos fue introducida en el campo de la Geotecnia en 1966, cuando **Clough y Woodward** demostraron su utilidad para el análisis de esfuerzos y movimientos en presas de tierra.

El método ofrecía una serie de ventajas y potencialidades que se han ido desarrollando en los últimos treinta años como son la posibilidad de llevar a cabo análisis no lineales, considerar materiales heterogéneos, complejas condiciones de contorno, superficies de contacto entre materiales de distinta naturaleza donde pueden tener lugar deslizamientos relativos, incrementos secuenciales de carga, etc.

El medio a analizar se divide en un número discreto de elementos para los que se formulan una serie de funciones de forma con las que se construye su matriz de rigidez. A partir de estas matrices individuales se ensambla la matriz de rigidez global de la estructura con la cual se calculan los desplazamientos nodales incógnita, partiendo de los desplazamientos nodales y las solicitaciones conocidas así como de las condiciones de contorno.

Con posterioridad al trabajo de los mencionados autores, **Kulhawy (1969)** presentó su Tesis Doctoral en la Universidad de Berkeley (California) titulada "Análisis mediante elementos finitos del comportamiento de rellenos", que sentó las bases de la utilización de dicha metodología para el análisis de presas y pedraplenes de carretera.

El contenido de los siguientes apartados recoge fundamentalmente los trabajos de **Kulhawy**, los cuales supusieron una referencia fundamental para posteriores análisis como los que se incluyen en el capítulo correspondiente a ejemplos de comportamientos de presas estudiados mediante simulaciones numéricas.

#### *2.3.1.2 Comportamiento no lineal de los materiales*

La no linealidad de las relaciones tensión-deformación de los materiales involucrados en presas y pedraprenes de carretera es una característica ampliamente conocida y estudiada a través de numerosos ensayos de laboratorio, como se ha expuesto en apartados anteriores.

La incorporación de dicha no linealidad a la metodología de cálculo por Elementos Finitos puede llevarse a cabo de manera relativamente sencilla mediante la asignación, a cada uno de los elementos de la malla, de un valor del Módulo de Elasticidad (E) y del Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) consistente con las condiciones tensionales o deformacionales del mismo.

La solución numérica de esta dependencia entre los parámetros elásticos y las condiciones tensionales o deformacionales admite dos posibles rutinas de cálculo, las denominadas incrementales y las iterativas:

- Mediante el procedimiento incremental, un cambio en la situación de carga se analiza mediante una serie de incrementos en los cuales, para cada elemento, la relación tensión deformación se aproxima linealmente.
- El procedimiento iterativo parte de un valor asumido para los parámetros (E y  $\nu$ ), con el que se realiza un primer análisis. Si los estados tensionales y deformacionales resultantes no son consistentes con los valores de los parámetros utilizados en el cálculo, estos van variándose para obtener nuevos estados tenso-deformacionales de forma iterativa, hasta conseguir una buena concordancia.

Puesto que las grandes estructuras de escollera y tierra se construyen de manera incremental, y los cambios en las condiciones tensionales y deformacionales se producen igualmente de esta forma, el primero de los procedimientos de cálculo se adapta mejor al estudio de dichas estructuras.

En cualquier caso, una correcta simulación del proceso constructivo resulta de gran importancia para asegurar la bondad del análisis, tal y como se justifica en el siguiente apartado.

### *2.3.1.3 Análisis de la construcción por etapas*

La secuencia completa del proceso constructivo puede ser evaluada mediante el cálculo sucesivo de los estados tensionales y deformacionales inducidos por una serie de capas de manera que, el efecto de cada una de ellas, se superpone al de las analizadas con anterioridad.

En 1967, **Clough y Woodward**, mostraron como la magnitud de las deformaciones verticales calculadas mediante esta metodología es muy sensible al número de capas utilizado en el análisis, mientras que los valores de las tensiones son prácticamente independientes de dicha discretización.

Dada la importancia de esta aseveración, resulta de especial interés profundizar en el patrón de deformaciones de cada una de estas capas utilizadas en el análisis y su correspondencia con las deformaciones de las capas de material realmente dispuestas en obra.

Si estudiamos los desplazamientos que se producen durante la construcción, se observa que el desplazamiento total de la superficie de una capa cualquiera puede separarse en tres componentes distintas, de manera que:

$$\delta_t = \delta_{iw} + \delta_{ic} + \delta_s \quad (\text{Ec. 2.75})$$

Donde:

$\delta_t$  = Desplazamiento total en el plano superior de la capa.

$\delta_{iw}$  = Desplazamiento inicial debido al peso propio de la capa.

$\delta_{ic}$  = Desplazamiento inicial debido a la compresión de las capas inferiores.

$\delta_s$  = Desplazamiento posterior debido a la ubicación de todas las capas superiores.

Por tanto, para realizar un análisis con gran precisión, sería necesario seguir la secuencia constructiva lo más fidedignamente posible. Esto implica la generación de un gran número de capas por lo que, históricamente, se ha venido generando aquel número mínimo de intervalos de cálculo que permiten obtener aproximadamente el mismo valor de las deformaciones que en el caso de que se reprodujera la secuencia real.

Los modelos de estimación del número de capas mínimas se han desarrollado sobre la base de una serie de columnas de elementos, con movimientos impedidos lateralmente, situaciones de carga unidimensionales y en condiciones de deformación plana.

Consecuentemente, para el caso de un análisis elástico y lineal, se ha estudiado la manera de introducir factores de reducción del Módulo de Elasticidad que permitan un análisis suficientemente aproximado mediante el uso de un reducido número de capas.

**Clough y Woodward (1967)** fueron los primeros en aplicar dicho factor de reducción, así como en eliminar las componentes de deformación debidas al peso propio y la propia de las capas inferiores. De hecho, la consideración de estas dos componentes de la deformación en un análisis con capas de mucho mayor espesor que el real no permitiría obtener una solución realista del problema.

Posteriormente, **Naylor (1990)** estimó un factor de reducción óptimo, bajo una serie de hipótesis simplificativas, de manera que la rigidez a flexión de la capa de cálculo se ajustara lo más posible a la que presentaría en la realidad dicha capa debida a la forma de puesta en obra.

En el caso de un análisis no lineal, en el que los parámetros deformacionales de cada elemento dependen de los niveles tensionales que se alcancen en el mismo, se añade una dificultad adicional a la problemática recién comentada.

Puesto que el incremento de tensiones en cada intervalo de carga es de gran magnitud (a diferencia de lo que ocurre en la realidad), debe establecerse un criterio para adoptar una tensión de referencia a partir de la cual definir los parámetros medios del modelo en todo el intervalo de cálculo.

Los estudios llevados a cabo por **Clough (1969)** tuvieron como base un modelo simplificado de cálculo como el descrito para el caso de análisis lineal al que se incorporaba la necesidad de evaluación continua del Módulo de Elasticidad, según la relación:

$$E = K \cdot Pa \cdot (\sigma_3/Pa)^n = K \cdot Pa \cdot (K_0 \cdot \sigma_y/Pa)^n \quad (\text{Ec. 2.76})$$

Donde:

$K_0$  = Coeficiente de empuje de tierras al reposo

$\sigma_y$  = Tensión vertical

$K, Pa, n$  = Parámetros del modelo hiperbólico

En general, se han adoptado alguna de estas tres soluciones:

- Método de las tensiones pasadas (Past Stress): Consiste en la evaluación del Módulo de Elasticidad a partir de los niveles tensionales existentes con anterioridad a la introducción de la nueva capa.
- Método de las tensiones existentes (Present Stress): Consiste en la evaluación del Módulo de Elasticidad a partir de las tensiones existentes tras la introducción de la nueva capa.
- Método de las tensiones medias (Average Stress): Implica la consideración de las tensiones medias que se producen debidas a la ubicación de la última capa.

Así, **Kulhawy (1969)**, llevó a cabo un análisis de sensibilidad a partir de cálculos idealizados para columnas unidireccionales y lateralmente constreñidas, utilizó un mínimo de ocho capas y evaluó los parámetros del modelo a partir de las tensiones medias. De hecho, las metodologías de cálculo utilizadas y referenciadas en la literatura especializada, han hecho uso de esta misma filosofía.

#### 2.3.1.4 Análisis de estabilidad

Los estados tensionales obtenidos a partir de cálculos basados en la técnica de los elementos finitos y relaciones tensión-deformación elásticas no lineales pueden ser utilizados para la obtención del factor de seguridad del relleno frente a la rotura local y global a cortante.

En 1969, **Kulhawy** comprobó que el factor de seguridad frente a la rotura global a cortante obtenido mediante esta metodología era muy similar al resultante de un análisis de Equilibrio Límite. Igualmente, constató que el factor de seguridad frente a la rotura local puede ser considerablemente inferior al de la rotura global.

Resultan de especial trascendencia las consideraciones que el mencionado autor hizo respecto al valor que deben adoptar los parámetros deformacionales en el entorno de la rotura local a cortante así como durante los consiguientes procesos de transferencia de carga y progresivos fallos locales que llevan a la formación de superficies de rotura global.

Las principales consideraciones hechas al respecto por **Kulhawy** fueron:

- Los valores del Coeficiente de Poisson tienen repercusión directa sobre los valores de la tensión principal menor de manera que, a menor valor de dicho coeficiente, se produce un aumento del valor del desviador de tensiones movilizado  $(\sigma_1, \sigma_3)_m$ . Dado que el coeficiente de seguridad frente al fallo local a cortante se define como la inversa del porcentaje del desviador de tensiones movilizado respecto de aquel para el cual se produce la rotura, esto implica una disminución del valor de dicho coeficiente de seguridad.
- Si una vez producida la rotura local de un elemento, se reduce prácticamente a cero el valor del Módulo de Elasticidad, durante la adición de sucesivas cargas, dicho elemento es prácticamente incapaz de resistir ningún esfuerzo adicional. Debido a ello, se producen transferencias de tensiones excesivamente altas y se produce una rotura global no verosímil y probablemente causada por la metodología de simulación.
- Sin embargo, puede obtenerse una simulación mucho más realista de los procesos de fallo a cortante si una vez se produce ésta, se utilizan los valores previos a la rotura del Módulo de Elasticidad (E) y Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para fijar el valor del Módulo de Deformación Volumétrica. Con dicho valor constante e imponiendo el valor cero para el Módulo de Deformación a Cortante (G), pueden simularse de forma más realista los procesos de transferencia de carga y propagación de las zonas de fallo.

Cabe recordar en este punto la relación entre los distintos parámetros mencionados:

$$K = E / (3 \cdot (1 + \nu)) \quad (\text{Ec. 2.77})$$

$$G = E / (2 \cdot (1 + \nu)) \quad (\text{Ec. 2.78})$$

## 2.3.2 Método de análisis mediante diferencias finitas

### 2.3.2.1 Introducción

La mecánica de trabajo de los programas de simulación basados en esta técnica resuelven en cada intervalo de cálculo las ecuaciones cinemáticas (formulación Newtoniana) para obtener nuevas velocidades y desplazamientos en los nodos de la malla y, con ellos, calcular los nuevos esfuerzos o fuerzas que se derivan de las ecuaciones constitutivas de los materiales implicados.

De forma simplificada, el esquema de resolución puede representarse como se indica en la figura 2.13:

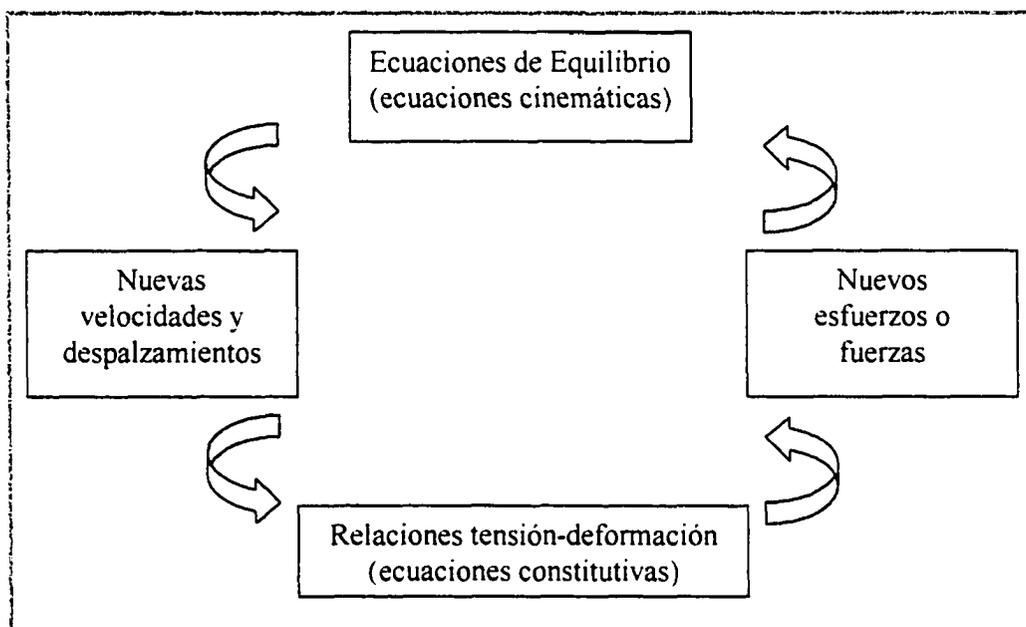


Fig. 2.13 Esquema de resolución de sistemas mediante el método de las diferencias finitas

La diferencia más conceptual respecto de la metodología basada en elementos finitos, radicaría en que la técnica de las diferencias finitas aborda la resolución numérica de las ecuaciones propias del modelo constitutivo que se esté utilizando en lugar de recurrir a funciones de forma como artificios numéricos para obtener los valores de las distintas matrices de rigidez de los elementos de la malla.

### 2.3.2.2 Aplicación a sistemas continuos

Los métodos explícitos en diferencias finitas han sido usados con éxito para la resolución de numeroso problemas de mecánica de los medios continuos desde principios de la década de los setenta (**Cundall, 1976**)

Esta metodología, siendo equivalente en resultados a la de los elementos finitos, permite trabajar en todo momento con las ecuaciones y formulación matemática que gobiernan cada problema y resulta especialmente ventajosa cuando predominan los comportamientos de naturaleza plástica.

Sin embargo, la aplicación a la resolución de problemas de presas o pedraplenes de la técnica de las diferencias finitas ha sido mucho menos extensa que la de los elementos finitos.

### 2.3.2.3 Aplicación a sistemas discretos

La aplicación de la técnica de resolución de las diferencias finitas a sistemas discretos fue introducida por **Cundall (1971)** para resolución de problemas de mecánica de rocas y posteriormente aplicado a suelos por **Cundall y Strack (1979)**.

Basados en dicha técnica, existen códigos de programas de cálculo como el Distinct Element Method, desarrollado por **Cundall y Hart en 1992** y sus posteriores derivaciones.

La metodología consiste en el tratamiento de la interacción de partículas como un proceso dinámico en el que los estados de equilibrio se consiguen cuando se equilibran las fuerzas interiores. De hecho, el esquema de solución es idéntico al mostrado en la introducción (Fig. 2.13).

Los cálculos que se llevan a cabo en dicho método se alternan fundamentalmente entre la aplicación de la Segunda Ley de Newton y una ley "fuerza-desplazamiento" en los contactos entre partículas.

Así, la segunda Ley de Newton se utiliza para determinar el movimiento de las partículas a partir de las fuerzas de contacto que actúan sobre ellas, mientras la ley "fuerza-desplazamiento" permite actualizar las fuerzas de contacto a partir del movimiento relativo en cada uno de estos contactos.

De esta manera, el comportamiento mecánico básico del sistema quedaría descrito en terminos del movimiento de cada partícula y de las fuerzas "inter-partícula" que actúan en cada punto de contacto.

Igualmente, puede modelarse un comportamiento más complejo definiendo bloques de partículas cementadas entre sí, de manera que las fuerzas "inter-partícula" puedan llegar a romper la cementación si estas exceden la resistencia de la misma. Este tipo de modelación permite además:

- El desarrollo de fuerzas de tracción entre partículas.
- La formación de grietas.
- La rotura en bloques más pequeños.

Los procesos de compactación y confinamiento pueden simularse mediante contornos lineales (walls) a los que se les puede aplicar una velocidad sobre las partículas (que están representadas por esferas o cilindros). Ambos elementos interactúan a través de las fuerzas que se generan en los contactos entre los mismos.

La Tabla 2.2 muestra un compendio de los distintos modelos constitutivos que pueden hacerse actuar en los contactos y los parámetros necesarios para la definición de cada uno de ellos:

Modelo	Características	Parámetros
Rigidez	Proporciona una relación entre la fuerza de contacto y el desplazamiento relativo. Los más habituales son los denominados elástico y Hertz-Mindlin.	<u>M. Elástico</u> kn: Rigidez normal ks: Rigidez tangencial <u>M. Hertz-Mindlin</u> G: Módulo de rigidez a cortante v: Coeficiente de Poisson
Deslizamiento	Establece una relación entre las fuerzas de contacto normales y tangenciales a partir de la cual dos partículas pueden deslizar una respecto de la otra.	Fri: Define la relación entre ambas fuerzas.
Cementación	Limita las fuerzas normales y tangenciales que pueden producirse en el contacto para que dos partículas permanezcan unidas. Los modelos más habituales son los denominados de Contacto y Paralelo.	<u>M. de Contacto</u> Nbond: Resistencia normal Sbond: Resistencia tangencial <u>M. Paralelo</u> Ks, Kn, Nbond, Kbond R: Radio de cementación

Tabla 2.2. Modelos constitutivos definidos en los contactos entre partículas

Con el desarrollo de las herramientas de cálculo producido en los últimos años éste tipo de modelizaciones podría ser de gran utilidad en la definición de una serie de materiales "sintéticos" que permitieran capturar gran parte de los complejos comportamientos de materiales como los dispuestos en grandes rellenos de escollera y que no pueden ser directamente explicados en términos de las teorías existentes del "continuo".

## 2.4 Ejemplos de comportamientos auscultados y modelizados

### 2.4.1 Introducción

El control y seguimiento de las deformaciones de presas de materiales sueltos se ha venido haciendo de una u otra manera desde hace muchas décadas.

Sin embargo, no será hasta la década de los cincuenta cuando las nuevas técnicas de instrumentación permitan una auscultación más significativa del comportamiento de las mismas.

La primera y principal razón para este control es su estrecha vinculación con la seguridad de las grandes estructuras de rocas y tierras. La segunda es la gran importancia para la profesión ingenieril, puesto que existe una necesidad de mejor entendimiento de sus características de deformación y resistencia.

Por otra parte, en paralelo al desarrollo de las técnicas de auscultación, se han ido llevando a cabo numerosos análisis basados en herramientas numéricas (sobre todo en el uso del método de los elementos finitos) desde mediados de los años sesenta.

Así, **Brown y King (1966)** publicaron el análisis de una estructura de tierras homogénea basado en un modelo elástico y lineal. A ellos les siguieron **Clough y Woodward (1967)** con el análisis de la presa de **Otter Brook** mediante la misma herramienta utilizando un modelo elástico no lineal.

Algunas de las presas profusamente estudiadas en la década de los setenta fueron las presas de **Oroville** y **El Infiernillo**.

**Khalid (1983)** realizó su Tesis Doctoral "Estudio de las tensiones y deformaciones para una presa de escollera con pantalla de hormigón" a partir del análisis y contraste con las medidas de campo de la presa de **Cethana**.

Utilizó para ello un modelo elástico no lineal (hiperbólico Duncan Chang) destacando en sobremanera la modelización que llevó a cabo de los fenómenos de fluencia (según se ha visto en el correspondiente apartado de modelos viscoelásticos), resultados que contrastó con los registros de cuatro células de asiento.

En cualquier caso, su trabajo puso de manifiesto una situación común a todas las investigaciones realizadas hasta la fecha como era la imposibilidad de realizar ensayos de laboratorio realmente significativos y la falta de un procedimiento teórico suficientemente contrastado que permitiera tener en cuenta los distintos aspectos involucrados en el diseño de tales estructuras.

Algunos de los avances más significativos de los últimos años se han producido en la capacidad de simulación de los asientos de colapso o humectación.

A partir de la metodología formulada por **Nobari y Duncan (1972)** distintos investigadores han profundizado en su aplicación. Destacan los trabajos de **Uriel et al (1993)** así como de **Soriano et al (1993, 1996 y 1999)**, trabajos que han sido ya mencionados en el apartado de simulaciones de deformaciones post-constructivas así como de fenómenos acoplados (Presas de **Gata, Canales, Tous, etc.**)

En cualquier caso, resulta de gran relevancia algunas de las reflexiones contenidas en la ponencia general sobre instrumentación del reciente congreso de **ICOLD (Dibiaggio, Septiembre de 2000)** en China. Textualmente:

- “La instrumentación hoy en día es mucho más importante como complemento de los métodos analíticos que lo que lo ha sido en el pasado.(...)”
- “Con medidas de campo se pueden llevar a cabo back analysis para validar los sistemas analíticos de predicción más avanzados. (...)”.

Por último, de entre los muchísimos comportamientos estudiados, monitorizados y analizados publicados hasta la fecha se han seleccionado cuatro ejemplos especialmente representativos para el presente trabajo en función de dos criterios fundamentales:

- La existencia de registros de instrumentación además de resultados de análisis numérico.
- La similitud de la estructura en cuestión con la estructura objeto de la presente Tesis.

En particular, se presenta un breve resumen de los resultados del análisis y auscultación de las siguientes presas:

- Oroville (1969).
- Llyn Brianne (1971).
- Miyama (1976).
- Foz do Areia (1991).

Partiendo del conocimiento de las características mecánicas de los materiales, de los modelos de comportamiento y las herramientas numéricas recogidas en los apartados anteriores, se estima que los ejemplos seleccionados permiten una buena comprensión del trabajo realizado hasta la fecha en el estudio del comportamiento de grandes presas y pedraplenes de escollera.

### 2.4.2 Presa de Oroville

La presa de Oroville fue, en el momento de su finalización, la presa de materiales sueltos más alta del mundo, convirtiéndose en la pieza clave del Proyecto de Trasvase de agua del Norte al Sur de California.

En 1969, Kulhawy desarrolló gran parte de su Tesis Doctoral sobre los datos de ensayos sobre materiales, instrumentación y análisis de esta presa, documento que ha servido de fuente para la redacción de este apartado.

La longitud de coronación es algo superior a los 1,700 metros y la sección transversal de mayor altura presenta las dimensiones aproximadas que pueden verse en la Figura 2.14:

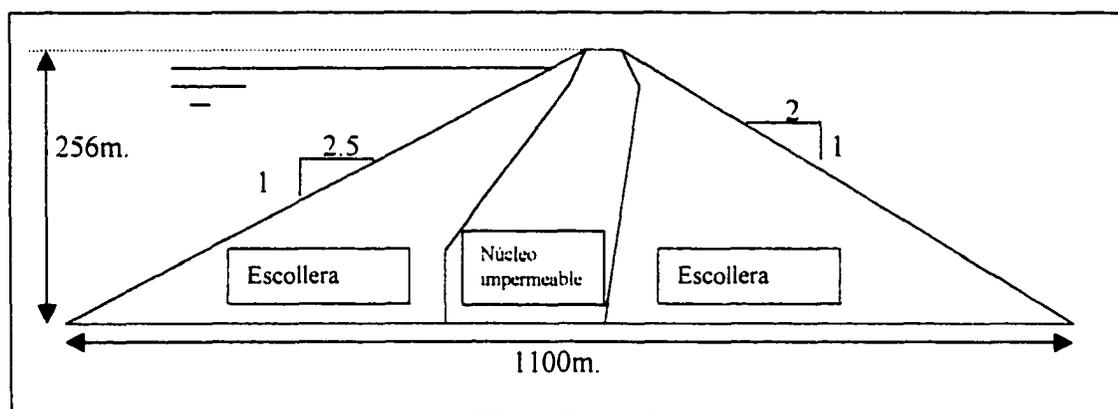


Fig. 2.14 Dimensiones de la sección transversal de mayor altura de la Presa de Oroville

Las tres zonas fundamentales involucradas en el análisis eran los espaldones, la zona de transición y el núcleo impermeable. El núcleo impermeable está formado de grava arcillosa y arenosa (GC-2), los espaldones de material granular compactado (GP-8) y la zona de transición compuesta por materiales de granulometría intermedia.

Las propiedades no lineales que serían después utilizadas en el análisis incremental fueron obtenidas a partir de los resultados de distintos ensayos triaxiales llevados a cabo bajo las apropiadas condiciones de drenaje para las zonas permeables y de transición (CD). Para la determinación de las propiedades del núcleo se realizaron ensayos triaxiales sin drenaje y no consolidados (UU)

El valor de los parámetros deformacionales y resistentes adoptados para el análisis se resume en la Tabla 2.3. El modelo constitutivo utilizado fue de naturaleza elástica no lineal (hiperbólico) cuyos parámetros tangentes quedan definidos mediante las Ecuaciones 2.32, 2.33, 2.34 y 2.35 (Capítulo de Antecedentes).

Material	$\gamma$	C	$\phi$	K	n	Rf	G	F	d
Espaldón	150	0	43.5	3780	0.19	0.76	0.43	0.19	14.8
Transición	150	0	43.5	3350	0.19	0.76	0.43	0.19	14.8
Núcleo	150	1.32*	25.1*	345	0.76	0.88	0.3	-0.05	3.83

Tabla 2.3. Parámetros utilizados en el análisis de la Presa de Oroville (Kulhawy, 1969)

Donde:

$\gamma$  = Densidad en libras por pie cúbico

C = Cohesión en toneladas por pie cuadrado

$\phi$  = Angulo de rozamiento en grados sexagesimales

(\*) = La cohesión toma un valor de 10.2 toneladas por pie cuadrado y el ángulo de rozamiento un valor de 4 grados para valores de  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  superiores a 25 toneladas por pie al cuadrado, siendo  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  la tensión principal mayor y menor respectivamente.

La malla de elementos finitos utilizada para el cálculo de dicha sección estaba compuesta de 249 elementos y 286 nodos distribuidos en 12 capas horizontales distintas.

La instrumentación de control de desplazamientos y deformaciones incluía 35 células de asiento, dos extensómetros verticales, 14 aparatos de medida de desplazamientos horizontales. La Figura 2.15 esquematiza la instrumentación ubicada en los espaldones de material granular.

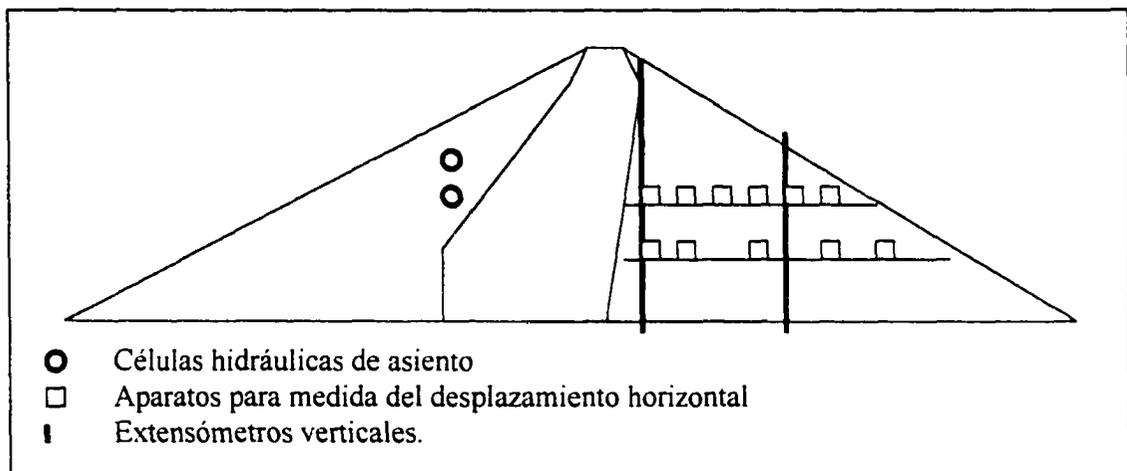


Fig. 2.15 Instrumentación de control de deformaciones y desplazamientos en los espaldones de la Presa de Oroville

Los asientos máximos se registraron aproximadamente en el centro de la sección transversal y fueron, en general, infraestimados por la metodología de análisis. Los rangos de dichas diferencias oscilaron entre un 20% y un 30% del desplazamiento medido.

Los asientos medidos por células hidráulicas y los calculados mostraron una muy buena correlación, si bien la mayoría de los sensores se dispusieron en la zona del núcleo.

Los desplazamientos horizontales se midieron a partir de extensómetros localizados en los puntos de referencia señalados en la Figura 2.15. Para esta dirección de desplazamientos, las magnitudes calculadas sobrevaloraron las registradas que fueron, en cualquier caso, menores que los correspondientes desplazamientos verticales.

En cualquier caso, algunos registros especialmente erráticos pudieron ser debidos a problemas con los propios aparatos de medida.

La instrumentación de control de tensiones incluía 42 sensores, cuyos diámetros oscilaban entre 18 y 15 pulgadas. La Figura 2.16 refleja la ubicación aproximada de los distintos grupos de aparatos de medida dispuestos en forma de roseta.

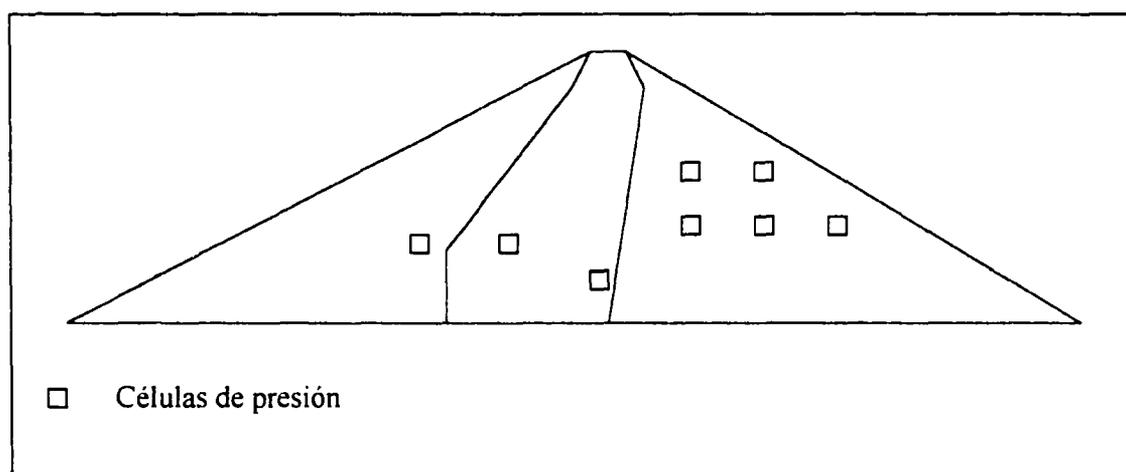


Fig. 2.16 Instrumentación de control de tensiones de la Presa de Oroville

Resulta importante remarcar que la disparidad entre las tensiones registradas y las calculadas fue tan significativa que se asumieron como valores probablemente más correctos los procedentes del análisis mediante elementos finitos, a partir de los cuales se había conseguido una buena reproducción de los asientos medidos.

Por último, el sistema de instrumentación incluía 54 piezómetros dispuestos para la lectura de las presiones intersticiales durante la construcción de la presa, localizados en los materiales del núcleo y de transición.

Las presiones intersticiales para el final del período constructivo se estimaron a partir de las tensiones obtenidas del análisis mediante la conocida relación de **Skempton (1954)** y pudo observarse que los valores predichos eran significativamente superiores a los medidos.

Posteriormente, **Nobari y Duncan (1972)**, desarrollarían un modelo de cálculo de las deformaciones de humectación a partir de la misma metodología descrita que contrastarían igualmente con los resultados de instrumentación de la presa de Oroville. Este modelo ha sido ampliamente referenciado en el apartado correspondiente a la simulación de fenómenos acoplados.

Los parámetros que se utilizaron en el análisis fueron obtenidos a partir de una nueva campaña experimental y permitieron obtener, en términos generales, un buen ajuste con los registros procedentes de la instrumentación.

En resumen, todos los trabajos llevados cabo sobre la Presa de Oroville, se constituyeron en una referencia prácticamente obligada para los distintos investigadores que llevaron a cabo posteriormente trabajos de la misma naturaleza.

### 2.4.3 Presa de Llyn Brianne

Desde principios de la década de los 70, el Building Research Establishment (BRE) llevó a cabo numerosos estudios sobre el comportamiento de grandes estructuras de escollera compactada a partir de distintos ensayos de laboratorio y medidas "in situ" de distintas presas, entre las que se encuentra la Presa de Llyn Brianne.

Dicha presa corresponde a la tipología de materiales sueltos con núcleo impermeable, su altura máxima es de 90 metros y se instrumentó mediante 15 células capaces de registrar movimientos verticales (asientos) y desplazamientos horizontales que permitieron a distintos autores contrastar una serie de modelos numéricos.

La geometría y ubicación de las células correspondía, aproximadamente, al esquema de la Figura 2.17:

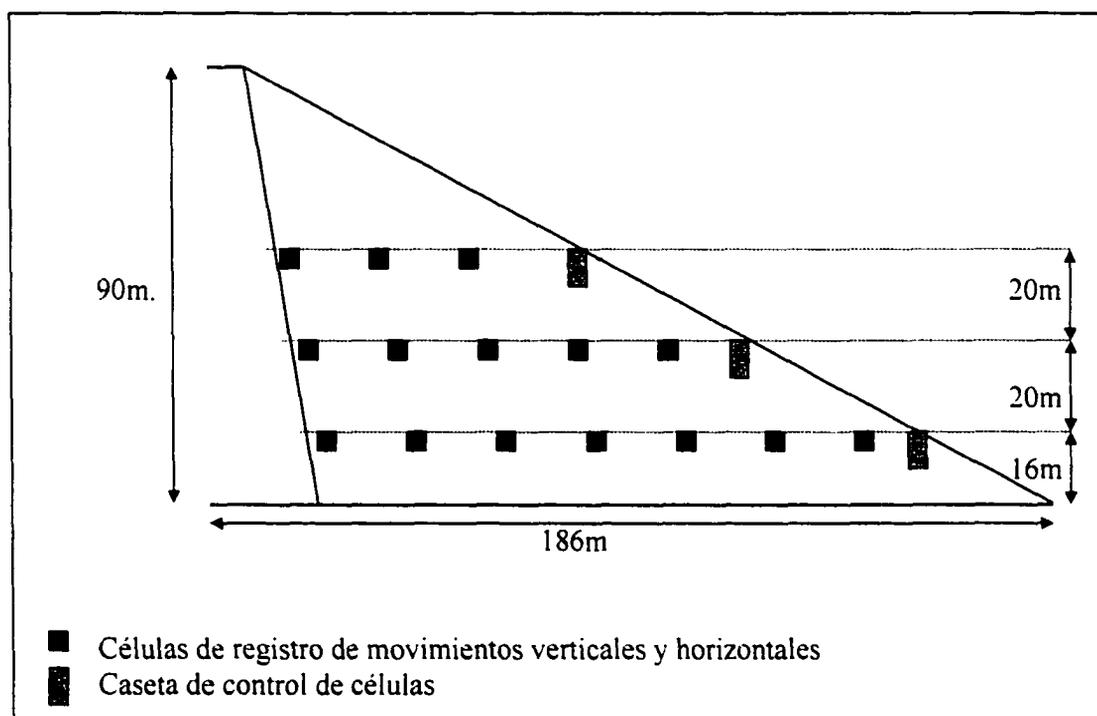


Fig. 2.17 Geometría y esquema de instrumentación de la Presa de Llyn Brian

Las principales características correspondientes a la ejecución y puesta en obra de la misma se esquematizan en la Tabla 2.4.

<b>Presa</b>	<b>Material</b>	<b>E.Tongada</b>	<b>N. Pasadas</b>	<b>Equipo</b>
Llyn Brianne	Esquisto arcilloso	0.9 metros	4	Rodillo Vibrante. 13.5 Tn
<b>Dens. Seca Relleno</b>	<b>Humedad</b>	<b>Dens. Partículas</b>	<b>Porosidad</b>	<b>Huecos de Aire</b>
2.35 Mg/m <sup>3</sup>	3%	2.75 Mg/m <sup>3</sup>	15%	7%

Tabla 2.4 Características de la puesta en obra de materiales en la Presa de Llyn Brian

**Penman y J.A Charles (1972)** llevaron a cabo un análisis del comportamiento de la misma mediante un modelo elástico y lineal utilizando un programa de elementos finitos mediante el que simularon la construcción de la misma en diez intervalos.

Los parámetros del mismo los obtuvieron de una serie de ensayos edométricos de laboratorio a gran escala con muestras del terreno. Para la escollera adoptaron los siguientes valores:

$$E = 22,000-28,500 \text{ KN/m}^2$$

(la compresibilidad de cada una de las zonas se adopta linealmente en función de la máxima altura de relleno sobre la misma al final de la construcción, variando linealmente entre 0 y 90 metros)

$$\nu = 0.3$$

$$\gamma = 2.4 \text{ Mg/m}^3$$

Los autores destacan una serie de observaciones tanto sobre las deformaciones registradas como sobre su comparación con las predichas con el modelo.

En particular, respecto al comportamiento auscultado:

- Para las células de una misma vertical se registraron movimientos mayores en las más altas a pesar de tener menos altura de relleno sobre ellas.
- Los movimientos horizontales (en dirección hacia aguas abajo) registrados eran de magnitud superior a los verticales de las casetas ubicadas en el propio talud (en las bermas)
- Las deformaciones de compresión en la escollera eran mayores en la dirección vertical que en la horizontal, siendo estas últimas, en cualquier caso, siempre de compresión.

- d) Según el talud de aguas abajo recortaba la vertical de las células en el proceso constructivo, se producía un cambio en el patrón de las deformaciones registradas al registrarse un incremento de los desplazamientos horizontales y una disminución de los verticales.

En cuanto a la validez del modelo de cálculo para predecir el comportamiento real, los autores remarcaron:

- a) El mejor ajuste en cuanto a movimientos verticales se consiguió para las células situadas más bajas y confinadas, en condiciones por tanto mucho más asimilables a las de un ensayo edométrico.
- b) Los movimientos verticales fueron infravalorados en aquellas células cuya vertical había sido recortada por el talud, pudiendo ser este efecto debido a deformaciones de fluencia bajo esfuerzos constantes.

En relación con la primera observación, **Charles (1976)** evaluó las deformaciones medidas en el cuerpo de presa durante el proceso constructivo a partir de las células instaladas en el mismo utilizando una técnica propuesta por **Roscoe (1963 y 1969)** con anterioridad.

Observó como la tensión principal menor variaba desde compresiones superiores al 0.2% en las proximidades del núcleo de la presa hasta extensiones del orden del 0.2% en las proximidades del talud. Evaluó igualmente las rotaciones incrementales de las direcciones principales de deformaciones, mucho más acusadas en el entorno del talud.

En cualquier caso, concluyó que el material en las proximidades de los taludes se encontraba suficientemente alejado de la situación de fallo por comparación de las deformaciones registradas con el comportamiento típico de un material denso granular para bajos niveles de confinamiento. La Figura 2.18 esquematiza estas características:

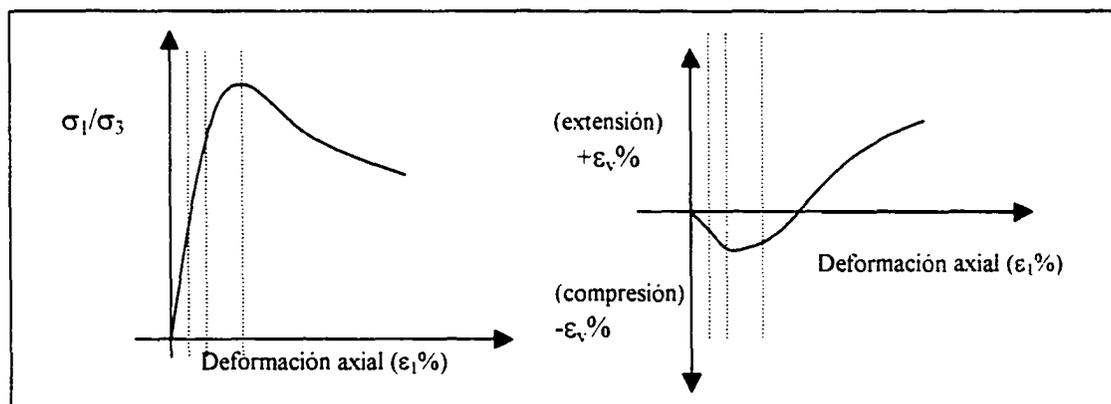


Figura 2.18. Comportamiento de materiales granulares para bajas presiones de confinamiento

Como inciso, a propósito del comportamiento de los materiales granulares en un entorno de bajas presiones de confinamiento y, en particular, cuando la diferencia de tensiones es suficientemente grande como para que tengan lugar fenómenos de dilatación, **Skermmer (1973)** observó la necesidad de una mayor precisión en la modelización del comportamiento de los rellenos. De hecho, consideraba ésta una de las grandes limitaciones de cualquier modelo elástico.

Por otra parte, en relación con la segunda observación, los autores trataron de correlacionar en **1988** los máximos asientos registrados durante el período constructivo con los resultados de ensayos edométricos para distintas presas, obteniendo la siguiente relación empírica para el punto de máximo asiento, situado a mitad de la altura de presa:

$$S_{\max} = 0.3 \cdot (\gamma \cdot H^2 / D^*) \quad (\text{Ec. 2.79})$$

El valor del coeficiente de ajuste (0.3) es ligeramente superior al que teóricamente sería esperable en pedraplenes muy anchos (0.25), lo cual podría tener según los autores dos explicaciones posibles:

- La ausencia de constreñimiento lateral en el entorno de los taludes del cuerpo de presa.
- La diferencia de compresibilidad de la muestra de laboratorio debido a la limitación de su tamaño máximo (125 mm).

De la misma manera, llevaron a cabo un estudio del comportamiento post-constructivo de distintas presas cuyas deformaciones asociaron al fenómeno de fluencia bajo tensión efectiva constante.

La forma de las curvas de ajuste correspondería a la siguiente formulación:

$$S = \alpha \cdot H \cdot \log (t_2/t_1) \quad (\text{Ec. 2.80})$$

Los valores que obtuvieron para el coeficiente “ $\alpha$ ” en laboratorio dieron resultados significativamente menores que los observados en la realidad.

En cualquier caso, a partir del comportamiento observado en la presa de Llyn Brianne, obtuvieron un buen ajuste de dicho parámetro en función del nivel tensional mediante la siguiente correlación empírica:

$$\alpha = 0.12 \cdot \sigma_v \quad (\text{Ec. 2.81})$$

Donde  $\sigma_v$  adopta valores entre 0 y 1.3 Mpa.

En general, para las estructuras sometidas a un alto grado de compactación, tomando como tiempo inicial el correspondiente a la mitad del periodo constructivo, estimaron un coeficiente “ $\alpha$ ” medio del orden del 17%.

**David J.Naylor and Barrie Jones (1973)** llevaron a cabo una modelización posterior de la presa Llyn Brianne que presentaba algunas diferencias con la de **Penman y Charles**:

- a) La malla de elementos finitos consistía en 16 cuadriláteros de 8 nodos, con lo cual era más sencilla que la empleada anteriormente
- b) La simulación de la construcción por etapas se simplificó a cuatro intervalos
- c) Establecieron una metodología distinta de obtención de los parámetros B (módulo de deformación volumétrica) y G (módulo de deformación por cortante)

Como conclusión, del análisis y auscultación de esta presa se remarcan dos consideraciones especialmente relevantes para el planteamiento de la presente Tesis:

- Las constantes elásticas deducidas de ensayos edométricos implican una simplificación respecto al estado tensional al que se ve sometido el material en la realidad, puesto que son significativamente distintas a las reproducidas en el laboratorio cuanto mayor es la proximidad al talud.
- Los modelos de análisis infravaloran los asentamientos que se producen en las células cuya vertical es recortada por el talud durante el proceso constructivo, probablemente debido a la mayor importancia relativa de las deformaciones de fluencia, pero en cualquier caso en las zonas donde las trayectorias de tensiones difieren más de aquellas que son susceptibles de reproducción en laboratorio.

#### 2.4.4 Presa de Miyama

La presa pertenece a la tipología de materiales sueltos, compuesta por escollera y una membrana asfáltica aguas arriba, siendo su altura de 75.5 metros.

Fue instrumentada mediante extensómetros verticales y medidores de tensiones, hecho que permitió a **Tanaka y Nakano (1976)** aplicar y contrastar dos modelos de cálculo distintos en la sección que esquematiza de forma aproximada la Figura 2.19:

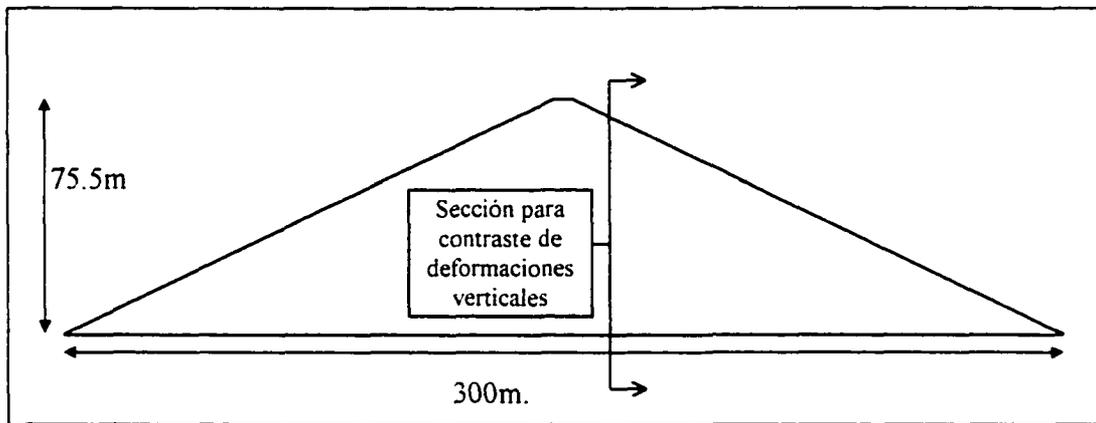


Fig. 2.19. Geometría e instrumentación de presa de Miyama

Los autores simplificaron la secuencia constructiva a diez incrementos de carga y utilizaron para el análisis el método de los elementos finitos. A su vez, desarrollaron dos rutinas de cálculo basadas en sendos modelos de comportamiento de los materiales, en particular:

##### a) Modelo elástico no lineal.

El Módulo de elasticidad y Coeficiente de Poisson tomaban sus valores tangenciales según las expresiones propuestas por **Kulhawy y Duncan (1972)**, consiguiéndose un buen ajuste con los resultados experimentales para los siguientes valores:

- $K=560$ ;  $n=0.46$ ;  $C=0$ ;  $\phi=45^\circ$ ;  $R_f=0.8$ ;  $G=0.33$ ;  $F=0.3$ ;  $d = 4.1$

##### b) Modelo elastoplástico

El modelo adoptado utilizaba la generalización del criterio de plastificación de Mohr Coulomb formulada por Drucker y Prager junto con una regla de flujo asociada. Los mejores valores de ajuste se obtuvieron para:

- $E=310\text{Kg/cm}^2$ ;  $\nu=0.27$ ;  $C=0$ ;  $\phi=45$

Es importante remarcar el hecho de que se trata de uno de los pocos trabajos en los que se ha intentado simular el comportamiento de una presa de escollera durante su construcción mediante un modelo elasto-plástico.

Los autores apostaban por la formulación futura de un modelo elastoplástico que permitiera considerar fenómenos de rigidización y reblandecimiento, así como reglas de flujo no asociadas para su uso en este tipo de estudios.

De hecho, dichas formulaciones existen (ej. **Vermeer 1984**) pero no se han aplicado hasta la fecha al estudio tenso-deformacional de presas y pedraplenes.

#### 2.4.5 Presa de Foz do Areia

**Saboya y Byrne (1993)** estudiaron la posibilidad de obtención de parámetros realistas para el análisis de los esfuerzos y deformaciones en presas de escollera y validaron su metodología con la presa de Foz de Areia (Brasil) perteneciente a la tipología de escollera con pantalla de hormigón aguas arriba.

Respecto a los parámetros necesarios para llevar a cabo el análisis del comportamiento, los autores se hacen eco de la especial dificultad existente para su obtención vía ensayos de laboratorio.

De hecho, estas dificultades les llevaron a adoptar dichos parámetros sobre la base de otros publicados correspondientes a material de naturaleza parecida así como del “back analysis” realizado con las medidas de campo.

Puesto que los ensayos de laboratorio (**Marachi 1969, Duncan 1980, etc.**) existentes indican que las características tensión-deformación de los materiales granulares son no-lineales, inelásticas y dependientes del nivel de tensiones utilizaron el modelo más sencillo capaz de incorporar dichas características, es decir, el conocido como hiperbólico (**Duncan Chang, 1972**).

A la simplicidad del modelo se une la extensa base de datos existente sobre posibles parámetros para su análisis mediante la técnica de los elementos finitos (**Duncan, Byrne et al 1980**). Así, **Saboya y Byrne** tomaron los valores del análisis a partir de dicha recopilación de datos y contrastaron los resultados con las observaciones de campo.

Durante la construcción y llenado de la presa de Foz de Areia se habían tomado medidas de desplazamientos que servirían para proporcionar a los mencionados autores un interesante caso histórico con el que comprobar la capacidad predictiva de un análisis basado en las colecciones de datos existentes sobre los parámetros tenso-deformacionales de materiales granulares.

La presa se sitúa en el Estado de Paraná, al sur de Brasil, en el río Iguazu y fue la primera del mundo de su tipología en sobrepasar los 150 metros de altura (exactamente 160 m.)

Los materiales utilizados correspondieron a dos clases fundamentales, cuyas características mecánicas se resumen en la Tabla 2.5.

Material	Resistencia a compresión (MPa)	E (Mpa)	Densidad (KN/m <sup>3</sup> )	Porosidad (%)
Basalto en masa	240	69000	28	1.3
Basalto "Breccia"	38	26000	23	12

Tabla 2.5. Materiales fundamentales utilizados en la Presa de Foz do Areia

La auscultación de la presa se llevó a cabo mediante células de asiento e hitos topográficos situados en la sección transversal más profunda de la misma, según el esquema que se recoge en la Figura 2.20:

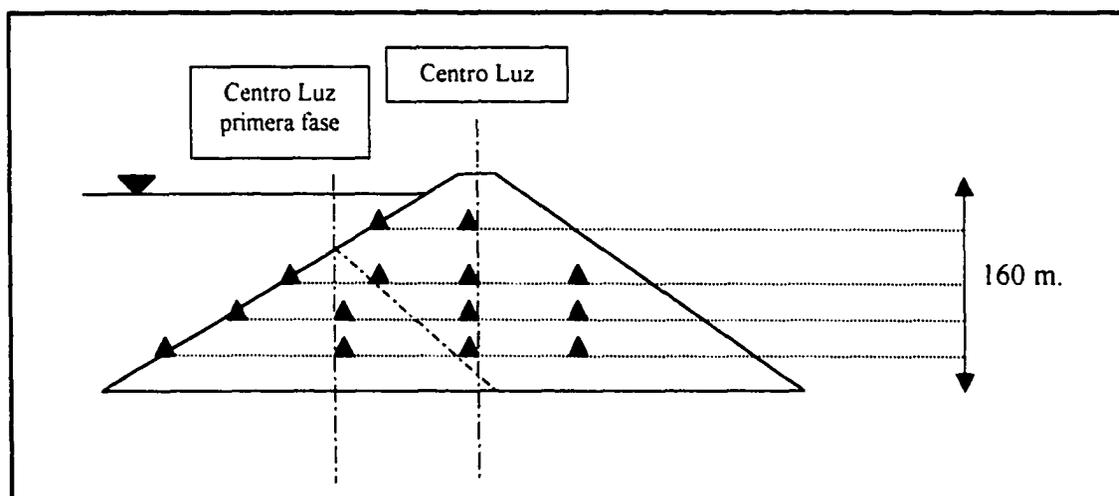


Fig. 2.20 Puntos de control de asientos en la Presa de Foz do Areia

En dicha sección, podían identificarse tres zonas distintas a partir de los dos materiales básicos descritos con anterioridad, tal y como se recoge en la tabla 2.6:

Material	Código	C <sub>v</sub>	Espesor de capa	Compactación
Basalto en masa	IB	6	0.8 m.	4 pasadas Rodillo Compactador
Basalto en masa + 25% basalto "breccia"	IC	14	1.6 m.	Idem
Mezcla de basalto en masa y basalto "breccia"	ID	(*)	0.8 m.	Idem

Tabla 2.6. Zonificación de materiales y metodología de puesta en obra en la Presa de Foz do Areia. (\*) Desconocido.

La compresibilidad del relleno constituye, en cualquier caso, la característica más importante a tener en cuenta para una correcta modelación de la presa.

Los datos conocidos de otros autores (**Veiga Pinto, Maranhã das Neves, Marachi, Marsal, De Mello**, etc.) indicaban que la compresibilidad del mismo puede estimarse a partir de las siguientes características fundamentales: Coeficiente de Uniformidad ( $C_u$ ), forma de las partículas, densidad relativa ( $D_r$ ) y mineralogía.

Por tanto, el análisis mediante un modelo hiperbólico bi-dimensional se consideró una aproximación razonable dada la geometría de la sección, y los parámetros se adoptaron inicialmente dentro del rango "típico" recogido por la Tabla 2.7 (**Duncan, Byrne et al, 1980**):

Referencia	$C_u$	K	$n_d$	$m_d$	$K_B$	$D_r(\%)$	$D_{60}$ (cm)
Marsal	18	534	0.37				20
Signer	4.7	450	0.35			82	5
Signer	5	400	0.51			100	2
Marsal et al	52	540	0.43	0.34	135	70	4.7
Marsal et al	84	690	0.45	0.22	170	85	2.1
Marsal et al	5.5	340	0.28	0.18	52	90	9.3
Marsal et al	19	450	0.37	0.18	255	95	1.9
Shannon et al	2.5	410	0.21	0	175	90	1.5
Becker et al	6.8	330	0.46	0.46	110	90	2.0

Tabla 2.7. Recopilación de parámetros de ajuste para el modelo hiperbólico

Previamente a la adopción de los rangos de valores del modelo, a partir de dicha tabla, los mencionados autores tuvieron en cuenta una serie de factores de corrección en función del "diámetro relativo" (**Ramamurthy y Gupta 1980**).

Dicho diámetro se define como la relación entre el máximo tamaño de partícula puesto en obra y el máximo correspondiente a la muestra ensayada en laboratorio.

Las envolventes de rotura (definidas por los parámetros  $\phi$  y  $\Delta\phi$ ) se estimaron en función de los datos publicados por **Barton y Kjaernsli (1981)**, siendo finalmente los rangos del conjunto de parámetros utilizados en el análisis los incluidos en la Tabla 2.8.

Material	K	$n_d$	$R_r$	$K_b$	m	$\phi$	$\Delta\phi$
IB	250-400	0.25-0.5	0.6	100-200	0-0.3	45	5.5
IC	250-400	0.25-0.5	0.8	150-200	0-0.3	42	2.0
ID	300-500	0-2.5	0.65	100-200	0-0.3	38	2.0

Tabla 2.8. Rango de parámetros utilizados en el análisis de la Presa de Foz do Areia.

El análisis se llevó a cabo mediante el programa de elementos finitos FEADAM84 (Duncan et al. 1984).

Dicho programa permite simular la secuencia constructiva de la presa así como las subsiguientes cargas hidrostáticas ascendentes con la elevación de la lámina de agua.

El análisis es incremental, de manera que en cada uno de los "ene" incrementos el comportamiento tenso-deformacional se supone lineal e isotrópico según la Ley de Hooke generalizada.

El modelo asume un módulo de carga primario ( $E_1$ ), apropiado cuando el estado actual de tensiones es igual o superior al máximo registrado con anterioridad y un módulo de carga secundario en el caso contrario:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot Pa \cdot (\sigma_3/Pa)^n \quad (\text{Ec. 2.82})$$

Donde  $K_{ur}/K=2-4$

Basándose en las experiencias de **Duncan et al 1984**, los autores adoptaron dos criterios de verificación del estado del material (carga o descarga):

- El criterio del nivel de tensiones viene representado en el espacio de tensiones por una línea recta que nace del origen de coordenadas. Así:

$$SL = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (\text{Ec. 2.83})$$

Donde  $SL < SL_{max}$  implicaría el uso de  $E_{ur}$ , definiendo  $SL_{max}$  como el máximo nivel de tensiones (SL) previamente alcanzado por el elemento.

- El segundo criterio o criterio del estado de tensiones, toma en consideración el efecto de la presión principal menor ( $\sigma_3$ ) y el nivel de tensiones (SL).

$$SS = SL \cdot (\sigma_3/Pa)^{0.25} \quad (\text{Ec. 2.84})$$

Donde  $SS < SS_{max}$  implicaría el uso de  $E_{ur}$ , definiendo  $SS_{max}$  como el máximo estado de tensiones (SS) previamente alcanzado por el elemento.

La secuencia constructiva se tuvo en cuenta utilizando 14 capas de elementos finitos, y la comparación de los resultados del análisis con las medidas de campo permitió obtener los parámetros que daban un mejor ajuste. Estos se recopilan en la Tabla 2.9.

---

Material	K	$n_d$	$R_f$	$K_b$	m	$\phi$	$\Delta\phi$
IB	350	0.37	0.60	100	0.13	45	5.5
IC	400	0.37	0.80	150	0.13	42	2.0
ID	460	0.1	0.65	150	0.13	38	2.0

Tabla 2.9 Parámetros ajustados en la simulación numérica de la Presa de Foz do Areia

Dichos valores se encuentran comprendidos en el rango que previamente habían seleccionado los autores, demostrándose la viabilidad del uso de las mencionadas bases de datos en conjunción con el modelo hiperbólico tensión-deformación.

## 2.5 Resumen y conclusiones.

- La caracterización deformacional y resistente de los materiales propios de grandes rellenos de escollera se desarrolló extraordinariamente a partir de la segunda mitad del Siglo XX gracias a la contribución de distintos investigadores y los trabajos desarrollados por ellos en numerosas Universidades e Instituciones de diversa naturaleza.
- A pesar de ello y, debido fundamentalmente a la dificultad intrínseca de la realización de ensayos, han perdurado hasta nuestros días algunas incertidumbres sobre el comportamiento de dichos materiales. Entre éstas, se puede destacar el grado de desconocimiento respecto al comportamiento para bajas presiones de confinamiento, para los niveles de compactación que realmente se consiguen en la ejecución de los rellenos y para trayectorias de tensiones distintas de aquellas que pueden reproducirse experimentalmente.
- En cualquier caso, el comportamiento tenso-deformacional de rellenos de tierra y escollera se ha podido caracterizar como inelástico, no lineal y altamente dependiente de la magnitud de los esfuerzos. Por tanto, la formulación de modelos constitutivos basados en la realización de ensayos de laboratorio y la obtención de parámetros significativos capaces de caracterizar dicho comportamiento, resulta de una gran complejidad.
- Los distintos modelos existentes de naturaleza elástica lineal, elástica no lineal, elasto-plástica, visco-elástica, etc. permiten caracterizar parcialmente el comportamiento de estos materiales, teniendo en cuenta las limitaciones fundamentales expuestas.
- A su vez, potentes herramientas de simulación numérica basadas en la técnica de los elementos finitos o de las diferencias finitas, han permitido considerar de forma más o menos aproximada en el cálculo aspectos como la secuencia constructiva, condiciones de contorno particulares y distintas relaciones constitutivas de los materiales.
- Por otra parte, la posibilidad de contraste entre los resultados del análisis y los registros de instrumentación de campo, ha permitido profundizar de manera significativa en el conocimiento del comportamiento de grandes presas y pedraplenes de carreteras, así como poner de manifiesto las limitaciones existentes al respecto.
- Dichas limitaciones tienen su origen en las propias de la realización de ensayos, formulación de modelos constitutivos, desarrollo de herramientas de cálculo y fiabilidad de los instrumentos de lectura, aspectos todos ellos involucrados en el estudio de estas estructuras.

### CAPITULO III

## NATURALEZA Y ALCANCE DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

### III NATURALEZA Y ALCANCE DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

#### 3.1 Introducción

La obra del pedraplén objeto del estudio, se enmarca dentro del tramo de la Autovía A3 comprendido entre Caudete de las Fuentes (Valencia) y Minglanilla (Cuenca).

El tramo se extiende a lo largo de poco más de 9 kilómetros según se puede apreciar en la Figura 3.1 (con línea discontinua).

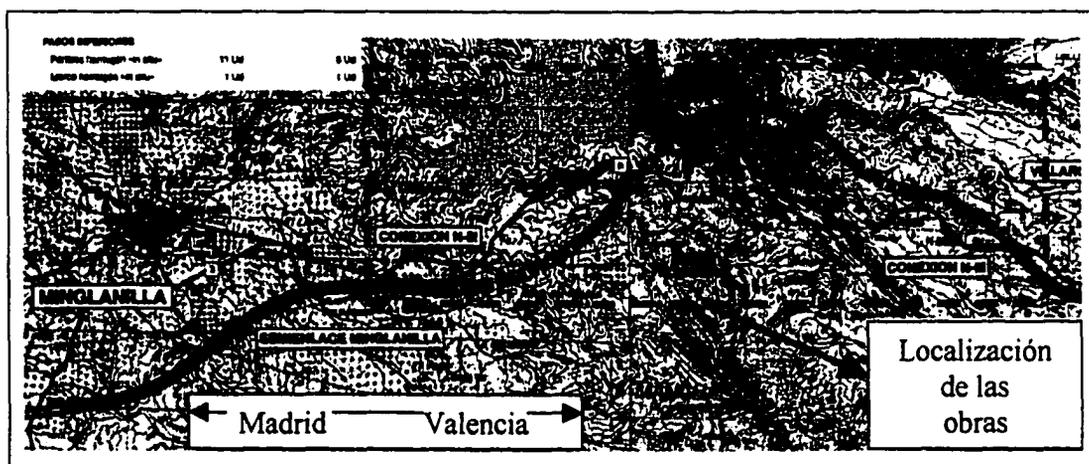


Figura 3.1 Localización de las obras.

Los trabajos de Control de Calidad fueron llevados a cabo por la empresa Projex Valencia SA y los de Instrumentación y seguimiento del comportamiento por la empresa GESTESE SL.

El nivel de control de materiales así como las especificaciones y disposición de los equipos de instrumentación vinieron determinados por las especificaciones de Proyecto y las indicaciones de la Unidad de Aseguramiento de la Calidad del contratista (bajo la supervisión de la Dirección Facultativa).

El autor de la presente Tesis asumió las siguientes responsabilidades dentro del equipo técnico de las mencionadas empresas de control e instrumentación:

- Colaboración en el diseño y supervisión de un tramo experimental.
- Instalación de las células de asiento y de presión.
- Lectura de células de asiento y de presión.
- Lectura con sonda inclinométrica bi-axial.

La construcción comenzó a finales de 1997 para concluir en diciembre de 1998, fecha en que se culminó la unión mediante Autovía entre las ciudades de Madrid y Valencia.

El trazado comprende distintas estructuras singulares a lo largo de más de nueve kilómetros de longitud, entre las que destacan (en sentido de circulación hacia Madrid):

- Tramo de pedraplén inundable (vaso del Embalse de Contreras).
- Viaducto de la Vid.
- Viaducto del Istmo.
- Túnel del Rabo de la Sartén.
- Viaducto del Embalse.

La ubicación de las tres últimas puede apreciarse en la Figura 3.2, que corresponde a una fotografía tomada durante el proceso constructivo:

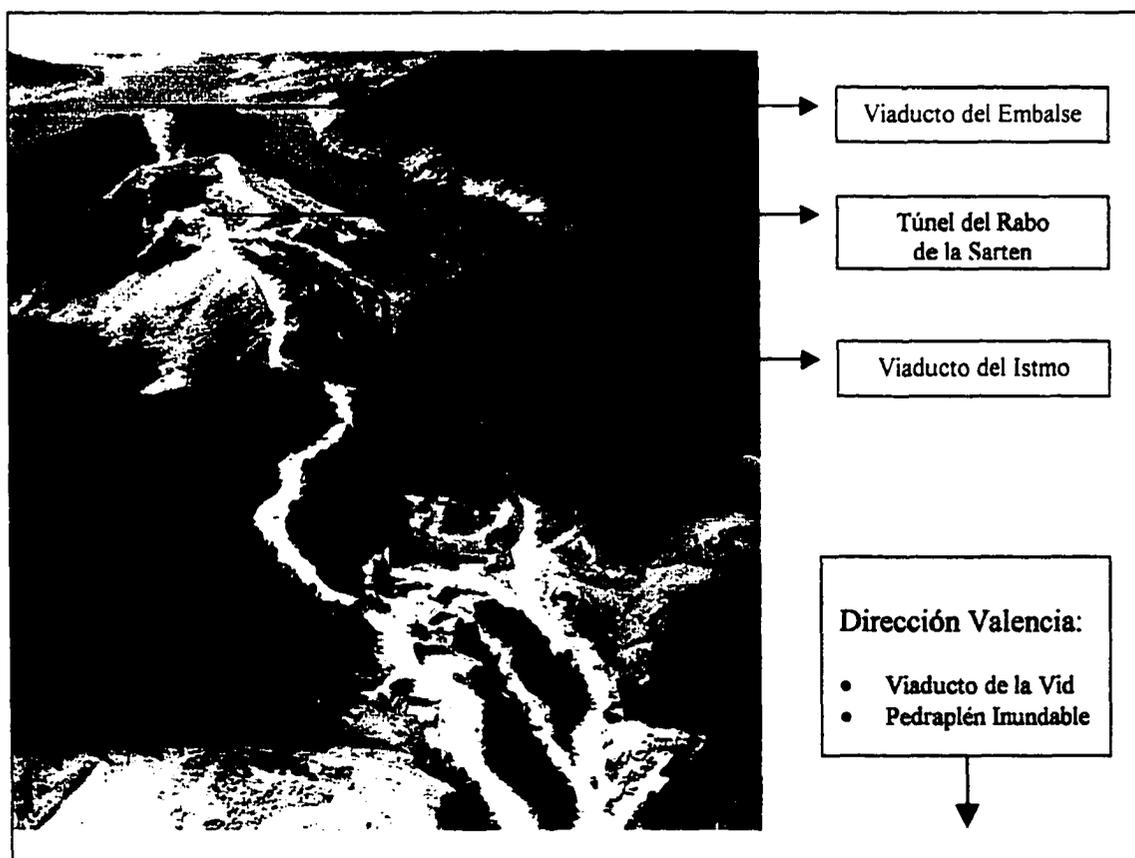


Figura 3.2 Ubicación del Viaducto del Istmo, Túnel del Rabo de la Sartén y Viaducto del embalse.

En particular, el pedraplén inundable constituye una estructura singular y de gran interés técnico.

Su longitud es de aproximadamente 400 metros, presenta una pendiente máxima longitudinal del 5%, y el relleno (superior al millón de metros cúbicos) se dispone en su mayor parte a media ladera cimentado sobre la montaña existente. La conexión entre la ladera y el pedraplén se resolvió mediante un desbroce e indentado de la misma, según un escalonado tipo de cuatro metros de altura y profundidad extendido a toda la interfaz.

La altura máxima del mismo es de 103 metros, situándose la máxima cota de inundación a 47 metros por encima del pie del pedraplén.

La ejecución se llevó a cabo mediante la extensión de capas de material de espesor algo inferior a 1 metro. La compactación de las mismas requirió del uso de rodillos vibrantes de 18 Tn (6 pasadas) y abundante riego del material.

La Figura 3.3 corresponde a la obra en avanzado estado de ejecución.

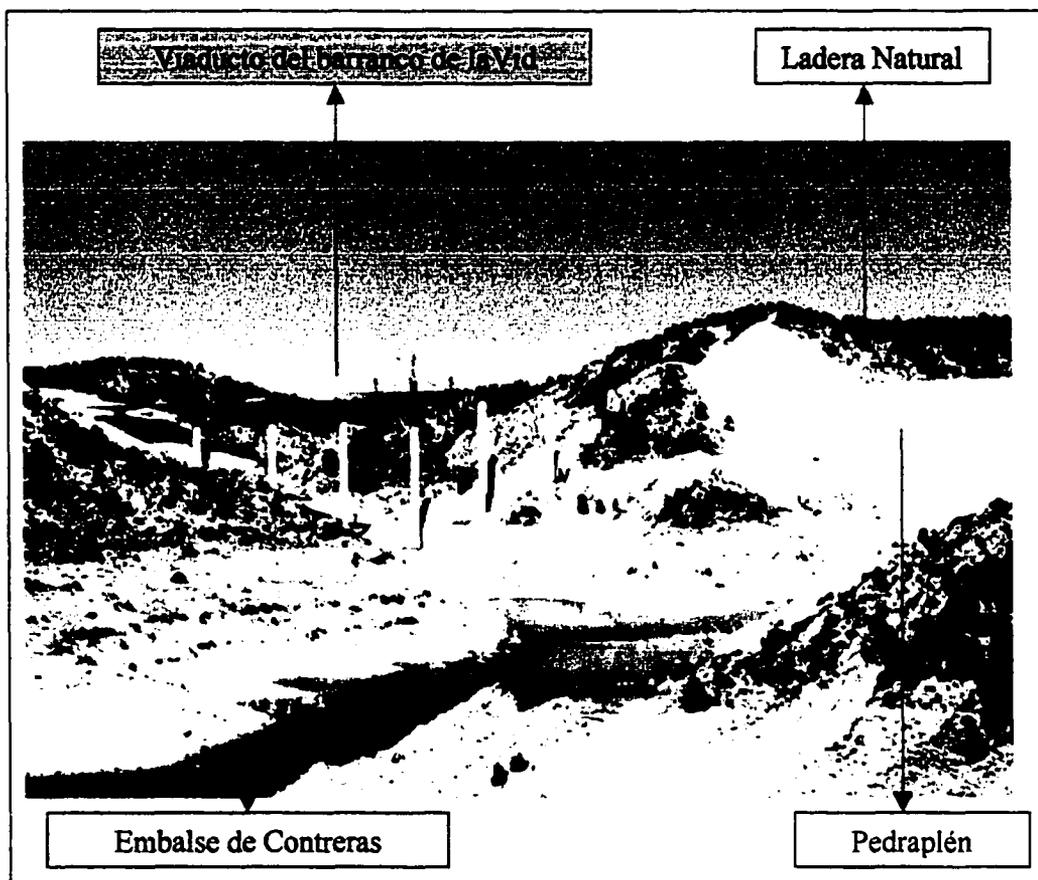


Figura 3.3 Ubicación del Pedraplén.

### 3.2 Relación de los trabajos de control e instrumentación

El pedraplén inundable fue objeto de un exhaustivo control durante su ejecución, trabajos que comenzaron con anterioridad a la puesta en obra de las primeras capas de material y que siguen desarrollándose actualmente.

La cronología y duración de los mismos se esquematizan en la Figura 3.4.

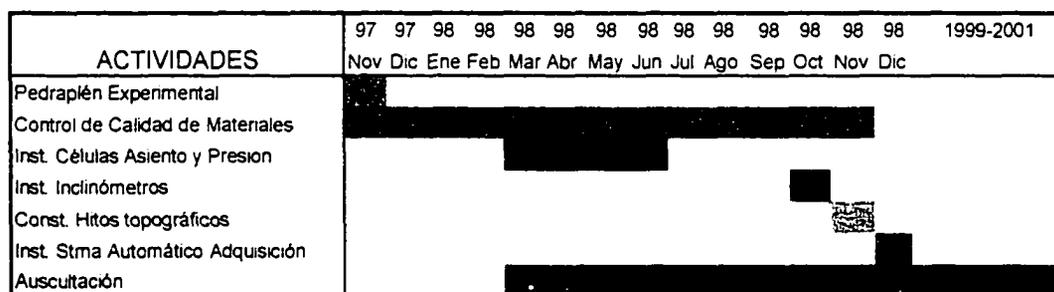


Fig. 3.4. Cronología de los trabajos de control e instrumentación llevados a cabo.

#### Pedraplén experimental

El primer trabajo consistió en la ejecución de un tramo experimental con el objeto de establecer un sistema de compactación que permitiera cumplir las prescripciones de proyecto en cuando a densidad y porosidad del material puesto en obra. A su vez, se efectuaron numerosos ensayos sobre las prestaciones mecánicas y la composición físico-química de los materiales para poder evaluar su idoneidad.

#### Control de materiales durante la ejecución

El control de materiales llevado a cabo durante toda la obra permitió verificar las densidades realmente conseguidas, la granulometría del material dispuesto así como distintas características físico-químicas y resistentes del mismo.

#### Instalación de la instrumentación de control

La instrumentación de control instalada en tres secciones de referencia consistió en 24 células de asiento, 24 células de presión total y más de doscientos metros de inclinometría vertical. Esta se vio complementada al final de la construcción por la construcción de cinco hitos topográficos en coronación.

#### Auscultación del comportamiento constructivo y post-constructivo

La lectura de la instrumentación instalada así como la disposición de un sistema automático de captación de datos permitió la auscultación del proceso constructivo y permite hoy en día el seguimiento del comportamiento del pedraplén.

### 3.3 Pedraplén experimental

El proceso de puesta en obra y compactación de materiales en un pedraplén de las características del ejecutado se puede considerar definido por tres variables fundamentales:

- a) El espesor de cada una de las capas que vayan a ser extendidas.
- b) El número de pasadas a realizar con la maquinaria disponible.
- c) La cantidad de agua utilizada durante la compactación.

La filosofía de diseño del tramo de pedraplén experimental recogía el estudio de la influencia de cada una de estas variables de la siguiente manera:

- El espesor de capa se aproximó (en media) a los 80 cm. en la denominada "Calle C" y a 1 m. en la denominada "Calle D".
- El número de pasadas de compactador de 18 Tn. se hizo variar entre 4, 6 y 8 en las respectivas "Zona 1", "Zona 2" y "Zona 3".
- El porcentaje de agua en peso utilizada fue del 15% en la "Capa 1", 20% en la "Capa 2" y del 35% en la "Capa 3".

La ejecución del tramo de prueba así diseñado permitió establecer qué combinaciones de las mencionadas variables permitían conseguir las prescripciones de proyecto en cuanto a la porosidad máxima del material puesto en obra (17% y 20% dependiendo de la mayor o menor proximidad al talud exterior)

Los materiales dispuestos en el tramo experimental fueron ensayados antes y después de la compactación, lo que permitió obtener las siguientes variables:

- Granulometría antes y después de compactar.
- Tamaño máximo antes y después de compactar.
- Índice de plasticidad antes y después de compactar.
- Humedad natural antes y después de compactar.
- Resistencia a compresión simple seca y saturada.
- Peso específico.

Los materiales resultaron muy heterogéneos e influenciaron en gran medida las curvas de compactación resultantes que, en cualquier caso, aportaron una sustanciosa información para establecer el procedimiento de compactación que se utilizaría después durante la construcción.

La Figura 3.5 esquematiza el criterio de diseño del tramo.

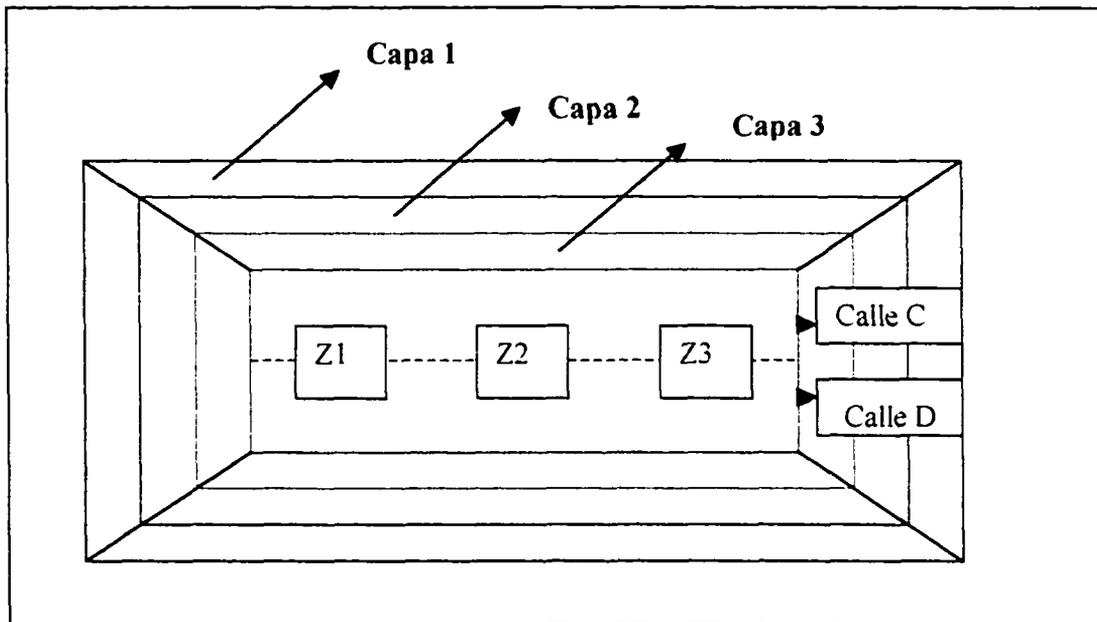


Fig.3.5 Esquema de diseño del tramo experimental.

La geometría y distribución de los puntos de control puede observarse en la Figura 3.6.

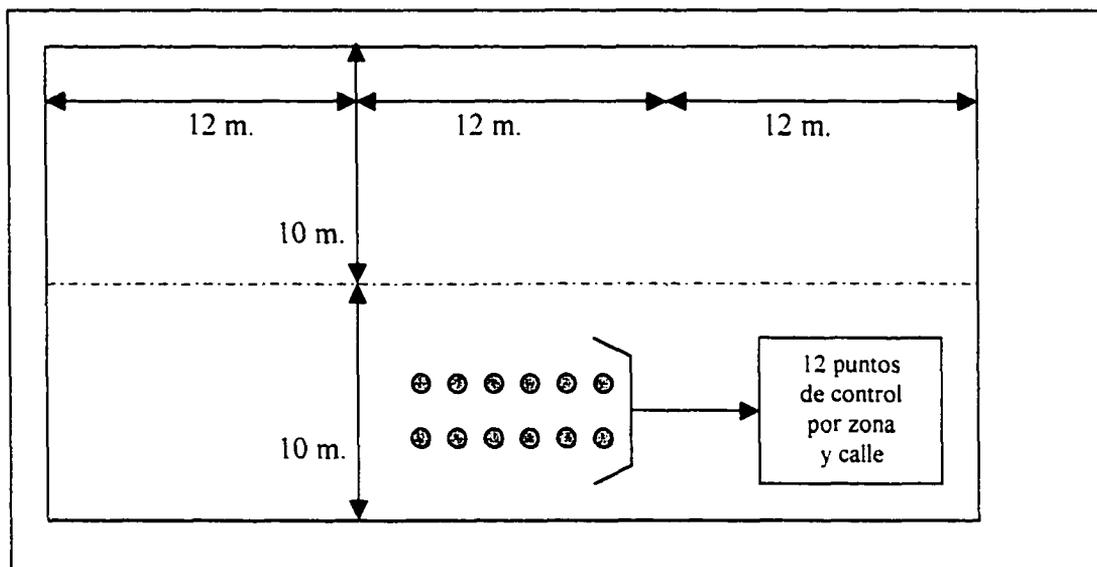


Fig. 3.6 Geometría y distribución de puntos de control en el tramo experimental.

### 3.4 Control de calidad de materiales durante la construcción

Una vez establecido un procedimiento para compactar apropiadamente el material, numerosos ensayos sobre materiales fueron efectuándose a medida que avanzaba la ejecución de la obra.

En particular se efectuaron gran cantidad de ensayos sobre las densidades realmente conseguidas en obra, curvas granulométricas, plasticidad de la fracción fina, resistencias a compresión simple y porosidad.

Aunque la naturaleza de las rocas no indicaba la necesidad de ensayos propios de "rocas blandas" se practicaron algunos ensayos complementarios de resistencia al desgaste de Los Angeles así como de resistencia a la acción de los sulfatos.

También se efectuaron algunos ensayos de placa de carga que resultaron muy influenciados por el tamaño máximo del material de la capa así como por la naturaleza de la fracción fina.

En cualquier caso, los rangos de resultados obtenidos fueron muy amplios, lo cual es común a este tipo de obras según se recoge en la literatura técnica al respecto.

La Figura 3.7 permite observar el proceso de extensión y compactación por capas del material.

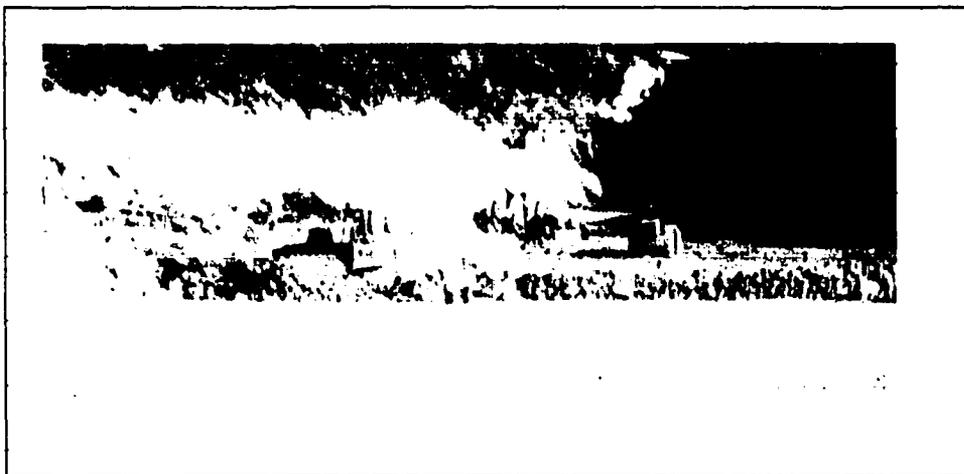


Fig. 3.7 Metodología de ejecución del pedraplén.

### 3.5 Instalación de la instrumentación de control

El pedraplén fue instrumentado en tres secciones de referencia. En concreto, se instalaron células de presión, células de asiento e inclinómetros verticales en las secciones correspondientes a los puntos kilométricos 12+460, 12+500 y 12+680.

Las Figuras 3.8 y 3.9 permiten la localización de las distintas secciones y niveles de instrumentación.

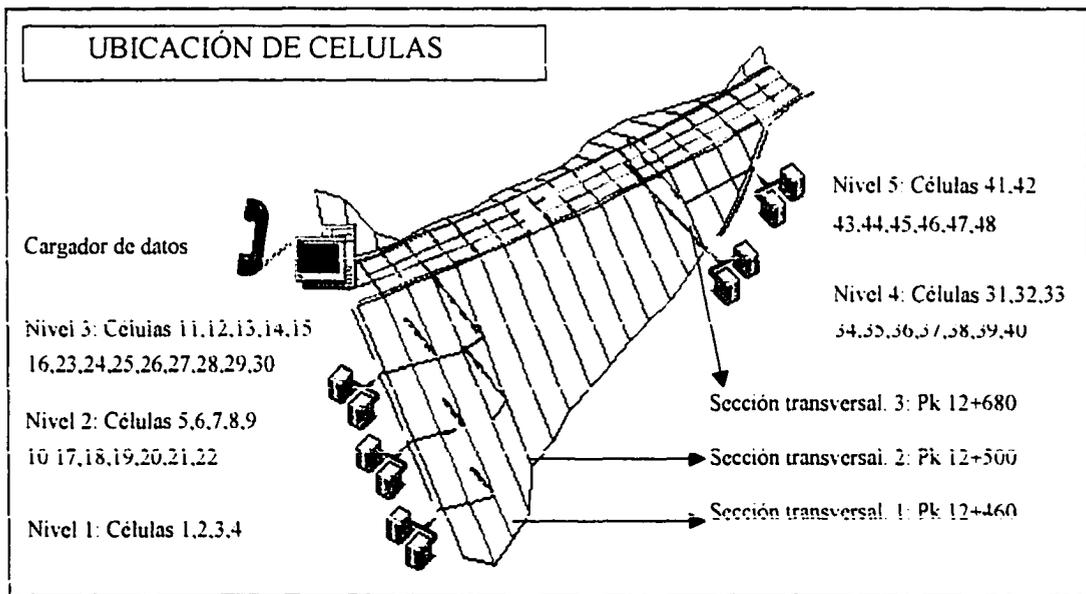


Figura 3.8. Localización de las células de asiento y de presión

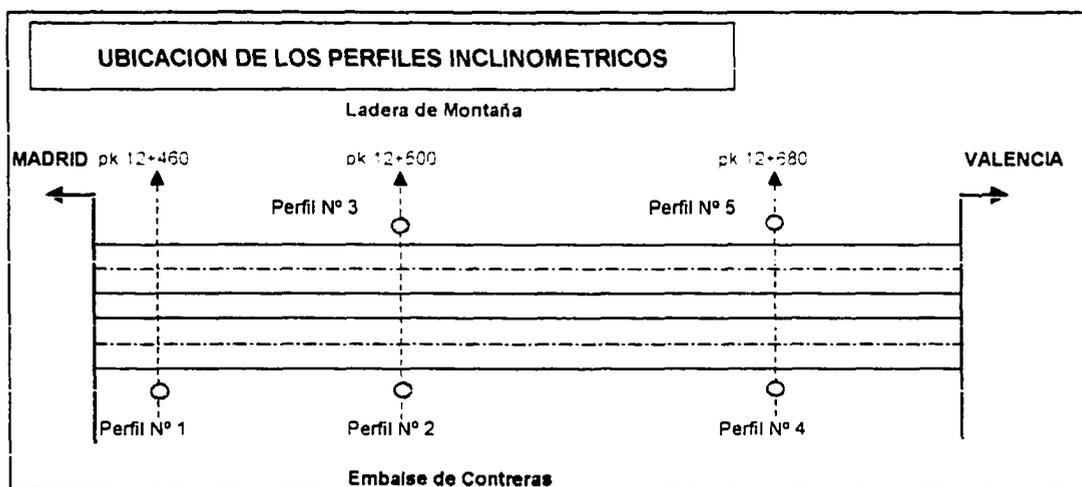


Fig. 3.9. Localización de los sondeos inclinométricos.

Las células de presión corresponden al tipo EEVW 17 K10 de la firma Glötzl, siendo el rango de medida de cero a diez bares. Las células de asiento corresponden al tipo ETVW K2 de la misma firma, siendo el rango de medida en presiones (debidas a la altura de columna de líquido más la acción de la presión atmosférica) de cero a dos bares. La Figura 3.10 permite observar la instalación del cableado de dichas células, la Figura 3.11 recoge una vista de la excavación de zanja necesaria y la Figura 3.12 muestra una célula de asiento recién instalada.



Fig. 3.10 Instalación del cableado de las células de control.



Fig. 3.11. Zanja de ubicación de células



Fig. 3.12. Célula de asiento.

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

La instalación de tubos inclinométricos para efectuar lecturas con sonda inclinométrica biaxial (modelo MK 4 de Geotechnical Instruments) permite controlar los desplazamientos horizontales. Por otra parte, el macizo de hormigón construido para la sujeción en cabeza de los mismos sería utilizado posteriormente como hito de control topográfico.

La Figura 3.13 muestra la sonda inclinométrica colocada en la cabeza del sondeo.

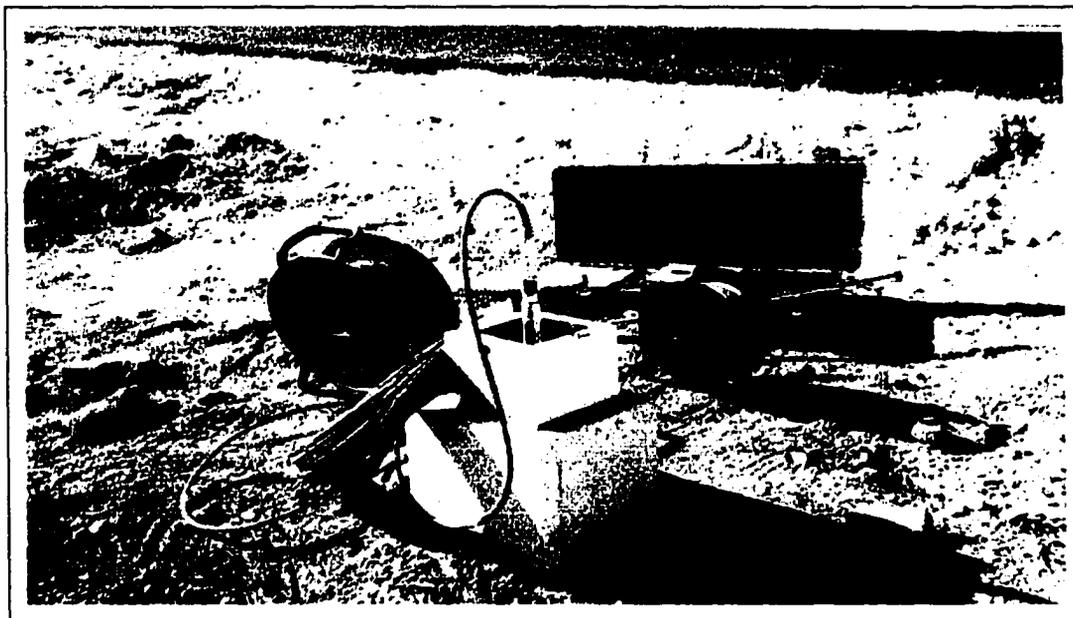


Fig. 3.13. Equipo de inclinometría vertical.

La instalación de la instrumentación se completó con la puesta en servicio del Sistema Automático de Captación de Datos, que permite efectuar tantas lecturas de las células de asiento y presión como se estimen necesarias (Figuras 3.14 y 3.15).

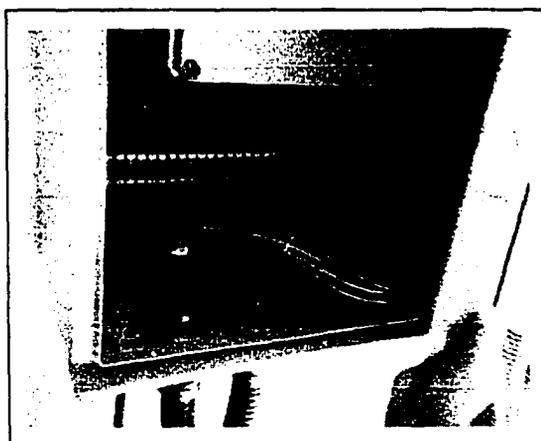


Fig. 3.14. Armario de conexión.

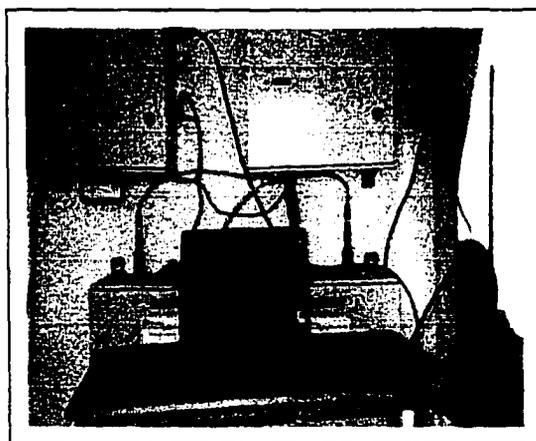


Fig. 3.15. Sistema de captación de datos.

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

### 3.6 Auscultación del comportamiento constructivo y post-constructivo

El trabajo de instrumentación llevado a cabo junto con el control de materiales efectuado durante la construcción del pedraplén se constituyen en herramientas clave a la hora de valorar la bondad del comportamiento del mismo.

La observación conjunta de la altura de tierras sobre la cota de células, la altura de tierras que incide directamente sobre ellas (es decir, a que altura el talud intersecta con la vertical de la célula) y los resultados recogidos por los distintos pares de células de presión y asiento (para cada ubicación se ha dispuesto una célula de presión y otra de asiento aproximadamente con las mismas coordenadas) ha permitido auscultar el comportamiento del pedraplén desde el comienzo del proceso constructivo.

Por último, los perfiles inclinométricos y los hitos topográficos están permitiendo una auscultación más completa durante el periodo post-constructivo.

Las Figuras 3.16, 3.17 y 3.18 esquematizan la auscultación que se está llevando a cabo en tres secciones de referencia mencionadas.

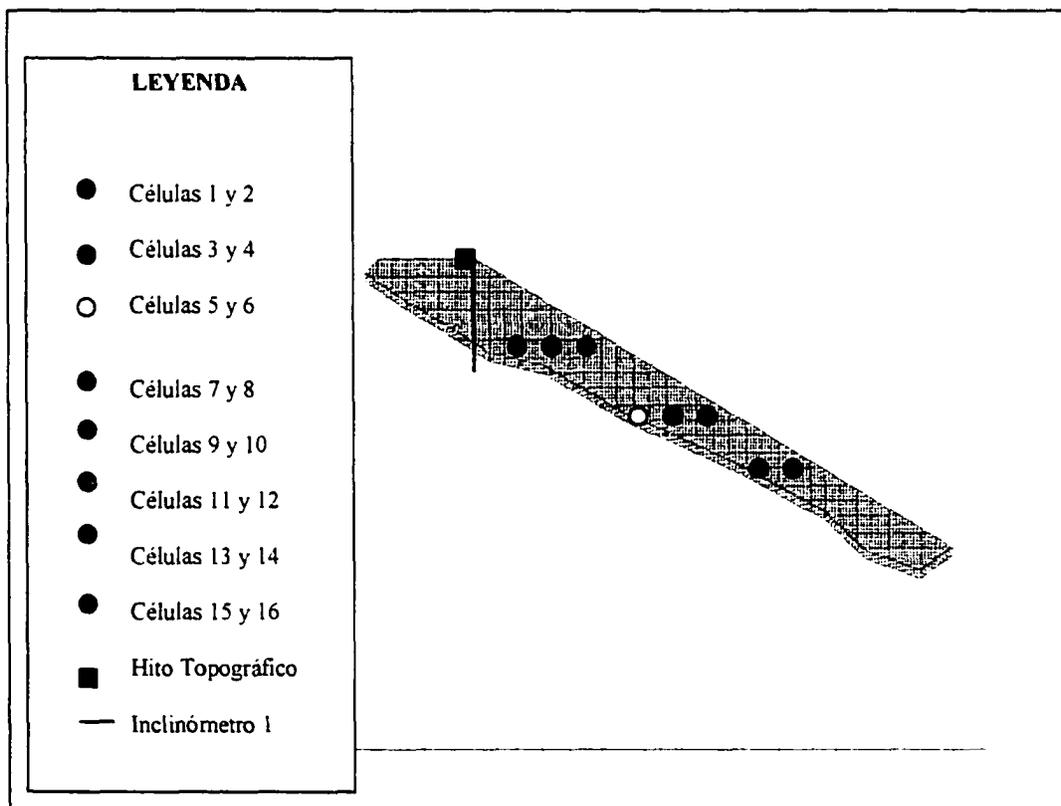


Fig. 3.16. Sección 1 (Pk 12+460)

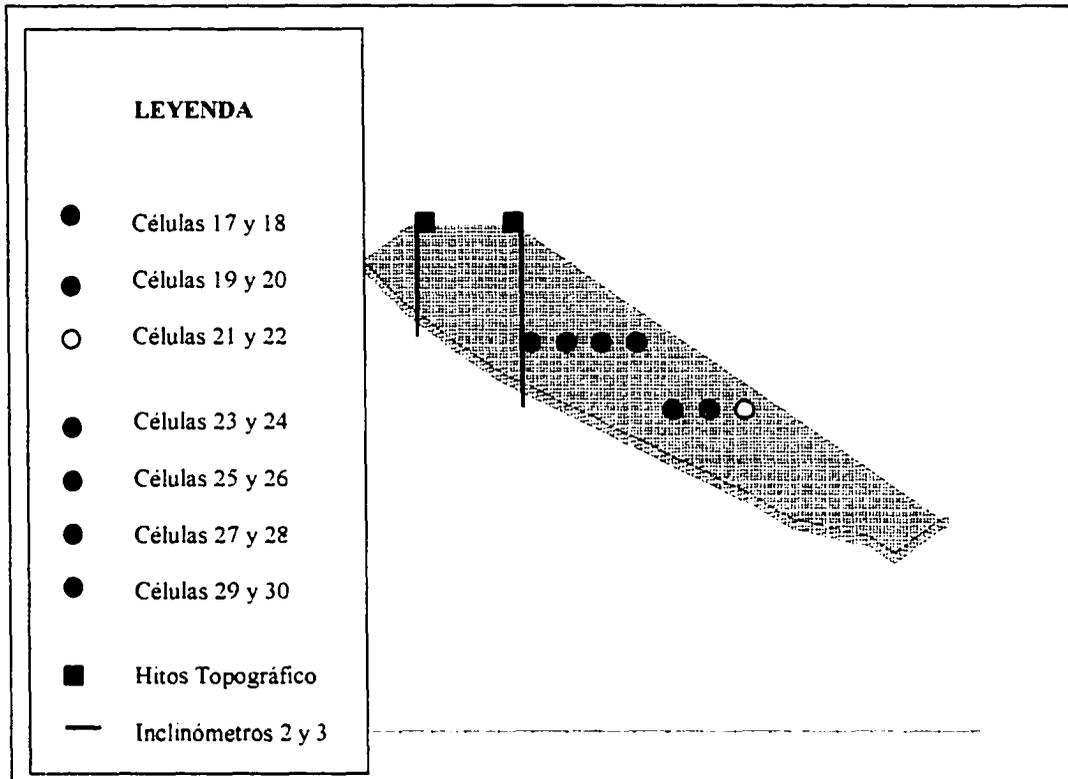


Fig. 3.17. Sección 2 (Pk 12+500)

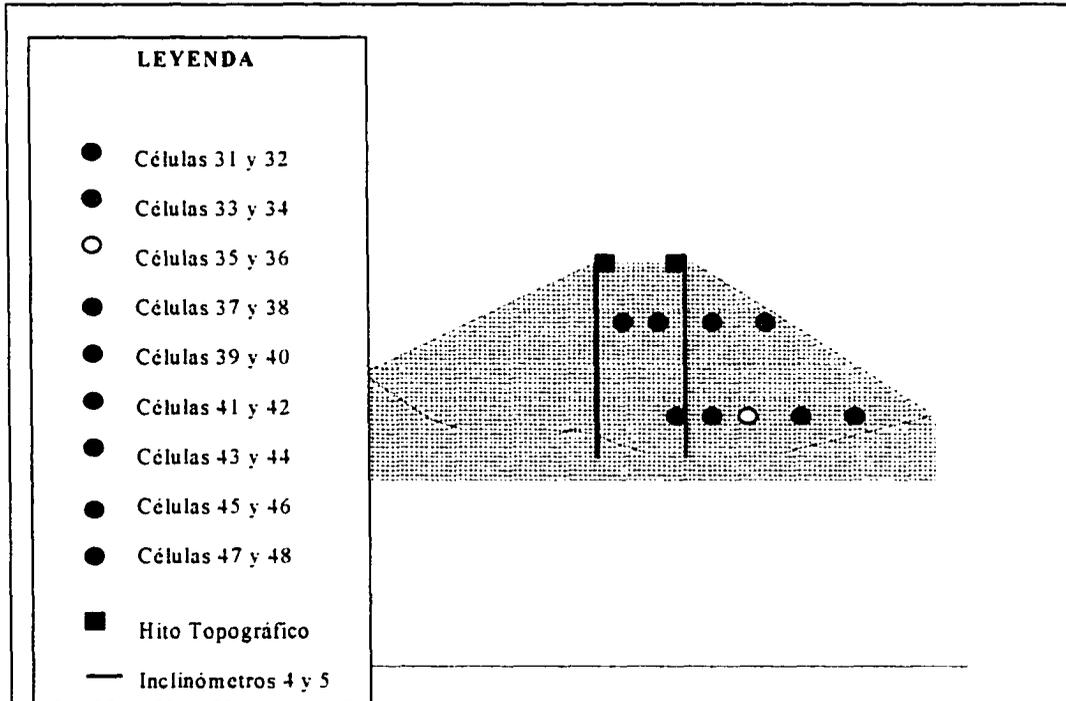


Fig. 3.18. Sección 3 (Pk 12+680)

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

### 3.7 Resumen y conclusiones

- La obra objeto del presente estudio, un pedraplén de carretera perteneciente al tramo Caudete de las Fuentes-Minglanilla de la Autovía Madrid-Valencia (A3), reúne una serie de características que la dotan de gran singularidad e interés técnico y científico.
- De hecho, la gran altura y volumen del relleno de rocas, la disparidad de secciones transversales y su ubicación en el propio vaso del Embalse de Contreras, hacen que las referencias más asimilables a dicha obra sean los espaldones de aguas arriba de presas heterogéneas de materiales sueltos o los propios cuerpos de presa de aquéllas de pantalla impermeabilizante sobre relleno de escollera.
- Los trabajos fundamentales en cuanto al control de la obra y del comportamiento de la misma han consistido en la construcción de un tramo experimental, la realización de numerosos ensayos sobre materiales, la vigilancia de la calidad de ejecución, así como la instalación y seguimiento de instrumentación de control (células de asiento, células de presión, inclinómetros verticales e hitos topográficos).
- El autor del presente trabajo asumió la responsabilidad de co-diseñar y supervisar la ejecución de dicho tramo experimental así como la instalación de las células según las prescripciones de proyecto y la lectura del conjunto de la instrumentación. Esta última actividad la sigue llevando a cabo actualmente.
- En consecuencia, la propia naturaleza de la obra junto con la posibilidad de recoger, ordenar y analizar los datos resultantes de todas las actividades descritas, constituyen una buena oportunidad para profundizar en el conocimiento del comportamiento de los grandes rellenos de escollera, objetivo fundamental de la presente Tesis.

CAPITULO IV  
SINTESIS DE LOS DATOS DE PARTIDA

## IV. SINTESIS DE LOS DATOS DE PARTIDA

### 4.1 Introducción

La información de la que se dispone sobre las características y comportamiento del pedraplén inundable es fruto de los distintos trabajos de campo llevados a cabo durante el proceso constructivo así como de los que continúan hoy en día realizándose tras la finalización del mismo.

Nominativamente, la ejecución de un tramo experimental, los ensayos de control de calidad y todos los registros de la instrumentación permiten consolidar los datos de partida que se presentan en la Tabla 4.1.

Datos	Trabajo de Procedencia
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Características mecánicas</li> <li>• Granulometría</li> <li>• Características químicas</li> <li>• Densidades y porosidades</li> </ul>	Control sobre materiales del tramo experimental
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Asientos</li> </ul>	Control de ejecución del tramo experimental
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Características mecánicas</li> <li>• Granulometría</li> <li>• Características químicas</li> <li>• Densidades y porosidades</li> </ul>	Control de calidad sobre los materiales dispuestos en las distintas capas del pedraplén
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Asientos</li> <li>• Presiones verticales (en el cuerpo del pedraplén)</li> </ul>	Lectura de las células de asiento y de presión instaladas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplazamientos (en coronación)</li> </ul>	Lecturas topográficas

Tabla 4.1. Origen de los datos de control

Por último, si bien se dispone de distintas lecturas efectuadas con sonda inclinométrica vertical, las mismas no se incluyen en el presente apartado debido a que dichos registros comenzaron tras la completa ejecución del pedraplén no habiéndose detectado movimientos horizontales post-constructivos significativos.

## 4.2 Resultados del comportamiento del tramo experimental

La naturaleza del material que se dispuso para la realización del tramo experimental era calizo-dolomítica y procedía de la denominada "boca del túnel".

Las características mecánicas y granulométricas se estimaron mediante una serie de ensayos que se resumen a continuación. Los mismos fueron efectuados sobre los materiales identificados como "Mat4", "Mat5" y "Mat6" (Véase Tabla 4.3), en referencia a las condiciones de humedad, espesor de capa y número de pasadas del rodillo compactador que se definieron en el Capítulo tercero.(Apartado 3.3. Pedraplén experimental)

La Tabla 4.2 resume los resultados obtenidos a este respecto.

Código	T25 AC	T5 AC	T0.08 AC	TMAX AC	T25DC	T5DC	T0.08DC	TMAXDC
Mat4	52.3	20.2	8	440	---	22.9	9.6	530
	IP AC	IP DC	HN AC	HN DC	RCSec	RCSat	PesoE1	PesoE2
	NP	4.6	3.34	5.4	22	27	2.695	2.632
Código	T25 AC	T5 AC	T0.08 AC	TMAX AC	T25DC	T5DC	T0.08DC	TMAXDC
Mat9	28.9	14.4	7.1	830	18.9	10.6	6.1	840
	IP AC	IP DC	HN AC	HN DC	RCSec	RCSat	PesoE1	PesoE2
	NP	NP	2.91	5.2	68	26	2.767	2.786
Código	T25 AC	T5 AC	T0.08 AC	TMAX AC	T25DC	T5DC	T0.08DC	TMAXDC
Mat 15	45.8	18.4	9.6	570	37.1	18.4	8.9	610
	IP AC	IP DC	HN AC	HN DC	RCSec	RCSat	PesoE1	PesoE2
	NP	NP	4.27	3.66	79	---	2.736	2.746

### Leyenda:

- T25 AC: Porcentaje en peso del material que pasa por el tamiz 25 UNE antes de compactar.
- T5 AC: Idem anterior tamiz 5 UNE.
- T0.08 AC: Idem anterior tamiz 0.08 UNE.
- TMAX AC: Tamaño máximo en milímetros de la muestra antes de compactar.
- T25 DC, T5 DC, T0.08 DC y TMAX DC: Idem anteriores después de compactar.
- IP AC: Índice de plasticidad antes de compactar.
- IP DC: Idem anterior después de compactar.
- HN AC: Humedad natural antes de compactar.
- HN DC: Idem anterior después de compactar.
- RC Sec: Resistencia a compresión en MPa en seco.
- RC Sat: Idem anterior saturada.
- PesoE1: Peso específico en Kg/m<sup>3</sup>.
- PesoE2: Peso específico en Kg/m<sup>3</sup>.

Tabla 4.2- Resumen de ensayos sobre materiales pertenecientes al tramo experimental.

Tras la ejecución del tramo de prueba con el material descrito y a partir de los criterios de diseño expuestos en el capítulo anterior, se obtuvieron los resultados de porosidad y valor medio de asientos que se recogen en la Tabla 4.3.

Para cada combinación de calle, zona y capa se establece un código de identificación del material de manera que, por ejemplo, el "Mat1" sería aquel correspondiente a la calle "C", zona "Z1" y capa "1". Las características propias de la codificación de calle, zona y capa se corresponden igualmente con las expuestas en el Capítulo tercero.

Zona	E	N.P:	H	P	ATP	AT
C-Z1-1-MAT1	1.21	4	0.15	19.5	11.82	14.29
D-Z1-1-MAT2	0.93	4	0.15	16.1	8.25	7.66
C-Z2-1-MAT3	1.14	6	0.15	12.8	14.03	15.97
D-Z2-1-MAT4	0.86	6	0.15	8.1	10.69	9.18
C-Z3-1-MAT5	1.11	8	0.15	14.7	9.93	10.99
D-Z3-1-MAT6	0.98	8	0.15	11.7	7.83	7.65
C-Z1-2-MAT7	1.06	4	0.20	10.7	5.87	6.2
D-Z1-2-MAT8	0.77	4	0.20	---	4.93	3.6
C-Z2-2-MAT9	1.10	6	0.20	15.6	5.56	6.14
D-Z2-2-MAT10	0.82	6	0.20	7	6.13	4.38
C-Z3-2-MAT11	1.13	8	0.20	15.5	3.64	4.05
D-Z3-2-MAT12	0.82	8	0.20	---	5.11	3.99
C-Z1-3-MAT13	0.81	4	0.35	16.1	5.7	4.64
D-Z1-3-MAT14	0.76	4	0.35	6.7	4.12	3.12
C-Z2-3-MAT15	0.8	6	0.35	6.1	6.28	4.8
D-Z2-3-MAT16	0.8	6	0.35	12	5.68	4.37
C-Z3-3-MAT17	0.72	8	0.35	13.8	6.72	4.81
D-Z3-3-MAT18	0.7	8	0.35	8.1	6.22	3.45

Leyenda:

- E: Espesor de capa.
- N.P.: Número de pasadas con rodillo vibrante de 18 Tn. y 70 m./min de velocidad De compactación.
- H: Humedad, en porcentaje.
- P: Porosidad final conseguida.
- ATP: Asiento total en porcentaje (respecto al espesor de capa).
- AT: Asiento total en centímetros.

Tabla 4.3. Resultados de la ejecución del tramo experimental.

Cabe remarcar que el término "número de pasadas" se refiere a un ciclo completo, es decir, a una ida y vuelta de la maquinaria de compactación.

### 4.3 Resultados de los ensayos de control de calidad de materiales y control de ejecución

Numerosos ensayos de control sobre materiales se realizaron a partir de muestras tomadas de distintas capas del pedraplén. En particular, se dispone de gran cantidad de resultados en cuanto a la granulometría, densidad, porosidad y resistencia a la compresión uniaxial tanto de muestra seca como saturada.

Otros ensayos realizados de manera mucho más esporádica fueron la determinación del Coeficiente de Desgaste de Los Angeles, la resistencia a la acción de distintos compuestos químicos así como la ejecución de ensayos de placa de carga.

La ejecución de dichos ensayos de placa de carga podría constituir, en principio, una buena herramienta de caracterización de la deformabilidad del terreno aunque no se conozca con exactitud la relación entre el módulo de deformación obtenido a través de este ensayo y el que definiría las deformaciones del relleno de escollera (**Justo, Cañete y Del Campo, 1985**).

Los valores que se obtienen de dichas pruebas son el módulo de deformación en carga ( $E_{v1}$ ) y el módulo de deformación en recarga ( $E_{v2}$ ), que se calculan según la descripción del ensayo contenida en la norma NLT-357-86. En cualquier caso, la dispersión de valores obtenidos para el pedraplén objeto de estudio da una idea de la dificultad de uso de los mismos para la caracterización del relleno. ( $E_{v1}$  entre 10.5 y 168.4 Mega Pascales;  $E_{v2}$  entre 145.2 y 309.2 Mega Pascales).

La Tabla 4.2 recoge un resumen de los ensayos más significativos realizados, los cuales quedan referenciados mediante la fecha en que se llevaron a cabo y la capa del pedraplén a la que pertenecían.

Se aportan en dicha Tabla algunos índices relacionados con la granulometría del material que resultan de utilidad para su correlación con las propiedades de otros materiales ensayados y documentados en la literatura técnica. Nominativamente, se incluyen de forma explícita los valores del tamaño máximo ( $T_{max}$ ), porcentaje en peso que pasa por el Tamiz N°25 UNE (Pasa 25 mm) y el Coeficiente de Uniformidad ( $C_u$ ).

Por último, se incluyen los valores de las resistencias a la compresión uniaxial, lo cuales son de gran valor como índice característico de la calidad de la roca (por debajo de 250  $Kg/cm^2$  podría calificarse a la misma como blanda). Además, la relación media entre el valor de la misma para muestra seca y muestra saturada da una idea de la merma de las características resistentes que se puede producir debido a la humectación, razón por la cual distintas recomendaciones limitan la baja de resistencia para muestra saturada a un 75 por ciento de la obtenida en el caso seco.

Probablemente, el resultado más significativo de todos los que se presentan sea el de la baja porosidad media, del orden del 15 por ciento.

Fecha	Capa	Dens.	Porosidad	Índice huecos	Tmax	Pma 25mm	d10	d60	Cu	RCSeco	RCSat
(Sistema Uda)		(Tn.mc)	(%)	(%)	(mm)	(%Peso)				(Kg/cc)	(Kg/cc)
4.12.97	1	2,191			800	32,8	0,4	250	625	550	460
13.12.97	8	2,435	14,8	17,4	800	30,8	0,4	250	625	1030	700
13.12.97	8	2,285	20,9	26,4	600	45,9	0,4	52	130	740	490
22.12.97	6	2,294			400	39,5	2	50	25	460	340
22.12.97	6	2,512			800	28,2	2	250	125	790	490
23.12.97	16	2,233	17,8	21,7	800	19,8	5	250	50	720	800
23.12.97	16	2,292	17,8	21,7	1000	24,5	2	250	125	700	560
15.01.98	21	2,006			1000	23,6	2	250	125	500	280
15.01.98	21	2,184			800	37,5	0,4	125	312,5	1010	260
20.01.98	22	2,171	20,9	26,4	800	15,1	10	250	25	430	350
20.01.98	22	2,247	18,4	22,5	1000	18,8	5	400	80	420	830
27.01.98	28	2,348	9,9	11,0	1200	15,3	10	400	40	570	420
27.01.98	28	2,487	6,8	7,3	1000	24,8	0,4	250	625	540	200
23.02.98	33	2,515	6,3	6,7	1000	19,6	5	250	50	320	360
25.02.98	36	2,483	7,8	8,5	600	27,3	2	125	62,5	520	520
27.02.98	39	2,506	3,8	4,0	400	27	5	100	20	230	240
4.03.98	41	2,371	13,2	15,2	1000	23,1	2	250	125	810	380
6.03.98	43	2,359	12,4	14,2	400	30,6	2	100	50	650	640
9.03.98	45	2,276	15,1	17,8	1000	19,6	2	400	200	620	490
11.03.98	47	2,208	18,9	23,3	800	29,4	2	125	62,5	640	630
13.03.98	48	2,133	20,8	26,3	800	17,3	20	250	12,5	340	660
17.03.98	50	2,33	11,6	13,1	1000	21,7	2	400	200	530	440
18.03.98	52	2,284	16,6	19,9	1200	14,6	10	400	40	470	740
23.03.98	54	2,307	13,7	15,9	400	27,9	5	100	20	680	680
27.03.98	56	2,228	15,2	17,9	1200	13,8	20	400	20	480	610
3.04.98	58	2,147	20,9	26,4	600	18,7	10	250	25	520	410
14.04.98	60	2,089	21,7	27,7	400	35	0,4	100	250	450	420
16.04.98	62	2,102	21,4	27,2	800	24	2	250	125	650	650
20.04.98	64	2,132	22,4	28,9	1000	29,6	0,4	250	625	570	1140
22.04.98	66	2,299	11,6	13,1	800	21,4	5	250	50	530	430
27.04.98	68	2,347	10,8	12,1	800	20	10	250	25	460	430
5.05.98	70	2,275	15	17,6	800	26,9	2	250	125	470	260
7.05.98	72	2,184	18,8	23,2	600	26	5	250	50	840	540
8.05.98	74	2,369	11,9	13,5	800	24,1	10	250	25	810	420
11.05.98	76	2,407	11,3	12,7	600	22,8	5	125	25	650	440
13.05.98	78	2,218	15,1	17,8	800	24,3	2	250	125	910	570
18.05.98	80	2,245	17,9	21,8	800	20,9	5	125	25	770	650
19.05.98	82	2,342	14,9	17,5	1200	15,8	10	400	40	780	970
25.05.98	84	2,446	11	12,4	1200	20,1	5	250	50	940	720
28.05.98	85	2,242	17,7	21,5	600	32,1	0,4	125	312,5	480	640
8.06.98	86	2,252	17	20,5	800	38,9	0,4	100	250	830	350
11.06.98	88	2,131	20,5	25,8	800	21,9	2	250	125	1370	890
18.06.98	91	2,163	20	25,0	800	16,8	10	250	25	820	850
19.06.98	93	2,415	10,8	12,1	400	15,2	5	100	20	490	580
22.06.98	95	2,344	14,1	16,4	800	23,4	10	125	12,5	460	660
26.06.98	97	2,068	24,3	32,1	400	22,1	10	125	12,5		
6.07.98	99	2,286	16,3	19,5	600	20,3	10	250	25		
13.07.98	101				600	20,7	5	125	25		
15.07.98	103	2,292	15,8	18,8	400	15,5	25	250	10		
20.07.98	105	2,208	18,8	23,2	600	14,8	25	250	10		
24.07.98	107	2,283			400	19,5	10	100	10		
28.07.98	109	2,146			600	29	0,4	100	250		
3.08.98	111	2,008			600	14,8	10	250	25		
<b>VALOR MEDIO:</b>		<b>2,27</b>	<b>15,22</b>	<b>18,37</b>	<b>762,26</b>	<b>23,83</b>	<b>5,89</b>	<b>218,43</b>	<b>121,75</b>	<b>634,44</b>	<b>546,44</b>

Tabla 4.4 Resumen de resultados del control de materiales.

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

#### 4.4 Comportamiento auscultado: presiones y desplazamientos

Uno de los objetivos marcados al comienzo del presente trabajo consistía en la consolidación, de la manera más clara y accesible, de todos los registros procedentes de la instrumentación.

Consecuentemente, se aporta la fecha exacta, lecturas efectuadas y altura de tierras en el momento de realización de las mismas para todas las células.

A su vez, dicha información se plasma en una serie de gráficos resumen de comportamiento para cada par de células asiento-presión (ubicadas a una distancia inferior a 4 metros una de la otra). La leyenda incorporada en los gráficos se interpreta según se recoge en la Figura 4.1.

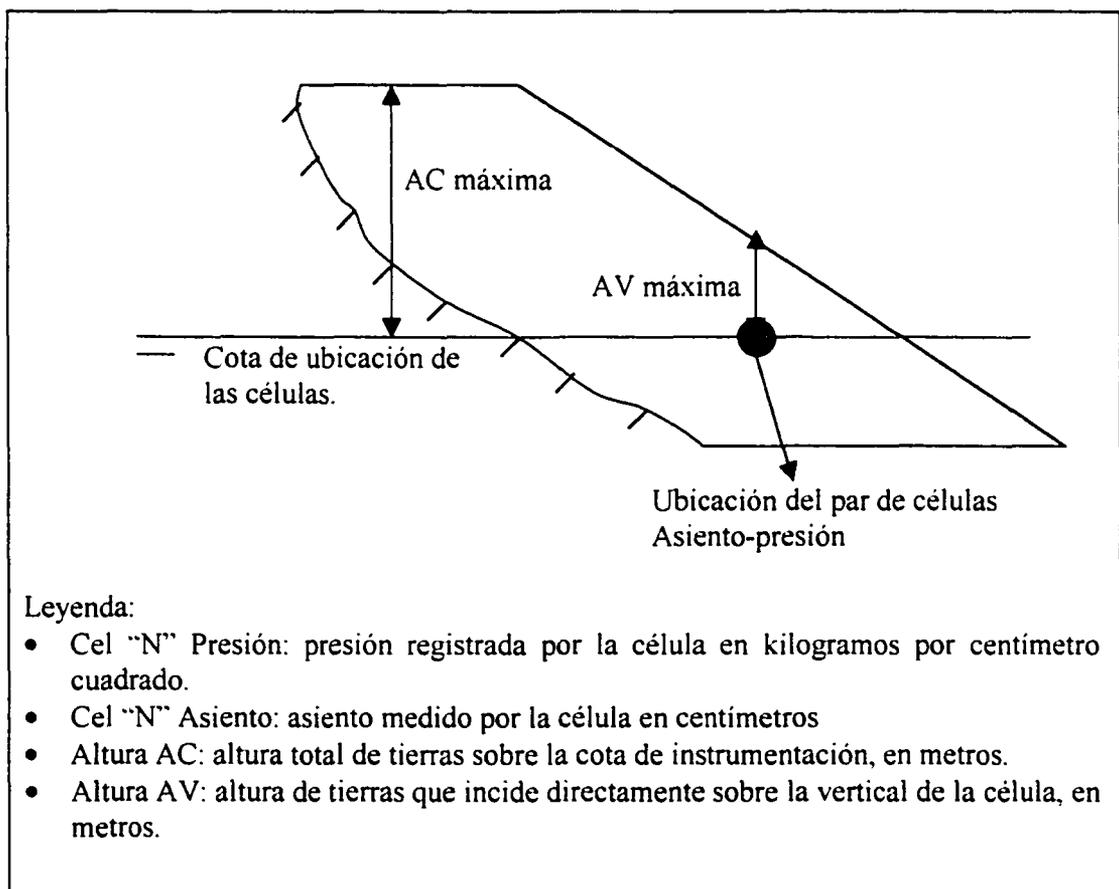


Fig. 4.1 Interpretación de los gráficos de auscultación.

La unidad seleccionada en los gráficos para la variable tiempo es la semana, y el origen de la misma se mantiene constante y coincidente con la fecha de instalación del primer nivel de instrumentación (células 1, 2, 3 y 4) para todas las representaciones gráficas. Las medidas de cotas han sido redondeadas en metros al número entero más próximo.

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 1 Presión	Cel 2 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98	663	0	0	0	0	0	33
3/03/98	665	1	0,86	0	2	2	35
10/03/98	670	2	3,17	-0,88	7	7	40
17/03/98	674	3	3,86	-2,59	10	11	44
24/03/98	678	4	4,06	-4,76	10	15	48
31/03/98	683	5	4,13	-3,82	10	20	53
7/04/98	686	6	4,16	-4,72	10	23	56
14/04/98	688	7	4,16	-4,22	10	25	58
21/04/98	691	8	4,16	-4,33	10	28	61
28/04/98	695	9	4,26	-4,72	10	32	65
5/05/98	696	10	4,23	-4,53	10	33	66
12/05/98	701	11	4,27	-5,08	10	38	71
19/05/98	704	12	4,29	-3,7	10	41	74
26/05/98	705	13	4,26	-3,92	10	42	75
2/06/98	707	14	4,27	-3,62	10	44	77
9/06/98	711	15	4,2	-3,8	10	48	81
16/06/98	715	16	4,34	-4,67	10	52	85
23/06/98	720	17	4,34	-3,9	10	57	90
30/06/98	721	18	4,4	-3,8	10	58	91
7/07/98	722	19	4,4	-3,6	10	59	92
14/07/98	727	20	4,4	-3,6	10	64	97
21/07/98	728	21	4,4	-3,8	10	65	98
4/08/98	731	23	4,4	-3,3	10	68	101
26/08/98	735	26	4,4	-2,7	10	72	105
8/09/98	735	28	4,4	-3,8	10	72	105
15/09/98	735	29	4,4	-3,3	10	72	105
22/09/98	735	30	4,4	-3,9	10	72	105
1/10/98	735	31	4,4	-5,1	10	72	105
8/10/98	735	32	4,4	-4,5	10	72	105
22/10/98	735	34	4,4	-5,6	10	72	105
11/11/98	735	37	4,4	-5,6	10	72	105
7/01/99	735	45	4,4	-6,4	10	72	105
12/02/99	735	50	4,4	-5,6	10	72	105
9/03/99	735	54	4,4	-4,4	10	72	105
14/05/99	735	63	4,4	-3	10	72	105
9/06/99	735	67	4,4	-2,7	10	72	105
9/07/99	735	72	4,4	-1,6	10	72	105
4/08/99	735	76	4,4	-2,2	10	72	105
14/09/99	735	81	4,4	-2	10	72	105
15/10/99	735	85	4,4	-3	10	72	105
18/11/99	735	90	4,4	-6,2	10	72	105
21/12/99	735	95	4,4	-6,4	10	72	105
28/01/00	735	100	4,3	-6	10	72	105
29/02/00	735	105	4,3	-6	10	72	105
18/04/00	735	112	4,3	-5,4	10	72	105
2/05/00	735	114	4,3	-6	10	72	105
8/06/00	735	119	4,3	-3,8	10	72	105
4/07/00	735	123	4,3	-4,4	10	72	105

Auscultación del comportamiento: Células 1 (presión) y 2 (asiento)

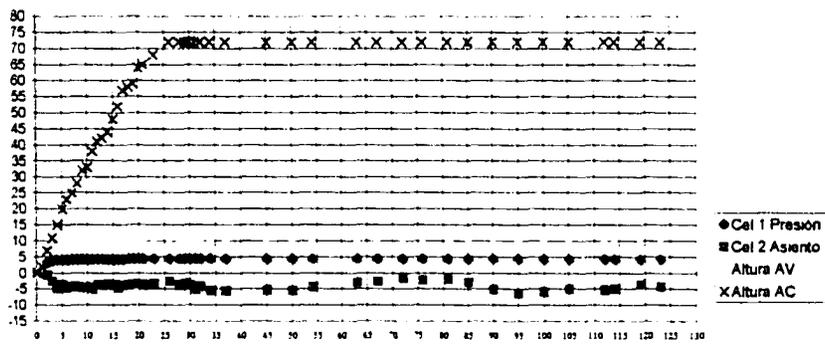


Fig. 4.2. Registros del par de células presión y asiento N°1 y N°2

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 3 Presión	Cel 4 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98	663	0	0	0	0	0	33
3/03/98	665	1	0,96	0	2	2	35
10/03/98	670	2	2,62	-0,93	4	7	40
17/03/98	674	3	2,69	-2,02	4	11	44
24/03/98	678	4	2,7	-3,22	4	15	48
31/03/98	683	5	2,69	-3,44	4	20	53
7/04/98	686	6	2,67	-4,49	4	23	56
14/04/98	688	7	2,66	-4,77	4	25	58
21/04/98	691	8	2,65	-5	4	28	61
28/04/98	695	9	2,66	-5	4	32	65
5/05/98	696	10	2,66	-5,04	4	33	66
12/05/98	701	11	2,66	-5,68	4	38	71
19/05/98	704	12	2,67	-5,27	4	41	74
26/05/98	705	13	2,67	-5,22	4	42	75
2/06/98	707	14	2,67	-4,83	4	44	77
9/06/98	711	15	2,7	-4,4	4	48	81
16/06/98	715	16	2,69	-4,6	4	52	85
23/06/98	720	17		-3,5	4	57	90
30/06/98	721	18		-4,4	4	58	91
7/07/98	722	19		-4,3	4	59	92
14/07/98	727	20		-4,1	4	64	97
21/07/98	728	21		-4	4	65	98
4/08/98	731	23		-5,1	4	68	101
28/08/98	735	28		-9,7	4	72	105
8/09/98	735	28		-10,7	4	72	105
15/09/98	735	29		-10,7	4	72	105
22/09/98	735	30		-10,8	4	72	105
1/10/98	735	31		-12,1	4	72	105
8/10/98	735	32		-11,8	4	72	105
22/10/98	735	34		-12,8	4	72	105
11/11/98	735	37		-11,5	4	72	105
7/01/99	735	45	2,7	-11,5	4	72	105
12/02/99	735	50	2,6	-14,5	4	72	105
9/03/99	735	54	2,6	-16,2	4	72	105
14/05/99	735	63	2,6	-14,8	4	72	105
9/06/99	735	67	2,6	-13,4	4	72	105
9/07/99	735	72	2,6	-12,1	4	72	105
4/08/99	735	76	2,6	-11,7	4	72	105
14/09/99	735	81	2,6	-11,6	4	72	105
15/10/99	735	85	2,6	-11,8	4	72	105
18/11/99	735	90	2,6	-14,3	4	72	105
21/12/99	735	95	2,6	-15,9	4	72	105
28/01/00	735	100	2,4	-16,9	4	72	105
29/02/00	735	105	2,4	-16,5	4	72	105
18/04/00	735	112	2,4	-16,7	4	72	105
2/05/00	735	114	2,4	-16,7	4	72	105
6/06/00	735	119	2,4	-14,3	4	72	105
4/07/00	735	123	2,4	-15,7	4	72	105

Auscultación Proceso Constructivo: Células 3 (presión) y 4 (asiento)

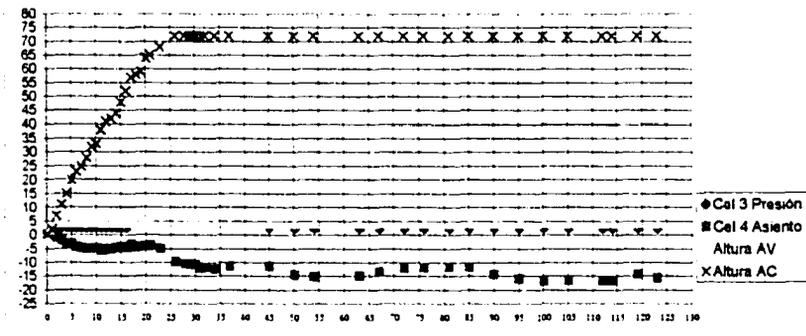


Fig. 4.3. Registros del par de células presión y asiento N°3 y N°4

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

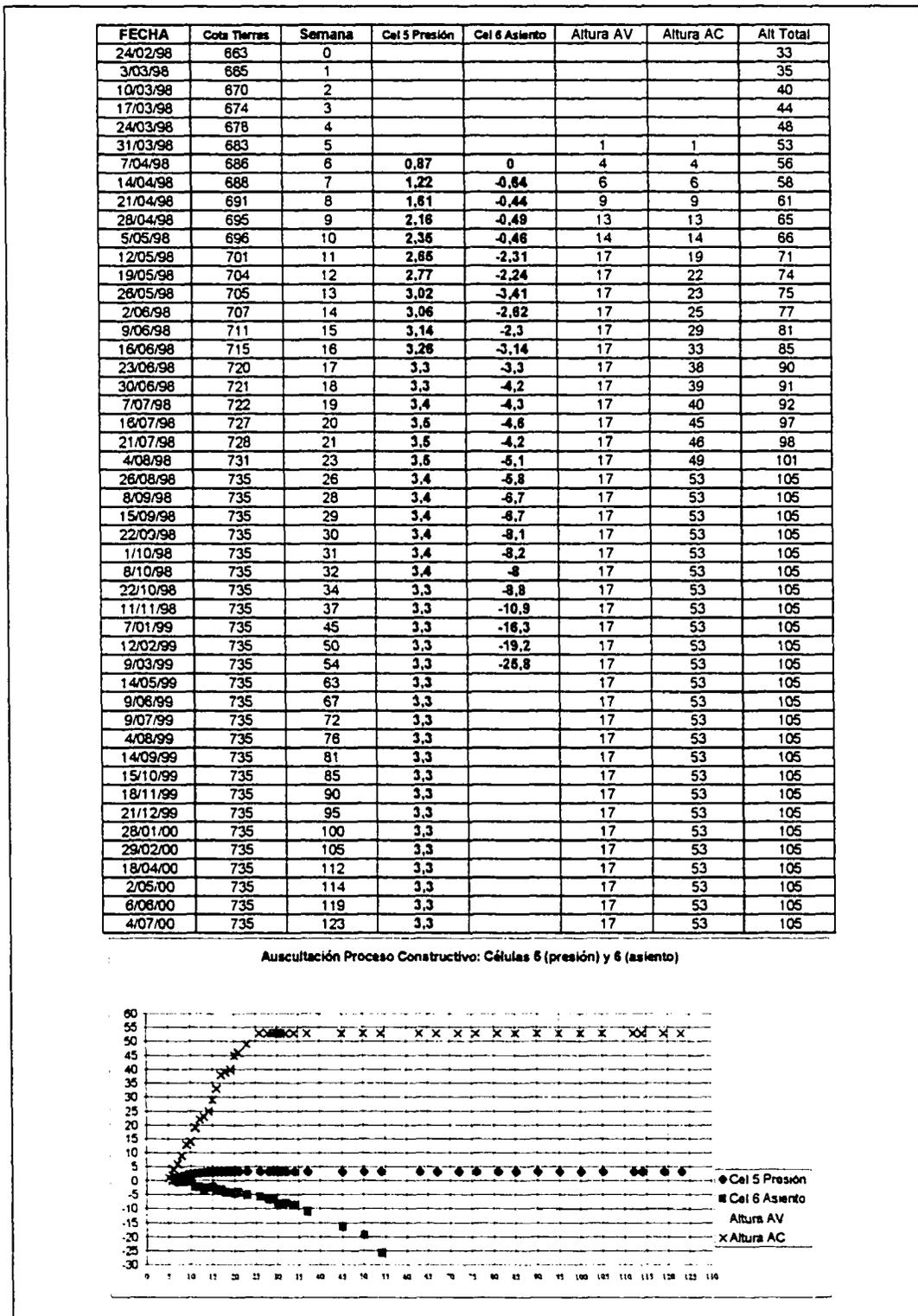


Fig. 4.4. Registros del par de células presión y asiento N°5 y N°6

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

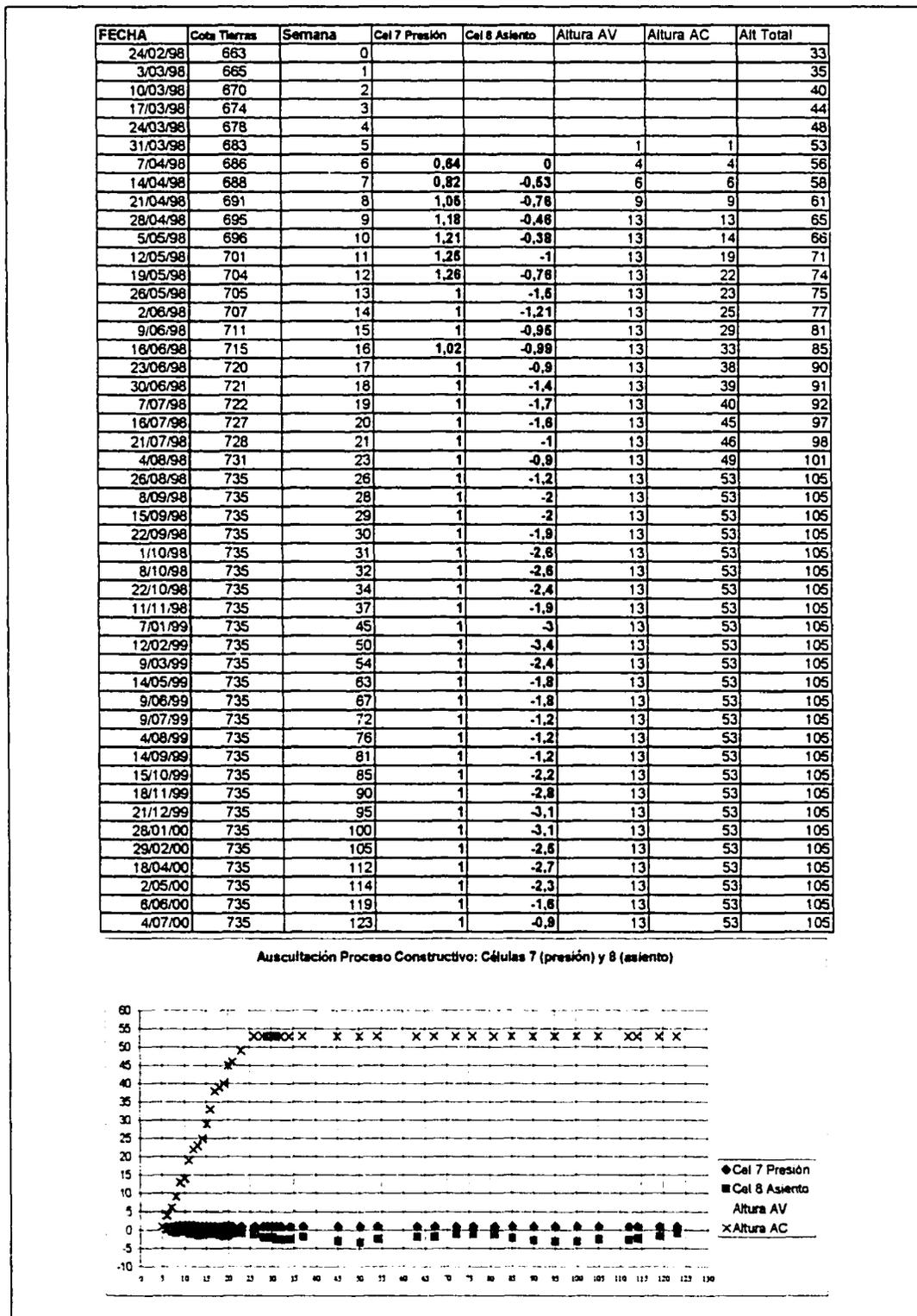


Fig. 4.5. Registros del par de células presión y asiento N°7 y N°8

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

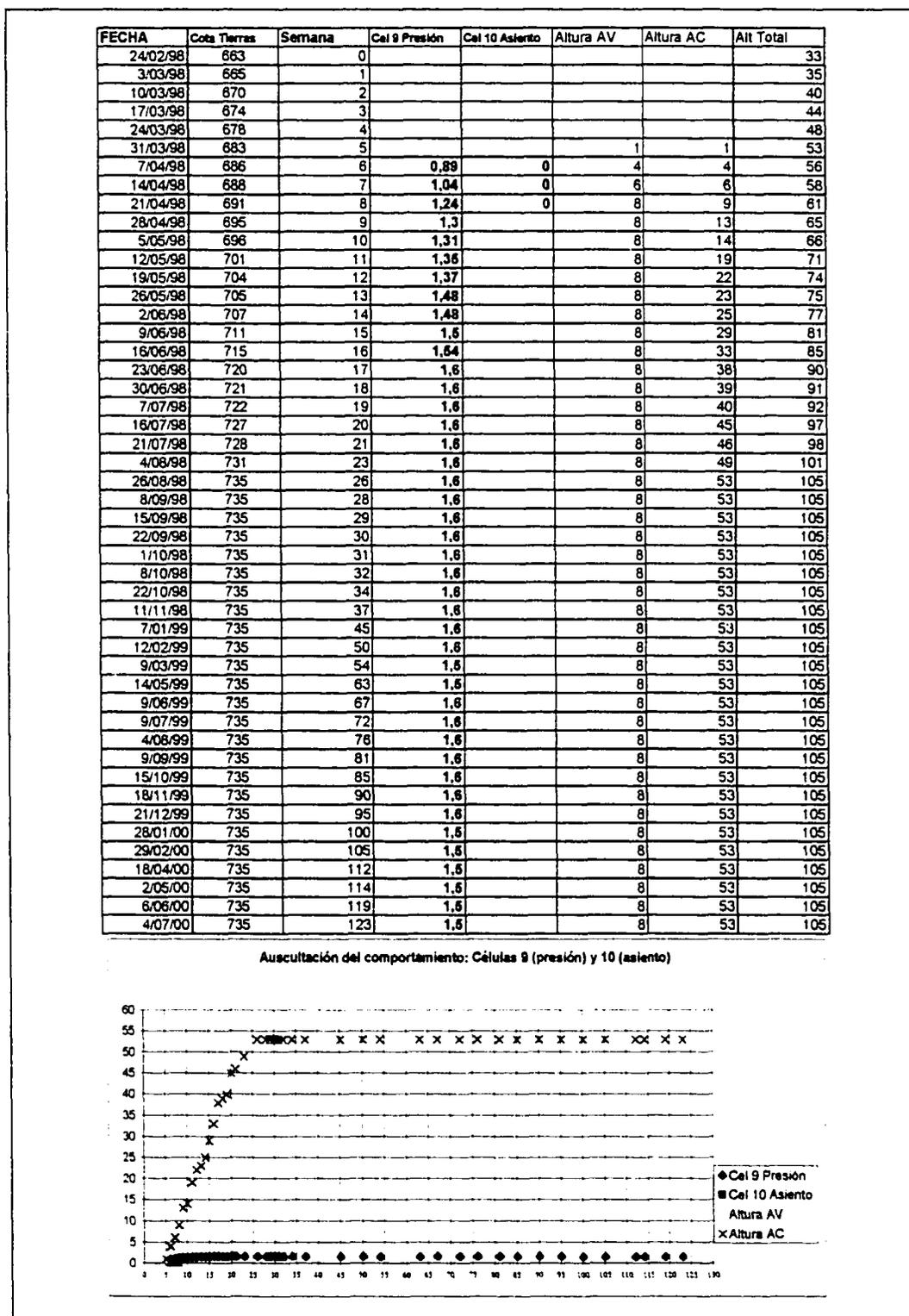


Fig. 4.6. Registros del par de células presión y asiento N°9 y N°10

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

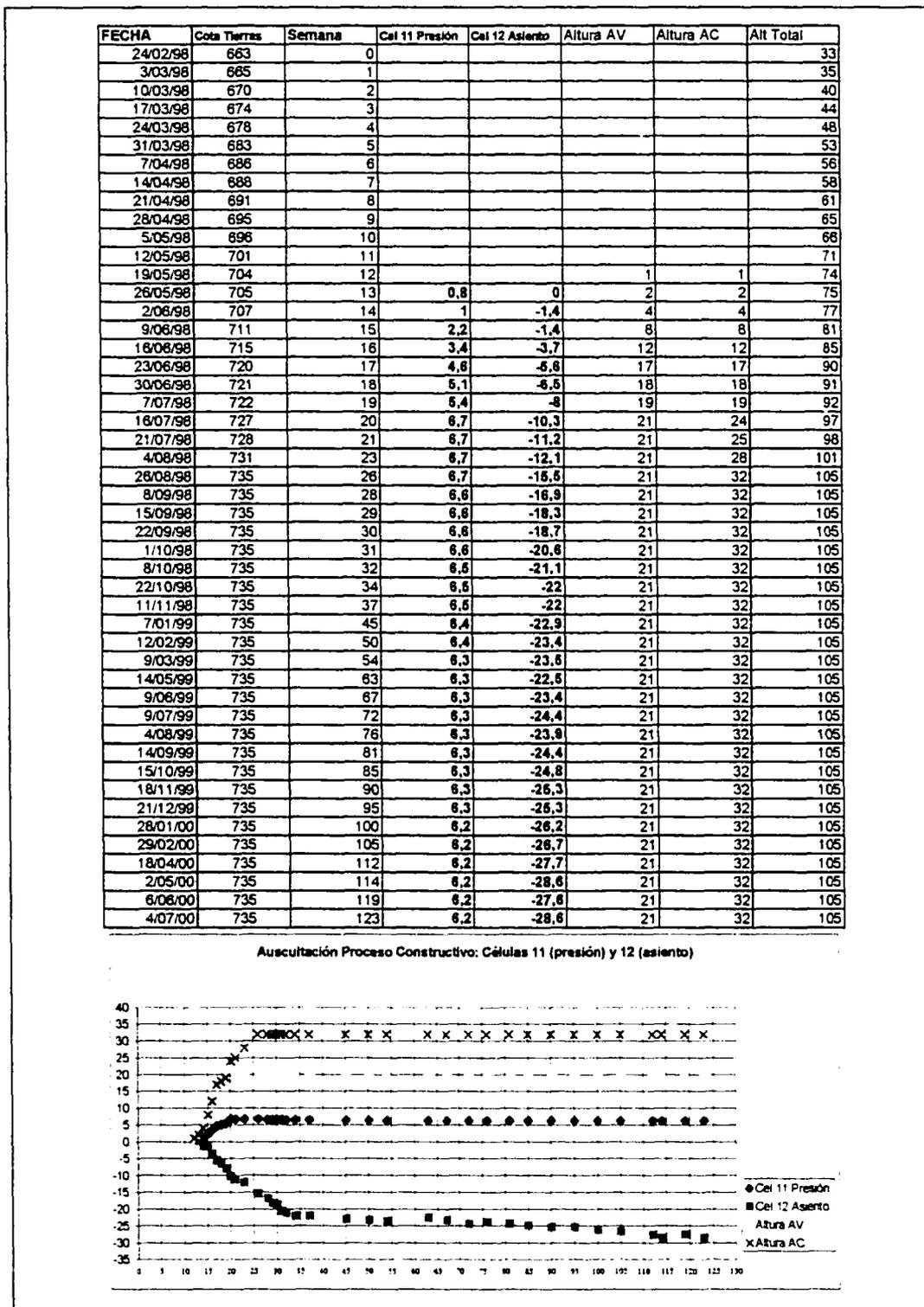


Fig. 4.7. Registros del par de células presión y asiento N°11 y N°12

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 13 Presión	Cel 14 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98	663	0					33
3/03/98	665	1					35
10/03/98	670	2					40
17/03/98	674	3					44
24/03/98	678	4					48
31/03/98	683	5					53
7/04/98	686	6					56
14/04/98	688	7					58
21/04/98	691	8					61
28/04/98	695	9					65
5/05/98	696	10					66
12/05/98	701	11					71
19/05/98	704	12			1	1	74
26/05/98	705	13	0,6	0	2	2	75
2/06/98	707	14	0,7	0,3	4	4	77
9/06/98	711	15	1,3	0,3	8	8	81
16/06/98	715	16	1,8	-0,8	12	12	85
23/06/98	720	17	1,8	-2,5	17	17	90
30/06/98	721	18	1,9	-3	17	18	91
7/07/98	722	19	2	-2,1	17	19	92
14/07/98	727	20	2,5	-3,9	17	24	97
21/07/98	728	21	2,5	-4,9	17	25	98
4/08/98	731	23	2,6	-6,2	17	28	101
28/08/98	735	26	2,7	-6,8	17	32	105
8/09/98	735	28	2,7	-6,3	17	32	105
15/09/98	735	29	2,7	-7,2	17	32	105
22/09/98	735	30	2,7	-7,2	17	32	105
1/10/98	735	31	2,7	-8,2	17	32	105
8/10/98	735	32	2,7	-8,8	17	32	105
22/10/98	735	34	2,7	-8	17	32	105
11/11/98	735	37	2,7	-8,1	17	32	105
7/01/99	735	45	2,7	-6,9	17	32	105
12/02/99	735	50	2,7	-7,9	17	32	105
9/03/99	735	54	2,6	-6,4	17	32	105
14/05/99	735	63	2,6	-4,9	17	32	105
9/06/99	735	67	2,6	-6,3	17	32	105
9/07/99	735	72	2,6	-4,9	17	32	105
4/08/99	735	76	2,6	-4,4	17	32	105
14/09/99	735	81	2,6	-3	17	32	105
15/10/99	735	85	2,6	-3,4	17	32	105
18/11/99	735	90	2,6	-2,8	17	32	105
21/12/99	735	95	2,6	-1,8	17	32	105
28/01/00	735	100	2,6	-2	17	32	105
29/02/00	735	105	2,6	-0,8	17	32	105
18/04/00	735	112	2,6	0,3	17	32	105
2/05/00	735	114	2,6	0,2	17	32	105
6/06/00	735	119	2,6		17	32	105
4/07/00	735	123	2,6		17	32	105

Auscultación Proceso Constructivo: Células 13 (presión) y 14 (asiento)

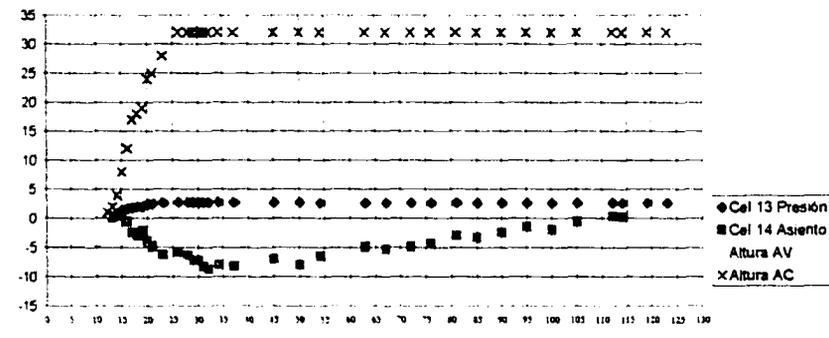


Fig. 4.8. Registros del par de células presión y asiento N°13 y N°14

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 15 Presión	Cel 16 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98	663	0					33
3/03/98	665	1					35
10/03/98	670	2					40
17/03/98	674	3					44
24/03/98	678	4					48
31/03/98	683	5					53
7/04/98	688	6					56
14/04/98	688	7					58
21/04/98	691	8					61
28/04/98	695	9					65
5/05/98	696	10					66
12/05/98	701	11					71
19/05/98	704	12			1	1	74
26/05/98	705	13	0,7	0	2	2	75
2/06/98	707	14	1,1	-0,3	4	4	77
9/06/98	711	15	1,9	-1,1	8	8	81
16/06/98	715	16	2,4	-2,2	12	12	85
23/06/98	720	17	2,8	-3,8	14	17	90
30/06/98	721	18	2,8	-3,8	14	18	91
7/07/98	722	19	2,9	-5,1	14	19	92
16/07/98	727	20	3,8	-7,7	14	24	97
21/07/98	728	21	3,8	-8,3	14	25	98
4/08/98	731	23	3,9	-11,7	14	28	101
26/08/98	735	26	3,9	-14,8	14	32	105
8/09/98	735	28	3,9		14	32	105
15/09/98	735	29	3,9		14	32	105
22/09/98	735	30	3,9		14	32	105
1/10/98	735	31	3,8		14	32	105
8/10/98	735	32	3,8		14	32	105
22/10/98	735	34	3,8		14	32	105
11/11/98	735	37	3,8		14	32	105
7/01/99	735	45	3,8		14	32	105
12/02/99	735	50	3,7		14	32	105
9/03/99	735	54	3,7		14	32	105
14/05/99	735	63	3,7		14	32	105
9/06/99	735	67	3,7		14	32	105
9/07/99	735	72	3,6		14	32	105
10/07/99	735	78	3,6		14	32	105
11/07/99	735	81	3,6		14	32	105
15/10/99	735	85	3,6		14	32	105
18/11/99	735	90	3,6		14	32	105
21/12/99	735	95	3,6		14	32	105
28/01/00	735	100	3,6		14	32	105
29/02/00	735	105	3,6		14	32	105
18/04/00	735	112	3,6		14	32	105
2/05/00	735	114	3,6		14	32	105
6/06/00	735	119	3,6		14	32	105
4/07/00	735	123	3,6		14	32	105

Auscultación Proceso Constructivo: Células 16 (presión) y 16 (asiento)

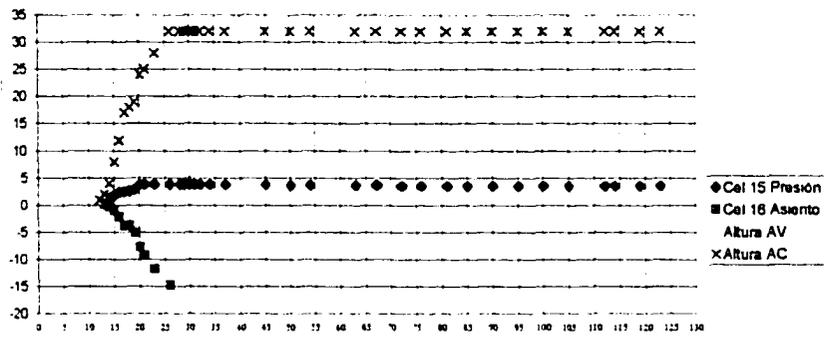


Fig. 4.9. Registros del par de células presión y asiento N°15 y N°16

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

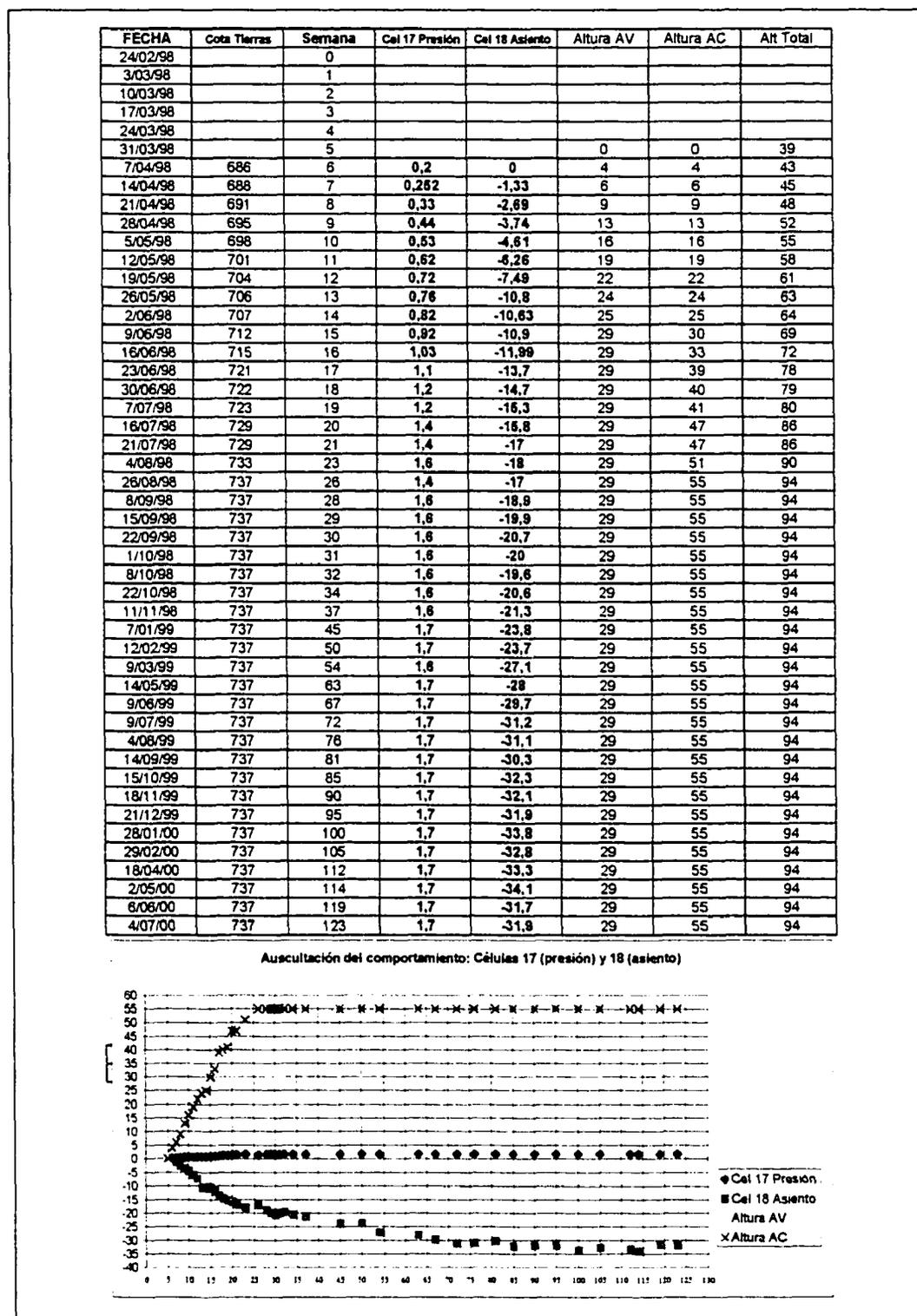


Fig. 4.10. Registros del par de células presión y asiento N°17 y N°18

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

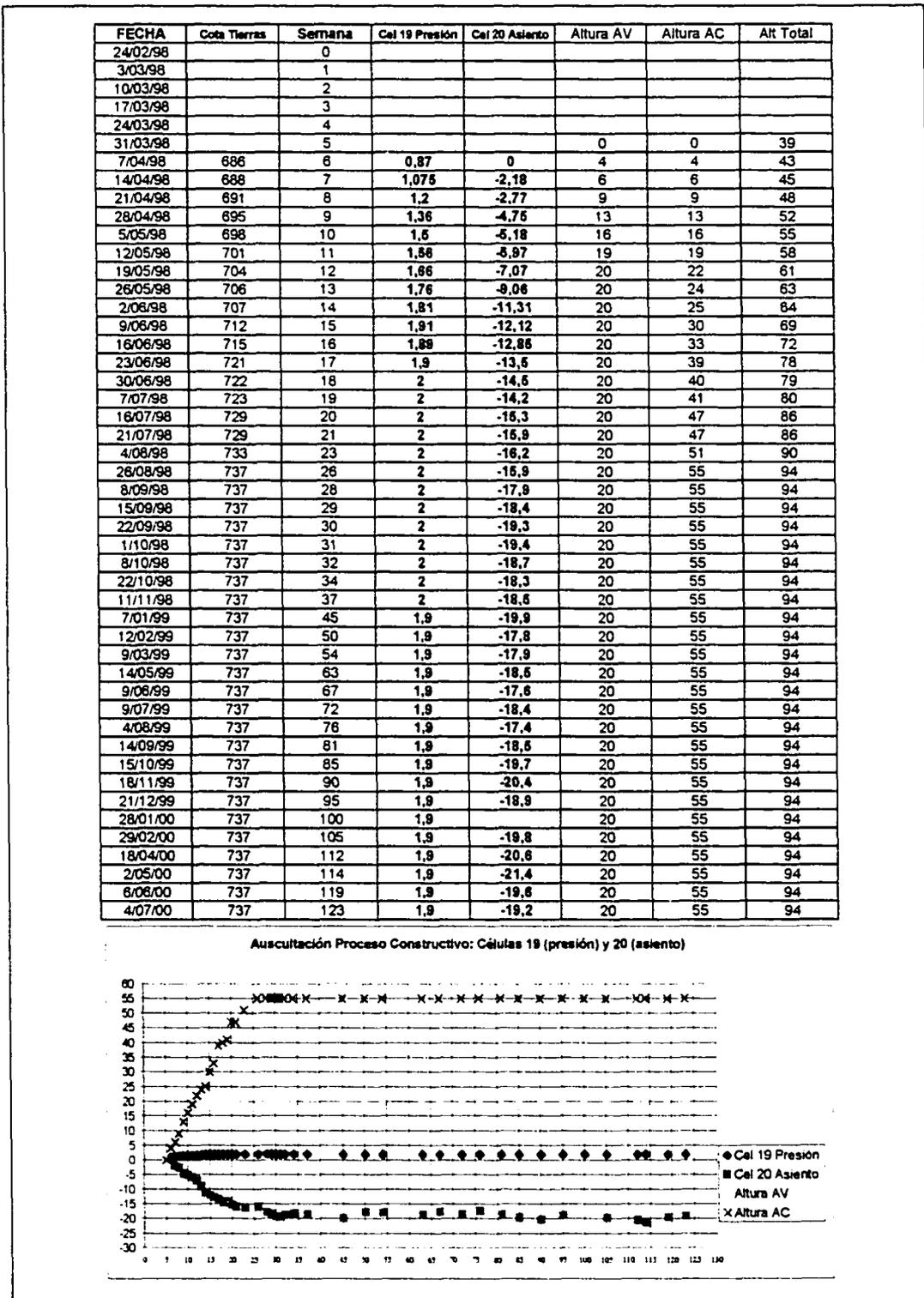


Fig. 4.11. Registros del par de células presión y asiento N°19 y N°20

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

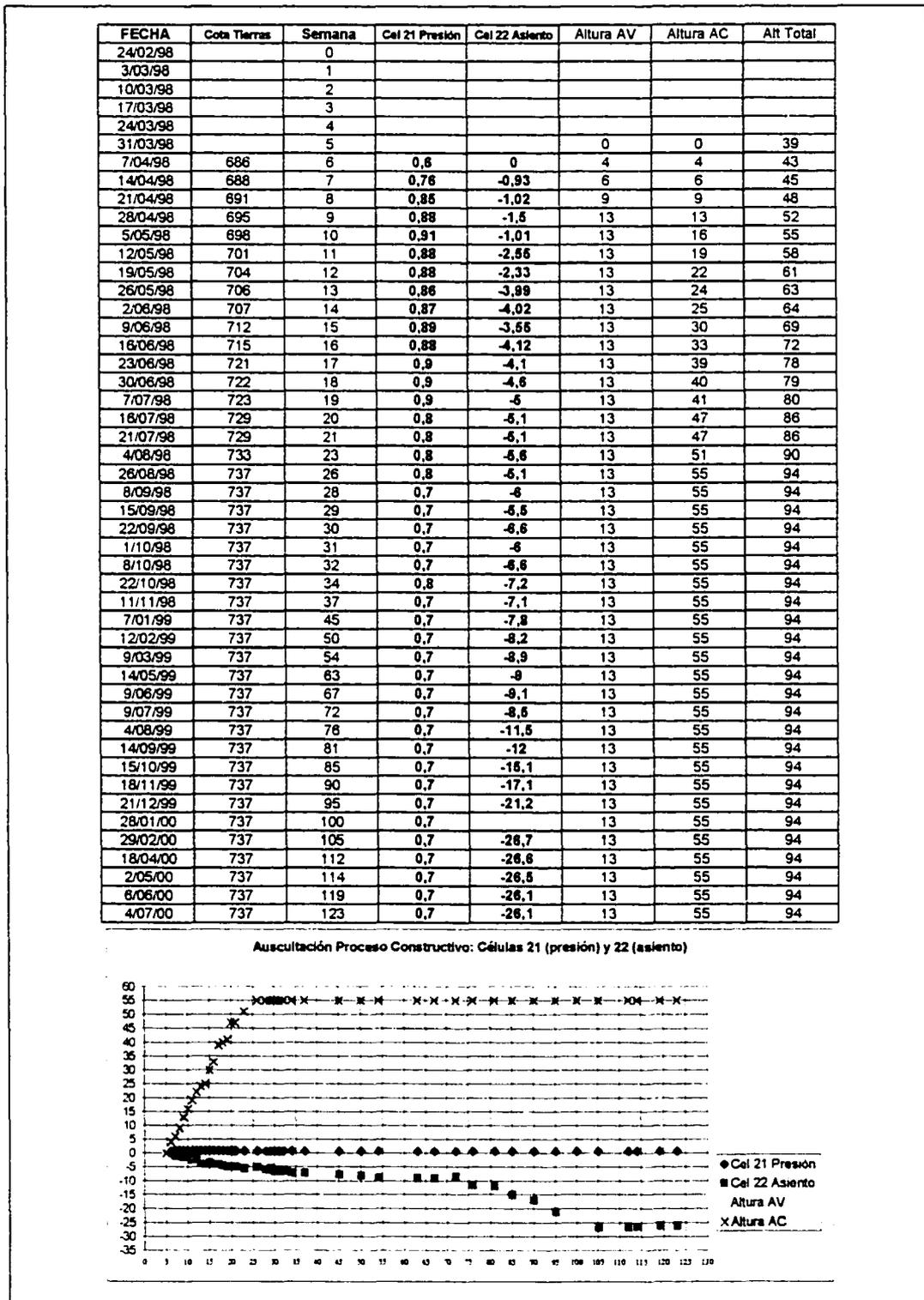


Fig. 4.12. Registros del par de células presión y asiento N°21 y N°22

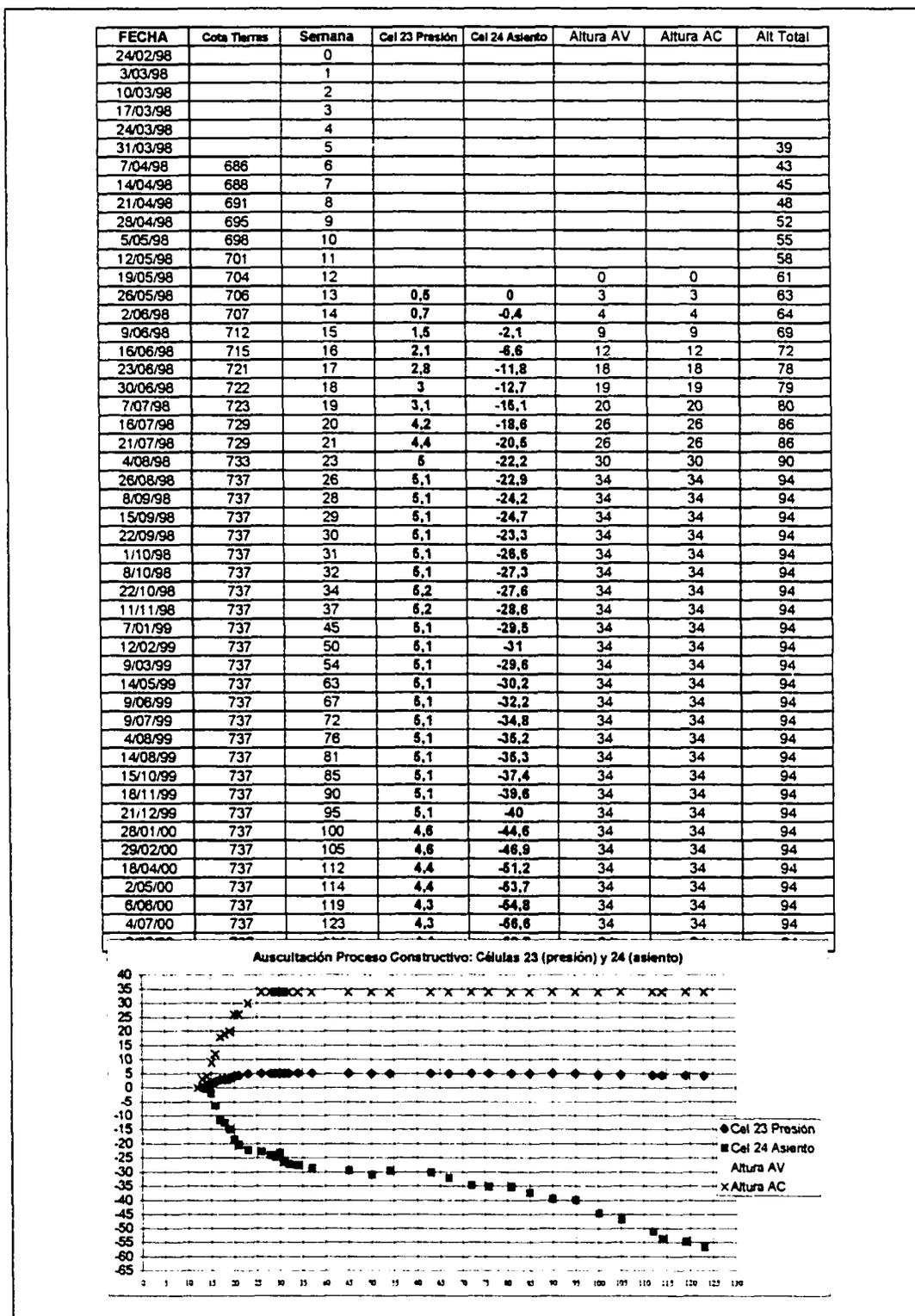


Fig. 4.13. Registros del par de células presión y asiento N°23 y N°24

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

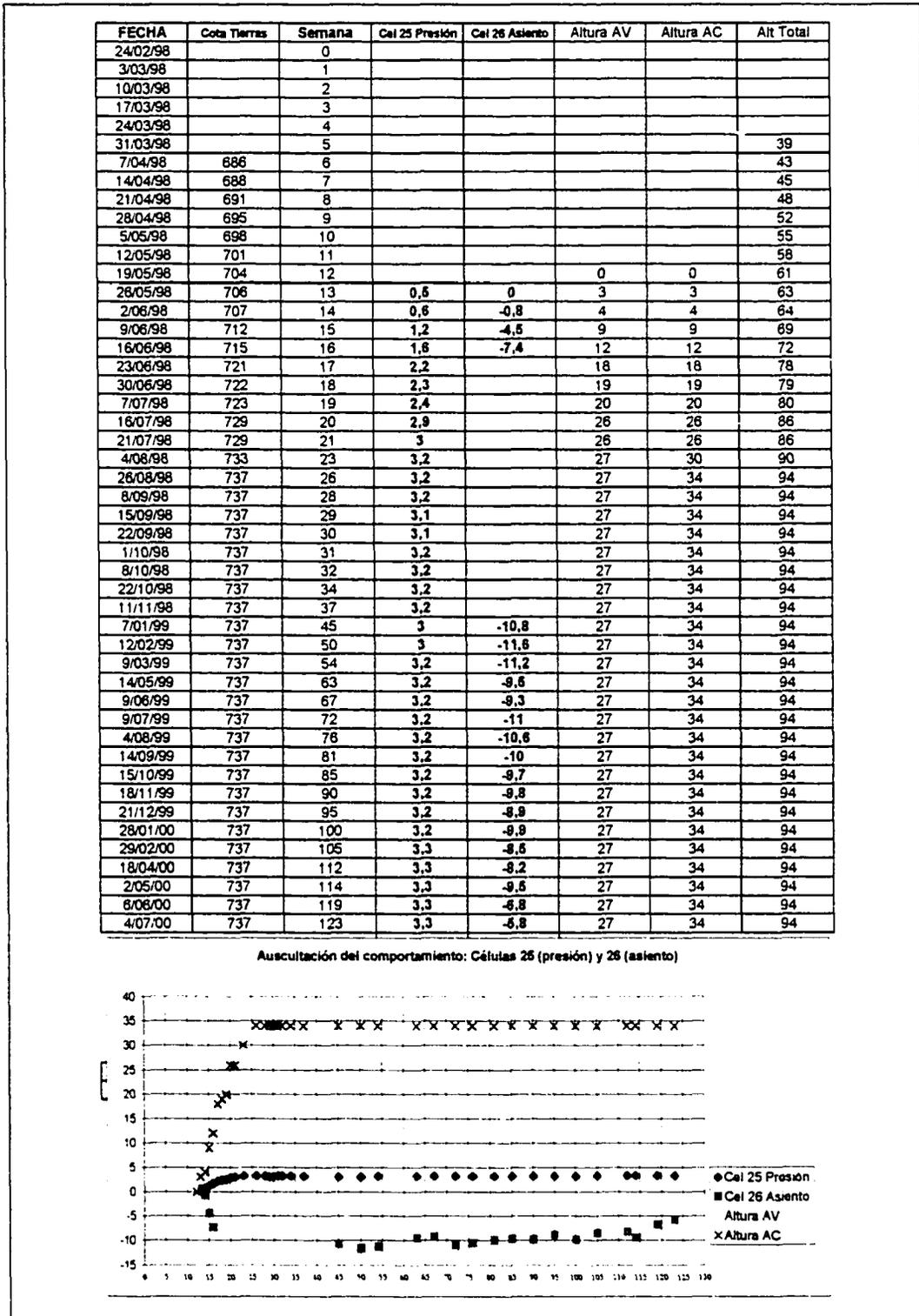


Fig. 4.14. Registros del par de células presión y asiento N°25 y N°26

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 27 Presión	Cel 28 Asiento	Altura AV	Altura AC	Air Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					39
7/04/98	686	6					43
14/04/98	688	7					45
21/04/98	691	8					48
28/04/98	695	9					52
5/05/98	698	10					55
12/05/98	701	11					58
19/05/98	704	12			0	0	61
26/05/98	706	13	0,6	0	3	3	63
2/06/98	707	14	0,7	-1,7	4	4	64
9/06/98	712	15	1,4	-3,3	9	9	69
16/06/98	715	16	1,9	-6,2	12	12	72
23/06/98	721	17	2,3	-8,7	18	18	78
30/06/98	722	18	2,3	-8,3	19	19	79
7/07/98	723	19	2,5	-10,2	20	20	80
16/07/98	729	20	3,1	-14	21	26	86
21/07/98	729	21	3,2	-16,1	21	26	86
4/08/98	733	23	3,4	-16,2	21	30	90
26/08/98	737	26	3,4	-18,8	21	34	94
8/09/98	737	28	3,3	-18,7	21	34	94
15/09/98	737	29	3,3	-18,7	21	34	94
22/09/98	737	30	3,3	-18,6	21	34	94
1/10/98	737	31	3,3	-18,4	21	34	94
8/10/98	737	32	3,3	-18,6	21	34	94
22/10/98	737	34	3,3	-19,5	21	34	94
11/11/98	737	37	3,3	-21,1	21	34	94
7/01/99	737	45	3,2	-21	21	34	94
12/02/99	737	50	3,2		21	34	94
9/03/99	737	54	3,2	-19,7	21	34	94
14/05/99	737	63	3,2	-19,7	21	34	94
9/06/99	737	67	3,2	-22	21	34	94
9/07/99	737	72	3,2	-21,6	21	34	94
4/08/99	737	76	3,2	-20,6	21	34	94
14/09/99	737	81	3,2	-18	21	34	94
15/10/99	737	85	3,2	-20,4	21	34	94
18/11/99	737	90	3,2	-19,3	21	34	94
21/12/99	737	95	3,2	-19,1	21	34	94
28/01/00	737	100	3,2	-18,2	21	34	94
29/02/00	737	105	3,2	-17,3	21	34	94
18/04/00	737	112	3,1	-16,4	21	34	94
2/05/00	737	114	3,1	-17,1	21	34	94
6/06/00	737	119	3,1	-16,7	21	34	94
4/07/00	737	123	3,1	-14,6	21	34	94

Auscultación Proceso Constructivo: Células 27 (presión) y 28 (asiento)

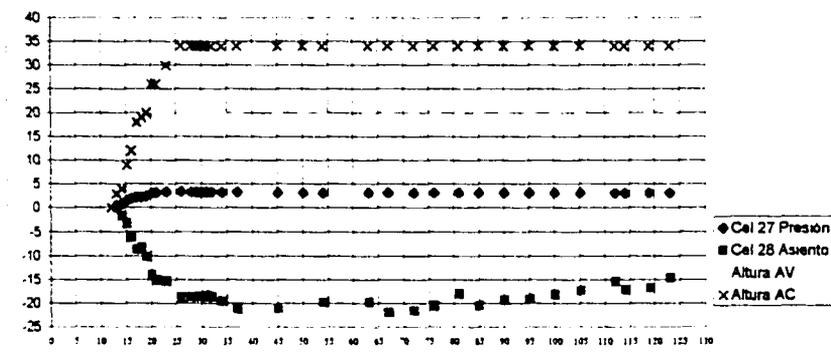


Fig. 4.15. Registros del par de células presión y asiento N°27 y N°28

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 29 Presión	Cel 30 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					39
7/04/98	686	6					43
14/04/98	688	7					45
21/04/98	691	8					48
28/04/98	695	9					52
5/05/98	698	10					55
12/05/98	701	11					58
19/05/98	704	12			0	0	61
26/05/98	706	13	0,6	0	3	3	63
2/06/98	707	14	0,9	-0,3	4	4	64
9/06/98	712	15	1,6	-2,1	9	9	69
16/06/98	715	16	2	-5,8	12	12	72
23/06/98	721	17	2,2	-8,8	15	18	78
30/06/98	722	18	2,2	-10,2	15	19	79
7/07/98	723	19	2,4	-12,2	15	20	80
16/07/98	729	20	3	-13,7	15	26	86
21/07/98	729	21	3,1	-14,4	15	26	86
4/08/98	733	23	3,1	-18,2	15	30	90
26/08/98	737	26	3,1	-19	15	34	94
8/09/98	737	28	3,1	-17,1	15	34	94
15/09/98	737	29		-18,6	15	34	94
22/09/98	737	30		-19,3	15	34	94
1/10/98	737	31		-20,8	15	34	94
8/10/98	737	32		-22	15	34	94
22/10/98	737	34		-18,9	15	34	94
11/11/98	737	37		-20,6	15	34	94
7/01/99	737	45	2,8	-18,6	15	34	94
12/02/99	737	50	2,8	-20,8	15	34	94
9/03/99	737	54	2,7	-20,2	15	34	94
14/05/99	737	63	2,7	-19,9	15	34	94
9/06/99	737	67	2,7	-22,3	15	34	94
9/07/99	737	72	2,8	-20,8	15	34	94
4/08/99	737	76	2,8	-18	15	34	94
14/09/99	737	81	2,8	-19,5	15	34	94
15/10/99	737	85	2,8	-22,4	15	34	94
18/11/99	737	90	2,8	-20,9	15	34	94
21/12/99	737	95	2,8	-19,9	15	34	94
28/01/00	737	100	2,8	-24	15	34	94
29/02/00	737	105	2,8	-24,4	15	34	94
18/04/00	737	112	2,8	-27,5	15	34	94
2/05/00	737	114	2,8	-29,1	15	34	94
6/06/00	737	119	2,8	-28,7	15	34	94
4/07/00	737	123	2,8	-28,9	15	34	94

Auscultación Proceso Constructivo: Células 29 (presión) y 30 (asiento)

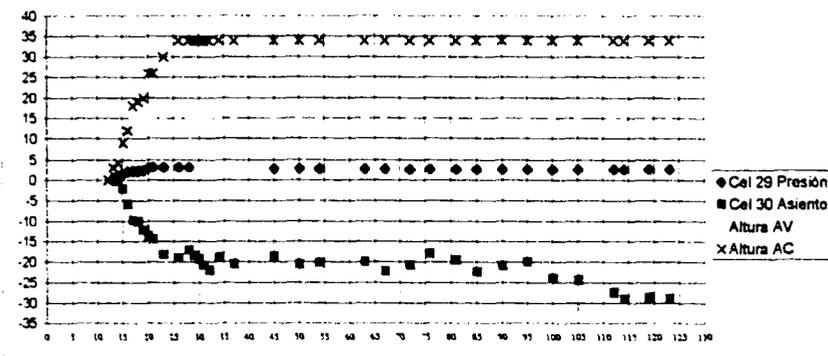


Fig. 4.16. Registros del par de células presión y asiento N°29 y N°30

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 31 Presión	Cel 32 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					
7/04/98		6					
14/04/98		7					
21/04/98		8					
28/04/98		9					
5/05/98		10					
12/05/98		11					
19/05/98		12					
26/05/98		13	0,59	0			
2/06/98	712	14	0,86	0	4,5	5	13
9/06/98	714	15	1	1,4	7	7	15
16/06/98	716	16	1,12	0,6	9,5	9	17
23/06/98	721	17	1,3	-1,4	14,5	14	22
30/06/98	725	18	1,9	-2,3	18	18	26
7/07/98	728	19	2,1	-3	21	21	29
18/07/98	735	20	2,6	-6,1	25	25	33
21/07/98	735	21	2,7	-6,6	25	25	33
4/08/98	742	23			32	32	40
26/08/98	743	26			33	33	41
8/09/98	743	28			33	33	41
15/09/98	743	29			33	33	41
22/09/98	743	30			33	33	41
1/10/98	743	31			33	33	41
8/10/98	743	32			33	33	41
22/10/98	743	34			33	33	41
11/11/98	743	37			33	33	41
7/01/99	743	45	3,1	-12,6	33	33	41
12/02/99	743	50	3,1	-14,6	33	33	41
9/03/99	743	54	3,2	-13,3	33	33	41
14/05/99	743	63	3,2	-12,7	33	33	41
9/06/99	743	67	3,2	-12,6	33	33	41
9/07/99	743	72	3,2	-11,7	33	33	41
4/08/99	743	76	3,2	-12,2	33	33	41
14/09/99	743	81	3,2	-12,7	33	33	41
15/10/99	743	85	3,2	-12,6	33	33	41
18/11/99	743	90	3,2	-13,6	33	33	41
21/12/99	743	95	3,2	-15,4	33	33	41
28/01/00	743	100	3,3	-14	33	33	41
29/02/00	743	105	3,3	-14,6	33	33	41
18/04/00	743	112	3,3	-13,6	33	33	41
2/05/00	743	114	3,3	-13,6	33	33	41
8/06/00	743	119	3,3	-12,6	33	33	41
4/07/00	743	123	3,3	-11,2	33	33	41

Auscultación del comportamiento: Células 31 (presión) y 32 (asiento)

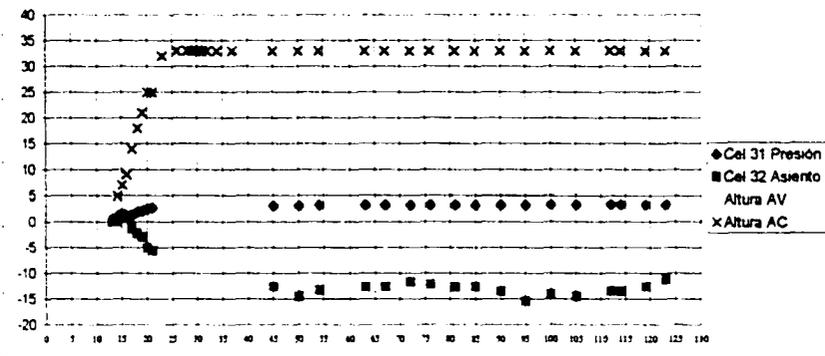


Fig. 4.17. Registros del par de células presión y asiento N°31 y N°32

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 33 Presión	Cel 34 Asiento	Altura AV	Altura AC	Ait Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					
7/04/98		6					
14/04/98		7					
21/04/98		8					
28/04/98		9					
5/05/98		10					
12/05/98		11					
19/05/98		12					
26/05/98		13	0,28	0			
2/06/98	712	14	0,77	-0,02	4,5	5	13
9/06/98	714	15	0,90	0,18	7	7	15
16/06/98	716	16	1,19	0,14	9,5	9	17
23/06/98	721	17	1,30	-0,7	14,5	14	22
30/06/98	725	18	1,90	-1,6	18	18	26
7/07/98	728	19	2,1	-2,6	21	21	29
16/07/98	735	20	2,6	-3,6	25	25	33
21/07/98	735	21	2,8	-4,6	25	25	33
4/08/98	742	23			32	32	40
26/08/98	743	26			33	33	41
8/09/98	743	28			33	33	41
15/09/98	743	29			33	33	41
22/09/98	743	30			33	33	41
1/10/98	743	31			33	33	41
8/10/98	743	32			33	33	41
22/10/98	743	34			33	33	41
11/11/98	743	37			33	33	41
7/01/99	743	45	3,1	-6,6	33	33	41
12/02/99	743	50	3	-8,1	33	33	41
9/03/99	743	54	3,1	-6,9	33	33	41
14/05/99	743	63	3,1	-6,9	33	33	41
9/06/99	743	67	3,1	-6,6	33	33	41
9/07/99	743	72	2,9	-6,3	33	33	41
4/08/99	743	76	2,9	-6,7	33	33	41
14/09/99	743	81	2,9	-6,4	33	33	41
15/10/99	743	85	2,9	-6,8	33	33	41
18/11/99	743	90	2,9	-6,6	33	33	41
21/12/99	743	95	2,9	-6,7	33	33	41
26/01/00	743	100	3	-6,2	33	33	41
29/02/00	743	105	3	-6,2	33	33	41
18/04/00	743	112	3	-6,8	33	33	41
2/05/00	743	114	3	-6,4	33	33	41
6/06/00	743	119	3	-4,4	33	33	41
4/07/00	743	123	3	-3,3	33	33	41

Auscultación Proceso Constructivo: Células 33 (presión) y 34 (asiento)

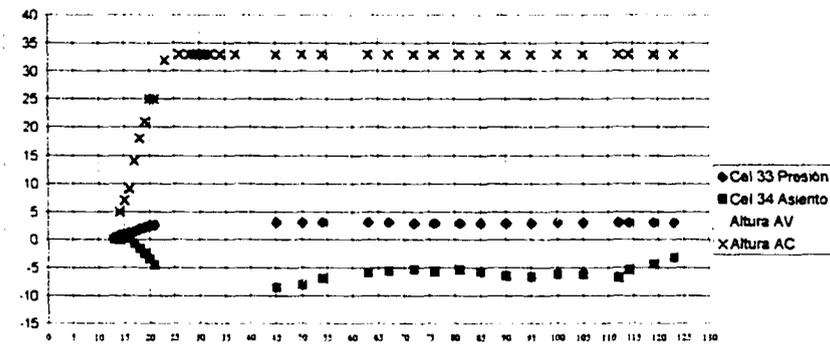


Fig. 4.18. Registros del par de células presión y asiento N°33 y N°34

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

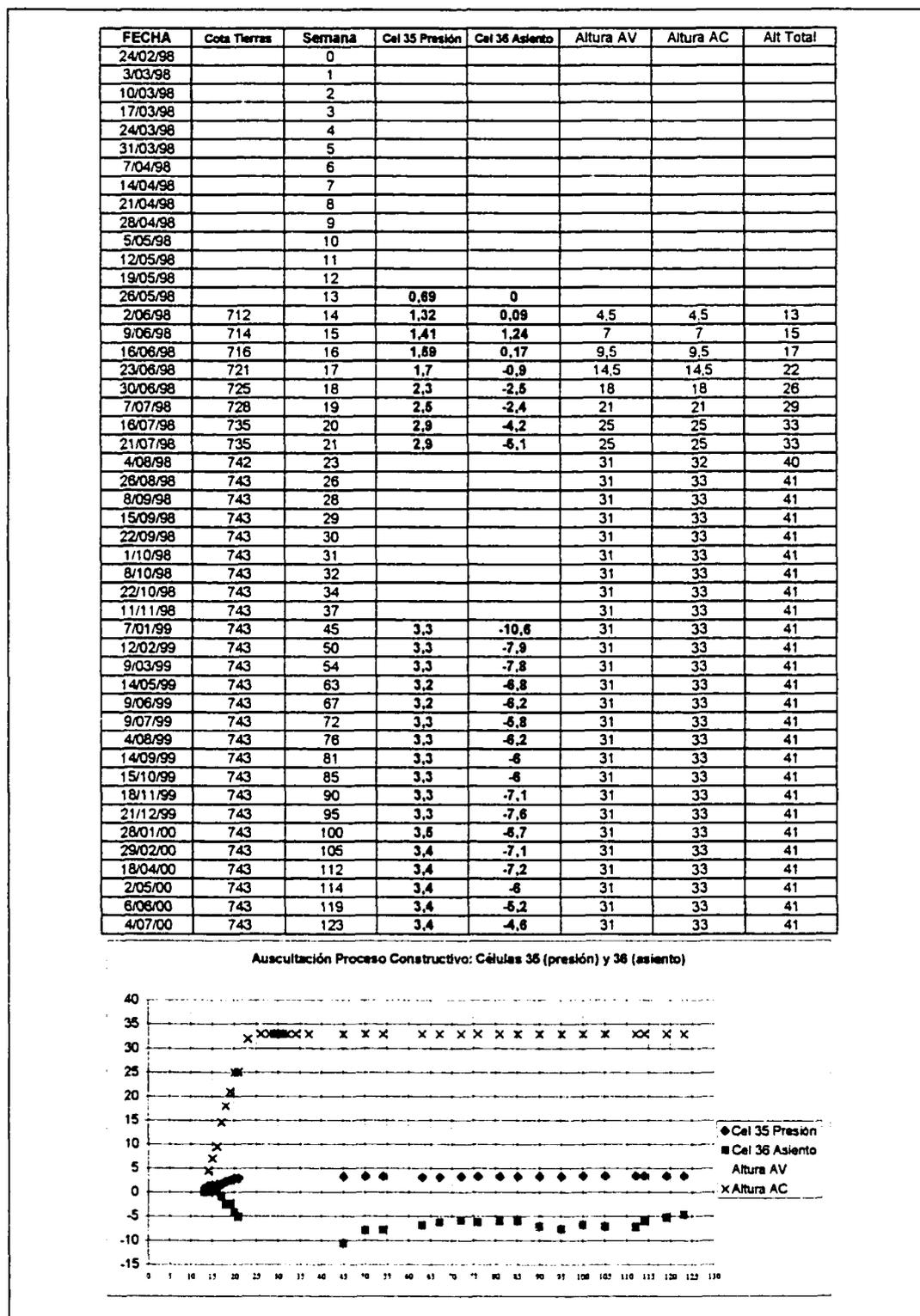


Fig. 4.19. Registros del par de células presión y asiento N°35 y N°36

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

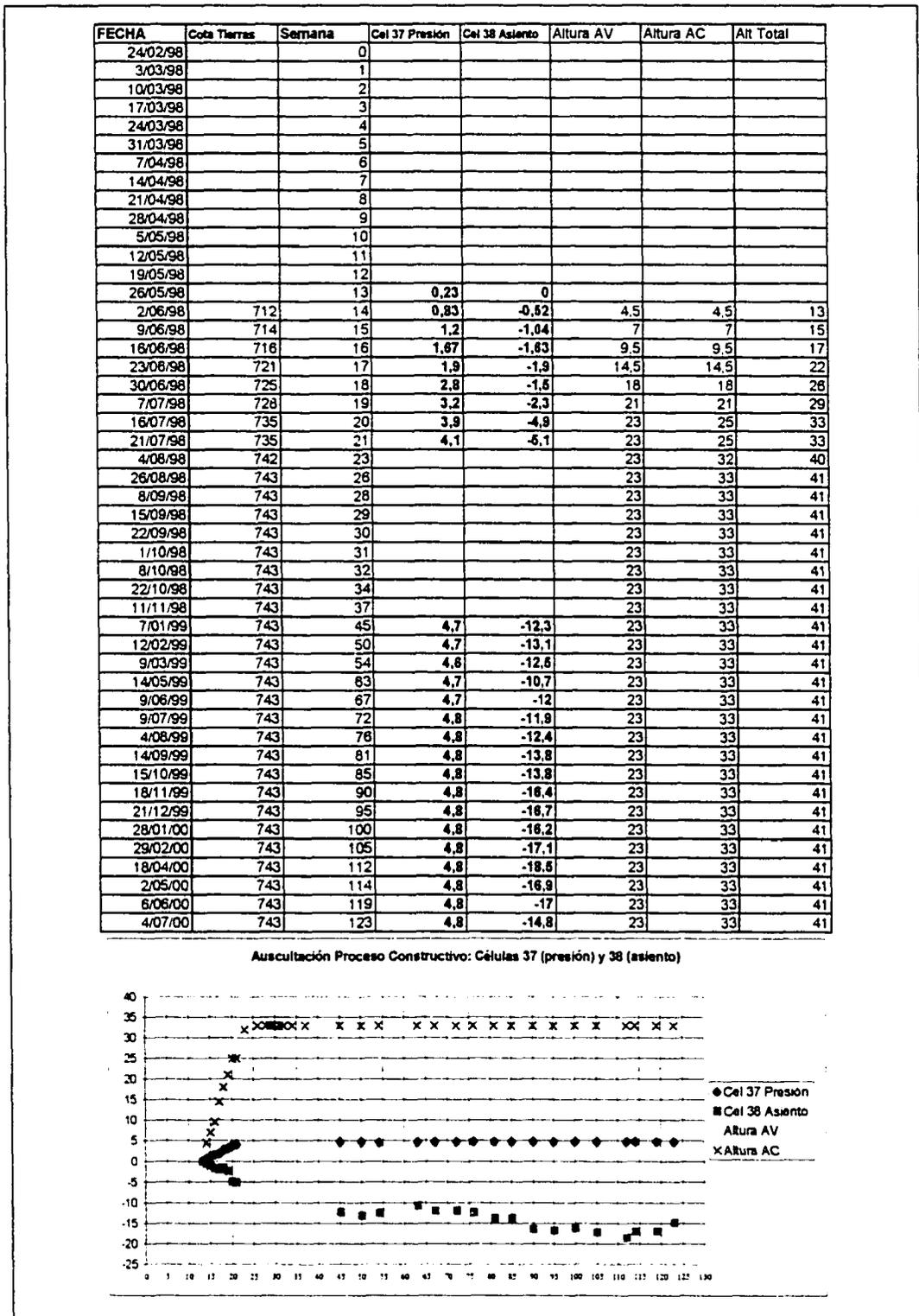


Fig. 4.20. Registros del par de células presión y asiento N°37 y N°38

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...)

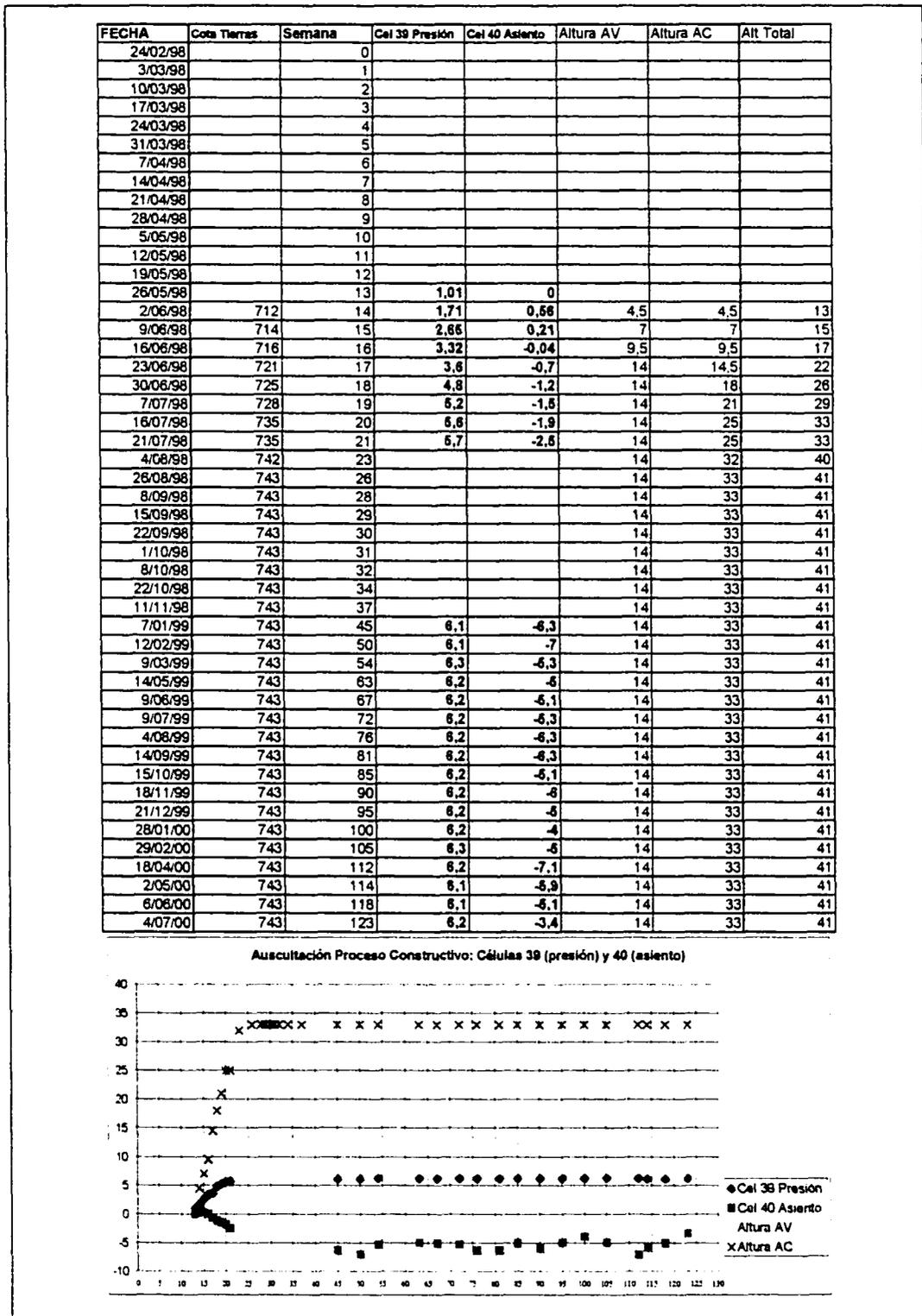


Fig. 4.21. Registros del par de células presión y asiento N°39 y N°40

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 41 Presión	Cel 42 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					
7/04/98		6					
14/04/98		7					
21/04/98		8					
28/04/98		9					
5/05/98		10					
12/05/98		11					
19/05/98		12					
26/05/98		13					
2/06/98	712	14					13
9/06/98	714	15					15
16/06/98	716	16					17
23/06/98	721	17					22
30/06/98	725	18					26
7/07/98	728	19			1	1	29
16/07/98	735	20	1,8	0	5	5	33
21/07/98	735	21	1,8	-0,6	5	5	33
4/08/98	742	23	2,5	-4,5	12	12	40
26/08/98	743	26	2,7	-7	13	13	41
8/09/98	743	28	2,8	-8,3	13	13	41
15/09/98	743	29	2,8	-8,8	13	13	41
22/09/98	743	30	2,8	-9,7	13	13	41
1/10/98	743	31	2,5	-11,1	13	13	41
8/10/98	743	32	2,6	-11,4	13	13	41
22/10/98	743	34	2,7	-12,9	13	13	41
11/11/98	743	37	2,7	-14	13	13	41
7/01/99	743	45	2,8	-12,9	13	13	41
12/02/99	743	50	2,9	-14	13	13	41
9/03/99	743	54	2,9	-18,8	13	13	41
14/05/99	743	63	2,9	-17,6	13	13	41
9/06/99	743	67	2,9	-18,1	13	13	41
9/07/99	743	72	2,9	-18,9	13	13	41
4/08/99	743	76	2,9	-19,8	13	13	41
14/09/99	743	81	2,9	-19,4	13	13	41
15/10/99	743	85	2,9	-21,9	13	13	41
18/11/99	743	90	2,9	-22,7	13	13	41
21/12/99	743	95	2,9	-23	13	13	41
28/01/00	743	100	3,8	-25,3	13	13	41
29/02/00	743	105	3,7	-26,6	13	13	41
18/04/00	743	112	2,9	-30,1	13	13	41
2/05/00	743	114	3,4	-29,8	13	13	41
6/06/00	743	119	3,6	-30,5	13	13	41
4/07/00	743	123	3,7	-30,8	13	13	41

Auscultación del comportamiento: Células 41 (presión) y 42 (asiento)

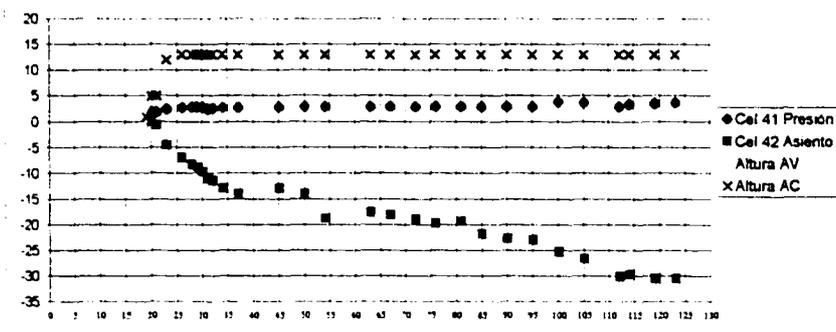


Fig. 4.22. Registros del par de células presión y asiento N°41 y N°42

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

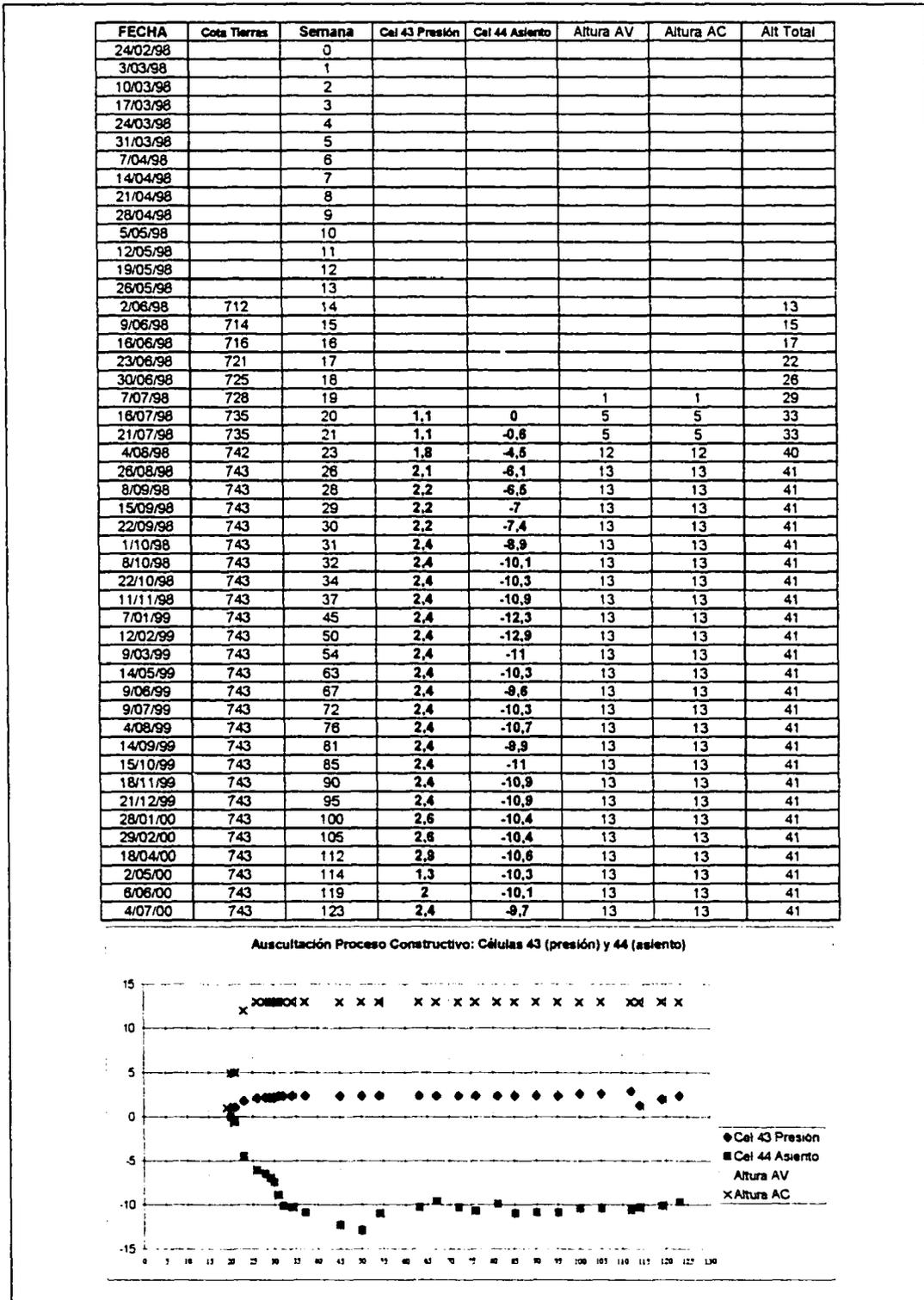


Fig. 4.23 Registros del par de células presión y asiento N°43 y N°44

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 45 Presión	Cel 46 Asiento	Altura AV	Altura AC	Alt Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					
7/04/98		6					
14/04/98		7					
21/04/98		8					
28/04/98		9					
5/05/98		10					
12/05/98		11					
19/05/98		12					
26/05/98		13					
2/06/98	712	14					13
9/06/98	714	15					15
16/06/98	716	16					17
23/06/98	721	17					22
30/06/98	725	18					26
7/07/98	728	19			1	1	29
14/07/98	735	20	1	0	5	5	33
21/07/98	735	21	1	-1,6	5	5	33
4/08/98	742	23	1,8	-6,7	13	13	40
28/08/98	743	26	2	-7,9	13	13	41
8/09/98	743	28	2	-9,2	13	13	41
15/09/98	743	29	2	-9,7	13	13	41
22/09/98	743	30	2	-9,6	13	13	41
1/10/98	743	31	2	-12	13	13	41
8/10/98	743	32	2	-12,2	13	13	41
22/10/98	743	34	2	-12,3	13	13	41
11/11/98	743	37	2	-13,6	13	13	41
7/01/99	743	45	2,3	-16,6	13	13	41
12/02/99	743	50	2,3	-17,2	13	13	41
9/03/99	743	54	2	-22,4	13	13	41
14/05/99	743	63	2		13	13	41
9/06/99	743	67	2		13	13	41
9/07/99	743	72	2	-3,9	13	13	41
4/08/99	743	76	2		13	13	41
14/09/99	743	81	2	-7,1	13	13	41
15/10/99	743	85	2		13	13	41
18/11/99	743	90	2		13	13	41
21/12/99	743	95	2	-9,7	13	13	41
28/01/00	743	100	2	-9,2	13	13	41
29/02/00	743	105	2	-9,7	13	13	41
18/04/00	743	112	2	-9,6	13	13	41
2/05/00	743	114	2	-9,4	13	13	41
6/06/00	743	119	2,1	-8,1	13	13	41
4/07/00	743	123	2,1	-6,9	13	13	41

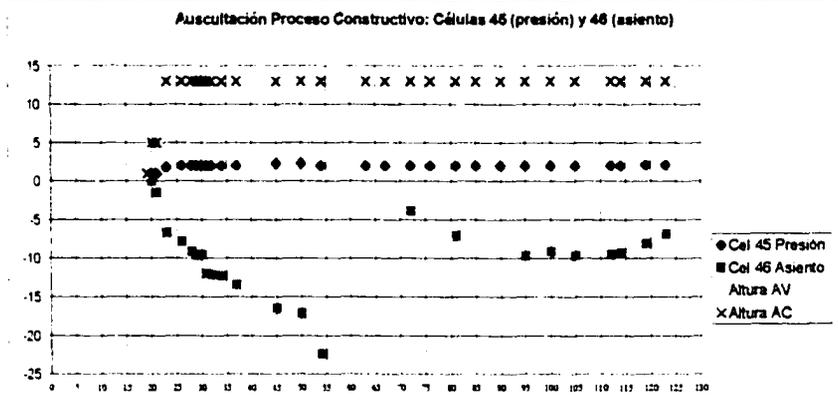


Fig. 4.24 Registros del par de células presión y asiento N°45 y N°46

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Cota Tierras	Semana	Cel 47 Presión	Cel 48 Asiento	Altura AV	Altura AC	Ait Total
24/02/98		0					
3/03/98		1					
10/03/98		2					
17/03/98		3					
24/03/98		4					
31/03/98		5					
7/04/98		6					
14/04/98		7					
21/04/98		8					
28/04/98		9					
5/05/98		10					
12/05/98		11					
19/05/98		12					
26/05/98		13					
2/06/98	712	14					13
9/06/98	714	15					15
16/06/98	716	16					17
23/06/98	721	17					22
30/06/98	725	18					26
7/07/98	728	19			1	1	29
16/07/98	735	20	0	0	5	5	33
21/07/98	735	21	2,7	-1,4	5	5	33
4/08/98	742	23	3,8	-5,8	8	12	40
26/08/98	743	26	3,8	-7,1	8	13	41
8/09/98	743	28	3,8	-7,6	8	13	41
15/09/98	743	29	3,8	-7,6	8	13	41
22/09/98	743	30	3,8	-8,6	8	13	41
1/10/98	743	31	4	-10	8	13	41
8/10/98	743	32	3,9	-11,1	8	13	41
22/10/98	743	34	3,9	-11,2	8	13	41
11/11/98	743	37	3,9	-12,1	8	13	41
7/01/99	743	45	3,9	-14,5	8	13	41
12/02/99	743	50	3,9	-16,9	8	13	41
9/03/99	743	54	3,9	-18,9	8	13	41
14/05/99	743	63	3,8		8	13	41
9/06/99	743	67	3,7		8	13	41
9/07/99	743	72	3,8	-4,2	8	13	41
4/08/99	743	76	3,8		8	13	41
14/09/99	743	81	3,8	-6,1	8	13	41
15/10/99	743	85	3,8		8	13	41
18/11/99	743	90	3,8		8	13	41
21/12/99	743	95	3,8	-9,3	8	13	41
28/01/00	743	100	3,7	-9,3	8	13	41
29/02/00	743	105	3,7	-9,3	8	13	41
18/04/00	743	112	3,7	-10	8	13	41
2/05/00	743	114	3,7	-9,9	8	13	41
6/06/00	743	119	3,7	-9,1	8	13	41
4/07/00	743	123	3,7	-9,6	8	13	41

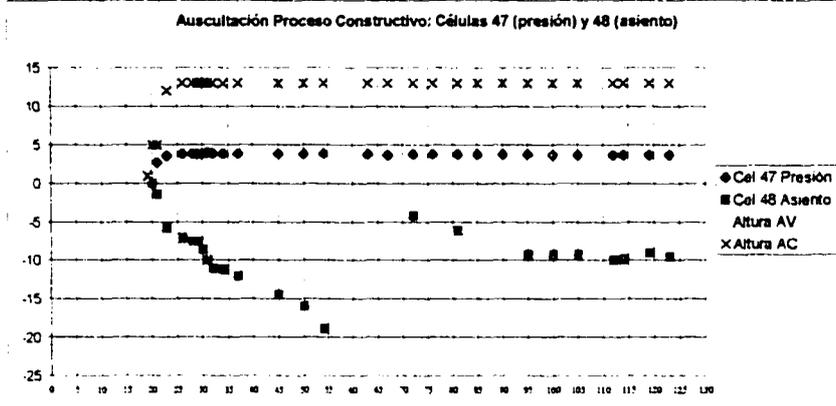


Fig. 4.25 Registros del par de células presión y asiento N°47 y N°48

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

#### 4.5 Datos complementarios

En este apartado se sintetizan una serie de datos complementarios a los resultados registrados por las células de presión y de asiento como son:

- Datos procedentes del control topográfico en coronación de las tres secciones instrumentadas.
- Temperatura media diaria entre las fechas de medida.
- La precipitación media diaria igualmente registrada.
- La evolución de la lámina de agua, definida a partir de la cota media de ubicación de la misma en el período entre lecturas.

Para permitir una buena representación gráfica para cada sección transversal (Figuras 4.26, 4.27 y 4.28), las precipitaciones (P) se aportan en centímetros, la temperatura (T) en grados, los registros topográficos en centímetros inicializados a un valor arbitrario (40) y la ubicación de la lámina de agua se aporta en metros. Este último valor puede hacerse corresponder con la cota real de la situación de la misma mediante la adición de 600 unidades.

Los datos topográficos han sido tomados por la Demarcación Valenciana de Carreteras del Ministerio de Fomento sobre los hitos dispuestos en cabeza de los inclinómetros y los correspondientes a temperaturas precipitación y ubicación de la lámina de embalse han sido facilitados por la Confederación Hidrográfica del Júcar.

Además de las variaciones de cota registradas en los cinco hitos topográficos dispuestos se ha llevado a cabo un seguimiento de los movimientos horizontales en dichos puntos de control. Estos se han revelado de muy baja magnitud y algo erráticos, lo cual permitiría al menos descartar, en principio, movimientos de deslizamiento como sólido del conjunto del relleno.

La cota de arranque del pedraplén de la sección más profunda instrumentada es de 630 metros sobre el nivel del mar, lo cual implica que el embalse no ha entrado en contacto todavía con el relleno. Este aspecto permitiría una completa independización de los asientos de fluencia respecto de los de colapso en todo el período estudiado.

En consecuencia, este último aspecto adquiere una especial relevancia por su gran singularidad. De hecho, los rellenos de escollera de características similares estudiados más profusamente pertenecen a espaldones de presas heterogéneas y cuerpos de presas con pantalla aguas arriba. Por tanto, nada más entrar en servicio, se produce un primer embalse de agua que, independientemente de su magnitud, provoca asientos adicionales de humectación incluso en las presas pantalla, debido a las filtraciones que se producen (**Central Board of Irrigation de India, 1992**).

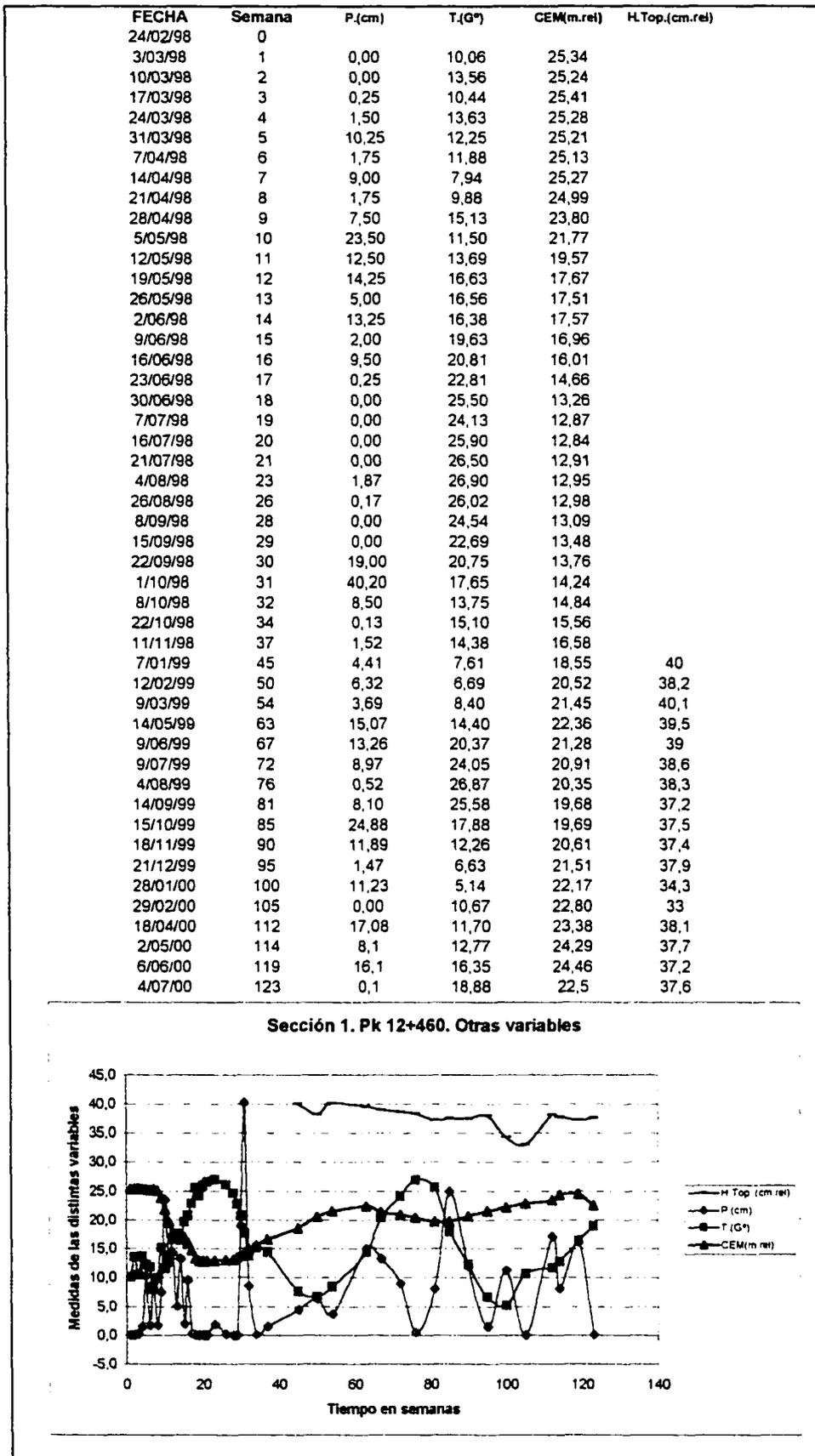


Fig. 4.26 Asientos y datos complementarios de auscultación (Sección 1, Pk 12+460)

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

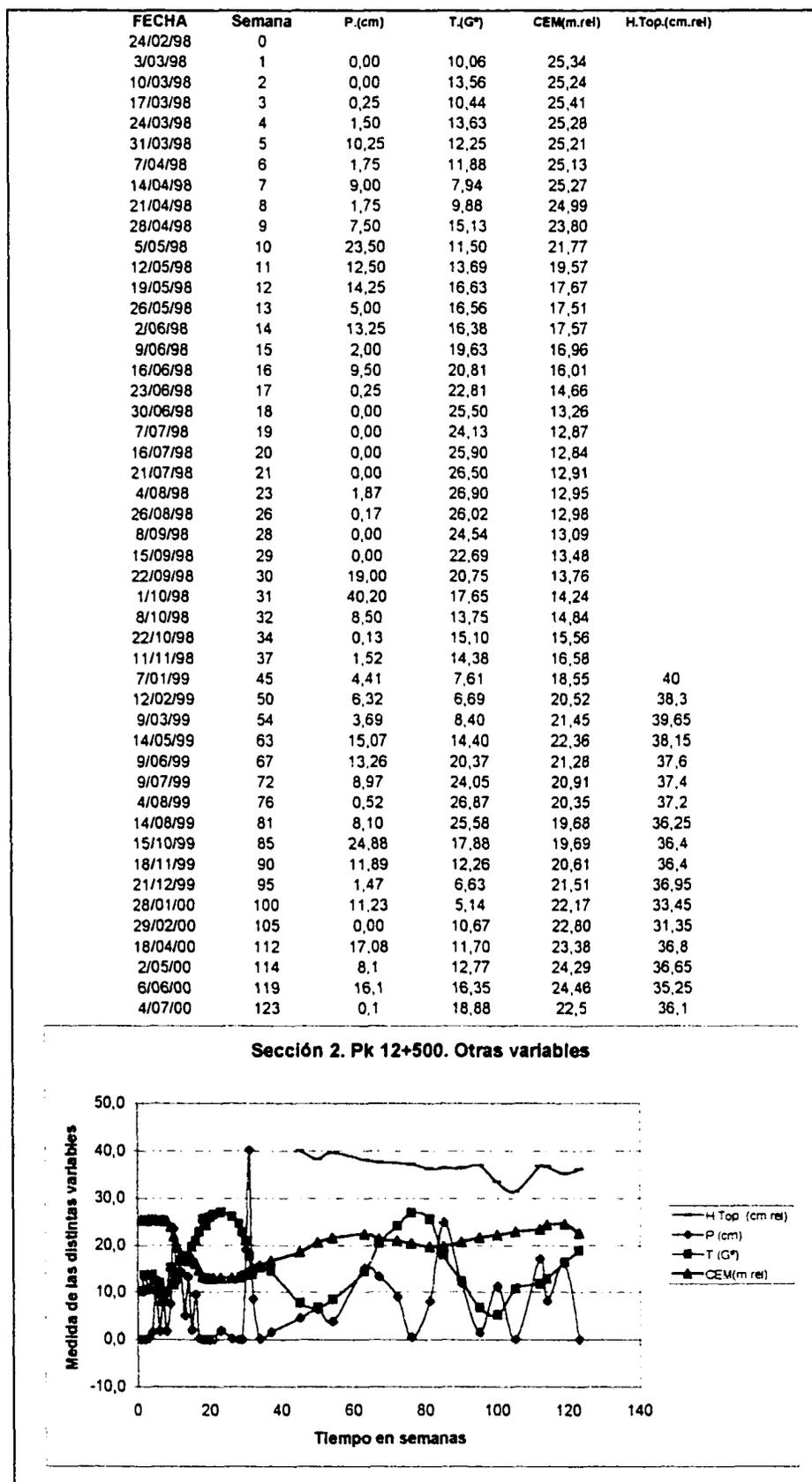


Fig. 4.27 Asientos y datos complementarios de auscultación (Sección 2, Pk 12+500)

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

FECHA	Semana	P.(cm)	T.(G°)	CEM(m.rel)	H Top.(cm.rel)
24/02/98	0				
3/03/98	1	0.00	10.06	25.34	
10/03/98	2	0.00	13.56	25.24	
17/03/98	3	0.25	10.44	25.41	
24/03/98	4	1.50	13.63	25.28	
31/03/98	5	10.25	12.25	25.21	
7/04/98	6	1.75	11.88	25.13	
14/04/98	7	9.00	7.94	25.27	
21/04/98	8	1.75	9.88	24.99	
28/04/98	9	7.50	15.13	23.80	
5/05/98	10	23.50	11.50	21.77	
12/05/98	11	12.50	13.69	19.57	
19/05/98	12	14.25	16.63	17.67	
26/05/98	13	5.00	16.56	17.51	
2/06/98	14	13.25	16.38	17.57	
9/06/98	15	2.00	19.63	16.96	
16/06/98	16	9.50	20.81	16.01	
23/06/98	17	0.25	22.81	14.66	
30/06/98	18	0.00	25.50	13.26	
7/07/98	19	0.00	24.13	12.87	
16/07/98	20	0.00	25.90	12.84	
21/07/98	21	0.00	26.50	12.91	
4/08/98	23	1.87	26.90	12.95	
26/08/98	26	0.17	26.02	12.98	
8/09/98	28	0.00	24.54	13.09	
15/09/98	29	0.00	22.69	13.48	
22/09/98	30	19.00	20.75	13.76	
1/10/98	31	40.20	17.65	14.24	
8/10/98	32	8.50	13.75	14.84	
22/10/98	34	0.13	15.10	15.56	
11/11/98	37	1.52	14.38	16.58	
7/01/99	45	4.41	7.61	18.55	40
12/02/99	50	6.32	6.69	20.52	38.25
9/03/99	54	3.69	8.40	21.45	38.8
14/05/99	63	15.07	14.40	22.36	34.7
9/06/99	67	13.26	20.37	21.28	33.15
9/07/99	72	8.97	24.05	20.91	32.8
4/08/99	76	0.52	26.87	20.35	32.3
14/09/99	81	8.10	25.58	19.68	32.45
15/10/99	85	24.88	17.88	19.69	32.85
18/11/99	90	11.89	12.26	20.61	33.15
21/12/99	95	1.47	6.63	21.51	32.7
28/01/00	100	11.23	5.14	22.17	30.9
29/02/00	105	0.00	10.67	22.80	28.2
18/04/00	112	17.08	11.70	23.38	34
2/05/00	114	8.10	12.77	24.29	32.15
6/06/00	119	16.10	16.35	24.46	31.65
4/07/00	123	0.10	18.88	22.50	31.75

Seccion 3. Pk 12+680. Asientos y otras variables

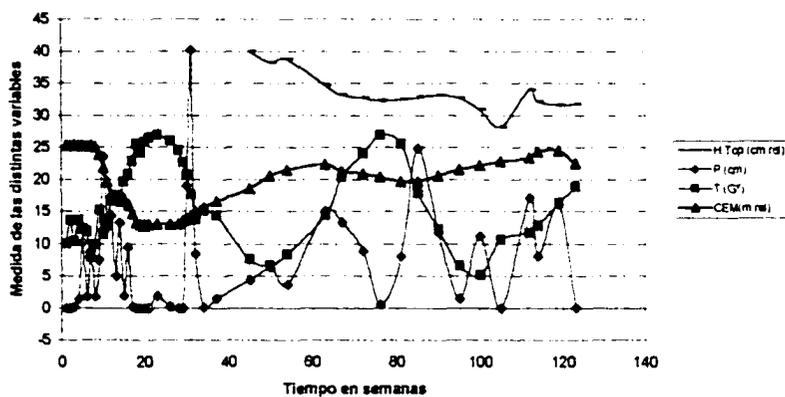


Fig. 4.28 Asientos y datos complementarios de auscultación (Sección 3, Pk 12+680)

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

#### 4.6 Resumen y conclusiones

- Fruto de los distintos trabajos de control llevados a cabo y de la instrumentación instalada se dispone de una gran variedad de datos, algunos de los cuales sirven de punto de partida para el desarrollo del presente estudio.
- Así, resultan de gran utilidad los resultados obtenidos en cuanto a las características mecánicas, granulométricas y químicas de los materiales, los asientos producidos por el equipo compactador en el tramo de prueba, las densidades y porosidades conseguidas durante la ejecución, los registros de asientos y presiones verticales procedentes de las células instaladas, los desplazamientos verticales de los hitos topográficos en coronación así como la evolución de temperaturas, precipitaciones y situación de la lámina de agua durante todo el periodo de estudio.
- Por otra parte, algunos de los trabajos realizados y variables auscultadas se han mostrado demasiado erráticos o poco significativos en cuanto a la magnitud del valor medido.
- En particular, los ensayos de prueba de carga llevados a cabo y las medidas de desplazamientos horizontales registradas una vez finalizada la construcción tanto por la inclinometría como por los instrumentos de topografía permiten deducir simplemente una gran dispersión de valores en el primer caso y la aparente estabilidad del relleno como sólido rígido en el segundo.
- Si bien no se han realizado ensayos que posibiliten de manera directa caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de los materiales utilizados, se dispone de numerosas características y propiedades índice de los mismos a partir de las cuales es posible inferir parámetros deformacionales y resistentes publicados en la literatura técnica.
- Durante la construcción, la toma de datos se realizó a escala semanal acompañándose cada registro de la altura de pedraplén correspondiente a dicha lectura. Con posterioridad a la finalización de la construcción se estableció una secuencia mensual de control.
- Resulta de especial relevancia la catalogación de los datos de asientos y presiones verticales obtenidos por la instrumentación de control. En consecuencia, es posible acceder de manera clara y eficiente a una gran cantidad de registros para su posterior utilización.
- Aún más, puede considerarse que este último aspecto es una de las aportaciones del presente trabajo, puesto que existe relativamente poca información sobre el funcionamiento de los sistemas de instrumentación, situación que se agrava por la práctica ausencia de comportamientos negativos de sensores publicados así como de sus posibles causas de fallo.

- Se estima, consecuentemente, que el conjunto de los datos de partida de los que se dispone constituye, con sus limitaciones y características más sobresalientes, una base sólida de partida para llevar a cabo el estudio del comportamiento del pedraplén objeto de la presente Tesis.

## CAPITULO V

### ESTUDIO DE LA METODOLOGIA DE PUESTA EN OBRA

## V. ESTUDIO DE LA METODOLOGIA DE PUESTA EN OBRA

### 5.1 Introducción

La determinación de la metodología de puesta en obra y en particular, la definición del proceso de compactación, resulta de gran trascendencia en cuanto a las características y comportamiento de los rellenos de escollera.

La ejecución de un tramo experimental con la filosofía de diseño que se recoge en el Capítulo III, permitió caracterizar las propiedades granulométricas, mecánicas y químicas de los materiales antes y después del proceso de compactación así como estimar los asentamientos totales e incrementales que se producían en función del número de pasadas del rodillo compactador, espesor de capa y humedad de compactación.

Una vez asegurada la resistencia del material de relleno, así como su estabilidad frente a la acción de distintos agentes químicos y la no plasticidad de la fracción fina, la densificación que se obtiene como consecuencia de la compactación, se constituye en la propiedad más importante de éste desde el punto de vista mecánico.

De hecho, en el Capítulo II se incorporan numerosas referencias en cuanto a la mejora de propiedades deformacionales y resistentes, algunas de ellas evidentes desde un punto de vista empírico (De Mello 1977, Charles y Soares 1984), que dicha densificación implica, así como a la conveniencia bajo ciertas condiciones de disponer de granulometrías más finas que las clásicamente recomendadas para pedraplenes y espaldones de escollera (Marsal y De la Rosa, 1976).

El límite de la bondad del nivel de compactación vendría determinado por la necesidad de mantener una suficiente permeabilidad horizontal, aspecto que queda perfectamente garantizado incluso para porosidades muy inferiores a las que resulta factible conseguir con los medios actuales de compactación de este tipo de materiales.

Estos aspectos justifican una mayor profundización en el estudio de la metodología de puesta en obra, partiendo de las curvas de compactación que se elaboraron dentro de los trabajos de asistencia técnica a la Unidad de Aseguramiento de la Calidad del Contratista previos al inicio de la construcción del pedraplén.

Con ello, trata de evaluarse la influencia del número de pasadas del rodillo vibrante, el espesor de tongada y la cantidad de agua utilizada sobre el nivel de compactación conseguido.

Por último, se recogen una serie de potencialidades de modelación a partir de métodos numéricos basados en la técnica de los elementos discretos, para cuyo desarrollo podría adaptarse el diseño de los tramos experimentales así como las campañas de ensayos sobre materiales de los mismos.

## 5.2 Estudio de los factores que influyen sobre el nivel de compactación

La elaboración de las curvas de compactación correspondientes a cada calle, zona y capa del tramo experimental, permite relacionar el porcentaje de asiento acumulado con el número de pasadas de rodillo compactador para distintas condiciones de humedad y espesor de capa.

Dicho porcentaje de asiento acumulado se obtiene mediante el cociente entre el asiento total registrado y el espesor inicial capa. Además, con dos únicas excepciones en las que no se realizó el correspondiente ensayo, se aporta la porosidad final conseguida para cada combinación de factores (número de pasadas, espesor de capa y humedad) que definían las distintas posibilidades de puesta en obra.

Las Figuras 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6 corresponden a las distintas curvas de compactación elaboradas con los registros topográficos de asientos, para cada una de las capas (1,2 y 3), zonas (Z1, Z2 y Z3) y calles (C y D) en que se divide el tramo experimental (Capítulo III).

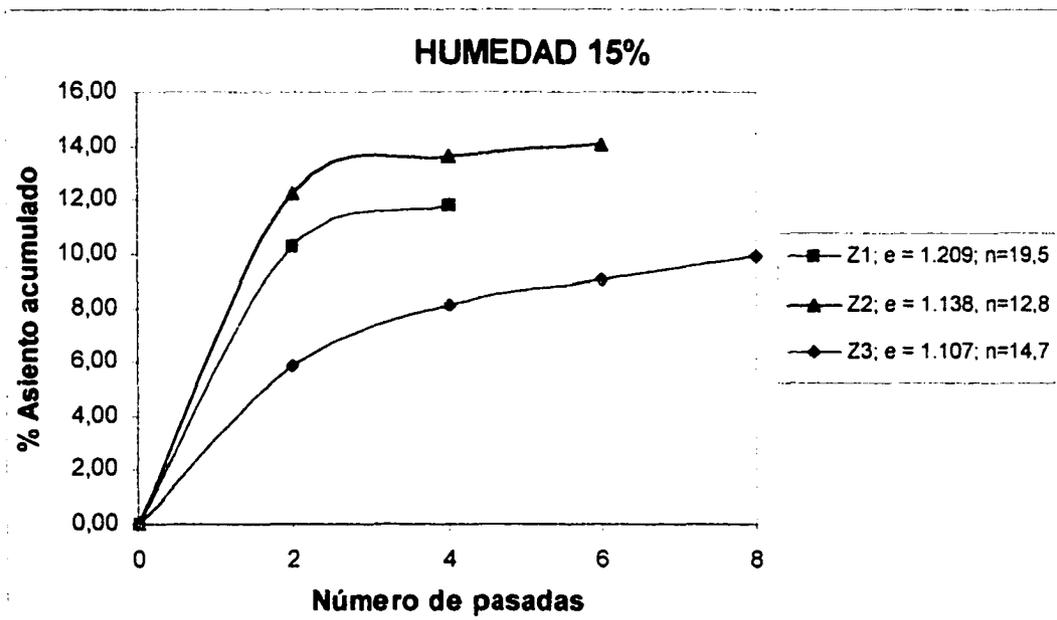


Figura 5.1. Curvas de compactación de la primera capa del tramo experimental, Calle C.

La leyenda, común a todas las figuras que se aportan a continuación, incluye:

- Z1, Z2, Z3: Zona dentro de cada capa y calle (véase Figura 3.5).
- e: Espesor de capa en metros.
- n: Porosidad en porcentaje.

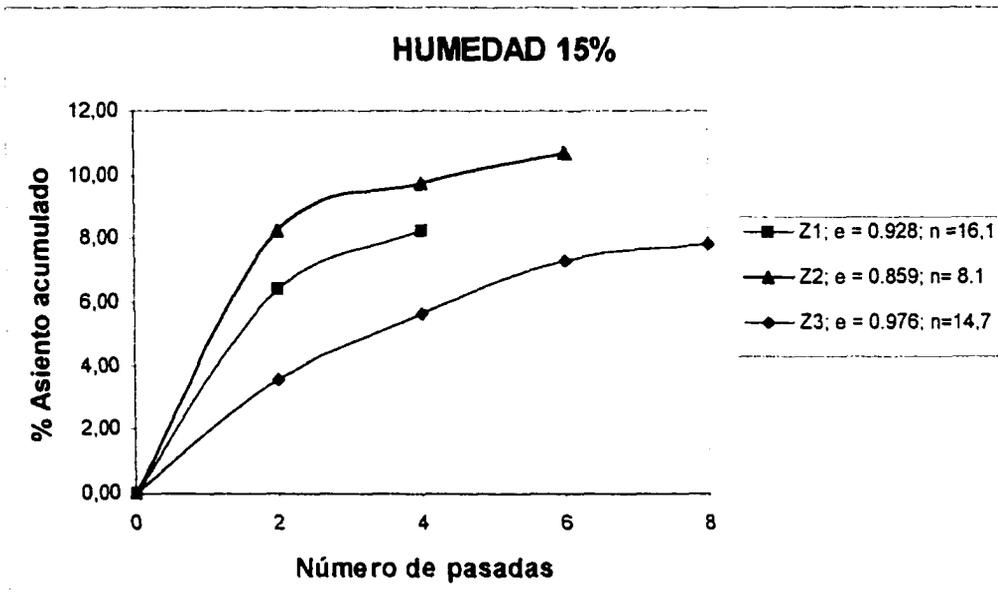


Fig. 5.2. Curvas de compactación de la primera capa del tramo experimental, calle D.

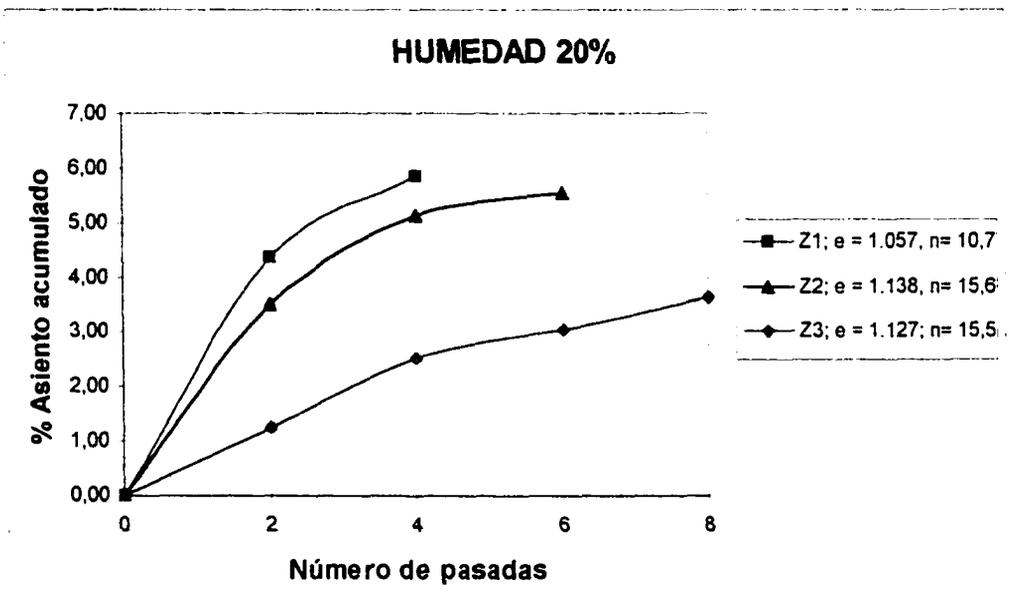


Fig. 5.3 Curvas de compactación de la segunda capa del tramo experimental, calle C.

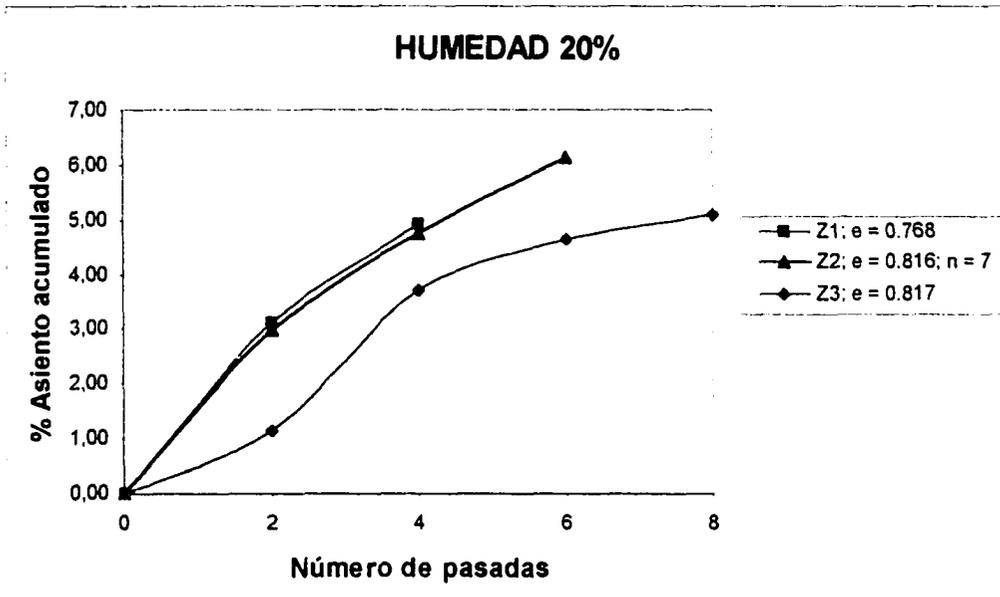


Fig. 5.4 Curvas de compactación de la segunda capa del tramo experimental, calle D.

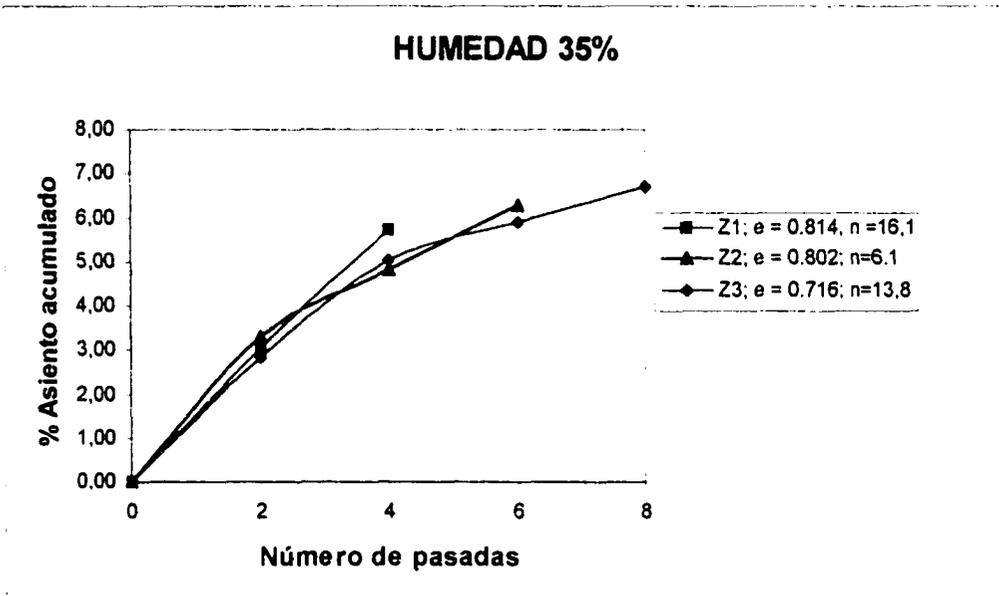


Fig. 5.5 Curvas de compactación de la tercera capa del tramo experimental, calle C.

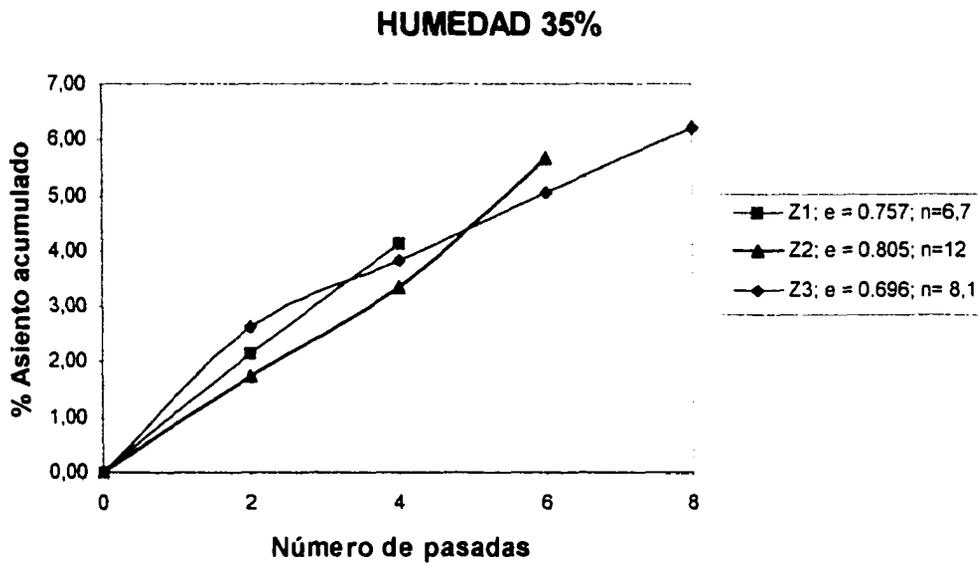


Fig. 5.6 Curvas de compactación de la tercera capa del tramo experimental, calle D.

Elaborada a partir de dichas curvas, la Tabla 5.1 sintetiza todos los registros disponibles respecto al porcentaje de asiento incremental registrado para distintos incrementos de pasadas de rodillo compactador.

Código	P.A.I. (2 a 4 pasadas)	P.A.I. (4 a 6 pasadas)	P.A.I. (6 a 8 pasadas)
C-Z1-1	1.51		
C-Z2-1	1.36	0.43	
C-Z3-1	2.22	0.97	0.89
D-Z1-1	1.84		
D-Z2-1	1.48	0.93	
D-Z3-1	2.09	1.61	0.55
C-Z1-2	2.63		
C-Z2-2	1.49	0.43	
C-Z3-2	2.19	0.51	0.6
D-Z1-2	1.97		
D-Z2-2	1.6	1.38	
D-Z3-2	1.19	0.94	0.48
C-Z1-3	1.5		
C-Z2-3	1.64	1.46	
C-Z3-3	1.29	0.88	0.82
D-Z1-3	1.82		
D-Z2-3	1.77	2.34	
D-Z3-3	2.54	1.25	1.16
<b>% Medio</b>	<b>1.785</b>	<b>1.09</b>	<b>0.75</b>

Tabla 5.1 Porcentaje de asiento incremental (P.A.I) respecto al número de pasadas de rodillo compactador de 18 Toneladas.

Si bien los resultados se muestran algo erráticos, debido probablemente a la propia heterogeneidad del material, puede apreciarse que el incremento registrado del porcentaje de compactación entre dos y cuatro pasadas es significativamente superior (1.785%) al que se produce en los siguientes intervalos medidos (1.09% y 0.75% respectivamente).

Sin embargo, no se ha podido observar a partir de los datos de porcentaje de asiento registrado la influencia de la humedad de compactación (Tabla 5.2) ni del espesor de tongada (Tabla 5.3).

<b>Humedad</b>	<b>P.A.I.M.</b> (2 a 4 pasadas)	<b>P.A.I.M.</b> (6 a 8 pasadas)	<b>P.A.I.M.</b> (6 a 8 pasadas)
15% (Capa 1)	1.75	0.985	0.72
20% (Capa 2)	1.845	0.815	0.54
35% (Capa 3)	1.76	1.48	0.99

Tabla 5.2. Porcentaje de asiento incremental medio (P.A.I.M.) para distintas humedades de compactación.

<b>Espesor de capa (cm)</b>	<b>P.A.I.M.</b> (2 a 4 pasadas)	<b>P.A.I.M.</b> (6 a 8 pasadas)	<b>P.A.I.M.</b> (6 a 8 pasadas)
<b>106</b> Capa 1, Calles C y D Capa 2, Calle C	1.867	0.813	0.68
<b>78</b> Capa 2, Calle D Capa 3, Calles C y D	1.7	1.37	0.82

Tabla 5.3. Porcentaje de asiento incremental medio (P.A.I.M.) para distintos espesores medios de capas compactadas.

Si la bondad de compactación se evaluara únicamente por la rapidez en que se producen la mayor parte de los asientos, así como por la magnitud de los asientos incrementales correspondientes a las últimas pasadas de rodillo, no podría estimarse a partir de los datos registrados la conveniencia de disponer menores espesores de capa ni de aumentar la cantidad de agua utilizada.

De hecho, la Tabla 5.2 parece indicar un menor grado de compactación correspondiente a la mayor cantidad de agua utilizada (35%). Por otra parte, la Tabla 5.3 muestra como para espesores de capa medios de 78 centímetros, se obtienen menores velocidades de compactación y mayores asientos incrementales últimos que para un espesor de capa medio de 106 cm.

Otra variable disponible para abordar el estudio de la influencia del espesor de tongada y la humedad es la porosidad. Esta constituye una medida de la densificación final conseguida, si bien se encuentra probablemente muy influenciada por el hecho de haberse ensayado una única área de dos metros cuadrados por cada una de las capas, calles y zonas.

Las Tablas 5.4 y 5.5, permiten correlacionar los valores disponibles de espesor de capa, porcentaje de humedad de compactación y porosidades finales conseguidas.

<b>Humedad</b>	<b>Porosidad Final Media (%)</b>
15% (Capa 1)	13.81
20% (Capa 2)	12.2
35% (Capa 3)	10.4

Tabla 5.4. Porosidad final media para distintas humedades de compactación.

<b>Espesor medio de capa (cm)</b>	<b>Porosidad Final Media (%)</b>
115 (Capa 1 Calle C)	15.66
110 (Capa 2 Calle C)	13.93
921 (Capa 1 Calle D)	11.96
787 <sup>*</sup> (Capa 3 Calle C)	10.75 <sup>*</sup>
752 (Capa 3 Calle D)	8.93

Tabla 5.5. Porosidad final media para distintos espesores medios de capas compactadas.

A partir de los resultados obtenidos y las limitaciones expuestas puede apreciarse una aparente relación entre la porosidad final conseguida y la humedad de compactación así como entre dicha porosidad y el espesor de tongada.

Según se observa, mayor es la densificación obtenida cuanto mayor es el porcentaje de agua en peso utilizado en el proceso de puesta en obra (Tabla 5.4), así como cuanto menor es el espesor de tongada (Tabla 5.5).

Por último, es importante remarcar la influencia de la granulometría del material en conjunción con el resto de los factores estudiados.

Desafortunadamente, no se dispone de datos de porosidad antes de compactar. En cualquier caso, se llevaron a cabo ensayos granulométricos antes y después de la compactación, para tres muestras de material procedentes de cada una de las capas del tramo experimental.

La Tabla 5.6 recoge una síntesis de las propiedades granulométricas y de la metodología de compactación utilizada en el área en que se tomaron las mismas.

Cód.	TmaxAC (mm)	T25AC (%Peso)	T0.08* (%Peso)	TmaxDC (%Peso)	T25DC (%Peso)	T0.08DC (%Peso)	N.P.	E (cm)	H (%)	N (%)
Mat4	440	52.3	8	530	---	9.6	6	86	15	8.1
Mat9	830	28.9	7.1	840	18.9	6.1	6	110	20	15.6
Mat15	570	45.8	9.6	610	37.1	8.9	6	80	35	6.1

Tabla 5.6 Propiedades granulométricas y metodología de compactación.

Leyenda:

- Cód, TmaxAC, TmaxDC, T25AC, T25DC, T0.08AC y T0.08DC ídem Tabla 4.2.
- N.P.: Número de pasadas del rodillo compactador.
- E: Espesor de tongada.
- H: Porcentaje de agua en volumen.
- N: Porosidad final conseguida.

Si bien no pueden establecerse conclusiones a partir de una muestra tan pequeña (tres catas de dos metros cuadrados para las propiedades antes de compactar y otras tantas para las propiedades después de compactar), pueden hacerse algunas observaciones:

- Se han obtenido menores densidades finales cuanto mayor es el porcentaje de material de diámetro inferior a los 25 milímetros, así como cuanto menor es el tamaño máximo de bloque. Para los tres únicos casos ensayados, el valor de la densidad final conseguida parece no verse influido por el aumento de la humedad de compactación ni por la disminución del espesor de tongada.
- Las granulometrías antes y después de compactar resultan muy similares.

Respecto a la primera consideración, no se dispone de datos suficientes como para poner en cuestión lo argumentado en este mismo apartado con anterioridad pero sí es un argumento útil de reflexión. En cuanto a la segunda, el propio **Marsal (1975)** apreció como los fenómenos de rotura de granos disminuyen hasta prácticamente anularse por debajo de ciertos valores del índice de huecos (aproximadamente 0.22).

### 5.3 Posibilidades de modelación numérica

Las posibilidades de modelación de los procesos de compactación y puesta en obra vienen ligadas al empleo de técnicas numéricas basadas en la metodología de los elementos discretos (Capítulo II).

Las potencialidades de las mismas se basan en la capacidad de reproducir numerosos fenómenos que tienen que ver con la forma, resistencia y modo de interacción entre partículas, aspectos que no pueden ser considerados dentro de la mecánica de los medios continuos.

Así (véase Tabla 2.2 en Capítulo 2), la modelación de la rigidez de las partículas involucradas, los deslizamientos relativos entre ellas y la posible cementación entre las mismas, podría abordarse con un número limitado de parámetros (entre cinco y ocho dependiendo de la complejidad de los distintos modelos constitutivos).

Además, cabe la posibilidad de crear distintas distribuciones de tamaños, reproducir la angulosidad mediante la combinación de distintos elementos circulares y simular el efecto del rodillo compactador mediante la definición de un sólido rígido sometido a una velocidad o frecuencia de vibración característica.

En cualquier caso, el nudo gordiano de dichos trabajos viene determinado por la necesidad de calibración de los parámetros de los posibles modelos. Estos "micro parámetros" deberían estudiarse a través de grandes campañas de ensayos, que permitieran a su vez asegurar su consistencia con las conocidas "macro propiedades" de los rellenos de rocas (Módulo de Young, Coeficiente de Poisson y Angulo de rozamiento principalmente).

Realizada dicha tarea, a parte de la posibilidad de modelar el propio proceso de puesta en obra, podrían llevarse a cabo ensayos virtuales o puramente numéricos como herramienta de evaluación de la influencia de distintas distribuciones de tamaños, porosidades etc., que se obtuvieran como consecuencia de la metodología de compactación.

De hecho, la posibilidad de realizar ensayos mecánicos sobre materiales característicos de pedraplenes es muy limitada en cuanto a tamaños de muestra, distribuciones de partículas, porosidades iniciales, etc. por lo que persisten algunas lagunas sobre el comportamiento de los mismos (en especial sobre el comportamiento de materiales de grandes tamaños máximos de partícula y muy compactados, sobre los que apenas tiene influencia el fenómeno de rotura de granos).

Igualmente, una vez validada la modelación a partir de los resultados obtenidos de la compactación de tramos experimentales y de los apropiados ensayos sobre los materiales del mismo, resultaría de gran interés la simulación numérica de todo el proceso constructivo del relleno. Con ello, probablemente, se avanzaría en el estudio de numerosos fenómenos que hoy resultan difíciles de entender asociados al comportamiento de pedraplenes y espaldones de presas de materiales sueltos.

#### 5.4 Resumen y conclusiones

- Los resultados de la realización de un tramo experimental indican una clara relación entre el número de pasadas de rodillo compactador y el porcentaje de asiento incremental registrado a consecuencia de éstas.
- Igualmente, se ha observado una relación entre las porosidades finales conseguidas y el espesor de capa empleado, de manera que éstas disminuyen para menores valores del espesor de capa. El mismo hecho se ha puesto de manifiesto según se aumenta la humedad de compactación.
- Por otra parte, parece detectarse una gran influencia de la granulometría en los niveles de compactación resultantes. De hecho, la heterogeneidad en la distribución de tamaños observada en las distintas muestras ensayadas se constituye, al mismo tiempo, en la característica más determinante y que más dificulta el estudio del proceso.
- El valor de las porosidades que se obtuvieron en el tramo experimental puede considerarse bajo, respecto a los valores medios que se recogen en la literatura técnica. Sin embargo, siempre que la fracción fina no sea de naturaleza plástica, y que quede garantizada la suficiente permeabilidad horizontal, podrían conseguirse propiedades mecánicas muy apropiadas según sostienen distintos investigadores.
- De hecho, el objetivo principal de la presente Tesis consiste en el estudio, a partir de todos los datos de campo y herramientas de cálculo disponibles, del comportamiento mecánico (tenso-deformacional) del pedraplén construido tras la realización del tramo experimental descrito. Este se ejecutaría con un material de características medias similares a las del tramo experimental, compactado mediante seis pasadas de rodillo vibrante de 18 Toneladas, para espesores de capa cercanos al metro y con una humedad de compactación del orden del 30% en volumen.
- Las potencialidades de modelación numérica de los procesos de puesta en obra y consiguiente compactación son de gran interés y previsible desarrollo, si bien es necesario llevar a cabo una serie de tareas previas para la evaluación de la adecuación de distintos modelos basados en la técnica de los elementos discretos, y sobre todo para la estimación de los correspondientes parámetros.
- Por tanto, el conjunto de los análisis que se llevan a cabo en capítulos posteriores, están basados en la mecánica de los medios continuos, campo en el que se cuenta con una gran experiencia así como con la posibilidad de inferencia, calibración y contraste de los parámetros que definen los distintos modelos de comportamiento característicos de los rellenos de escollera.

## CAPITULO VI

### METODOLOGIA DE SIMULACION NUMERICA DEL COMPORTAMIENTO CONSTRUCTIVO Y POST-CONSTRUCTIVO

## VI. METODOLOGIA DE SIMULACION NUMERICA DEL COMPORTAMIENTO CONSTRUCTIVO Y POST-CONSTRUCTIVO

### 6.1 Características generales del software empleado

La simulación numérica del comportamiento del pedraplén durante el periodo constructivo y post-constructivo implica la elección de una herramienta numérica suficientemente flexible para adaptarse a las necesidades de la investigación.

Las principales potencialidades del programa seleccionado (**FLAC2D, Itasca 1998**) son:

- Forma de resolución de sistemas continuos.

FLAC es un código bi-dimensional en diferencias finitas (esquema explícito) que simula el comportamiento de estructuras formadas por suelos, rocas u otros materiales susceptibles de fluir plásticamente cuando alcanzan su estado de agotamiento.

Los materiales quedan representados por elementos o zonas que forman una malla, la cual se hace corresponder mediante distintos ajustes a la geometría de la estructura objeto de estudio.

Cada elemento se comporta de acuerdo a una ley tensión-deformación prescrita de antemano, de naturaleza lineal o no lineal, como respuesta a las fuerzas aplicadas o a las coacciones impuestas en el contorno.

El programa se basa en el esquema de cálculo "Lagrangiano" que a su vez se adecúa muy bien a la reproducción de grandes deformaciones. Si los esfuerzos son suficientes para provocar el agotamiento del material y su fluencia, la malla puede deformarse y desplazarse consecuentemente.

Su formulación básica asume un estado de deformación plana bidimensional generalizado, estado que se asocia comúnmente a estructuras de directriz larga, sin variaciones bruscas en la forma de la sección transversal y sometida a cargas que actúan en el plano de dicha sección transversal.

- Interficies.

Una interfaz o plano de deslizamiento constituye una superficie sobre la cual el programa permite simular un deslizamiento relativo o una separación (abertura) de nodos.

La respuesta de la misma queda caracterizada por el criterio Mohr Coulomb de deslizamiento y/o separación por tracción, necesitándose por tanto los valores de la fricción, cohesión y resistencia a tracción como parámetros de entrada junto con sendos valores de la rigidez normal y tangencial en dicha zona de la malla.

- Lenguaje de programación propio (FISH)

Dicho lenguaje permite al usuario o investigador definir distintas funciones y variables que a su vez posibilitan ampliar la utilidad de FLAC. Por ejemplo, se pueden programar cualesquiera relaciones constitutivas de los materiales, complejas secuencias constructivas, distribuciones inusuales de propiedades, etc.

FISH es más un compilador que un intérprete, de manera que los programas que se introducen en FLAC vía archivo de texto se traducen en una lista de instrucciones almacenadas en el espacio de memoria de FLAC. Así, cuando se utiliza cualquier función FISH, se ejecuta su código compilado traduciéndose esta característica en una ejecución mucho más rápida.

La adecuación de las características descritas para el estudio del comportamiento de grandes masas de pedraplenes, se basan en el hecho de que estos exhiben comportamientos altamente no lineales y deformaciones irrecuperables (plásticas) entre otras características (Capítulo II).

De hecho, el método de cálculo de las diferencias finitas mediante esquema explícito permite programar cualquier no-linealidad en la relación "tensión-deformación" de los materiales y resulta de gran efectividad en situaciones que conllevan grandes deformaciones, proximidad al colapso, etc.

Sin embargo, a diferencia del procedimiento de resolución mediante esquema implícito, el intervalo de cálculo debe ser menor que cierto valor crítico para asegurar la estabilidad de la solución.

Por otra parte, en contraposición con otros métodos (Elementos Finitos), resulta menos eficiente para la realización de cálculos elásticos así como la modelización de algunas estructuras en particular (vigas) o resolución de problemas bajo ciertas condiciones (grandes disparidades de características mecánicas, de tamaño de retícula ,etc.)

Por tanto, dichas limitaciones no resultan significativas para la estructura objeto de estudio y, por el contrario, resulta de gran interés el aprovechamiento de sus capacidades.

## 6.2 Aportaciones originales al código base

La herramienta de partida (código base) consiste fundamentalmente en:

- La capacidad del software para actualizar estados tenso-deformationales a partir de una serie de modelos constitutivos incorporados en su “código base”.
- Un lenguaje interno de programación (FISH)

Las aportaciones más significativas a dicho código desarrolladas en la Presente Tesis han sido:

- La arquitectura básica de los programas de simulación particularizando y ordenando opciones incluidas en el código base para:
  - a) Definir las condiciones de contorno del relleno.
  - b) Reproducir la secuencia constructiva real, equilibrando sucesivas capas de material de 1 metro de altura y almacenando eficazmente los resultados.
- Las relaciones matemáticas necesarias para una correcta actualización de los parámetros elásticos tangentes del modelo hiperbólico (**Duncan et Al, 1980**)
- La metodología de almacenamiento de la historia tensional y las expresiones matemáticas necesarias para el cálculo de las deformaciones de fluencia (**Central Board of Irrigation of India, 1992**)
- Las relaciones matemáticas y la metodología de iteración para la resolución de los sistemas de ecuaciones necesarios para el cálculo de las deformaciones de humectación (basado en una adaptación de la propuesta por **Nobari y Duncan en 1972** a las expresiones del modelo hiperbólico corregido según **Duncan et Al en 1980**)
- La adaptación de la metodología de inyección de deformaciones para los dos últimos casos mencionados (**Noorany et al, 1999**)

A continuación se describe la arquitectura de los programas confeccionados mediante el uso del lenguaje de programación interno (FISH), haciendo hincapié en las condiciones de contorno y la simulación de la secuencia constructiva real.

En segundo lugar, se aportan los fundamentos de programación de las rutinas utilizadas para la resolución de las ecuaciones constitutivas propias de cada uno de los modelos (elástico lineal, elástico no lineal, elastoplástico, viscoelástico y de predicción de deformaciones de humectación), así como los criterios de estimación de los rangos probables de los distintos parámetros involucrados.

### 6.3 Arquitectura básica de los programas confeccionados

Los programas de cálculo confeccionados responden a la estructura esquematizada en la Figura 6.1.

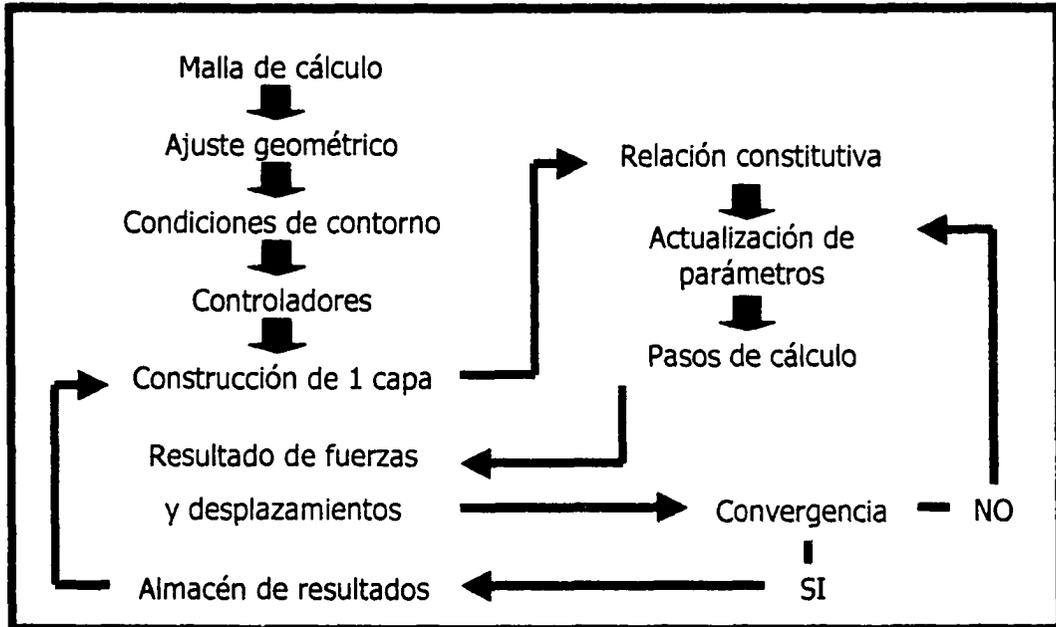


Figura 6.1. Arquitectura básica de los programas de simulación.

Dichos programas se han redactado sobre la base de una serie de comandos que se explican a continuación. Algunos grupos de comandos han dado lugar a rutinas independientes que se ha sido necesario confeccionar para estructurar la construcción capa a capa (CONSTRUCT) así como asegurar la correcta actualización de los parámetros de los modelos (SIMULA) y la convergencia de las soluciones (SSOLVE y SUPSTEP).

Siguiendo el esquema de la Figura 6.1:

*La definición de la malla de elementos* permite establecer el número de zonas y nodos de la simulación, previamente a la especificación de la geometría. Para ello, es necesario establecer un modelo constitutivo inicial susceptible de ser actualizado posteriormente. Además, debe guardarse espacio para futuras variables que puedan ser necesarias en el proceso de cálculo.

Los principales comandos involucrados en esta primera fase de la programación son:

- **New:** comienza un nuevo programa de simulación.
- **Config extra:** crea el espacio de memoria para futuras variables numéricas de malla.
- **Grid:** crea una malla rectangular con el número de nodos y zonas del modelo.
- **Model:** asigna un modelo constitutivo provisional a la malla.

*El ajuste de la geometría del problema* se lleva a cabo mediante la definición de una serie de tramos rectos. En todo el contorno del pedraplén que apoya sobre la montaña, se crean unas líneas adicionales paralelas a tres y seis coordenadas de distancia en el eje vertical, para poder definir con posterioridad la interfaz.

Por tanto, quedan determinadas tres regiones para cada una de las cuales se asigna una variable. Esta adopta distintos valores que servirán después para distinguir entre ladera, interfaz y cuerpo de pedraplén.

Los principales comandos involucrados en esta segunda fase de la programación son:

- **Table:** define rectas a partir de las coordenadas de distintos puntos.
- **Gen table:** crea dichas rectas y las involucra con la malla de elementos de cálculo.
- **Mark:** permite establecer nodos frontera entre distintas regiones.
- **Ini:** inicializa valores numéricos para una variable dentro de una región.
- **Model:** anula aquellas regiones que no forman parte de la geometría del problema.

*El establecimiento de las condiciones de contorno* incluye la preparación de las condiciones para poder crear una interfaz durante la simulación del proceso constructivo.

Para ello, deben rastrearse todas las zonas, identificar las pertenecientes a la ladera, elevarla de forma ficticia hasta la ubicación física de la interfaz y coaccionar los movimientos de los nodos extremos.

Los principales comandos involucrados en esta tercera fase de la programación son:

- **Loop:** establece un bucle de búsqueda dentro de un rango de zonas.
- **If:** crea un criterio lógico de localización.

- Flags: impone coacciones en los movimientos.

*La preparación de marcadores de control* permite registrar en todo momento el valor de una serie de variables nodales o zonales, así como disponer de la representación gráfica de las mismas frente al número de ciclos de cálculo.

El comando principal involucrado en esta cuarta fase de programación es:

- Hist: define las variables a almacenar, cada cuantos ciclos y para qué nodos o zonas.

*La construcción, una a una, de las capas de pedraplén*, incluye la especificación de la geometría concreta donde se ubica cada capa, su estado inicial de tensiones y el modelo constitutivo del material que forma la misma, definido por una serie de parámetros y sus respectivos valores.

Junto con la introducción de cada capa debe construirse en su caso, el tramo de interfaz correspondiente al contacto de la misma con la ladera. A su vez, deben introducirse las propiedades mecánicas de dicha superficie de contacto.

Los principales comandos que conforman la rutina “construct” son:

- Loop: establece un bucle de búsqueda dentro de un rango de zonas.
- Int: identifica la interfaz a generar.
- Aside, Bside: definen el contorno de contacto de la interfaz.
- Model: activa una capa de material y asigna un modelo constitutivo no nulo.
- Ini: inicializa un estado tensional en la capa activada.

*El cálculo de las fuerzas y desplazamientos de equilibrio* se lleva a cabo activando la acción de la gravedad. Una vez introducida dicha fuerza, se resuelven las ecuaciones cinemáticas y constitutivas de manera más o menos compleja en función del modelo y de la necesidad, en su caso, de actualizar parámetros deformacionales y resistentes en función de los niveles tensionales.

Las rutinas de cálculo se han estructurado de manera que, desde la propia construcción de la capa, se invoca una función que incluye una serie de comandos que definen las especificidades del modelo, la actualización del valor de los parámetros y el criterio de convergencia.

Dichas rutinas son:

- Ssolve: invoca a “supstep” y verifica cual es el valor de la fuerza total sin equilibrar para comprobar si se cumple la condición de convergencia.
- Supstep: cada vez que es invocada por “ssolve” ésta invoca a su vez a “simula” para actualizar los parámetros del modelo y ejecutar las etapas de cálculo que se especifiquen.
- Simula: engloba todo el conjunto de comandos que definen el modelo constitutivo, es decir, el valor de los parámetros deformacionales y resistentes para cada ciclo de cálculo.

Los comandos más relevantes que se incluyen en dichas rutinas son:

- Step: efectúa una etapa de cálculo según el esquema explícito del código.
- Unbal: evalúa la fuerza global sin equilibrar dentro del sistema.

Por último, *el almacenamiento ordenado de resultados* se lleva a cabo cuando se ha conseguido equilibrar las fuerzas y los consiguientes desplazamientos asociados a la activación de cada una de las capas. Para ello se utilizan una serie de tablas, creadas con anterioridad, cuyas filas y columnas registran los resultados para los nodos o zonas que hayan sido especificados.

Los comandos fundamentales involucrados en esta última fase de la programación son:

- Xtable: especifica la variable a almacenar para una zona o nodo en la primera columna.
- Ytable: Idem en la segunda columna de la tabla.

En los siguientes apartados, se profundiza en aquellos aspectos de programación más relevantes dentro del presente trabajo por su originalidad, aportándose el listado completo de los programas confeccionados en el Anexo II.

#### 6.4 Condiciones de contorno: interfaz ladera-terreno

La propia geometría de las secciones, especialmente de las denominadas “Sección 1” y “Sección 2”, implica la necesidad de establecer unas condiciones de contorno que permitan reproducir de manera realista la interacción entre el macizo rocoso y el material de relleno.

El contacto entre dos zonas de material con distintas características mecánicas conlleva procesos de transferencia de carga entre ambas, como puede verse en el trabajo de **Kulhawy (1969)** a propósito de la interacción entre el espaldón y núcleo impermeable de la presa de Oroville.

El mecanismo que gobierna dichos procesos de transferencia de carga es la diferencia de deformaciones. Así, se produce una recarga en los niveles tensionales de la zona más rígida, y el efecto contrario en aquella zona que sufre una mayor deformación relativa.

Por tanto, para el análisis de las secciones a media ladera, resulta de especial interés establecer un mecanismo de control sobre posibles desplazamientos relativos en la superficie de contacto. Así, la adopción del criterio Mohr-Coulomb en plano de potencial deslizamiento, implicaría que este sólo se produce cuando la tensión tangencial resultante sobre el mismo supere la tensión máxima movilizable.

En realidad, dicho plano de potencial deslizamiento es simplemente una idealización de la imbricación entre la ladera y el cuerpo del pedraplén, dado que se ejecutó un indentado para asegurar un mejor cosido entre ambas.

La rigidez adoptada para dicho plano ideal (por metro lineal) ha sido fijada arbitrariamente con valores muy superiores a los del relleno del material, como corresponde al hecho de que éste se disponga sobre el macizo rocoso existente. Concretamente:

- $k_n$  (rigidez normal):  $1 \cdot 10^{10}$  (Pa/m)
- $k_s$  (rigidez tangencial):  $1 \cdot 10^{10}$  (Pa/m)

En consecuencia, para cada etapa de cálculo y por unidad de longitud de la interfaz, se comprueba la existencia de contacto y se obtienen los desplazamientos de equilibrio de dicha fuerza en función de las constantes de rigidez adoptadas. En caso de no detectarse dicho contacto (las tracciones admisibles por defecto son nulas), la interfaz se rompería y las fuerzas normales y tangenciales sobre ésta se anularían.

El deslizamiento relativo se produce si la fuerza tangencial supera el valor límite según el Criterio Mohr Coulomb adoptado:

- $\Phi$  (Fricción movilizable): 30 (Grados).

Este valor del ángulo de rozamiento, dos tercios de un valor típico ( $45^\circ$ ) del rozamiento en rellenos de rocas, resulta probablemente conservador desde el punto de vista de los potenciales movimientos relativos.

Las figuras 6.2 y 6.3 permiten localizar la ubicación de las interfaces generadas para la "Sección 1" (Pk 12+460) y "Sección 2" (Pk 12+500) respectivamente.

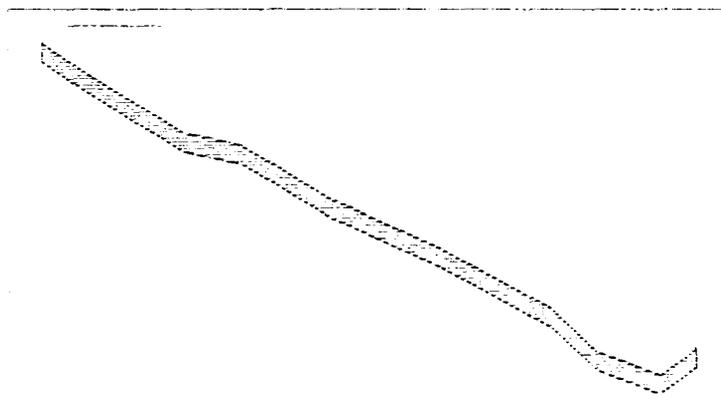


Figura 6.2. Ubicación de la interfaz en la "Sección 1".

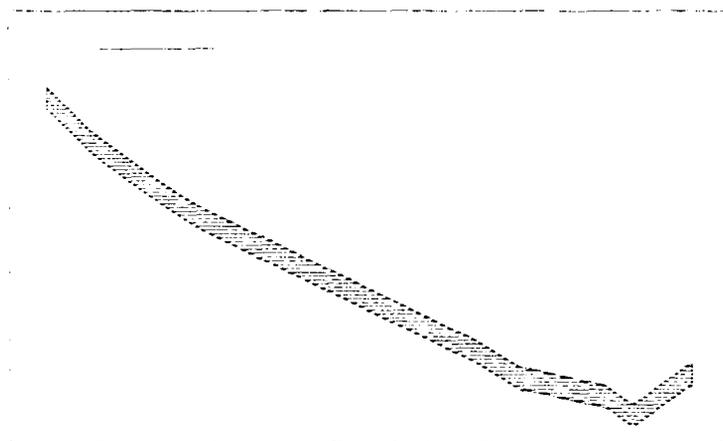


Figura 6.3. Ubicación de la interfaz en la "Sección 2".

Por último, la forma simétrica de la denominada "Sección 3", sus condiciones de apoyo sobre el macizo rocoso (continuo a lo largo de toda la base de la sección), así como la naturaleza de las solicitaciones que actúan sobre ella, restan importancia al hecho de modelizar dicho contacto a través de una interfaz o de forma directa, como se ha llevado a cabo.

### 6.5 Simulación de la secuencia constructiva.

La simulación de la secuencia constructiva tiene una gran repercusión sobre la bondad de los resultados del análisis.

Como se ha visto en capítulos anteriores, las limitaciones en la capacidad de cálculo de los ordenadores, han impuesto históricamente la simplificación de la reproducción del sistema constructivo.

El hecho de que la “capa de cálculo” no coincida con la “capa de puesta en obra” ha supuesto un ahorro considerable de memoria, y una aproximación suficiente si bien necesitada del acompañamiento de una serie de artilugios numéricos.

Así, **Kulhawy (1969)**, imponía condiciones tensionales ideales de reposo a todo el espesor de la capa de cálculo tratando de simular el estado tensional de una capa mucho más delgada. Con posterioridad, **Naylor (1990)** consolida una serie de experiencias anteriores sobre la forma de reducir la rigidez de dichas capas de cálculo, aspecto que ha sido profusamente estudiado desde el punto de vista teórico sólo para la modelación elástica y lineal.

Además, en el caso de dependencia de los parámetros deformacionales de los niveles tensionales, este tipo de secuencia constructiva simplificada conlleva la necesidad de establecer un criterio de actualización de los mismos, tanto más aproximado cuanto menor sea el número de capas de cálculo.

Todos estos factores, unidos a las posibilidades de los equipos actuales, justificarían de por sí la adopción de una malla de cálculo lo más similar posible a las condiciones de puesta en obra del material.

Además, los protocolos y recomendaciones existentes sobre auscultación del proceso constructivo de grandes estructuras de escollera, establecen una toma de datos semanal para un buen seguimiento del comportamiento constructivo.

Este hecho se traduce en la recopilación de grandes cantidades de datos de presiones, asientos, etc. que deben poder ser aprovechados e involucrados en el proceso de análisis. Para ello, la metodología de cálculo debe permitir un contraste continuo entre los resultados teóricos y los registros de instrumentación.

Por tanto, la reproducción de la secuencia constructiva con un espesor de capa próximo al real, se convierte en una herramienta de gran importancia tanto para mejorar la propia calidad del análisis como para permitir una alimentación continua del modelo numérico con los datos procedentes de la auscultación.

Las Figuras 6.4, 6.5 y 6.6 muestran las mallas de cálculo adoptadas para las tres secciones de referencia (celda tipo de dimensiones 1 metro · 1 metro), de manera que prácticamente se consigue reproducir la secuencia real de construcción.

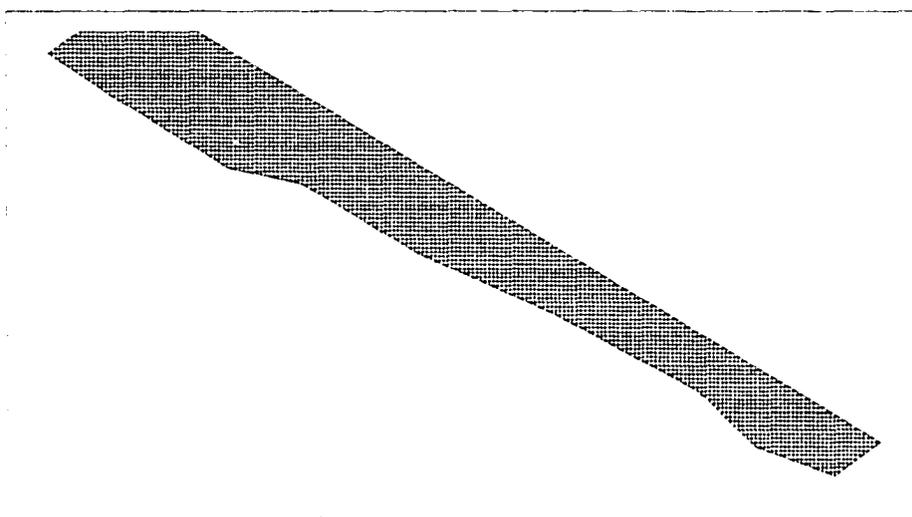


Figura 6.4. Malla de cálculo de la "Sección 1" (zonas de 1m·1m grafiadas)

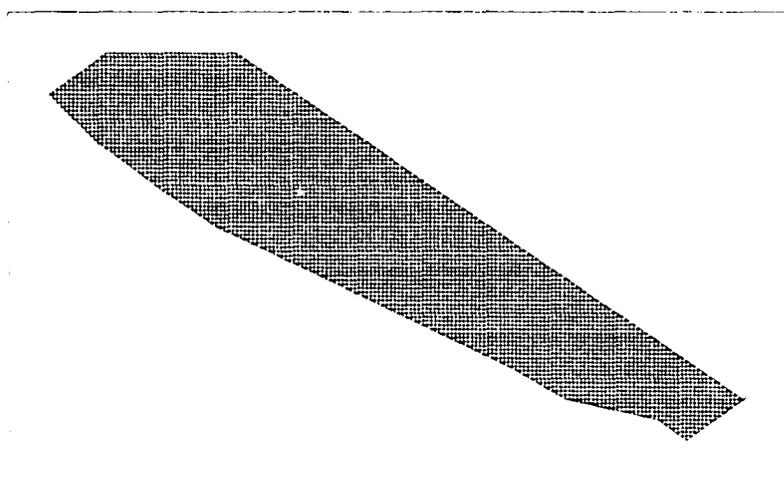


Figura 6.5. Malla de cálculo de la "Sección 2" (zonas de 1m·1m grafiadas)

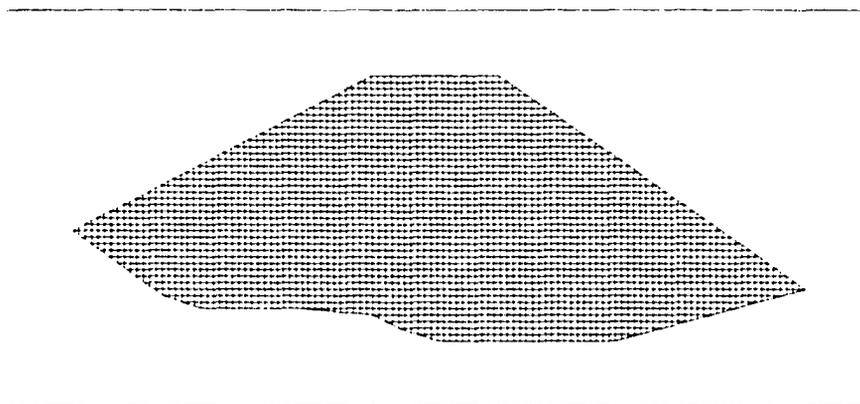


Figura 6.6. Malla de cálculo de la "Sección 3" (zonas de 1m·1m grafiadas)

Cabe remarcar la importancia que esta discretización tiene sobre el presente trabajo. De hecho, una de las características más sobresalientes de la información de partida de esta Tesis consiste en el registro de la evolución de presiones y asientos a escala semanal.

Además, se debe tener en cuenta que el proceso de instalación de la instrumentación requiere de la puesta en obra del sensor, acabado de las conexiones eléctricas, llenado de tubos, etc., lo cual puede suponer un tiempo de demora en la puesta en servicio de los sensores.

Esto conlleva que las primeras lecturas de los mismos se realicen con más o menos capas de material sobre su cota de instalación, en función de la velocidad de construcción. En consecuencia, para un buen contraste de medidas incrementales, debe disponerse de resultados de análisis en el punto de instalación del sensor tanto para el estado de carga nulo como para el propio de la altura de tierras con la que se efectúa la primera lectura.

Por tanto, para poder llevar a cabo esto de manera sistemática, así como disponer de resultados teóricos correspondientes a cualquier situación de carga existente en el momento del registro de todas las lecturas de instrumentación, resulta imprescindible la activación capa a capa de una malla cálculo como la definida para las tres secciones de referencia.

De esta manera, la metodología de simulación permite hacer uso de todos los registros de instrumentación para el estudio del comportamiento tenso-deformacional de la estructura.

## 6.6 Modelación Elástica Lineal

### 6.6.1 Fundamentos de programación

La mecánica interna de funcionamiento del programa está basada, como se ha visto con anterioridad, en la técnica de las diferencias finitas. A su vez, el esquema de cálculo utilizado por el código es explícito y permite, para cada etapa de resolución del sistema de ecuaciones cinemáticas, la obtención de las deformaciones zonales.

$$\Delta e_{ij} = 1/2 \cdot (\delta v_i / \delta x_j + \delta v_j / \delta x_i) \cdot \Delta t \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Donde:

$\Delta e_{ij}$  = tensor incremental de deformaciones.

$v_i$  = velocidad de desplazamiento.

$\Delta t$  = intervalo de cálculo.

A partir de dichos incrementos de deformaciones, correspondientes a cada etapa de cálculo, se obtienen los incrementos tensionales sobre la base del modelo constitutivo programado.

Para el caso elástico, isótropo y lineal, en condiciones de deformación plana, la actualización del estado tensional en cada etapa o "step" de cálculo se lleva a cabo, para cada zona de la malla de cálculo, mediante las siguientes relaciones:

$$\Delta \sigma_{11} = \alpha_1 \cdot \Delta e_{11} + \alpha_2 \cdot \Delta e_{22} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

$$\Delta \sigma_{22} = \alpha_2 \cdot \Delta e_{11} + \alpha_1 \cdot \Delta e_{22} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

$$\Delta \sigma_{12} = 2 \cdot G \cdot \Delta e_{12} \quad (\text{Ec. 6.4})$$

$$\Delta \sigma_{33} = \alpha_2 \cdot (\Delta e_{11} + \Delta e_{11}) \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Donde:

$\Delta \sigma_{ij}$  = tensor incremental de tensiones.

$\alpha_1 = K + (4/3) \cdot G$

$\alpha_2 = K - (2/3) \cdot G$

$K$  = Módulo de Deformación Volumétrica.

$G$  = Módulo de Deformación a Cortante.

En particular, en los programas confeccionados, tras la activación de cada una de las capas y la aplicación de la fuerza gravitatoria, las rutinas identificadas como "simula", "supstep" y "ssolve" gobiernan la ejecución de metodología de cálculo del software.

Así, “simula” define el valor de los parámetros K y G para cada una de las mismas, “supstep” lleva a cabo la ejecución de 500 intervalos de cálculo y “ssolve” comprueba si la fuerza total sin equilibrar por el sistema es inferior a los 100 Newtons.

En caso de no cumplirse esta última condición, se actualiza el valor de los parámetros de modelo, se ejecutan 500 nuevos intervalos de cálculo y así, sucesivamente, hasta que se alcanza el criterio de convergencia establecido.

Esta mecánica básica de control sobre el código de resolución del software (Figura 6.7), se ha mantenido constante para el conjunto de los modelos implementados.

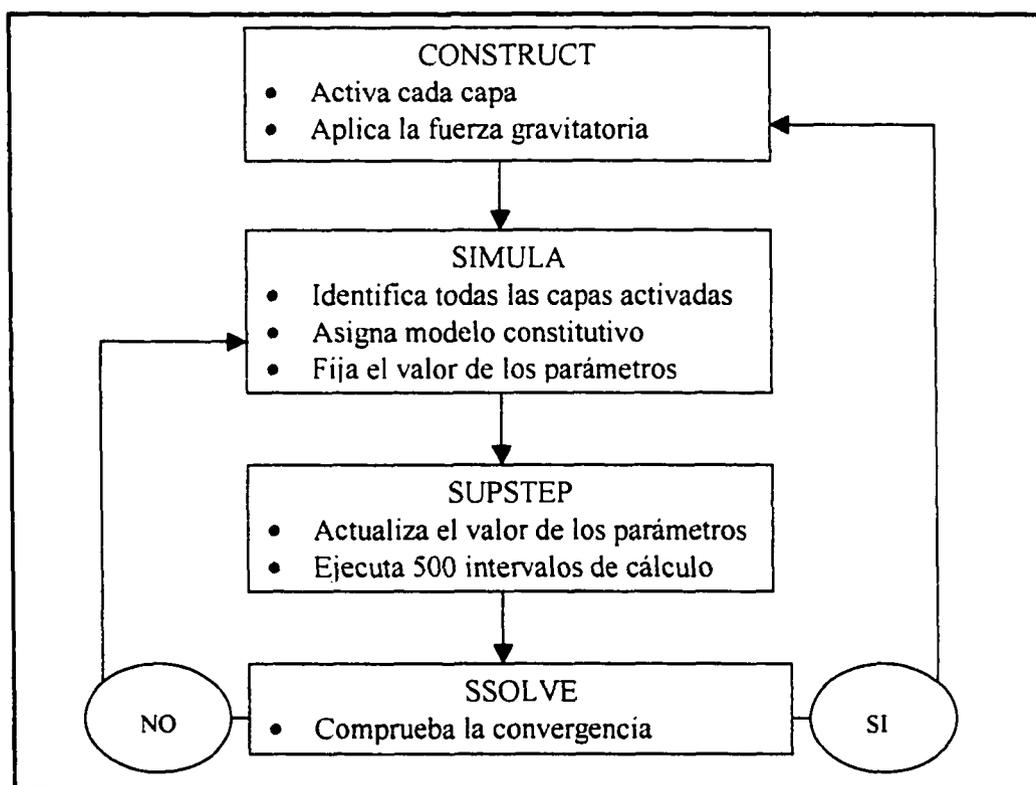


Fig. 6.7. Esquema de cálculos de los programas de simulación.

### 6.6.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales

El rango de parámetros elásticos adoptado para la simulaciones de naturaleza elástica se estableció en función de los valores característicos recogidos en la literatura técnica, así como de los datos de campo obtenidos durante la construcción del pedraplén.

Consecuentemente, las distintas simulaciones se llevan a cabo con valores del Módulo de Rigidez Volumétrica (K) comprendidos entre 100 y 1000 Pa·10<sup>3</sup>, adoptándose un valor constante del Coeficiente de Poisson ( $\nu=0.33$ ).

## 6.7 Modelación Elástica no Lineal

### 6.7.1 Fundamentos de programación

El funcionamiento básico de la programación coincide con lo expuesto en el apartado anterior, consiguiéndose la reproducción del comportamiento no lineal del material de relleno mediante la constante actualización de los parámetros elásticos.

A tal efecto, dentro de la rutina “simula” cuyo nombre y ubicación se mantiene en todos los programas confeccionados, se introducen los comandos necesarios para que dicha actualización tenga lugar según la formulación de **Duncan et Al (1980)**.

Así, dentro de dicha rutina, se lleva a cabo el cálculo de las tensiones principales, adoptando dos criterios distintos:

- Teniéndose en cuenta la influencia de la tensión principal intermedia de manera indirecta en el cálculo final de la presión de confinamiento ( $\sigma_3^*$ ). Así, ésta se obtiene como la semisuma de dicha tensión principal intermedia ( $\sigma_2$ ) y la tensión principal menor ( $\sigma_3$ ).
- No teniéndose en cuenta la influencia de dicha tensión principal intermedia.

Para garantizar un valor consistente del Módulo de Deformación Volumétrica y del Módulo de Deformación a Cortante desde la primera etapa de cálculo de cada una de las capas activadas, se establece un valor mínimo de la la tensión principal menor de 5750 Pascales, así como un valor de la tensión principal mayor igual al doble de dicho umbral en el caso de haber sido necesario realizar dicha corrección.

Además, la expresión del Módulo de Elasticidad Tangente tiende a cero conforme aumenta el desviador de tensiones pero dicho desviador interviene en la parte de la expresión de dicho módulo que se encuentra elevada al cuadrado.

Por tanto resulta necesario verificar los niveles tensionales e imponer un valor nulo del mismo para el valor último del desviador de tensiones ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )<sub>ult.</sub> y evitar así que se produzcan valores del desviador en supuesto equilibrio superiores al valor último del modelo (este hecho se detectó y corrigió en las primeras simulaciones numéricas llevadas a cabo en la presente Tesis).

Al haberse adoptado un espesor de capa de un metro, coincidente con el realmente ejecutado en obra, el error introducido por la estimación de los parámetros en función de los últimos niveles tensionales calculados es prácticamente inexistente. En cualquier caso, los parámetros de todas las zonas activas se re-evalúan en función de los niveles tensionales resultantes cada quinientas etapas de cálculo.

La Figura 6.8 sintetiza las operaciones que tienen lugar dentro de la rutina “simula” para el cálculo de los parámetros elásticos tangentes.

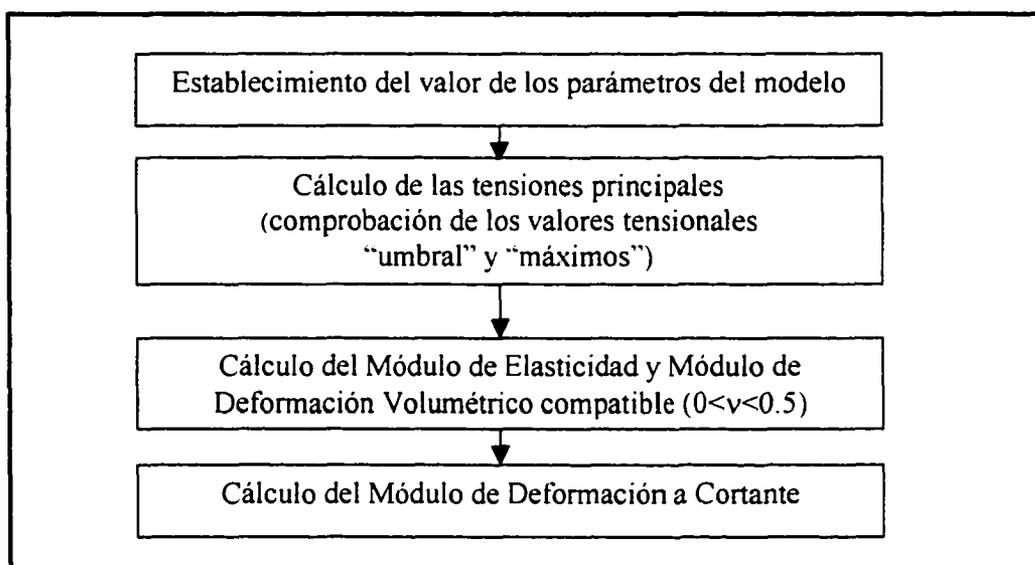


Figura 6.8. Esquema desarrollado para actualización de parámetros elásticos tangentes

### 6.7.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales

El establecimiento de unos parámetros de partida y una estrategia de simulación supone una tarea compleja, debido en primer lugar al hecho de no disponerse de resultados de ensayos triaxiales. En cualquier caso, la disparidad entre el valor de los parámetros obtenidos en laboratorio y los que reproducen más fidedignamente el comportamiento auscultado, ha sido puesta de relieve por numerosos autores.

De hecho, **Saboya** el propio **Byrne (1993)**, proponen una metodología de estimación de los parámetros hiperbólicos  $K_b$  y  $m_d$  partir de los resultados de asientos de la célula más confinada disponible, atendiendo a una serie de simplificaciones.

El rango del resto de los parámetros podría estimarse según este mismo autor, correlacionando las características del material puesto en obra con los resultados de ensayos triaxiales consolidados por **Duncan, Byrne et Al** en 1980.

Para establecer un orden de magnitud de los parámetros  $K_b$  y  $m_d$  en la presente Tesis, se han utilizado los primeros valores significativos registrados por la Célula número 34, situada en la parte inferior de la "sección 3" en condiciones de gran confinamiento.

La metodología se basa en el ajuste mediante una curva de dos parámetros de la relación entre la tensión teórica vertical que actúa sobre la célula ( $\sigma_v$ ) y la deformación registrada por la misma ( $\varepsilon_v$ ), aproximada por el cociente entre el asiento medido y el espesor del estrato por debajo de la célula en cuestión.

La expresión propuesta para dicha curva de ajuste es la siguiente:

$$\varepsilon_v = a \cdot \sigma_v^b \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Donde:

$a, b$  = parámetros de ajuste.

$\varepsilon_v$  = deformación vertical en porcentaje.

$\sigma_v$  = tensión vertical en  $\text{Tn/m}^2$ .

El valor ajustado fue de 1.57 y 0.81 para los parámetros  $a$  y  $b$  respectivamente. A partir de los mismos, se obtuvieron los siguientes resultados:

- $K_b=387$
- $m_d=0.19$

La Figura 6.9 muestra la relación tensión deformación registrada frente a la curva ajustada.

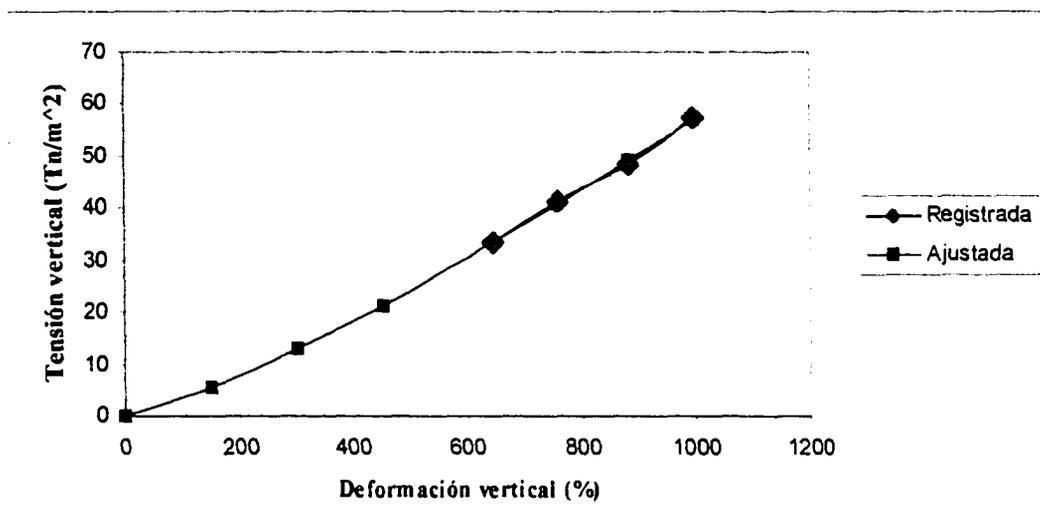


Figura 6.9. Relación tensión deformación ajustada frente a registrada.

Tomando en consideración el orden de magnitud resultante, y teniendo en cuenta lo aproximado de la metodología empleada, se adoptó un rango de variación del parámetro  $K_b$  entre  $150$  y  $600 \text{ Pa} \cdot 10^5$ , así como un valor constante del parámetro  $m_d$  igual a  $0.2$ .

Por otra parte, **Duncan et al (1980)** propusieron una serie de valores de referencia para los parámetros del modelo hiperbólico a adoptar para suelos, recogiendo en la Tabla 6.1 los correspondientes a aquellos de naturaleza más asimilable al material propio de pedraplenes.

Clasificación	$\gamma$ (k/ft <sup>3</sup> )	$\phi_0$	$\Delta\phi_0$	C	k	$n_d$	$R_f$	$K_b$	m
GW;GP;SW;SP	0.150	42	9	0	600	0.4	0.7	175	0.2
GW;GP;SW;SP	0.145	39	7	0	450	0.4	0.7	175	0.2
GW;GP;SW;SP	0.140	36	5	0	300	0.4	0.7	75	0.2
GW;GP;SW;SP	0.135	33	3	0	200	0.4	0.7	50	0.2

Tabla 6.1 Parámetros hiperbólicos propuestos por Duncan et Al (1980)

Los parámetros que más repercusión tienen sobre la no linealidad del material son  $\phi_0$  y  $R_f$ , para los cuales se estima un valor medio probable de  $45$  grados y  $0.7$  respectivamente. El rango de simulación se establece entre  $40$  y  $50$  grados para el primero, y entre  $0.5$  y  $1$  para el segundo. El valor de los parámetros  $\Delta\phi_0$  y  $n_d$  se fija en  $11$  y  $0.4$  respectivamente.

La importancia del valor del parámetro  $K$  y de su valor relativo respecto a  $K_b$ , radica en el hecho de que determina en gran medida el valor del Coeficiente de Poisson y del Módulo de Deformación a Cortante tangentes.

De hecho, el valor del Módulo de Deformación Volumétrica y el Módulo de Elasticidad depende fundamentalmente del valor de  $K_b$  y  $K$  respectivamente. Por tanto, el Coeficiente de Poisson y el Módulo de Deformación a Cortante quedan a su vez muy influenciados por dichos valores.

Para asegurar la consistencia de estos últimos, y tomando como referencia los valores de parámetros hiperbólicos obtenidos para ensayos realizados con aparatos triaxiales de gran diámetro (Tabla 6.2), se adopta un valor de  $K$  igual al doble del valor de  $K_b$  para cada una de las simulaciones programadas.

Por último, cabe mencionar el hecho de la poca experiencia relativa a la aplicación de este tipo de formulación a la secuencia constructiva real así como la práctica imposibilidad de realizar ensayos de laboratorio para bajas presiones de confinamiento.

En cuanto a la primera cuestión, existen estudios bastante detallados referidos exclusivamente a arenas (**Byrne, 1987**), los cuales han servido de referencia a la hora de adoptar las decisiones anteriores. En ellos, **Byrne** establece una serie de conclusiones y recomendaciones conjugando tanto los resultados de ensayos triaxiales como los resultados procedentes de la auscultación (Back analysis).

En cuanto a la segunda cuestión, se comprobó la viabilidad de dicha formulación calculando, para los conjuntos de parámetros hiperbólicos publicados de mayor fiabilidad (**Duncan et al, 1980**), el valor inicial del Módulo de Elasticidad (ELA), Módulo de Deformación Volumétrica (BULK), Coeficiente de Poisson (POISS) y Módulo de Deformación a Cortante (SHE) correspondientes a una presión de confinamiento de 5750 Pascales y una tensión principal mayor de 11500 Pascales (Tabla 6.2).

Referencia	KB	Md	RF	Nd	FI	AFI	K	S3	ELA	BULK	POISS	SHE.
Espaldón de la Presa								Pa*10 <sup>5</sup>	Pa*10 <sup>5</sup>	Pa*10 <sup>5</sup>		Pa*10 <sup>5</sup>
de Fumas	330,00	0,33	0,65	0,48	49,00	6,00	560,00	0,0575	124,26	128,59	0,34	46,4019
Transición de la Presa												
de Fumas	470,00	0,52	0,59	0,52	53,00	7,00	950,00	0,0575	198,20	106,44	0,19	83,3027
Material basáltico												
(Casagrande y Marsai)	255,00	0,18	0,61	0,37	52,00	10,00	450,00	0,1150	185,33	172,77	0,32	70,1344
Espaldón de la Presa												
de Oroville	1030,00	0,15	0,73	0,40	65,00	8,50	1320,00	0,0575	391,31	671,10	0,40	139,472

Tabla 6.2. Parámetros hiperbólicos de referencia

Consecuentemente con la estimación del rango inicial del valor de los parámetros hiperbólicos llevada a cabo, la estrategia de simulación se desarrolla en capítulos posteriores a través de la ejecución de numerosos programas de cálculo para cada una de las secciones transversales de referencia (instrumentadas).

## 6.8 Modelación Elástica-Perfectamente Plástica

### 6.8.1 Fundamentos de programación

La formulación plástica del software utilizado se basa en dos características fundamentales:

- La deformación total calculada se descompone en una parte elástica y otra plástica, siendo la primera de ellas la única que contribuye al aumento del tensor de tensiones.
- Las deformaciones plásticas y elásticas se suponen coaxiales a los ejes de tensiones principales.

El criterio de plastificación a cortante adoptado es el Mohr Coulomb, con regla de flujo no asociada según la formulación expuesta en el capítulo de antecedentes (Vermeer, 1984). Por otra parte, el material se considera incapaz de resistir esfuerzos de tracción, adoptándose una regla de flujo asociada en caso de que el fallo se produzca por solicitaciones de esta naturaleza.

La metodología de actualización de las tensiones a partir de las deformaciones obtenidas en cada intervalo de cálculo se esquematiza en la Figura 6.8., y se lleva a cabo de manera automática por el software para las zonas donde se ha especificado el modelo "Mohr Coulomb".

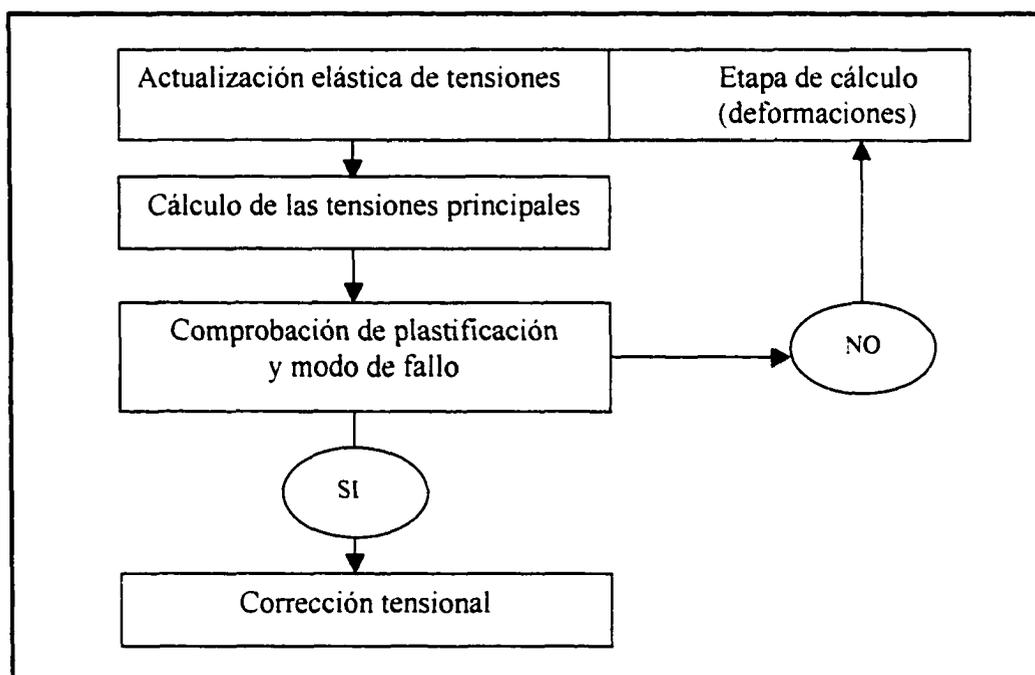


Figura 6.8 Metodología de cálculo plástico de FLAC

La mecánica de trabajo del programa comienza con un “intento” elástico, el cual se lleva a cabo según se ha visto en el apartado correspondiente, evaluando los incrementos tensionales correspondientes a los desplazamientos calculados mediante la Ley de Hooke.

La frontera de plastificación queda definida definida por las funciones de fallo a cortante y tracción, así como por una función que compatibiliza ambas en su intersección. Esta última, a su vez, deslinda los dominios de plastificación a cortante y tracción.

Si el estado tensional resultante transgrede dicha frontera, se identifica la naturaleza de la sollicitación causante de dicho fallo, y se utiliza la regla de flujo apropiada para retrotraer los esfuerzos hasta situarlos sobre la función de fallo correspondiente (**FLAC Manual, 1994**).

#### 6.8.2 Estimación del rango de los parámetros iniciales

En el caso de rellenos de material granular, el parámetro que determina la función de plastificación es el ángulo de fricción. Típicamente, éste adopta valores comprendidos entre 40 y 50 grados para rellenos de escollera.

Para cada simulación, dichos valores permanecen constantes, no contemplándose la definición de curvas de rotura no lineales ni fenómenos de rigidización o reblandecimiento (dada la falta de experimentación y consiguientes referencias sobre valores de los parámetros necesarios para la incorporación de dichos fenómenos en el caso de grandes escolleras).

En cualquier caso, ambas posibilidades resultarían relativamente sencillas de simular a partir del código del programa, actualizando los parámetros de plastificación en función de los niveles tensionales en el primer caso (**Hoek, 1990**) y de la deformación plástica acumulada en el segundo (**Vermeer, 1984**).

Por último, la tracción que se considera puede resistir el material es nula y el ángulo de dilatación, que define la función de potencial plástico en el caso de fallo a cortante, se estima en 17 grados, de acuerdo con los ensayos realizados por **Vermeer (1984)**.

## 6.9 Modelación visco-elástica

### 6.9.1 Fundamentos de programación

La rutina de cálculo implementada para poder llevar a cabo análisis de naturaleza viscoelástica tanto durante el periodo constructivo como una vez finalizada la construcción del pedraplén se basa en la metodología propuesta por el **Central Board of Irrigation de India (1992)**.

Dicha metodología (expuesta en el capítulo de Antecedentes), constituiría un ejemplo de aquéllas que se implementan a partir de postulados basados en aproximaciones “fenomenológicas” (**Krizek, 1968**) al comportamiento de naturaleza visco-elástica.

En el caso que nos ocupa, se asume:

- La existencia de una Función de Fluencia, que sirve para describir de manera empírica una serie de datos experimentales.
- La posibilidad de aplicación del principio de superposición, es decir, la hipótesis de linealidad de los efectos visco-elásticos. (Las ecuaciones integrales que formulan el principio básico de superposición se conocen como las integrales de Duhamel, y se habían desarrollado matemáticamente con anterioridad a su aplicación a modelos físicos)
- Una serie de postulados matemáticos, en referencia a la respuesta de este medio continuo a las deformaciones y tensiones aplicadas, que tienen su origen en la mecánica de los medios continuos.

Cabe mencionar que dicha metodología de simulación de fenómenos visco-elásticos no incluye la reproducción de deformaciones plásticas irreversibles ni hace uso de modelos reológicos.

Estos últimos, cuya profusión se debe, en parte, a la búsqueda histórica de modelos y analogías mecánicas para ajustar la respuesta de los materiales, presentan una serie de dificultades adicionales: la dificultad de manipulación analítica y la necesidad de usar modelos radicalmente distintos para representar distintas componentes del comportamiento (dilatacional, desviatoria, etc.)

Así, con sus limitaciones, se puede afirmar que la metodología de cálculo propuesta para la reproducción del comportamiento viscoelástico lineal está basada en una teoría fenomenológica coherente con el comportamiento observado y permite una descripción bastante completa del comportamiento de los materiales en cuestión.

Las dificultades intrínsecas de programación vienen motivadas por tres hechos fundamentales:

- La necesidad de almacenar la historia tensional de cada una de las zonas de la malla de cálculo, que en el presente caso supone almacenar las cuatro componentes tensionales ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ , y  $\sigma_{xy}$ ) para tantos incrementos de carga como capas se ubiquen por encima de cada una de dichas zonas.
- Confeccionar una rutina para el cálculo paralelo de las deformaciones de fluencia incrementales ( $\Delta\varepsilon_x$ ,  $\Delta\varepsilon_y$ ,  $\Delta\varepsilon_{xy}$ ).
- Establecer una metodología de "inyección" en cada uno de los elementos de la malla para que dicha deformación sea distribuida elásticamente, lo cual implica la necesidad de estudio de un mecanismo apropiado para ello en el entorno de las diferencias finitas.

La primera dificultad puede solucionarse de manera sencilla, sin consumo de una memoria excesiva, generando cuatro tablas distintas para cada zona de la malla donde se almacenan los resultados tensionales después de haberse alcanzado el equilibrio tras las simulación de la construcción de cada una de las capas del pedraplén.

El segundo aspecto implica la confección de una rutina de cálculo capaz de invocar cada una de las tensiones almacenadas así como la diferencia entre el tiempo para el que se quiere calcular la deformación, el tiempo anterior para el que se había calculado y el tiempo en que cada una de las capas se puso en obra.

Para ello, se introduce una tabla de referencia con los tiempos exactos ideales de puesta en obra de cada una de las capas de un metro de altura, así como un tiempo final de cálculo que puede corresponder con el tiempo de construcción de la siguiente capa (durante el proceso constructivo) o cualquier tiempo de referencia posterior a la finalización de dicha construcción.

La metodología de inyección establecida consiste en, una vez calculada la equivalencia entre las deformaciones de fluencia calculadas y el incremento tensional elástico equivalente, sustraer dicha magnitud respecto de las tensiones de equilibrio de cada una de las filas de la malla de cálculo y dejar que el programa vuelva a una situación de equilibrio tensional.

Sobre dicha metodología de “inyección”, basada en las experiencias de **Noorany et Al (1999)** cabe resaltar los siguientes aspectos observados:

- Cuando cualquiera de las capas (filas de la malla de cálculo) se encuentra equilibrada y se le “sustrae” cierta magnitud tensional, en la búsqueda del nuevo equilibrio con el resto de los estados tensionales se alcanza una situación tensional muy similar a la original.
- Esta similitud es tanto mayor cuanto mayor es el confinamiento de la zona, y cuanto más alejada se encuentra de los contornos.
- Estas pequeñas distorsiones prácticamente no afectan a la componente vertical de la tensión ( $\sigma_y$ ), haciéndose más notorias respecto a las tensiones horizontales finales ( $\sigma_x$ ).
- Se ha cuantificado el error medio por elemento “inyectado” mediante la relación entre el global de las deformaciones que se pretenden introducir y el global de las deformaciones realmente introducidas para cada una de las componentes, resultando discrepancias inferiores al 5% para la deformación vertical y del orden de tres veces superior para la deformación horizontal.
- Dado que los desplazamientos post-constructivos auscultados, tanto en coronación por métodos topográficos como en el cuerpo de pedraplén por las células de asiento son de componente vertical (dirección “y” en los programas de cálculo), el error en la estimación de la constante de fluencia por efectos de la metodología de cálculo se considera de muy poca relevancia.

El esquema de cálculo para cada incremento de tiempo considerado se lleva a cabo por las rutinas *Tabla*, *Calcula*. Así:

- *Tabla*: almacena las cuatro componentes tensoriales de equilibrio en cada una de las zonas de cálculo tras cada uno de los incrementos de carga simulados.
- *Calcula*: lleva a cabo el cálculo de las deformaciones incrementales a “inyectar”, su equivalente tensional e inicializa el nuevo estado tensional fila a fila hasta que se alcanza un nuevo equilibrio.

La estructura de los programas se presenta en la Figura 6.9 (Esquema de cálculo implementado para las deformaciones de fluencia).

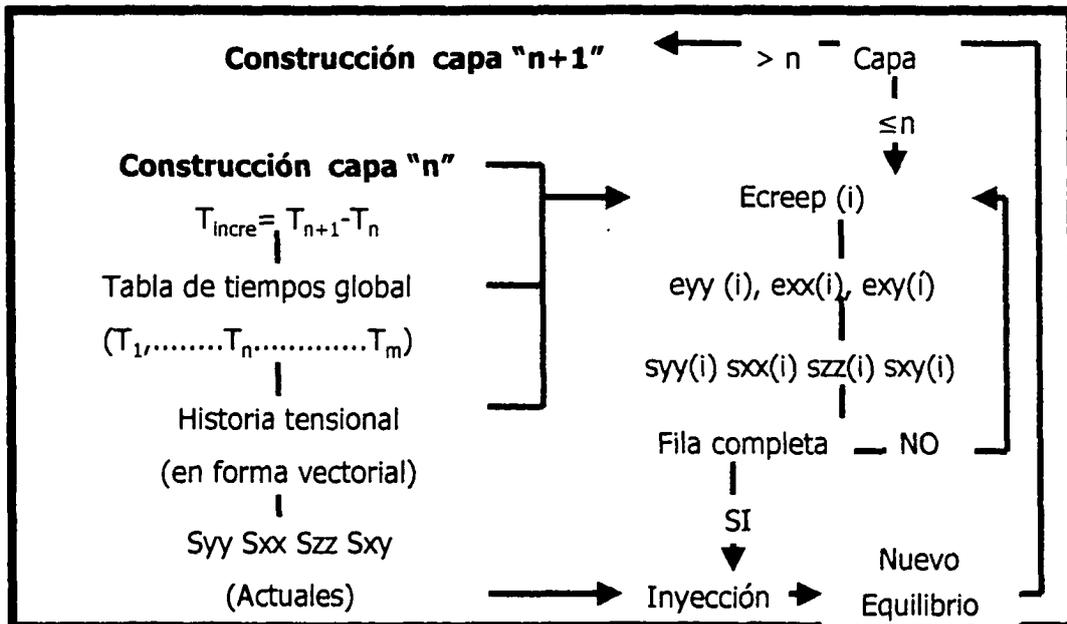


Fig. 6.9 Esquema de cálculo implementado para las deformaciones de fluencia

Donde:

$S_{yy}$  = Tensión vertical

$S_{xx}$  = Tensión horizontal

$S_{zz}$  = Tensión perpendicular al plano de la sección (plano de análisis)

$e_{yy}$  = Deformación unitaria vertical

$e_{xx}$  = Deformación unitaria horizontal

$e_{xy}$  = Deformación unitaria tangencial

(i) = Incremental

m = Número total de tongadas de material (filas de análisis)

### 6.9.2. Estimación del rango de parámetros iniciales.

El parámetro que gobierna el modelo descrito es la Constante de Fluencia ( $F_k$ ), respecto de la cual se dispone de escasísimos resultados de laboratorio para materiales como los que nos ocupan.

Uno de los pocos ensayos realizados y publicados (**Central Board of Irrigation de India, 1992**) se realizó para el material de la Presa de Scammondem, el cual ha sido utilizado tanto para estimar un valor inicial de dicho parámetro como para comprobar la capacidad de las rutinas de cálculo en su reproducción.

Dicho ensayo se realizó en un aparato edométrico de 45 centímetros de diámetro para una presión vertical constante de 6.96 KN/m<sup>2</sup> (696000 Pascales) y registros de medidas correspondientes a 1000 días. La velocidad de deformación fue aproximadamente de 0.05% por ciclo logarítmico (base 10).

La Constante de Fluencia, que se define como la velocidad de deformación logarítmica dividida por la carga vertical constante que se aplica al material, se obtiene por tanto como:

- $F_k = 0.0005/696000 = 0.718 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$

Consecuentemente, el rango de valores iniciales establecido para llevar a cabo las simulaciones numéricas se sitúa entre  $1 \cdot 10^{-9}$  y  $1 \cdot 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$ .

La figura 6.10 representa un ciclo de dicho ensayo (entre 10 y 100 días) reproducido mediante la metodología de inyección de deformaciones propuesta, para una malla formada por un único elemento sometido a condiciones edométricas.

Así, se comprueba que el valor "vsi" (incremental volumetric strain) obtenido en el programa coincide exactamente con la deformación vertical previamente calculada ( $\epsilon_c^y$ ):

- $E_{\text{creep } i} = 1 / (F_k \cdot (\text{Log}(T_n - T_i + 1) - \text{Log}(T_{n-1} - T_i + 1)))$
- $\epsilon_c^y = (696000) / E_{\text{creep } i}$
- $ds_{yy} = (K + 4/3G) \cdot \epsilon_c^y$
- $s_{yy_r} = s_{yy} - ds_{yy}$

Donde:

$s_{yy_r}$  = la tensión "relajada" que se introduce  
 $s_{yy}$  = la tensión equilibrada previamente existente  
 $F_k = 0.718 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$   
 $T_n = 100$                        $T_{n-1} = 10$

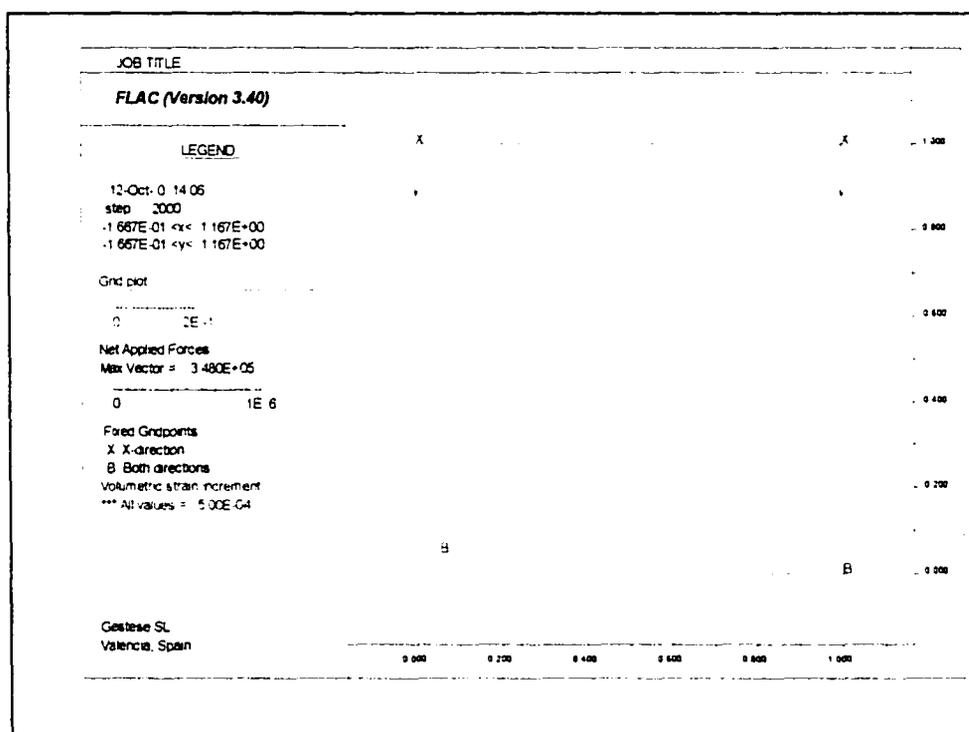


Fig. 6.10 Reproducción parcial de un ensayo de fluencia ( $\epsilon_c^y = \nu_{si} = 0.0005$ )

Por último, es importante remarcar un aspecto que se omite en la publicación del **Central Board of Irrigation de India (1992)** y puede dar lugar a confusiones. El Módulo de Elasticidad a introducir en la formulación general propuesta no puede adoptarse directamente como el valor de  $E_{creepi}$ , puesto que este correspondería a condiciones edométricas. En consecuencia:

- $E = E_{creepi} \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$

Teniendo en cuenta esta consideración, se pueden reproducir los cálculos ilustrados en la Figura 6.9 mediante la formulación general propuesta a partir del cálculo de la deformación vertical de referencia mediante la siguiente expresión:

- $\epsilon_c^y = (\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z)) / E$

Nota: en el capítulo de antecedentes no aparece esta consideración y se reproduce literalmente la formulación publicada por el **Central Board of Irrigation de India (1992)**.

## 6.10 Modelación de las deformaciones de humectación

### 6.10.1 Fundamentos de programación

La redacción de rutinas de cálculo para las deformaciones de humectación basadas en la metodología de **Nobari y Duncan (1972)** conlleva dos dificultades muy significativas:

- La necesidad de obtener las tensiones principales “ficticias” equivalentes a partir de iteraciones numéricas que permitan la resolución de un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas muy complejo de abordar de forma explícita.
- El establecimiento de una metodología que permita “inyectar” la diferencia de tensiones entre el estado “seco” y el estado correspondiente a dichas tensiones ficticias para el cálculo de las deformaciones equivalentes sobre el modelo húmedo.

La segunda cuestión ha quedado resuelta en el apartado anterior, donde se han aportado los niveles de precisión alcanzados mediante la relajación de tensiones en filas completas de elementos de la malla de cálculo para la consecución de un nuevo equilibrio mediante resolución por diferencias finitas.

Para ilustrar el efecto de dicha técnica de cálculo, se aportan los resultados de un ensayo edométrico ficticio (Figura 6.11) en el que se ha definido una serie de parámetros hiperbólicos secos, otra serie de parámetros hiperbólicos húmedos y una relajación arbitraria del estado tensional:

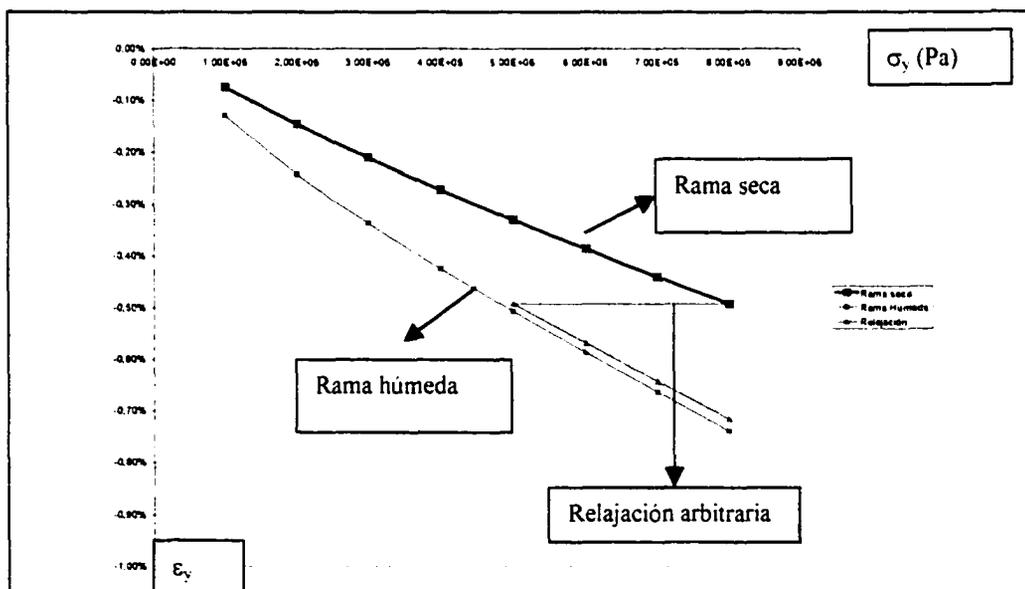


Fig 6.11 Contraste de la metodología de “inyección” de tensiones.

Respecto a la primera, se ha confeccionado una rutina capaz de encontrar aquellos valores ficticios de las tensiones principales mayor y menor ( $\sigma_{1f}$  y  $\sigma_{3f}$ ) que minimizan el valor de las siguientes dos expresiones (siguiendo la nomenclatura de Nobari recogida en el capítulo de Antecedentes):

- $err1 = (\epsilon_{ad} - \epsilon_{ac}) - \epsilon_{a1}$
- $err1 = (\epsilon_{vd} - \epsilon_{vc}) - \epsilon_{v1}$

Dichas expresiones se encuentran implícitas de forma gráfica en el trabajo de **Nobari y Duncan de 1972**. (Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams, Figura N° 41, Página 88.)

Los valores de las deformaciones axiales y volumétricas se han obtenido a partir de las expresiones del modelo hiperbólico corregido por **Duncan et Al en 1980**, por lo que las principales expresiones involucradas son:

- $s1s = 0.5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot (1 - \sin\phi) / (C \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi)$
- $E_s = (1 - R_f \cdot s1s) \cdot K \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^n$
- $vs = (0.5 - E_s / (6 \cdot B))$
- $\epsilon_a = (\sigma_1 - \sigma_3) / E_s$
- $\epsilon_r = -vs \cdot \epsilon_a$
- $\epsilon_v = \epsilon_a + 2 \cdot \epsilon_r$

Donde:

$E_s$  = Módulo de Elasticidad secante

$vs$  = Coeficiente de Poisson secante

$\epsilon_a$  = Deformación axial

$\epsilon_r$  = Deformación radial

$\epsilon_v$  = Deformación volumétrica

Por otra parte, tal y como se introdujo en el capítulo de antecedentes, las deformaciones con subíndice “c” hacen referencia a la consolidación isotrópica observada en las muestras ensayadas por **Nobari (1972)** y corresponden a las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{vc} = \beta (\sigma_3 - \sigma_1)$$

$$\varepsilon_{ac} = \varepsilon_{vc}/3$$

Donde:

$\varepsilon_{vc}$  = Deformación volumétrica correspondiente a la consolidación isotrópica

$\varepsilon_{va}$  = Deformación axial correspondiente a dicha consolidación.

El cálculo iterativo programado lleva a cabo las siguientes tareas:

- Para cada par de tensiones principales ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) de cada una de las zonas de cálculo de la capa que va a ser humectada, un rastreo de alta precisión de todas las posibles parejas de tensiones ficticias ( $\sigma_{1f}$  y  $\sigma_{3f}$ ) adoptando como tales aquellas que minimizan una expresión cuadrática del error en las dos funciones mencionadas.
- La obtención de los valores tensionales equivalentes de ( $\sigma_1 - \sigma_{1f}$ ) y ( $\sigma_3 - \sigma_{3f}$ ) en las direcciones coordenadas asumiendo que se mantienen las direcciones principales del estado tensional inicial.

Por último, la humectación comporta efectos de “boyancia” que implica situaciones de descarga que no había hecho falta considerar durante el proceso constructivo.

En consecuencia, se ha incluido en las rutinas de cálculo un “controlador del estado tensional” que determina cuando, por efecto de la humectación de las capas superiores y la consiguiente reducción de la densidad a considerar para la simulación del mencionado efecto de “boyancia”, debe tomarse el valor del Módulo de descarga ( $K_{ur}$ ).

Dicho valor se adopta como (**Duncan, 1984**):

- $SS = s/s \cdot (\sigma_3 / Pa)^{1/4}$

El conjunto de las rutinas confeccionadas permite reproducir todos los efectos asociados a las posibles oscilaciones de la lámina de agua. En particular, tal y como recogen **Nobari y Duncan (1972)**:

- El efecto del súbito reblandecimiento de la capa humectada, conforme a la metodología establecida.

- Un cambio de densidad en la capa humectada que cambia de la inicialmente seca a la saturada.
- Finalmente, se consideran las fuerzas boyantes equivalentes, ante las cuales el material por debajo de la capa humectada se comporta “en descarga”.

Para el caso del pedraplén que nos ocupa no se producen movimientos hacia “aguas abajo” puesto que las secciones susceptibles de humectación se disponen a media ladera sobre el macizo rocoso. En consecuencia, no cabe esperar deformaciones de corte asociadas a dicho movimiento no estimándose necesario introducir un coeficiente de anisotropía como el propuesto por Soriano (1996).

La organización general de las rutinas de cálculo del fenómeno acoplado consecuencia de la humectación se resume en el siguiente esquema (Figura 6.12).

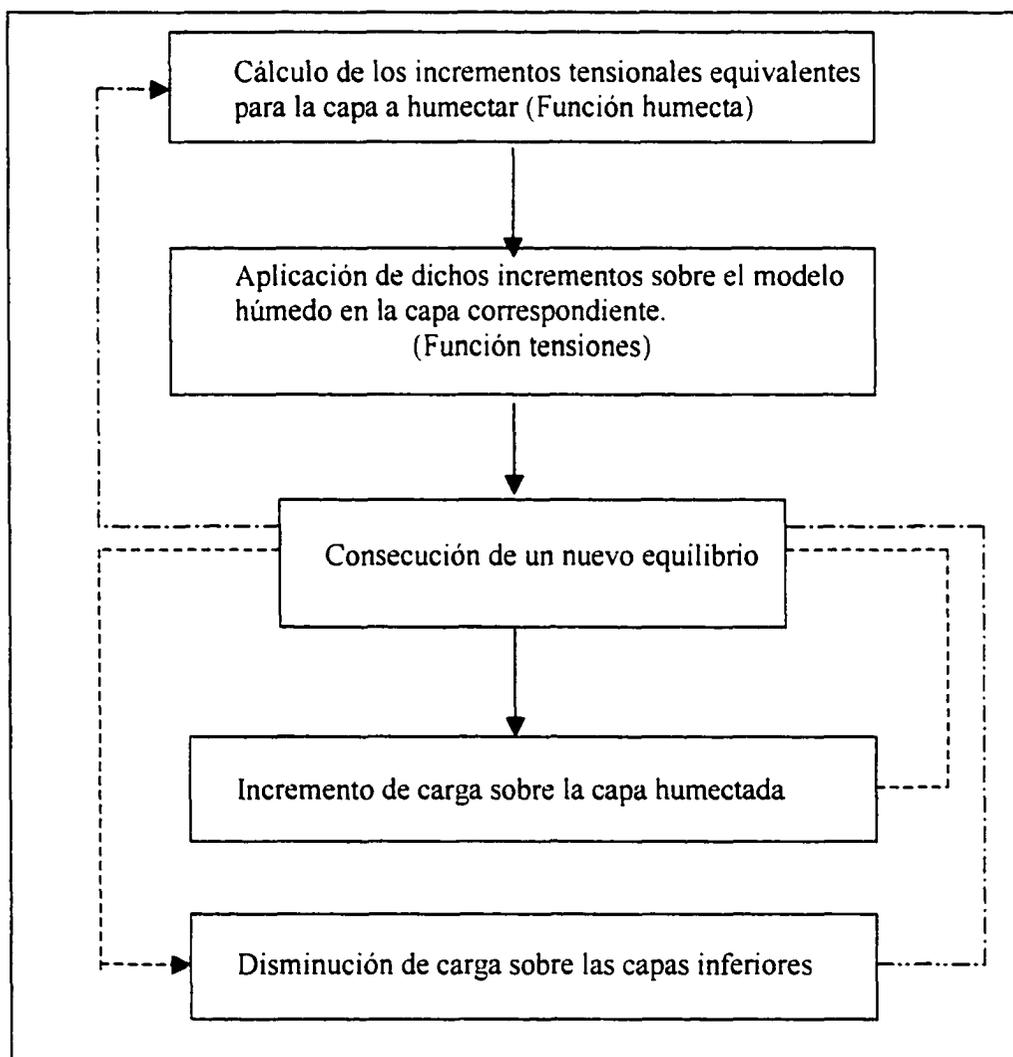


Fig. 6.12 Esquema de cálculo implementado para las deformaciones de humectación.

### 6.10.2 Estimación de los parámetros del modelo húmedo

Debido al hecho de no disponerse de ensayos triaxiales y de haber corregido las expresiones de las deformaciones axiales y volumétricas de acuerdo a las modificaciones de **Duncan et Al de 1980**, resulta difícil estimar un rango de parámetros para el modelo húmedo.

Se establece en cualquier caso, a partir de las referencias de la literatura disponible, una disminución de los parámetros de rigidez y de rigidez volumétrica de un 75 por cien, un valor del coeficiente de compresión volumétrica de 0.0005 y una tensión umbral para dicho fenómeno de valor nulo.

En resumen, los parámetros a utilizar para la predicción de los asientos de humectación se estiman en:

- $K_{\text{húmedo}} = 0.75 \cdot K_{\text{seco}}$
- $Kb_{\text{húmedo}} = 0.75 \cdot Kb_{\text{seco}}$
- $\beta = 0.0005 \text{ (cm}^2/\text{Kg)}$ .

Nota: a partir de los valores utilizados para la Presa de Oroville.

- $\sigma_t = 0$

Cabe remarcar la arbitrariedad de dicha estimación, así como la imposibilidad de contraste de dichos valores dado que no se ha producido elevación alguna de la lámina de agua. En cualquier caso, este contraste podrá llevarse a cabo en un futuro, cuando las condiciones hidrológicas lo permitan.

### 6.11 Planteamiento del estudio tenso-deformacional

El estudio se lleva a cabo para cada una de las secciones transversales instrumentadas, referenciadas como “Sección 1” (Pk 12+460), “Sección 2” (Pk 12+500) y “Sección 3” (Pk 12+680).

Para cada una de dichas secciones, el planteamiento del estudio se basa en el desarrollo de los siguientes trabajos:

- Estudio preliminar de los registros de la instrumentación de control
- Representación, para cada par de células ubicadas contiguamente, de la evolución de las presiones frente a las deformaciones verticales
- Estudio de la variabilidad de los registros de instrumentación
- Reproducción del comportamiento del pedraplén mediante simulaciones numéricas basadas en los distintos modelos de comportamiento descritos.
- Calibración de los parámetros de dichos modelos con las lecturas de instrumentación mediante:
  - a) Obtención del error cuadrático medio acumulado en cada simulación
  - b) Contraste cualitativo de los resultados
- Caracterización del comportamiento tenso-deformacional

El error cuadrático se define como el sumatorio de las diferencias cuadráticas entre el valor de los asientos resultantes del análisis (una simulación) y los registrados por la instrumentación (una célula de asiento).

El error cuadrático medio se obtiene, para cada simulación y célula de asiento, dividiendo el error cuadrático por el número de registros de la célula.

El error cuadrático medio acumulado se define como el sumatorio de todos los errores cuadráticos medios asociados a cada una de las células de una misma sección transversal.

## 6.12 Resumen y conclusiones

- El software seleccionado para llevar a cabo el análisis del comportamiento tenso-deformacional del pedraplén durante el periodo constructivo (FLAC), resulta especialmente apropiado para la modelación elástica no lineal y la simulación del comportamiento plástico del material. En cualquier caso, su principal potencial como herramienta de investigación radica en la posibilidad de programación mediante el uso de un lenguaje interno (FISH).
- Los programas confeccionados mantienen una arquitectura básica común y se basan en la adopción de modelos de comportamiento del material de naturaleza elástica lineal, elástica no lineal y elastoplástica.
- Resulta de especial interés la simulación de la secuencia constructiva real, la aportación de una metodología propia de cálculo de las deformaciones de fluencia y humectación en el entorno de las diferencias finitas, así como la confección de todas las rutinas necesarias para una correcta simulación del comportamiento no lineal hiperbólico según la última formulación publicada de dicho modelo.
- El hecho de disponer de registros de asientos y presiones a escala semanal confiere especial relevancia a la primera de las características mencionadas, posibilitando un contraste de los resultados de los modelos numéricos con todos los datos disponibles de la auscultación en las posteriores fases de estudio.
- Por último, para cada uno de los modelos, se han estimado los rangos de variación del valor de sus parámetros, definiéndose una estrategia de simulación común para el estudio de las tres secciones transversales instrumentadas.

## CAPITULO VII

### ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO CONSTRUCTIVO

## VII. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO CONSTRUCTIVO

### 7.1 Instrumentación y registros de referencia

El estudio del comportamiento constructivo llevado a cabo se basa en una serie de simulaciones numéricas cuyos resultados se contrastan con las lecturas de células de presión vertical y asiento situadas en tres secciones de referencia (Sección 1, Sección 2 y Sección 3).

Así la metodología de reproducción de la secuencia constructiva, idealización de las condiciones de contorno y arquitectura básica de los programas de cálculo, se particularizan para la geometría de dichas secciones y la localización de las células en cada una de ellas.

Un primer análisis de los registros de instrumentación permitió identificar algunas anomalías que se asociaron a un mal funcionamiento de los transductores de tres de las veinticuatro células de asiento:

- La Célula 8 (Sección 1, Nivel 2) registró un asiento inicial algo inferior a un centímetro que permaneció invariable a pesar de los continuos incrementos de carga durante el proceso constructivo.
- La Célula 10 (Sección 1, Nivel 2) registró asientos aparentemente ascendentes desde su instalación.
- La Célula 26 (Sección 2, Nivel 3) sólo pudo registrar una serie de lecturas iniciales correctas.

En consecuencia, un 12.5 por cien de las células de asiento no se han tenido en cuenta en las posteriores fases del estudio para evitar distorsiones en el ajuste de modelos. El hecho de que dos de las tres células de comportamiento anómalo se encuentren en la misma sección y nivel no ha podido atribuirse a ninguna causa en particular.

Las células de presión se identifican mediante una numeración impar y las de asiento mediante una numeración par correlativa, pudiéndose acceder a información complementaria sobre las mismas en el Capítulo 3 (Naturaleza y alcance de los trabajos de campo) y en el Capítulo 4 (Síntesis de los datos de partida).

La Figura 7.1 (Geometría del relleno y localización de células en la Sección 1) representa la forma de dicha sección transversal así como la cota y situación relativa de la instrumentación de control.

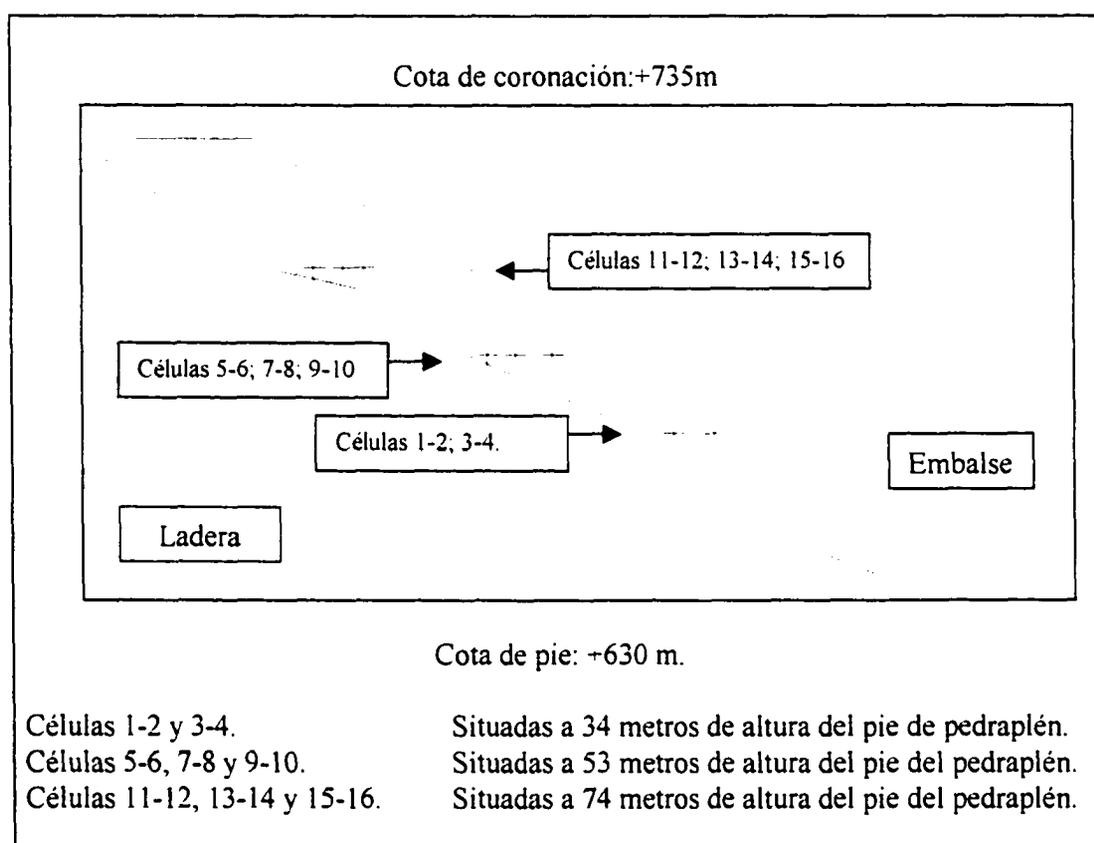


Fig. 7.1. Geometría del relleno y localización de células en la Sección 1.

La Tabla 7.1 (Registros de instrumentación utilizados para el estudio del comportamiento constructivo de la Sección 1) recoge las células tomadas en consideración para el estudio de dicha sección, sus registros y la fecha en que los mismos fueron tomados.

Fecha	Cel 1-2	Cel 3-4	Cel 5-6	Cel 11-12	Cel 13-14	Cel 15-16
3/03/98	X	X				
10/03/98	X	X				
17/03/98	X	X				
24/03/98	X	X				
31/03/98	X	X				
7/04/98	X	X	X			
14/04/98	X	X	X			
21/04/98	X	X	X			
28/04/98	X	X	X			
5/05/98	X	X	X			
12/05/98	X	X	X			
19/05/98	X	X	X			
26/05/98	X	X	X	X	X	X
2/06/98	X	X	X	X	X	X
9/06/98	X	X	X	X	X	X
16/06/98	X	X	X	X	X	X
23/06/98	X	X	X	X	X	X
30/06/98	X	X	X	X	X	X
7/07/98	X	X	X	X	X	X
16/07/98	X	X	X	X	X	X
21/07/98	X	X	X	X	X	X
4/08/98	X	X	X	X	X	X
26/08/98	X	X	X	X	X	X
<b>Total Reg.</b>	<b>46</b>	<b>46</b>	<b>36</b>	<b>22</b>	<b>22</b>	<b>22</b>

Tabla 7.1 Registros de instrumentación utilizados para el estudio del comportamiento constructivo de la "Sección 1".

La Figura 7.2 (Geometría del relleno y localización de células en la Sección 2), la Figura 7.3 (Geometría del relleno y localización de células en la Sección 3) así como la Tabla 7.2 (Registros de instrumentación utilizados para el estudio del comportamiento constructivo de la Sección 2) y la Tabla 7.3 (Registros de instrumentación utilizados para el estudio del comportamiento constructivo de la Sección 3), complementan la información sobre la instrumentación y registros de referencia.

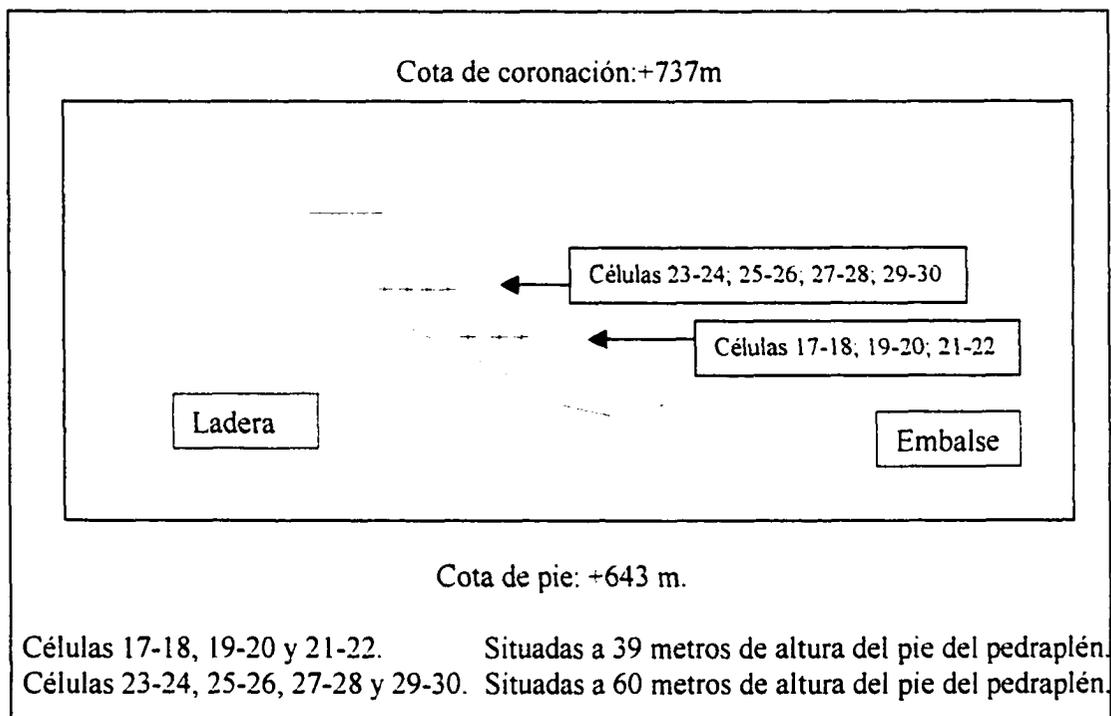


Fig. 7.2 Geometría del relleno y localización de células en la Sección 2.

Fecha	Cel 17-18	Cel 19-20	Cel 21-22	Cel 23-24	Cel 27-28	Cel 29-30
7/04/98	X	X	X			
14/04/98	X	X	X			
21/04/98	X	X	X			
28/04/98	X	X	X			
5/05/98	X	X	X			
12/05/98	X	X	X			
19/05/98	X	X	X			
26/05/98	X	X	X	X	X	X
2/06/98	X	X	X	X	X	X
9/06/98	X	X	X	X	X	X
16/06/98	X	X	X	X	X	X
23/06/98	X	X	X	X	X	X
30/06/98	X	X	X	X	X	X
7/07/98	X	X	X	X	X	X
16/07/98	X	X	X	X	X	X
21/07/98	X	X	X	X	X	X
4/08/98	X	X	X	X	X	X
26/08/98	X	X	X	X	X	X
<b>Total</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>22</b>	<b>22</b>	<b>22</b>

Tabla 7.2 Registros de instrumentación utilizados para el estudio del comportamiento constructivo de la Sección 2.

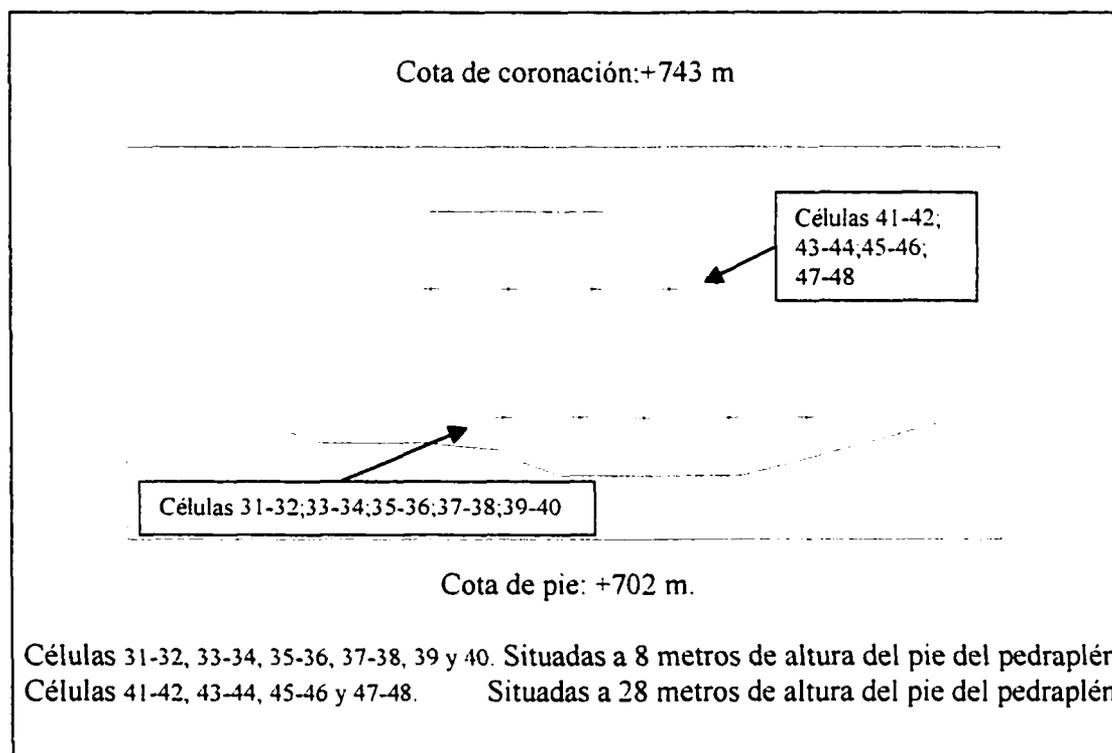


Fig. 7.3 Geometría del relleno y localización de células en la Sección 3

Fecha	Cel 31-32	Cel 33-34	Cel 35-36	Cel 37-38	Cel 39-40	Cel 41-42	Cel 43-44	Cel 45-46	Cel 47-48
2/06/98	×	×	×	×	×				
9/06/98	×	×	×	×	×				
16/06/98	×	×	×	×	×				
23/06/98	×	×	×	×	×				
30/06/98	×	×	×	×	×				
7/07/98	×	×	×	×	×				
16/07/98	×	×	×	×	×	×	×	×	×
21/07/98	×	×	×	×	×	×	×	×	×
4/08/98						×	×	×	×
26/08/98						×	×	×	×
<b>Total</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>8</b>

Tabla 7.3 Registros de instrumentación utilizados para el estudio del comportamiento constructivo de la "Sección 3".

## 7.2 Patrones tenso-deformacionales auscultados

A partir de los registros de las distintas células de asiento y de presión, se intentó definir los patrones tenso-deformacionales auscultados mediante curvas cuyos ejes representaban:

- Las deformaciones en tanto por mil en abcisas, calculadas mediante el cociente de los asientos medidos y el espesor del estrato comprimido.
- Las tensiones verticales medidas en  $Kp/cm^2$ , en ordenadas.

Estas curvas se adjuntan en la Figura 7.4 (Patrones tenso-deformacionales de la Sección 1 a partir de presiones y asientos medidos) y sus equivalentes para la Sección 2 (Figura 7.6) y Sección 3 (Figura 7.8).

En ellas (Figuras 7.4, 7.6 y 7.8), se observa como los resultados de las células de presión total presentan grandes dispersiones entre ellas en valor absoluto, incluso entre aquellas células que se encuentran sometidas a niveles de carga muy similares.

Por otra parte, se ha comprobado una buena concordancia entre los registros de presiones y los valores analíticos de las mismas (para todas las simulaciones numéricas), afectando cada célula por un coeficiente de escala distinto (comprendidos entre 0.1 y 5).

El hecho de que los resultados de presiones obtenidos a partir del análisis adquieran mayor fiabilidad (al menos en valor absoluto) que los registros de las células de presión ha sido puesto de manifiesto con anterioridad por algunos investigadores y, en cualquier caso, refleja la dificultad de disponer una instrumentación de dimensiones suficientes como para independizar sus registros de los tamaños de los bloques de escollera más cercanos.

En consecuencia, se ha estimado más apropiado establecer los patrones tenso-deformacionales de referencia a partir de las presiones obtenidas del análisis.

Estos quedan representados en la Figura 7.5 (Patrones tenso-deformacionales de la Sección 1 a partir de presiones analíticas y asientos medidos), Figura 7.7 (Idem Sección 2) y Figura 7.9 (Idem Sección 3).

Los patrones tenso-deformacionales así obtenidos para cada una de las tres secciones de referencia se contrastarán posteriormente, punto a punto de cada curva, con los resultados de las simulaciones numéricas.

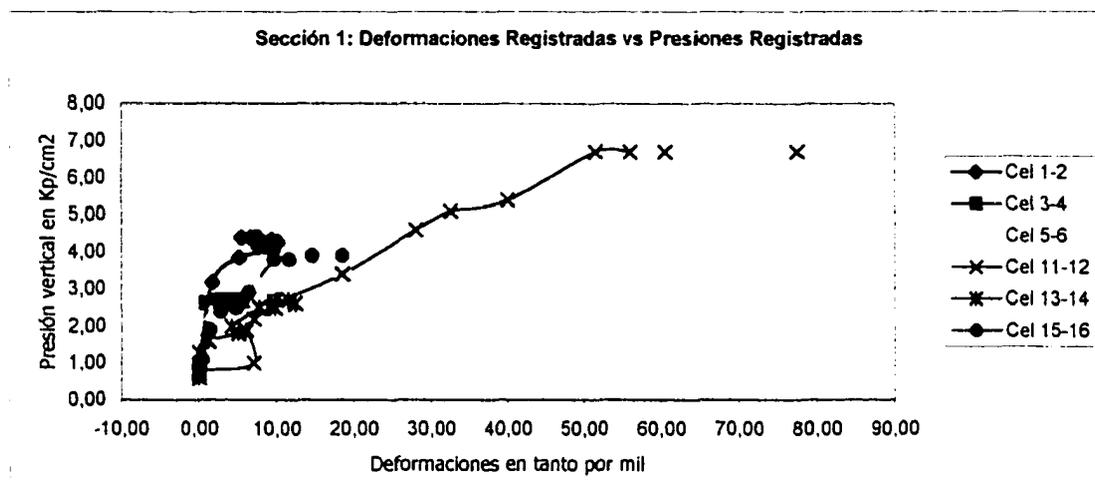


Figura 7.4 Patrones tenso-deformacionales de la Sección 1 a partir de presiones y asentos medidos

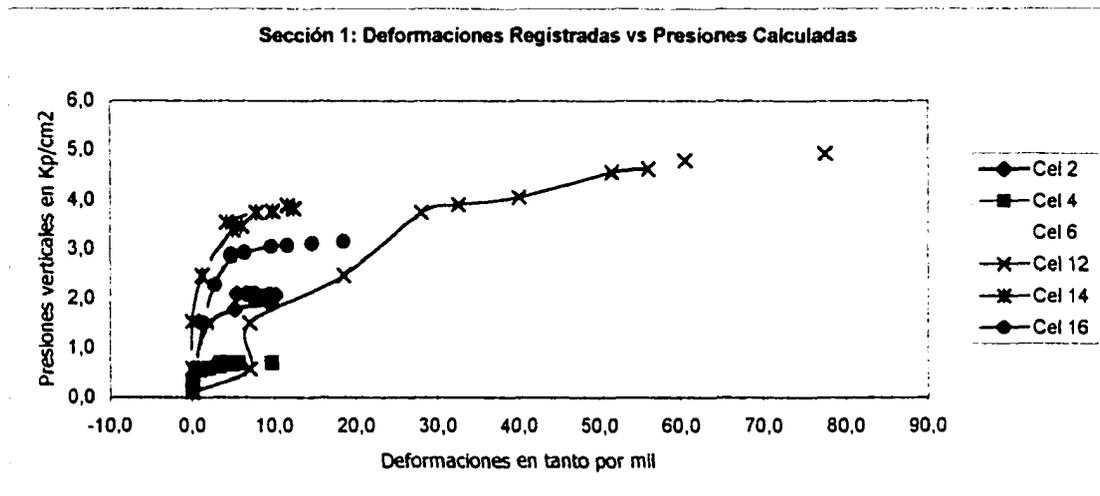


Figura 7.5 Patrones tenso-deformacionales de la Sección 1 a partir de presiones analíticas y asentos medidos

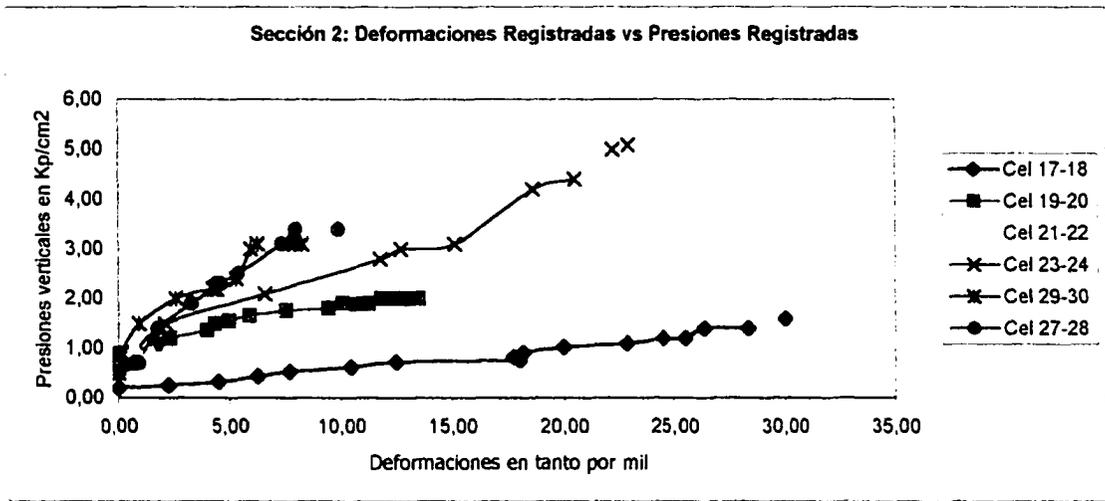


Figura 7.6 Patrones tenso-deformacionales de la Sección 2 a partir de presiones y asientos medidos

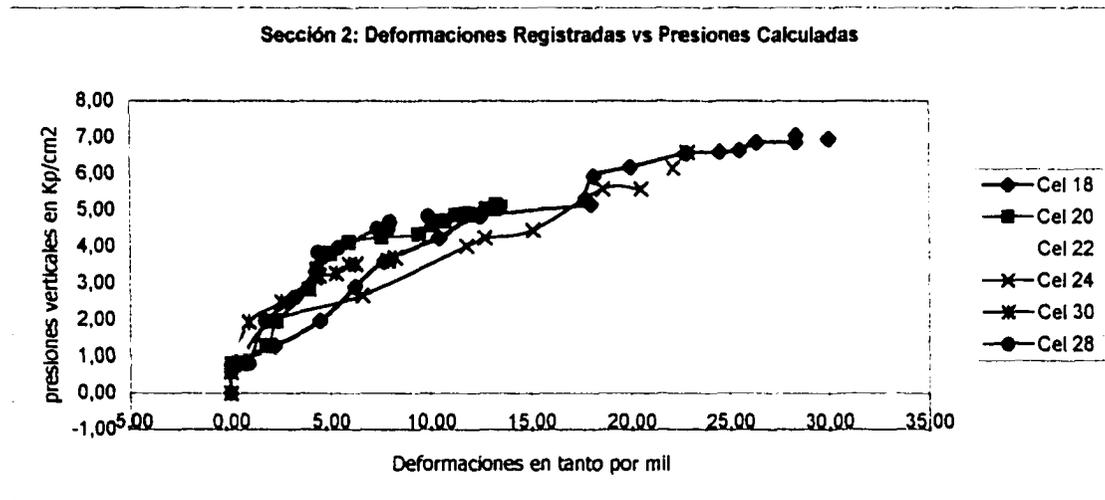


Figura 7.7 Patrones tenso-deformacionales de la Sección 2 a partir de presiones analíticas y asientos medidos

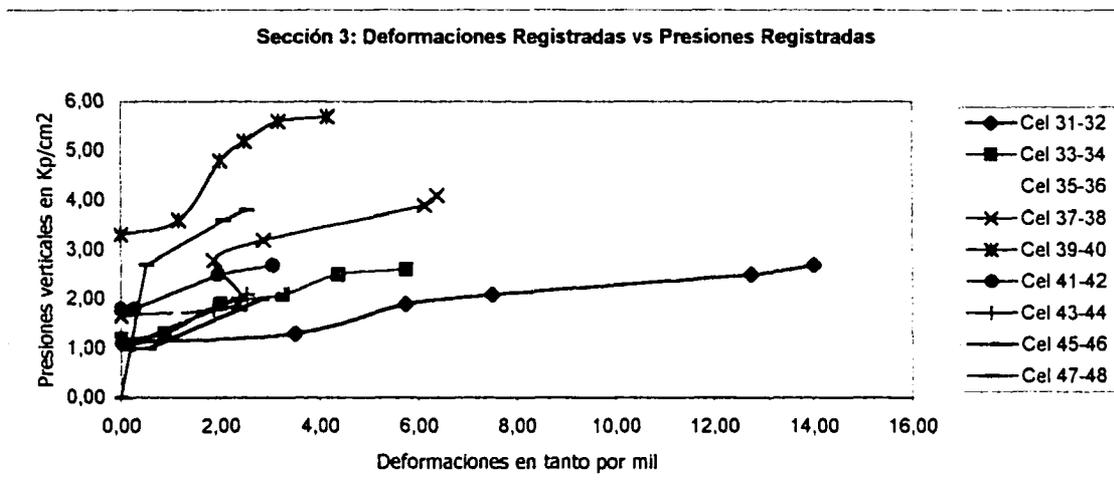


Figura 7.8 Patrones tenso-deformacionales de la Sección 3 a partir de presiones y asientos medidos

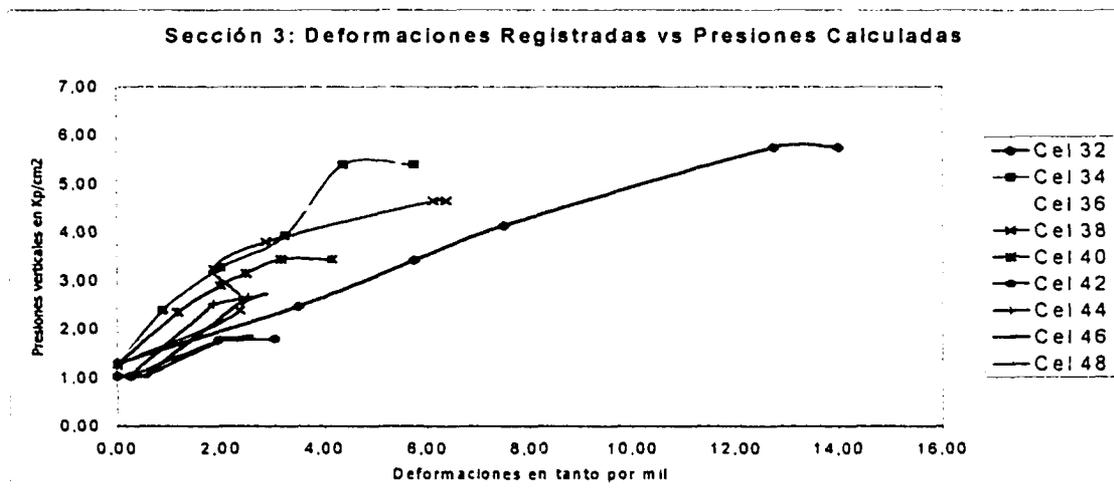


Figura 7.9 Patrones tenso-deformacionales de la Sección 2 a partir de presiones analíticas y asientos medidos

---

Como se observa, las principales características de las curvas obtenidas en las secciones a media ladera (Secciones 1 y 2) son:

- Un primer tramo aproximadamente lineal.
- Una curvatura posterior hasta una asíntota prácticamente horizontal.

En cuanto a las curvas obtenidas en la sección sensiblemente simétrica (Sección 3):

- La forma de las curvas es claramente lineal frente a incrementos de carga.
- Se han registrado incrementos de deformación para incrementos de carga nulos (coincidiendo con una interrupción de los trabajos durante la segunda y tercera semana de Julio en dicha zona por necesidades de organización de la obra).

Por último, resulta de interés remarcar algunas singularidades puestas de manifiesto en el Capítulo de Antecedentes. En particular:

- La existencia de cierto grado de desconocimiento respecto del comportamiento tenso-deformacional para geometrías tan inusuales de relleno como las de las Secciones 1 y 2, que llevan aparejadas rotaciones significativas de los ejes de tensiones principales y zonas de bajas presiones de confinamiento.
- En la mayoría de las referencias existentes, a diferencia de lo que sucede en las mencionadas secciones, la instrumentación se ha situado alejada de los taludes y en rellenos sensiblemente simétricos.
- En general, las discretizaciones de la malla de cálculo referenciadas en la literatura no han permitido un contraste minucioso de los registros de instrumentación.

### 7.3 Estudio de la variabilidad de las lecturas de instrumentación

#### 7.3.1 Introducción

Tal y como se recoge en el planteamiento del estudio tenso-deformacional (Apartado 11, Capítulo 6), la bondad de ajuste de las distintas simulaciones respecto de los resultados de la instrumentación se estimó, en primer lugar, mediante la obtención de los “errores cuadráticos medios acumulados”.

El análisis de los valores de los mismos reveló una notable dispersión de los registros de asientos (variable a partir de la cual se define dicho índice), que dificultaba la consideración simultánea de todas las lecturas de instrumentación como herramienta de calibración de los modelos.

A continuación, como ejemplo de la dificultad de uso de dicho índice, se aportan los valores del “error cuadrático medio acumulado (ECMA)” para 10 simulaciones numéricas (elásticas y lineales) cuyos parámetros se recogen en la Tabla 7.4. (Parámetros de 10 simulaciones elásticas y lineales):

<b>CODIGO</b>	<b>Módulo de Deformación Volumétrica (K, en Kp/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Módulo de Deformación a Cortante (G, en Kp/cm<sup>2</sup>)</b>
SELA1	100	38
SELA2	150	58
SELA3	250	96
SELA4	300	115
SELA5	350	134
SELA6	450	172
SELA7	550	211
SELA8	600	230
SELA9	800	306
SELA10	1000	383

Tabla 7.4 Parámetros de las simulaciones elásticas y lineales

Las Tablas 7.5 (Índice “ECMA” de las simulaciones elásticas y lineales de la Sección 1), 7.6 (Idem Sección 2) y 7.7 (Idem Sección 3) resumen los valores del índice “ECMA” así como los valores del “error cuadrático medio” asociado a cada sensor y simulación.

Desviaciones Cuadráticas de las Simulaciones Elásticas. Sección 1							
Código	Célula 2	Célula 4	Célula 6	Célula 12	Célula 14	Célula 16	ECMA
S1ELA	35,15	4,76	12,63	5,8	66,07	71,61	196,0
S1ELA	8,85	1,46	2,73	19,68	21,23	16,99	70,94
S1ELA	0,63	5,03	1,08	33,55	3,2	8,72	52,21
S1ELA	0,81	6,92	1,68	38,75	1,68	10,97	60,81
S1ELA	1,45	8,42	2,34	42,59	1,34	13,69	69,83
S1ELA	3,06	10,83	3,56	48,18	1,84	19,03	86,5
S1ELA	4,55	12,62	4,56	51,99	2,75	23,49	99,96
S1ELA	5,17	13,28	4,95	53,41	3,19	25,26	105,2
S1ELA	7,06	15,17	6,13	57,39	4,7	30,6	121,0
S1ELA1	8,35	16,37	6,91	59,85	5,82	34,18	131,4

Tabla 7.5. Índice "ECMA" de las simulaciones elásticas y lineales (Sección 1)

Desviaciones Cuadráticas de las Simulaciones Elásticas. Sección 2							
Código	Célula 18	Célula 20	Célula 22	Célula 24	Célula 28	Célula 30	ECMA
S2ELA1	209,53	689,78	934,81	286,43	1284,64	999,05	4404,24
S2ELA2	38,46	207,2	388,98	45,32	437,71	320,32	1437,99
S2ELA3	2,9	18,71	106,22	6,35	66,5	39,68	240,36
S2ELA4	10,32	4,79	62,87	21,01	25,31	13,58	137,88
S2ELA5	19,3	3,12	39,7	36,9	9,31	6,16	114,49
S2ELA6	36,81	11,46	16,48	66,46	3,84	10,03	145,08
S2ELA7	51,39	23,46	6,89	90,35	10,56	21,31	203,96
S2ELA8	57,24	29,03	4,52	99,89	14,95	27,03	232,66
S2ELA9	74,83	47,56	0,87	128,38	32,21	47,17	331,02
S2ELA10	86,58	61,09	0,66	144,29	46,36	62,5	401,48

Tabla 7.6. Índice "ECMA" de las simulaciones elásticas y lineales (Sección 2)

Desviaciones Cuadráticas de las Simulaciones Elásticas. Sección 3										
Código	Célula 32	Célula 34	Célula 36	Célula 38	Célula 40	Célula 42	Célula 44	Célula 46	Célula 48	ECMA
S3ELA	35,283	168,740	173,448	107,536	22,752	21,436	202,492	212,868	46,376	990,936
S3ELA	7,728	61,465	61,308	35,164	7,128	3,802	72,2	69,222	10,304	328,375
S3ELA	0,078	12,673	11,424	5,2	1	1,020	13,032	8,880	0,577	53,976
S3ELA	0,348	6,150	5,152	2,131	0,384	2,044	5,664	2,8	1,123	25,890
S3ELA	1,060	3,027	2,280	0,960	0,168	3,204	2,433	0,921	2,220	16,276
S3ELA	2,755	0,577	0,313	0,739	0,168	5,336	0,313	1,188	4,752	16,144
S3ELA	4,202	0,168	0,291	1,416	0,348	6,969	0,476	3,027	6,812	23,711
S3ELA	4,8	0,230	0,518	1,849	0,448	7,672	0,8	4,120	7,728	28,219
S3ELA	6,7	1	1,768	3,422	0,8	9,672	2,528	7,8	10,497	44,299
S3ELA1	8,122	1,876	2,958	4,708	1,102	11,022	4,080	10,758	12,390	57,020

Tabla 7.7 Índice "ECMA" de las simulaciones elásticas y lineales (Sección 3)

---

Si bien dicho índice no ha podido ser utilizado como único indicador de ajuste (debiéndose recurrir complementariamente a valoraciones cualitativas), a partir de la obtención de muchos de sus valores se observó:

- Cierta incremento de la rigidez promedio conforme aumentaba la simetría de la sección.
- Un rango estimado de rigideces comprendido entre 200 Kp/cm<sup>2</sup> y 500 Kp/cm<sup>2</sup>.
- Una dispersión de los valores de las células de asiento que suponen cierta discrepancia respecto de la distribución de los mismos calculada mediante el análisis numérico (independientemente de la naturaleza del modelo de cálculo)

Por último, otra de las limitaciones del “error cuadrático medio acumulado” identificada es su poca sensibilidad a la mejora cualitativa que suponían las simulaciones elásticas no lineales en la reproducción de la curvatura de los patrones tenso-deformacionales.

A la vista de todo ello, para profundizar en el estudio de la variabilidad de los datos de instrumentación desde una perspectiva estadística, se definió la variable aleatoria “Módulo de elasticidad secante” como aquel que se obtendría, en un análisis elástico y lineal, a partir de cada una de las lecturas de asientos por separado (asumiendo la tensiones analíticas).

El contenido y resultados del mismo se exponen a continuación, adjuntándose con detalle en el Anexo I.

### 7.3.2 Estudio estadístico

Las tres tareas fundamentales llevadas a cabo (justificadas con detalle en el Anexo I) han sido el cálculo de los valores de la variable aleatoria, la descripción estadística de la muestra y el análisis de la variabilidad mediante procedimientos ANOVA y de Regresión.

Las conclusiones más importantes que se derivan del mismo son:

- El análisis permite constatar, desde el punto de vista estadístico, la anomalía de un sensor adicional (número 22) a los tres claramente identificados por la simple observación de sus datos (número 8, 10 y 26).
- A su vez, corrobora y cuantifica la importancia de algunas variables sobre los datos, resultando especialmente importante el cociente entre la tensión principal mayor y tensión principal menor (el estudio se lleva a cabo con valores correspondientes exclusivamente al periodo constructivo).
- Por otra parte, es importante destacar los diferentes resultados obtenidos en el modelo de regresión considerando el cociente de las tensiones principales con y sin el empleo de variables explicativas que filtran en parte el efecto de los sensores (variabilidad explicada del 76 por ciento en el primer caso y del 15 por ciento en el segundo).
- A partir de dichos resultados, cabría reflexionar sobre qué otros factores y en qué medida influyen sobre la marcada diferencia de comportamiento entre sensores.

Así, parece razonable atribuir a factores como la propia heterogeneidad del material y las condiciones de funcionamiento de cada célula la dificultad de interpretación de los resultados de los errores cuadráticos medios (cuando se contrastan las simulaciones numéricas con el conjunto de resultados de instrumentación).

Sin embargo, cada una de las células por separado, o grupos limitados de células caracterizados probablemente por unas condiciones de instalación similares, permiten llevar a cabo un estudio consistente del comportamiento tenso-deformacional del pedraplén durante el proceso constructivo.

#### 7.4 Parámetros ajustados de los modelos

Tomando como referencia tres células de asiento (Célula 6, Célula 18 y Célula 32) que se considera caracterizan el comportamiento tensodeformacional de las Secciones 1, 2 y 3 respectivamente, se ha obtenido el mejor ajuste posible de los parámetros de cada modelo a partir de más de un millar de simulaciones numéricas.

Estos se resumen en la Tabla 7.8 (Parámetros ajustados de los modelos):

<b>CODIGO</b>	<b>MODELO</b>	<b>PARAMETROS</b>		<b>Unidades</b>
ELA	ELASTICO LINEAL	K	250	Kp/cm <sup>2</sup>
		G	96	Kp/cm <sup>2</sup>
ENL	ELASTICO NO LINEAL	K <sub>b</sub>	250	
		K	500	
		M	0.2	
		N	0.4	
		R <sub>f</sub>	0.7	
		φ	45	Grados
		Δφ	11	
		C	0	Kp/cm <sup>2</sup>
		Patm	1	Kp/cm <sup>2</sup>
PLA	ELASTO-PLASTICO	K	250	Kp/cm <sup>2</sup>
		G	95	Kp/cm <sup>2</sup>
		Φ	45	Grados
		C	0	Kp/cm <sup>2</sup>
		T	0	Kp/cm <sup>2</sup>
		Ψ	17	Grados

Tabla 7.8 Valores ajustados de los modelos

El rango de valores de los parámetros abarcados por las simulaciones ha sido el justificado en el Capítulo 6 a partir de los datos disponibles y de las referencias bibliográficas.

A continuación se detallan los resultados de las simulaciones numéricas caracterizadas por los modelos de comportamiento y valor de los parámetros que han permitido un mejor ajuste.

## 7.5 Simulaciones numéricas

### 7.5.1 Caracterización de la Sección 1

La caracterización del comportamiento constructivo de la Sección 1 queda ilustrada mediante los resultados que se aportan en la Figura 7.11 (Curvas tensión-deformación calculadas “ELA, ENL y PLA” frente a la curva auscultada “REAL” para la ubicación de la Célula 6 en la Sección 1).

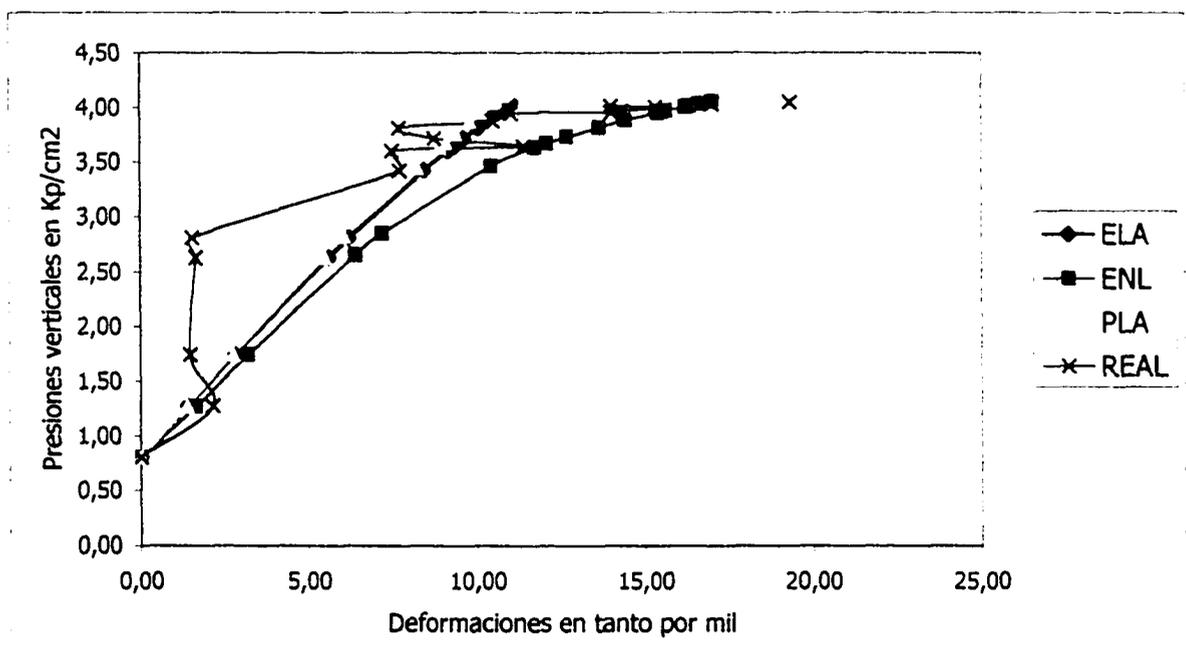


Figura 7.11 Curvas tensión-deformación calculadas (ELA, ENL y PLA) frente a la curva auscultada (REAL) para la ubicación de la Célula 6 en la Sección 1.

Como se observa, la modelación elástica lineal y la modelación elastoplástica son prácticamente coincidentes, apreciándose ligerísimas desviaciones asociadas a muy pequeñas variaciones en la distribución de las presiones teóricas verticales.

Sin embargo, la modelación elástica no lineal resulta claramente distinta de las dos anteriores y permite una buena caracterización del comportamiento auscultado.

En cualquier caso, resulta de interés profundizar en los resultados y la metodología de análisis asociada a cada una de las modelaciones.

Así, la modelación elástica y lineal permite una estimación razonable de los asientos medios medidos, como puede observarse en la Figura 7.12 (Tensiones y asientos medidos por las células 5 y 6 frente a calculados).

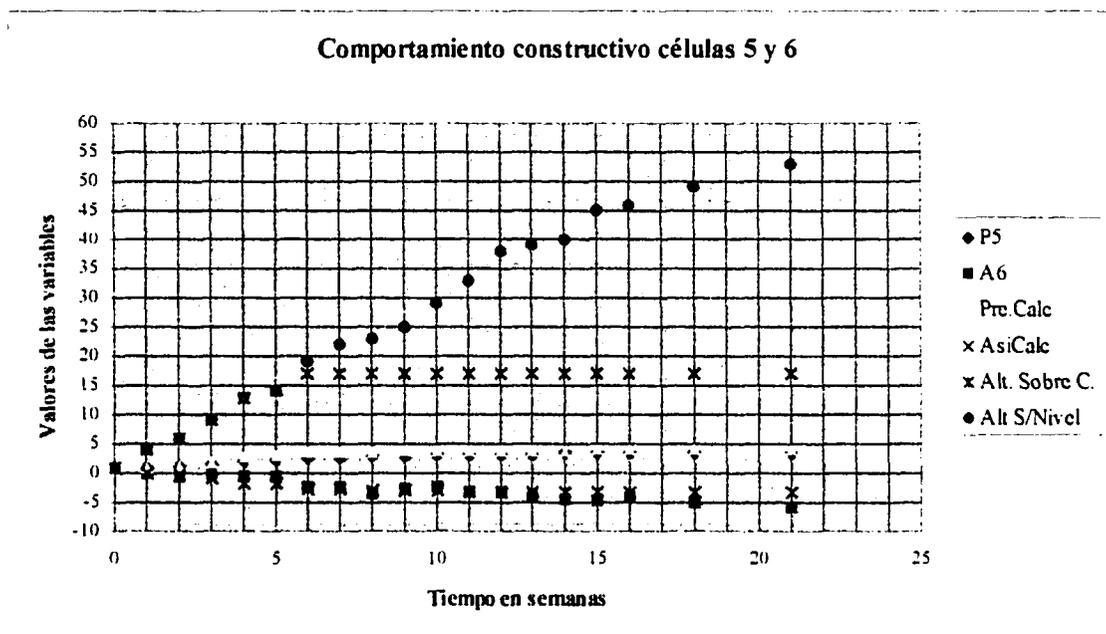


Figura 7.12 Tensiones y asientos medidos (Células 5 y 6) frente a calculados (ELA)

Donde:

Pre.Calc. = Tensión vertical calculada en  $Kp/cm^2$ .

Asi.Calc. = Asiento calculado en centímetros.

Resto leyenda = Idem Capítulo IV (Síntesis de los datos de partida)

En dicha Figura se observa además que las tensiones teóricas verticales (que varían muy poco sea cual sea el modelo constitutivo) se ajustan casi perfectamente a las presiones verticales registradas.

Este hecho resulta importante respecto al aseguramiento de la calidad de las distintas simulaciones, dado que la toma de carga en los distintos nodos de la malla de cálculo es función de la propia geometría del relleno, las condiciones de contorno y la secuencia constructiva (además de encontrarse ligada al valor de la densidad alcanzada "in situ").

Del conjunto de las simulaciones numéricas elásticas no lineales realizadas y los resultados obtenidos a partir de las mismas, cabe destacar una serie de aspectos importantes:

- La magnitud del desviador de tensiones y la presión de confinamiento en la zona de contacto entre el relleno y la ladera hace de la misma una zona crítica respecto de la modelación.
- De hecho, en función de los valores de los parámetros deformacionales tangentes que lleguen a alcanzarse en el área próxima a dicho contacto se obtienen resultados significativamente distintos (para ilustrar dichas observaciones se aportan las Figuras 7.13 y 7.14)

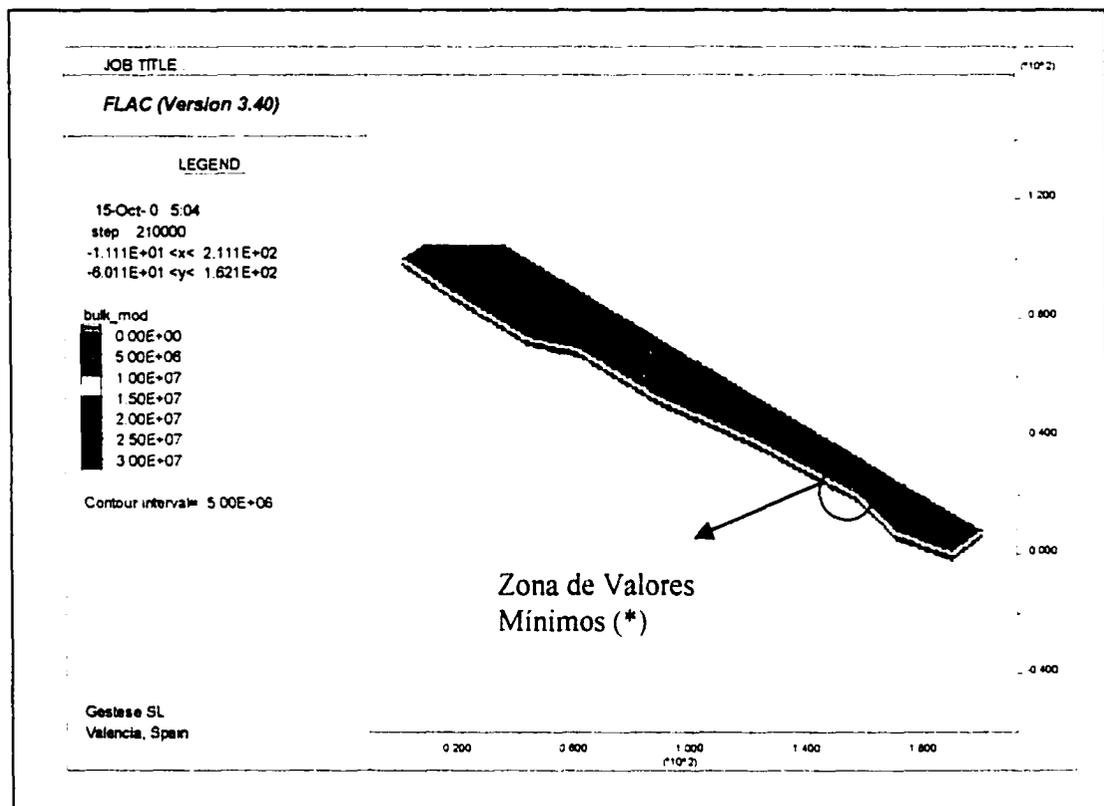


Figura 7.13 Distribución del Módulo de Deformación Volumétrica final tangente en Pascales para la Sección 1 (ENL)

(\*) En dicha zona, resultan valores muy bajos del módulo tangente de deformación volumétrica (K) puesto que se alcanzan valores del desviador de tensiones muy próximos a su valor último.

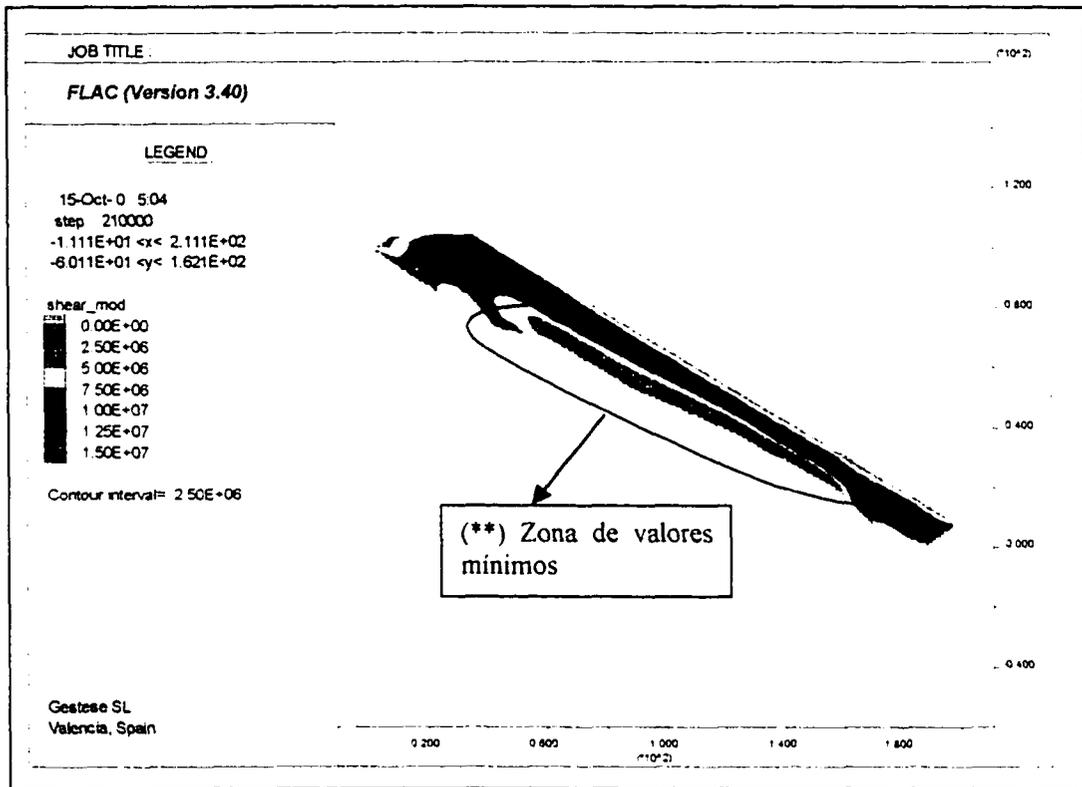


Fig. 7.14 Distribución del Módulo de Deformación a Cortante final tangente en Pascales para la Sección 1 (ENL)

(\*\*) Zona referida en el texto del presente apartado como crítica respecto a la reproducción de los patrones tenso-deformacionales no lineales auscultados, donde resultan los menores valores del módulo tangente de deformación a cortante.

- La modelación resulta muy sensible al hecho de considerar o no en el cálculo la influencia de la tensión principal intermedia así como al valor de los parámetros ( $R_f$  y  $\phi$ )
- Por último, la propia formulación del modelo implica saltos muy marcados en el valor de los parámetros tenso-deformacionales tangentes ( $K$  y  $G$ ) conforme se alcanzan valores del desviador de tensiones en torno al valor último. Cabe destacar el hecho de que las rutinas de cálculo programadas (Véase Capítulo VI) permiten la continuidad de los cálculos y evitan que ningún elemento de la malla de cálculo adquiera niveles tensionales superiores al definido como último.

Las simulaciones de naturaleza elasto-plástica han permitido diferenciar modelaciones en las cuales el comportamiento plástico es prácticamente inexistente ( $\Phi=50$ ) hasta situaciones en las que comienzan a detectarse elementos de la malla de cálculo en situación de fallo local a cortante ( $\Phi=40$ ).

Sin embargo, ni siquiera considerando el caso ficticio de encontrarse el relleno en el umbral de un fallo global a cortante, este tipo de modelación es capaz de reproducir la magnitud de la no linealidad detectada en las curvas tensión-deformación.

La Figura 7.15 (Zonas de cálculo de la Sección I en situación de fallo local a cortante para un ángulo de 31 grados) muestra el número de zonas plastificadas para el mencionado supuesto ficticio.

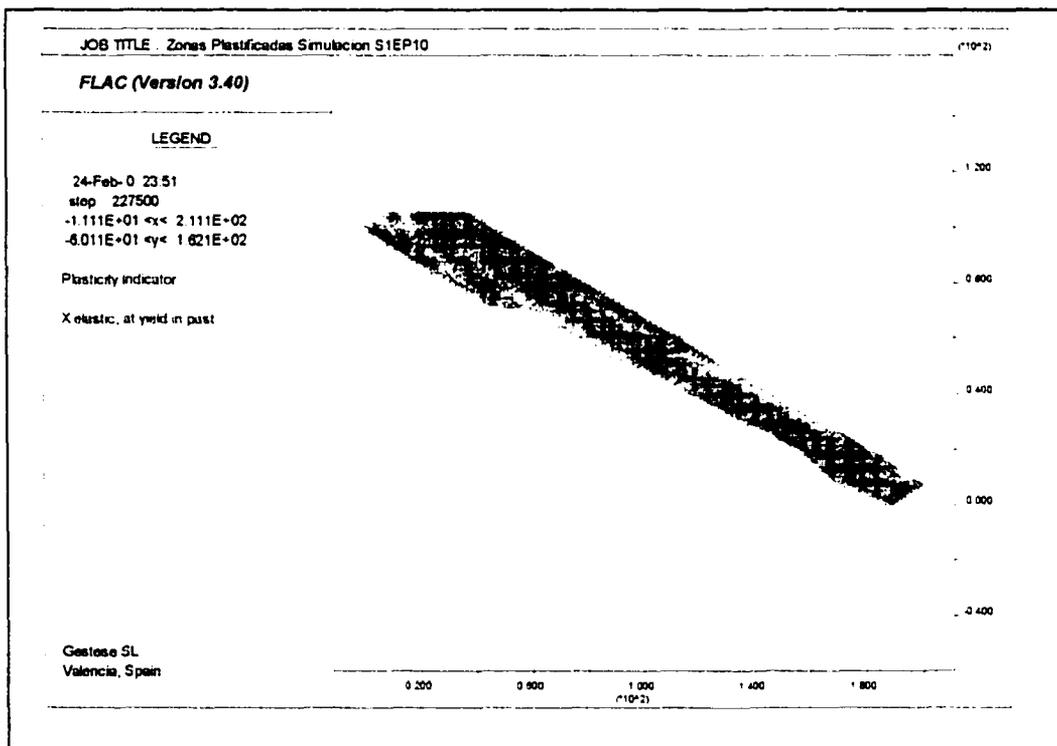


Figura 7.15 Zonas de cálculo en situación de fallo local a cortante para un ángulo de rozamiento de 31 grados.

### 7.5.2 Caracterización de la Sección 2

La caracterización del comportamiento constructivo de la Sección 2 queda ilustrada mediante los resultados que se aportan en la Figura 7.16 (Curvas tensión-deformación calculadas "ELA, ENL y PLA" frente a la curva auscultada "REAL" para la ubicación de la Célula 18 en la Sección 2).

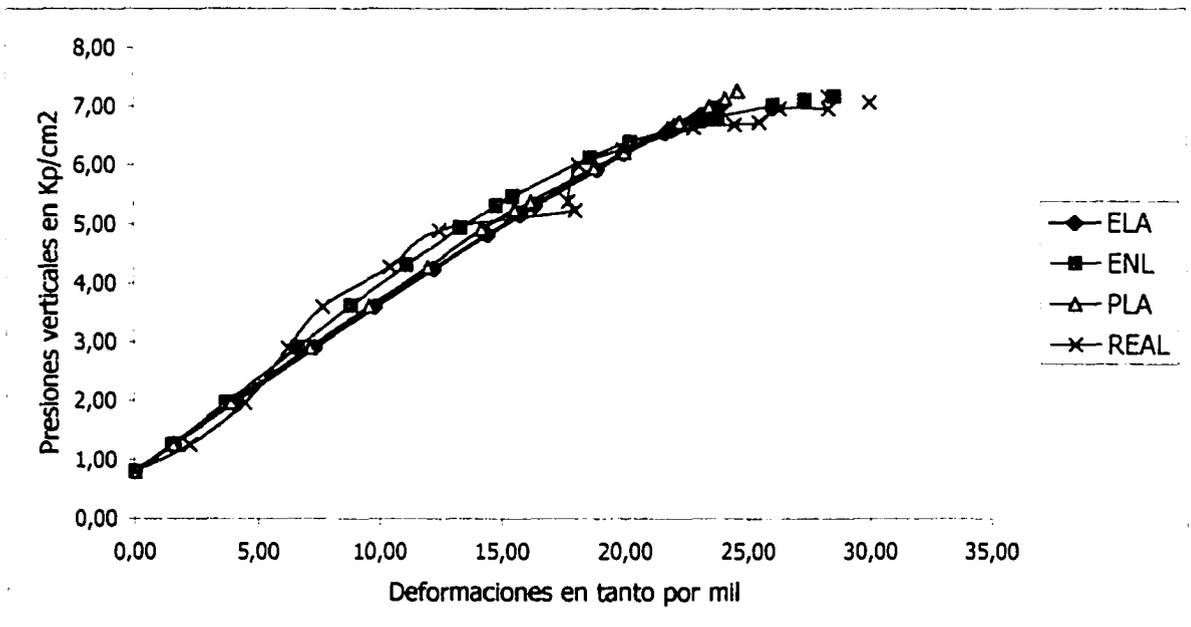


Figura 7.16 Curvas tensión-deformación calculadas (ELA, ENL y PLA) frente a la auscultada (REAL) para la ubicación de la Célula 18 en la Sección 2.

Los resultados y aspectos relacionados con la metodología de análisis asociada a cada una de las modelaciones es prácticamente coincidente con lo observado para la Sección 1. Así, puede afirmarse que:

- La modelación elástica y lineal permite exclusivamente un buen ajuste de los asientos medios registrados durante el proceso constructivo.
- La modelación elástica no lineal permite un buen ajuste tanto de la rigidización inicial sufrida por el material a consecuencia del incremento de la presión de confinamiento (tramo inicial de la curva en la Figura 7.16) como del comportamiento asociado a la pérdida de rigidez por incremento del desviador de tensiones (tramo superior de la curva en la Figura 7.16)

- La modelación elástica perfectamente plástica resulta prácticamente equivalente a la modelación elástica y lineal.

A continuación, se profundiza en algunos de los aspectos que se han puesto de manifiesto en las distintas fases del análisis.

En particular, la Figura 7.17 (Tensiones y asientos medidos “células 17 y 18” frente a calculados “S2ELA3”), permite constatar la suficiencia de un simple modelo elástico y lineal para obtener una aproximación razonable del valor de los asientos así como la correspondencia entre presiones analíticas y registradas afectando estas últimas de un factor de escala.

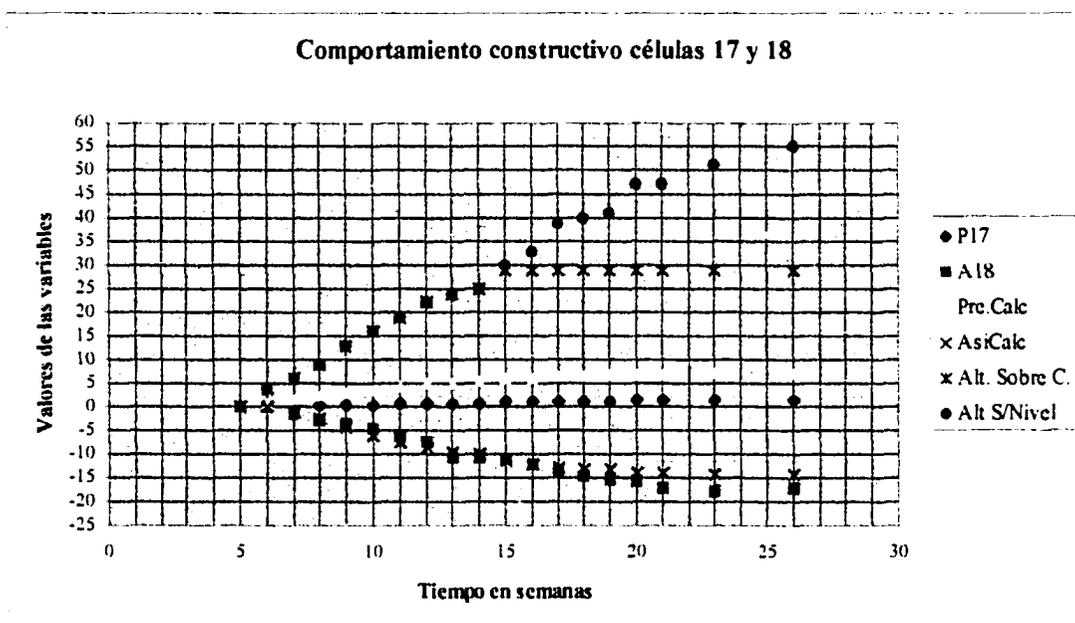


Fig. 7.17 Tensiones y asientos medidos (células 17 y 18) frente a calculados (S2ELA3)

Donde:

Pre.Calc. = Tensión vertical calculada en  $Kp/cm^2$ .

Asi.Calc. = Asiento calculado en centímetros.

Resto leyenda = Idem Capítulo IV (Síntesis de los datos de partida)

Respecto a los resultados de la modelación elástica no lineal, la Figura 7.18 (Distribución del Módulo de Deformación Volumétrica final tangente en Pascales para la Sección 2 "ENL") muestra como no se llegan a alcanzar valores del desviador de tensiones del orden del valor último que implicarían drásticas reducciones en dicho módulo.

Por otra parte, se observa como los valores máximos del mismo se producen en la zona de mayor confinamiento del material.

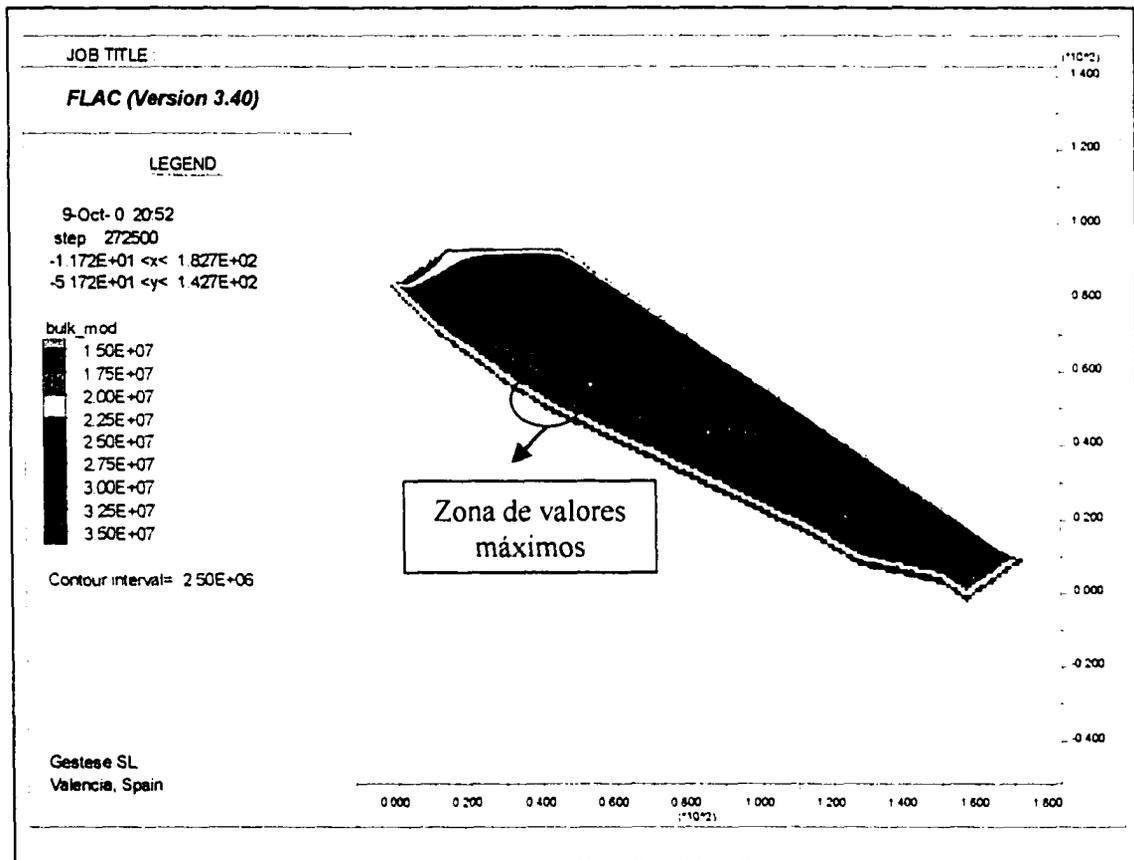


Fig. 7.18 Distribución del Módulo de Deformación Volumétrica final tangente en Pascales para la Sección 2 "ENL"

Respecto a la distribución de los valores finales tangentes del Módulo de Deformación a Cortante para la Sección 2 (Figura 7.19) se observa como, de nuevo, la zona de valores mínimos se ubica en los contactos con la ladera, donde se localizan zonas en situación próxima al fallo local a cortante.

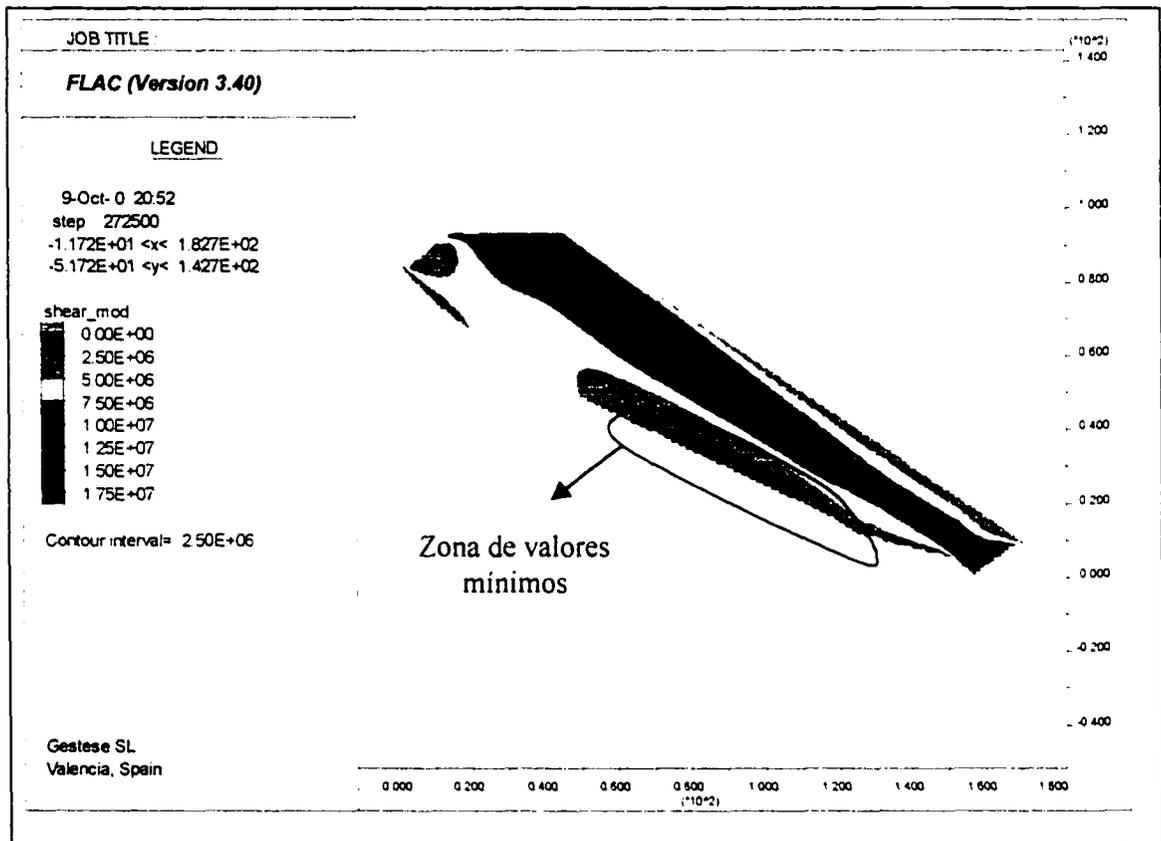


Fig. 7.19 Distribución del Módulo de Deformación a Cortante final tangente en Pascales para la Sección 2 (ENL)

De la misma manera, se observa como los valores “umbral” impuestos gobiernan en el entorno de los taludes.

Por último, como ya sucediera en el caso de la Sección 1, la introducción de la teoría de la plasticidad para el cálculo de deformaciones no consigue reproducir de manera significativa la curvatura de la relación tensión deformación obtenida ni si quiera para el caso ficticio de encontrarse el relleno en el umbral de un colapso plástico (Figura 7.20).

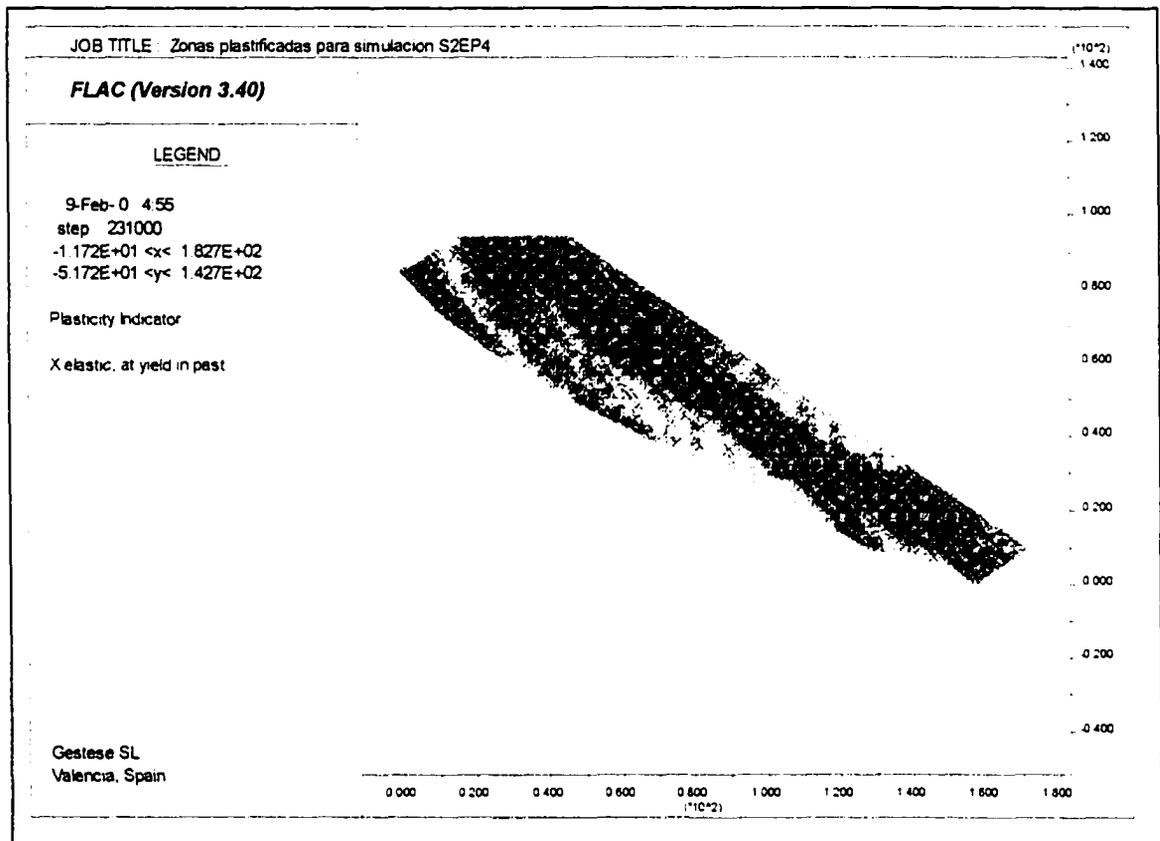


Figura 7.20 Zonas de cálculo de la Sección 2 en situación de fallo local a cortante para un ángulo de rozamiento de 35 grados

### 7.5.3 Caracterización de la Sección 3

La caracterización del comportamiento constructivo de la Sección 3 queda ilustrada mediante los resultados que se aportan en la Figura 7.21 (Curvas tensión-deformación calculadas “ELA, ENL y PLA” frente a la curva auscultada “REAL” para la ubicación de la Célula 32 en la Sección 3).

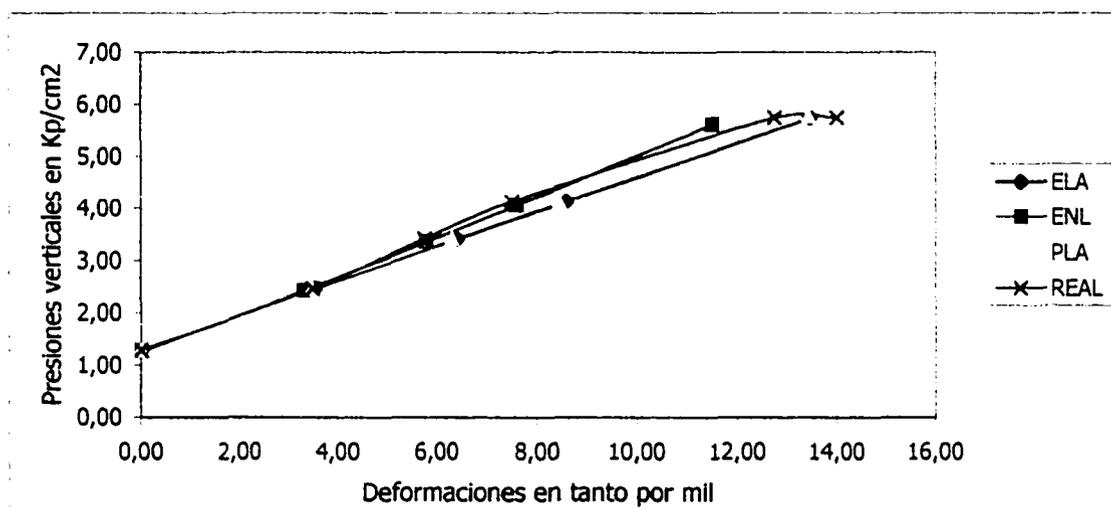


Fig. 7.21 (Curvas tensión-deformación calculadas “ELA, ENL y PLA” frente a la curva auscultada “REAL” para la ubicación de la Célula 32 en la Sección 3)

Respecto de la caracterización tenso-deformacional de la Sección 3, cabe remarcar algunas particularidades en relación a lo observado con las Secciones 1 y 2:

- El conjunto del material de dicha sección se encuentra suficientemente alejado de la situación de fallo local a cortante, es decir, sensiblemente en rango elástico y lineal.
- El modelo hiperbólico ha sido el único capaz de reproducir una cierta rigidización del material conforme se incrementa la presión de confinamiento.
- Ninguno de los modelos puede, lógicamente, simular los incrementos de deformación a carga constante que ha sido posible registrar.

## 7.6 Resumen y conclusiones

- Una vez seleccionado el software para llevar a cabo las simulaciones numéricas, confeccionados los programas de cálculo con una serie de características comunes, adoptado un rango de variación de los parámetros propios de distintos modelos constitutivos y definida una metodología de estudio del comportamiento tenso-deformacional del pedraplén, se realiza el estudio de dicho comportamiento para las tres secciones de referencia instrumentadas.
- Si bien todos los registros procedentes de la instrumentación (lecturas efectuadas a escala semanal) son potencialmente utilizables para el contraste y calibración de las simulaciones (gracias a que la densidad de malla permite la reproducción de la secuencia constructiva real), algunos resultados se han descartado a priori debido a su poca verosimilitud. En cualquier caso, se han tenido en consideración un total de 240 registros correspondientes a 21 sensores, respecto de los cuales se aporta un análisis estadístico en el Anexo I.
- Por otra parte, los resultados de las células de presión total resultan erráticos en valor absoluto, habiéndose comprobado como corresponden con los valores teóricos, afectados por coeficientes de escala muy dispares entre sí. Por tanto, si bien no pueden tomarse como referencia los registros en valor absoluto procedentes de dichas células, se dispone de un contraste positivo de la bondad del conjunto de las simulaciones en cuanto a la reproducción de la forma de puesta en carga del relleno.
- La principal característica de los patrones de deformaciones auscultados para las secciones a media ladera (Secciones 1 y 2), consiste en presentar un primer tramo lineal y una marcada curvatura posterior. En cuanto a los patrones tenso-deformacionales auscultados a partir de la instrumentación de la Sección 3, destaca su carácter lineal así como la constatación de un significativo aumento de la deformación para situaciones de carga constante o cuasi constante.
- La modelación elástica y lineal permite una estimación razonable del valor de los asientos medios medidos pero es lógicamente incapaz de reproducir el comportamiento tenso-deformacional marcadamente no lineal auscultado.

- 
- La modelación elástica (lineal) y perfectamente plástica, no supone una mejora significativa respecto de la modelación elástica y lineal en cuanto a la reproducción de los patrones tenso-deformacionales auscultados. De hecho, no es capaz de reproducir la magnitud de los desplazamientos medidos siquiera en el supuesto ficticio de que el relleno se encontrara en el umbral de colapso plástico.
  - Puede afirmarse que la modelación elástica no lineal implementada (modelo hiperbólico corregido por Duncan et Al en 1980) es capaz de reproducir la no-linealidad auscultada en las secciones 1 y 2 asumiendo valores medios de sus parámetros (inferidos a partir de los resultados de triaxiales publicados).
  - Por último, el hecho de haberse registrado en la Sección 3 deformaciones con situaciones de carga constante o cuasi “constante” asociadas a situaciones tensionales muy alejadas de la situación de fallo a cortante, permitirían constatar la importancia de fenómenos de naturaleza viscosa que se solapan a los estudiados desde el comienzo de la construcción del pedraplén. Sobre este aspecto se profundiza en el Capítulo VIII.

## CAPITULO VIII

### ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO POST-CONSTRUCTIVO

## VIII. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO POST-CONSTRUCTIVO

### 8.1 Instrumentación y registros de referencia

La diferencia fundamental en cuanto al planteamiento del estudio del comportamiento post-constructivo del pedraplén reside en el funcionamiento cada vez más errático de la instrumentación según se ha ido produciendo el paso del tiempo (véase Capítulo IV).

En cualquier caso, de forma cualitativa, se destacan las siguientes observaciones sobre el comportamiento auscultado:

- Los registros de presiones se han mantenido muy estables durante todo el periodo transcurrido tras la finalización de la construcción.
- La práctica totalidad de las células de asiento registraron velocidades de deformación recién terminada la extensión de las últimas capas, durante un periodo limitado de tiempo, de un orden de magnitud similar a la que habían registrado durante el periodo constructivo.
- Así, el conjunto de las células de asiento registraron una notable disminución de dicha velocidad de deformación hasta su práctica estabilización entorno a tres meses después de que concluyera la construcción (Agosto de 1998). Dicha fecha (Noviembre de 1998) coincide con la extensión del aglomerado sobre la calzada.
- A partir de comienzos del año 1999, coincidiendo con el inicio del control topográfico, se van sucediendo lecturas anómalas en cada vez un mayor número de sensores, claramente identificables en los gráficos aportados en el Capítulo V (Síntesis de los datos de partida).

Por tanto, el conjunto de las células instaladas permite observar un comportamiento deformacional de naturaleza viscosa, y una clara estabilización posterior de la estructura, aspecto contrastado con las lecturas de topografía. Sin embargo, no permite un estudio posterior a esta estabilización (principios de 1999) debido a la falta de consistencia de muchos de los datos registrados con posterioridad.

En cualquier caso, el control topográfico en coronación permite medir, a partir de dicha fecha, tanto la magnitud de los desplazamientos verticales como constatar la escasa magnitud de los mismos en dirección horizontal (de valor máximo próximo al centímetro), no pudiéndose establecer ni si quiera alguna dirección preferente de dichos desplazamientos.

Esta apreciación estaría en concordancia con la escasa relevancia de los desplazamientos registrados por la inclinometría vertical.

No obstante, tal y como puede observarse en el Capítulo IV, los resultados topográficos han estado sujetos a algunas variaciones de difícil explicación, habiéndose decidido descartar aquellos manifiestamente inverosímiles y que aparentemente no restan coherencia a los valores admitidos como correctos.

La Tabla 8.1 resume, tomando como tiempo de referencia la primera medida de control topográfico, algunos de los registros más significativos durante el año y medio de control contemplado en la presente Tesis.

Fecha	Sección 1	Sección 2	Sección 3
7/1/99	0	0	0
24/12/99	-2.1	-3.05	-7.3
4/07/00	-2.4	-3.9	-8.25

Tabla 8.1 Desplazamientos verticales en centímetros medidos en coronación

Consecuentemente con lo expuesto, se plantea el estudio del comportamiento post-constructivo mediante los siguientes trabajos:

- Modelación visco-elástica que permita estimar un valor medio de la Constante de Fluencia del Material.
- Obtención de los coeficientes propios de las distintas expresiones empíricas referidas al control de asientos en coronación que permitan una comparación con el comportamiento de otras estructuras existentes.

La modelación visco-elástica adoptada y la metodología establecida para su computación (según lo establecido en el Capítulo VI) se aplican a las tres secciones de referencia, si bien resultan especialmente consistentes para los niveles tensionales de la denominada Sección 3.

De hecho, tal y como se ha visto en los capítulos anteriores, dicha sección transversal se encuentra claramente en rango elástico y no se han obtenido valores del desviador de tensiones de suficiente magnitud para dar lugar a un comportamiento tenso-deformacional de naturaleza no lineal.

Además, la instrumentación ha sido capaz de confirmar dicho comportamiento elástico y sensiblemente lineal, así como de registrar deformaciones durante el periodo constructivo sin incremento de carga (de naturaleza inequívocamente viscosa).

## 8.2 Modelación visco-elástica

### 8.2.1 Alcance de las simulaciones

Las simulaciones de naturaleza viscoelástica implementadas, tal y como se explicó en el Capítulo de Metodología, permiten obtener los desplazamientos de fluencia incrementales respecto a cualquier tiempo de referencia.

Para ello, resulta necesario definir el tiempo ideal (en días) del “instante” de la construcción de cada una de las capas del pedraplén (Tablas 8.2, 8.3 y 8.4).

En dichas tablas, la variable “Ti” expresa dicho tiempo referido al inicio de la construcción del pedraplén y la capa se expresa por el valor absoluto de su cota en metros.

S3	Capa	Tiempo(días)	Ti	S3	Capa	Tiempo(días)	Ti
2/05/98	703	0	0	27/06/98	723	2	55
5/05/98	703	3	3	29/06/98	724	2	57
7/05/98	704	2	5	30/06/98	725	1	58
9/05/98	705	2	7	2/07/98	726	2	60
11/05/98	706	2	9	5/07/98	727	3	63
13/05/98	707	2	11	7/07/98	728	2	65
15/05/98	708	2	13	9/07/98	729	2	67
17/05/98	709	2	15	10/07/98	730	1	68
19/05/98	710	2	17	11/07/98	731	1	69
26/05/98	711	7	24	12/07/98	732	1	70
2/06/98	712	6	30	13/07/98	733	1	71
5/06/98	713	3	33	14/07/98	734	1	72
9/06/98	714	4	37	16/07/98	735	2	74
12/06/98	715	3	40	19/07/98	736	3	77
16/06/98	716	4	44	22/07/98	737	3	80
18/06/98	717	2	46	25/07/98	738	3	83
19/06/98	718	1	47	28/07/98	739	3	86
20/06/98	719	1	48	30/07/98	740	2	88
21/06/98	720	1	49	2/08/98	741	2	90
23/06/98	721	2	51	4/08/98	742	2	92
25/06/98	722	2	53	26/08/98	743	22	114

Tabla 8.2 Tiempos de referencia para las distintas capas de la Sección 3.

S2	Capa	Tiempo(días)	Ti	S2	Capa	Tiempo(días)	Ti
19/12/97	644	0	0	18/04/98	690	2	119
20/12/97	644	1	1	21/04/98	691	3	122
21/12/97	645	1	2	22/04/98	692	1	123
23/12/97	646	2	4	24/04/98	693	2	125
10/01/98	647	17	21	26/04/98	694	2	127
12/01/98	648	2	23	28/04/98	695	2	129
14/01/98	649	2	25	30/04/98	696	2	131
16/01/98	650	2	27	2/05/98	697	2	133
18/01/98	651	2	29	5/05/98	698	3	136
20/01/98	652	2	31	7/05/98	699	2	138
22/01/98	653	2	33	10/05/98	700	3	141
23/01/98	654	1	34	12/05/98	701	2	143
24/01/98	655	1	35	16/05/98	703	2	147
25/01/98	656	1	36	19/05/98	704	3	150
26/01/98	657	1	37	22/05/98	705	3	153
27/01/98	658	1	38	26/05/98	706	4	157
2/02/98	659	5	43	2/06/98	707	6	163
6/02/98	660	4	47	4/06/98	708	2	165
10/02/98	661	4	51	5/06/98	709	1	166
14/02/98	662	4	55	6/06/98	710	1	167
24/02/98	663	2	65	7/06/98	711	1	168
28/02/98	664	4	69	9/06/98	712	2	170
3/03/98	665	5	74	11/06/98	713	2	172
4/03/98	666	1	75	13/06/98	714	2	174
6/03/98	667	2	77	16/06/98	715	3	177
8/03/98	668	2	79	18/06/98	716	2	179
9/03/98	669	1	80	19/06/98	717	1	180
10/03/98	670	1	81	20/06/98	718	1	181
12/03/98	671	2	83	21/06/98	719	1	182
14/03/98	672	2	85	22/06/98	720	1	183
16/03/98	673	2	87	23/06/98	721	1	184
17/03/98	674	1	88	30/06/98	722	7	191
20/03/98	675	3	91	7/07/98	723	7	198
21/03/98	676	1	92	9/07/98	724	2	200
22/03/98	677	1	93	10/07/98	725	1	201
24/03/98	678	2	95	11/07/98	726	1	202
26/03/98	679	2	97	12/07/98	727	1	203
27/03/98	680	1	98	13/07/98	728	1	204
28/03/98	681	1	99	16/07/98	729	3	207
29/03/98	682	1	100	20/07/98	730	4	213
30/03/98	683	1	101	25/07/98	731	5	216
2/04/98	684	2	103	30/07/98	732	5	221
4/04/98	685	2	105	4/08/98	733	4	225
7/04/98	686	3	108	10/08/98	734	6	231
11/04/98	687	4	112	16/08/98	735	6	237
14/04/98	688	3	115	21/08/98	736	5	242
16/04/98	689	2	117	26/08/98	737	5	247

Tabla 8.3. Tiempos de referencia para las distintas capas de la Sección 2.

S1	Capa	Tiempo(días)	Ti	S1	Capa	Tiempo(días)	Ti
4/12/97	631	0	0	30/03/98	683	1	108
5/12/97	631	1	1	2/04/98	684	2	110
6/12/97	632	1	2	4/04/98	685	2	112
7/12/97	633	1	3	7/04/98	686	3	115
8/12/97	634	1	4	11/04/98	687	4	119
9/12/97	635	1	5	14/04/98	688	3	122
10/12/97	636	1	6	16/04/98	689	2	124
11/12/97	637	1	7	18/04/98	690	2	126
13/12/97	638	2	9	21/04/98	691	3	129
15/12/97	639	2	11	22/04/98	692	1	130
16/12/97	640	1	12	24/04/98	693	2	132
17/12/97	641	1	13	26/04/98	694	2	134
18/12/97	642	1	14	28/04/98	695	2	136
19/12/97	643	1	15	5/05/98	696	7	143
20/12/97	644	1	16	6/05/98	697	1	144
21/12/97	645	1	17	8/05/98	698	2	146
23/12/97	646	2	19	10/05/98	699	2	148
10/01/98	647	17	36	11/05/98	700	1	149
12/01/98	648	2	38	12/05/98	701	1	150
14/01/98	649	2	40	14/05/98	702	2	152
16/01/98	650	2	42	16/05/98	703	2	154
18/01/98	651	2	44	19/05/98	704	3	157
20/01/98	652	2	46	26/05/98	705	7	164
22/01/98	653	2	48	29/05/98	706	3	167
23/01/98	654	1	49	2/06/98	707	3	170
24/01/98	655	1	50	3/06/98	708	1	171
25/01/98	656	1	51	5/06/98	709	2	173
26/01/98	657	1	52	7/06/98	710	2	175
27/01/98	658	1	53	9/06/98	711	2	177
2/02/98	659	5	58	11/06/98	712	2	179
6/02/98	660	4	62	13/06/98	713	2	181
10/02/98	661	4	66	15/06/98	714	2	183
14/02/98	662	4	70	16/06/98	715	1	184
24/02/98	663	2	72	18/06/98	716	2	186
28/02/98	664	4	76	19/06/98	717	1	187
3/03/98	665	5	81	20/06/98	718	1	188
4/03/98	666	1	82	21/06/98	719	1	189
6/03/98	667	2	84	23/06/98	720	2	191
8/03/98	668	2	86	30/06/98	721	7	198
9/03/98	669	1	87	7/07/98	722	7	205
10/03/98	670	1	88	9/07/98	723	2	207
12/03/98	671	2	90	11/07/98	724	2	209
14/03/98	672	2	92	13/07/98	725	2	211
16/03/98	673	2	94	15/07/98	726	2	213
17/03/98	674	1	95	16/07/98	727	1	214
20/03/98	675	3	98	21/07/98	728	5	219
21/03/98	676	1	99	25/07/98	729	4	223
22/03/98	677	1	100	29/07/98	730	4	227
24/03/98	678	2	102	4/08/98	731	5	232
26/03/98	679	2	104	10/08/98	732	6	238
27/03/98	680	1	105	16/08/98	733	6	244
28/03/98	681	1	106	21/08/98	734	5	249
29/03/98	682	1	107	26/08/98	735	5	254

Tabla 8.4. Tiempos de referencia para las distintas capas de la Sección 1.

El análisis incluye las siguientes fases diferenciadas:

- Obtención de las deformaciones incrementales de fluencia entre las fechas de los registros topográficos disponibles, para distintos valores de la Constante de Fluencia.
- Estimación de un valor aproximado de la misma y de la consistencia de la modelación con la evolución de los desplazamientos registrados.
- Contraste de la magnitud de los desplazamientos de fluencia estimados a partir de la constante ajustada para cada sección de referencia con los registros disponibles de las células desde el final de la construcción (26/08/98) hasta el comienzo del control topográfico en coronación (7/01/99).
- Contraste de los resultados de la simulación con la magnitud de los desplazamientos de fluencia observados durante el período constructivo en la Sección 3.

Para este último punto se lleva a cabo un cálculo incremental de las deformaciones de fluencia acoplado al cálculo elástico del pedraplén durante su construcción. En particular, dichos cálculos acoplados corresponden a las deformaciones incrementales entre los días 16 de Junio de 1998 y 21 de Junio de 1998 sin incremento de carga (tras haberse computado los asientos elásticos correspondientes a la construcción de la tongada número 25).

Por último, cabe destacar respecto a los valores de tiempos utilizados en el análisis (Tablas 8.3, 8.4 y 8.5) el hecho de que los valores realmente conocidos se encuentran en **negrita**, habiendo sido interpolados el resto de los tiempos de referencia.

### 8.2.2 Estimación de la Constante de Fluencia

Para llevar a cabo la estimación del valor de la Constante de Fluencia ( $\text{Pa}^{-1}$ ) conforme a la metodología expresada en el Capítulo VI y los registros de topografía seleccionados en el apartado anterior, se aportan los resultados de una serie de simulaciones numéricas que se recogen en la Tabla 8.5:

Código Simulación	Sección	Constante ( $F_k$ )	Tiempo ( $T_n$ )
F3Cref80	3	$0.65 \cdot 10^{-8}$	245
F3Cref81	3	$0.65 \cdot 10^{-8}$	589
F3Cref82	3	$0.65 \cdot 10^{-8}$	782
F3Dref80	3	$0.325 \cdot 10^{-8}$	245
F3Dref81	3	$0.325 \cdot 10^{-8}$	589
F3Dref82	3	$0.325 \cdot 10^{-8}$	782
F2Cref80	2	$0.65 \cdot 10^{-8}$	378
F2Cref81	2	$0.65 \cdot 10^{-8}$	722
F2Cref82	2	$0.65 \cdot 10^{-8}$	915
F2Dref80	2	$0.325 \cdot 10^{-8}$	378
F2Dref81	2	$0.325 \cdot 10^{-8}$	722
F2Dref82	2	$0.325 \cdot 10^{-8}$	915
F1Cref80	1	$0.65 \cdot 10^{-8}$	385
F1Cref81	1	$0.65 \cdot 10^{-8}$	729
F1Cref82	1	$0.65 \cdot 10^{-8}$	922
F1Dref80	1	$0.325 \cdot 10^{-8}$	385
F1Dref81	1	$0.325 \cdot 10^{-8}$	729
F1Dref82	1	$0.325 \cdot 10^{-8}$	922

Tabla 8.5. Simulaciones viscoelásticas para estimar el valor de la Constante de Fluencia.

En cualquier caso, dada la linealidad de las expresiones implicadas en el cálculo, los desplazamientos que se obtienen para cada tiempo objetivo, son directamente proporcionales al valor de la constante que haya sido adoptada.

Las Tablas 8.6 y 8.7 permiten un contraste de los asientos en coronación para cada una de las secciones transversales y valores supuestos de  $F_k$ .

A su vez, la Tabla 8.8 permite contrastar el porcentaje de incremento de asientos entre el primer año y el primer semestre del segundo año predicho por el modelo (independientemente del valor de  $F_k$ ) y los realmente medidos.

Fecha	A.E.C.S1	A.M.C.S1	A.E.C.S2	A.M.C.S2	A.E.C.S3	A.M.C.S3
7/1/99	0	0	0	0	0	0
24/12/99	-3.51	-2.1	-6.53	-3.05	-7.46	-7.3
4/07/00	-4.52	-2.4	-8.59	-3.9	-9.6	-8.25

Tabla 8.6 Estimación de asientos (cm.) en coronación frente a registrados  
( $F_k = 0.65 \cdot 10^{-8}$ )

Fecha	A.E.C.S1	A.M.C.S1	A.E.C.S2	A.M.C.S2	A.E.C.S3	A.M.C.S3
7/1/99	0	0	0	0	0	0
24/12/99	-1.75	-2.1	-3.25	-3.05	3.72	-7.3
4/07/00	-2.26	-2.4	-4.29	-3.9	4.75	-8.25

Tabla 8.7 Estimación de asientos (cm.) en coronación frente a registrados  
( $F_k = 0.325 \cdot 10^{-8}$ )

Fecha	I.E.C.S1	I.E.M.S1	I.E.C.S2	I.E.M.S2	I.E.C.S3	I.M.C.S3
Incremento porcentual	29.1	14.3	32	27.8	27.6	13.01

Tabla 8.8 Incrementos porcentuales de asientos entre el primer año y el primer semestre del segundo año predichos frente los realmente medidos.

Donde:

A.E.C. = Asientos estimados en coronación.

A.M.C. = Asientos medidos en coronación.

I.E.C. = Incrementos estimados en coronación.

I.M.C. = Incrementos medidos en coronación.

S1 = Sección 1.

S2 = sección 2.

S3 = Sección 3.

Por tanto, de los resultados presentados, se deducen las siguientes observaciones:

- El valor de la Constante de Fluencia ( $F_k$ ) que mejor representa el comportamiento viscoso de las Secciones 1 y 2 es ligeramente superior a  $0.325 \cdot 10^{-8}$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ).
- El valor de la Constante de Fluencia ( $F_k$ ) que mejor representa el comportamiento viscoso de las Sección 3 es ligeramente inferior a  $0.65 \cdot 10^{-8}$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ).
- La evolución de desplazamientos (incrementos porcentuales) resultante de la modelación (dependiente de los logaritmos de todos los tiempos de puesta en obra de cada una de las capas respecto los distintos tiempos finales), parece sobre estimar ligeramente los asientos realmente producidos en el primer semestre de 2000.

Para completar el análisis, para los valores de  $F_k$  ajustados, se contrastan los desplazamientos medidos por las distintas células con los resultantes del cálculo desde el final de la construcción hasta la puesta en marcha del control topográfico.

Los resultados (en centímetros) se sintetizan en las Tablas 8.9, 8.10 y 8.11.

Células Sección 3	Calculado F3Cref80 (26/08/98-07/01/99)	Medido (26/08/98-07/01/99)
Célula 32	-1.1	.....
Célula 34	-4.0	.....
Célula 36	-4.7	.....
Célula 38	-3.2	.....
Célula 40	-0.5	.....
Célula 42	-3.4	-5.9
Célula 44	-4.9	-6.2
Célula 46	-5.8	-8.6
Célula 48	-5.2	-7.4

Tabla 8.9. Contraste de desplazamientos analíticos ( $F_k = 0.65 \cdot 10^{-8}$ ) y medidos por las células de asiento de la Sección 3 (Periodo 26/08/98 a 07/01/99).

Nota: no se dispone de registros de las células del nivel inferior durante dicho período.

Células Sección 2	Calculado F2Dref80 (26/08/98-07/01/99)	Medido (26/08/98-07/01/99)
Célula 18	<b>-0.82</b>	<b>-6.8</b>
Célula 20	<b>-1.2</b>	<b>-4.0</b>
Célula 22	<b>-1.3</b>	<b>-2.7</b>
Célula 24	<b>-1.94</b>	<b>-7.3</b>
Célula 28	<b>-2.55</b>	<b>-2.2</b>
Célula 30	<b>-3.37</b>	<b>-1.5</b>

Tabla 8.10 Contraste de desplazamientos analíticos ( $F_k = 0.325 \cdot 10^{-8}$ ) y medidos por las células de asiento de la Sección 2 (Periodo 26/08/98 a 07/01/99).

Células Sección 1	Calculado F1Dref80 (26/08/98-07/01/99)	Medido (26/08/98-07/01/99)
Célula 2	<b>-0.3</b>	<b>-2.7</b>
Célula 4	<b>-0.35</b>	<b>-1.8</b>
Célula 6	<b>-0.17</b>	<b>-10.5</b>
Célula 12	<b>-0.27</b>	<b>-7.4</b>
Célula 14	<b>-0.55</b>	<b>-1.1</b>
Célula 16	<b>-0.76</b>	.....

Tabla 8.11 Contraste de desplazamientos analíticos ( $F_k = 0.325 \cdot 10^{-8}$ ) y medidos por las células de asiento de la Sección 1 (Periodo 26/08/98 a 07/01/99).

Como consecuencia de los resultados obtenidos, cabe remarcar los siguientes aspectos:

- Para la Sección 3, los asientos calculados tanto en orden de magnitud absoluto como en valor relativo entre sensores se ajustan muy bien a los valores medidos por las células durante el periodo de tiempo considerado.
- En el caso de las Secciones 1 y 2, los asientos calculados son muy dispares a los medidos tanto en valor absoluto como en valor relativo entre sensores.

Por último, para ilustrar el patrón de las distribuciones de asientos que se obtienen en las distintas simulaciones se aporta la salida gráfica de resultados de las referenciadas como F3Cref80, F2Cref80 y F1Cref80 (Figuras 8.1, 8.2 y 8.3 respectivamente).

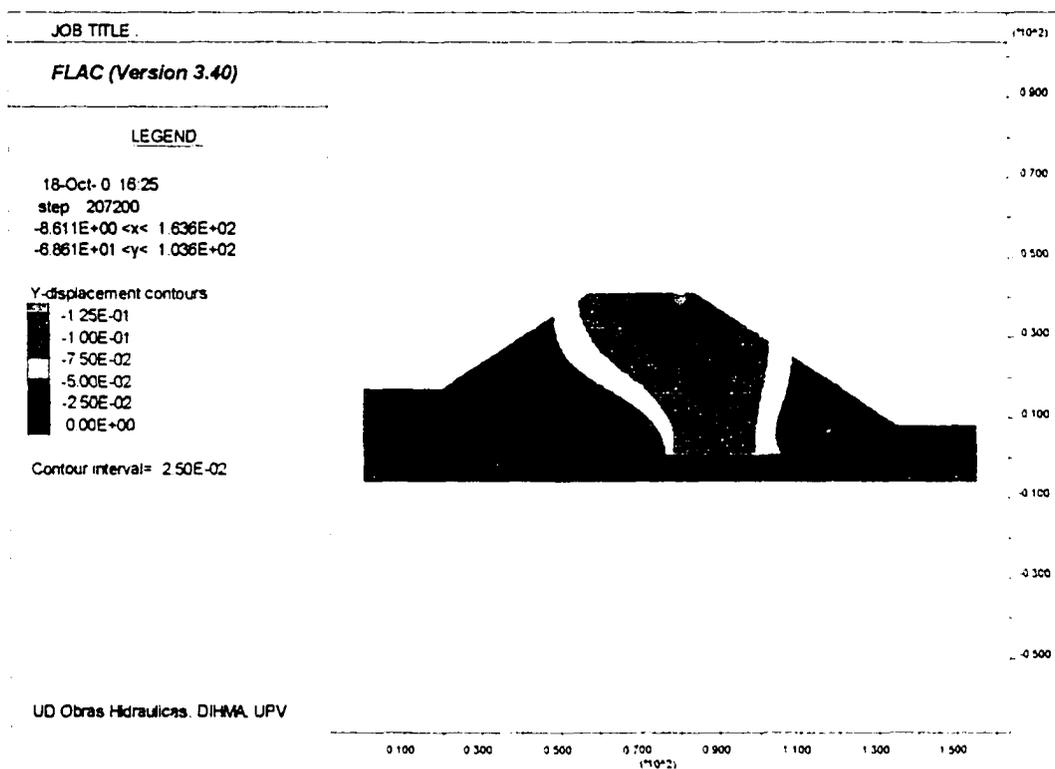


Figura 8.1 Distribución de asientos (en metros) calculados (F3Cref80)

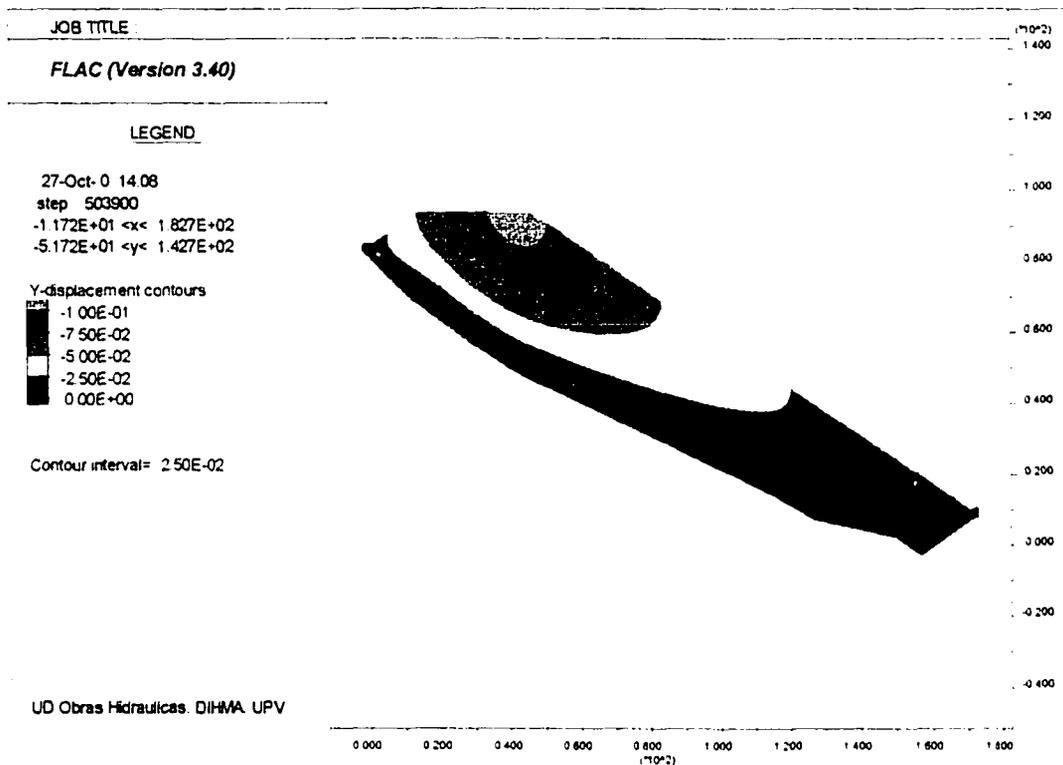


Figura 8.2 Distribución de asientos (en metros) calculados (F2Cref80)

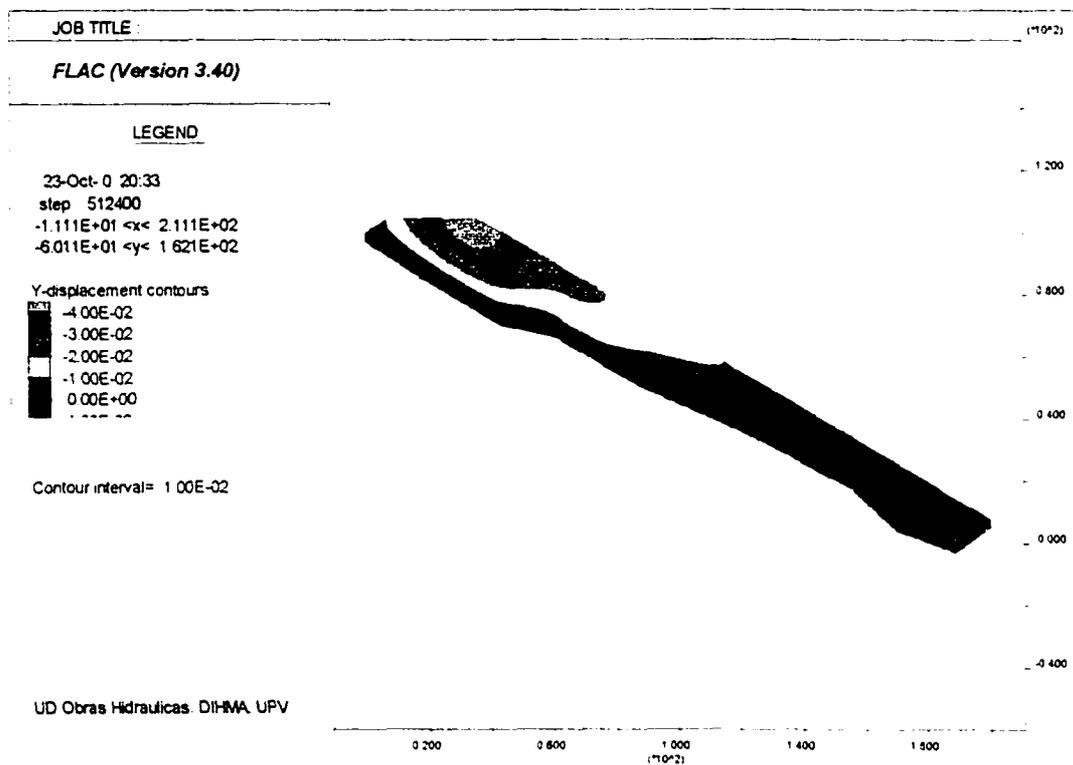


Figura 8.3 Distribución de asentos (en metros) calculados (F1Cref80)

### 8.2.3 Aplicación de la modelación al proceso constructivo.

El hecho de que el conjunto de la instrumentación registre asientos significativamente altos inmediatamente después de finalizar la construcción del pedraplén, da una idea de la importancia de las deformaciones viscosas que deben ocurrir durante todo el proceso constructivo.

Estas, han conseguido identificarse de manera clara en la Sección 3, habiéndose realizado un cálculo acoplado al elástico para estimar las deformaciones incrementales entre los días 16 de Junio de 1998 y 21 de Junio de 1998 sin incremento de carga (F3C3540 en la Tabla 8.12).

Células Sección 3	Calculado (F3C3540)	Medido
Célula 32	0.28	0.5
Célula 34	0.98	1.1
Célula 36	1.16	0.9
Célula 38	0.74	0.2
Célula 40	0.1	0.6
Célula 42	1.22	0.6
Célula 44	1.22	0.6
Célula 46	1.56	1.5
Célula 48	1.36	1.4

Tabla 8.12 Asientos de fluencia calculados frente a medidos durante el proceso constructivo en la Sección 3.

Si bien los resultados del análisis resultan muy coincidentes con los medidos, cabe recordar que el orden de magnitud de los mismos coincide con el rango de precisión de los sensores (un centímetro).

Por último, las rutinas de cálculo son fácilmente generalizables para la obtención de los asientos incrementales de naturaleza viscosa entre la construcción de cada una de las capas del pedraplén, resultando estos de pequeña magnitud en comparación con los instantáneos derivados del incremento de carga en las tres secciones de referencia.

En cualquier caso, la consideración de los efectos de fluencia durante el periodo constructivo llevaría aparejada una re-calibración de los parámetros de los modelos de cálculo utilizados.

De hecho, se podría haber sub-estimado la rigidez elástica del relleno en torno a un 15 por ciento de su valor.

Así, en la Figura 8.4, puede observarse como si a un modelo elástico no lineal con valores medios de los parámetros obtenidos de ensayos triaxiales publicados se le acopla el cálculo de las deformaciones de fluencia mediante el modelo y metodología propuestos durante el proceso constructivo, se obtendría un ajuste "cuasi-perfecto" respecto al comportamiento auscultado por la Célula 18.

Este se conseguiría a partir de la consideración de un modelo elástico no lineal de rigidez superior al ajustado en el Capítulo anterior en torno a un 15 por ciento ( $K_b=300$  frente a  $K_b=250$ ).

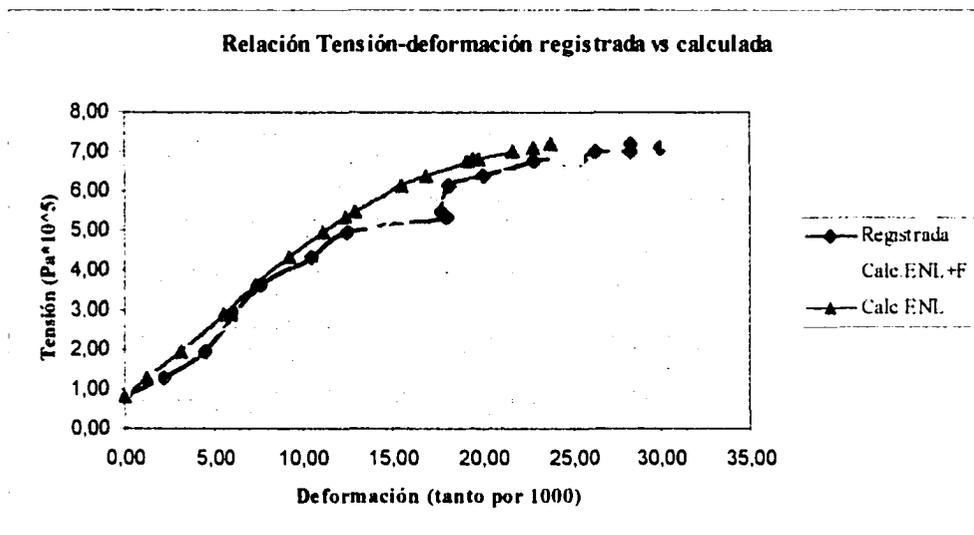


Figura 8.4. Patrón tenso-deformacional auscultado (Célula 18) frente al calculado mediante un modelo elástico no lineal ( $K_b=300$ ,  $K=600$ ,  $\phi=45$ ,  $\Delta\phi=11$ ,  $m=0.4$ ,  $n=0.2$ ,  $R_f=0.7$ ) y el mismo acoplado a un modelo de fluencia ( $F_k=0.325 \cdot 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$ )

Puede observarse como en las últimas etapas de construcción (rama superior de la curva) las deformaciones de fluencia son de una considerable magnitud relativa, quedando demostrada la necesidad de introducir la variable tiempo en la modelación del comportamiento constructivo del pedraplén.

Si bien la concordancia entre los resultados del análisis y los asientos medidos por la Célula 18 resulta prácticamente absoluta hasta el final de la construcción cabe recordar el hecho de que, una vez terminada la misma y durante un período aproximado de cuatro meses, la modelación viscoelástica adoptada no reproduce la verdadera magnitud de los asientos medidos (Tabla 8.10).

Así, la simplicidad del modelo viscoelástico adoptado (ligado a la falta de resultados experimentales respecto al comportamiento de estos materiales), constituye probablemente una limitación adicional en cuanto a la capacidad del análisis para reproducir el comportamiento real.

Si realizamos los mismos análisis y los comparamos con los patrones de referencia establecidos en el capítulo anterior para la Sección 1 y Sección 3, se puede observar que:

- En el caso de la Sección 1, la rigidez se habría sub-estimado en un porcentaje algo inferior al 15%.
- Para la Sección 3, la rigidez se habría sub-estimado en un porcentaje algo superior al 15%.

Dichas afirmaciones pueden observarse a partir de los gráficos representados por las Figuras 8.5 y 8.6.

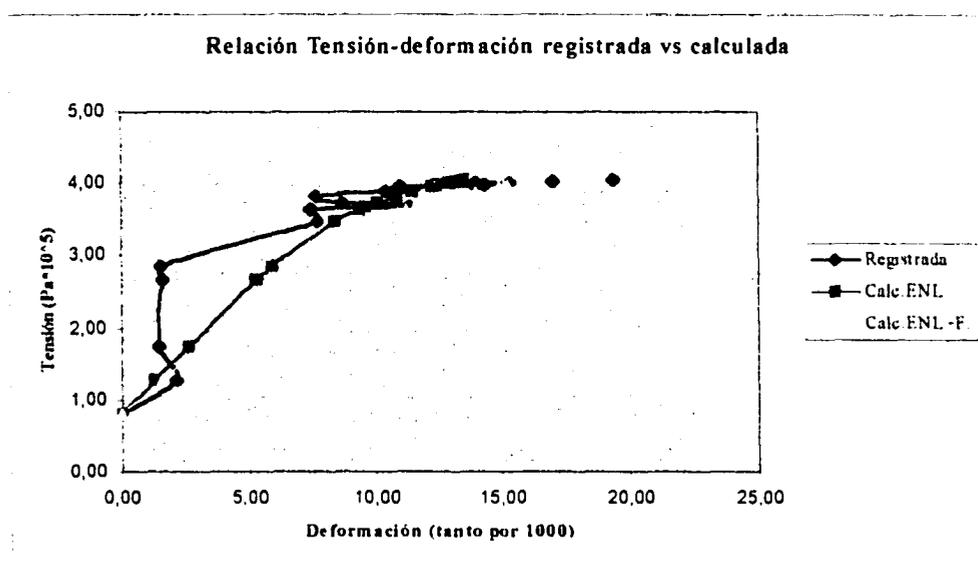


Figura 8.5. Patrón tenso-deformacional auscultado (Célula 6) frente al calculado mediante un modelo elástico no lineal ( $K_b=300$ ,  $K=600$ ,  $\phi=45$ ,  $\Delta\phi=11$ ,  $m=0.4$ ,  $n=0.2$ ,  $R_f=0.7$ ) y el mismo acoplado a un modelo de fluencia ( $F_k=0.325 \cdot 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$ )

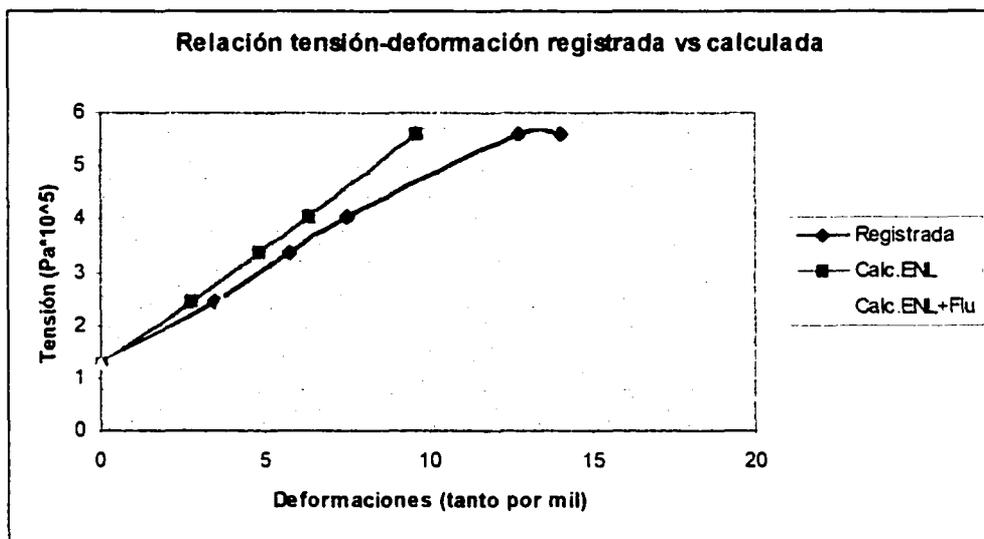


Figura 8.6. Patrón tenso-deformacional auscultado (Célula 32) frente al calculado mediante un modelo elástico no lineal ( $K_b=300$ ,  $K=600$ ,  $\phi=45$ ,  $\Delta\phi=11$ ,  $m=0.4$ ,  $n=0.2$ ,  $R_f=0.7$ ) y el mismo acoplado a un modelo de fluencia ( $F_k=0.65 \cdot 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$ )

### 8.3 Ajustes empíricos de los asientos en coronación.

Como se vio en el Capítulo de antecedentes, numerosos autores han publicado ajustes de naturaleza empírica de la evolución de asientos en coronación, habiéndose llegado a establecer algunos índices que permiten estimar si un relleno presenta un comportamiento normal o "patológico".

Estos ajuste se han utilizado para el caso de secciones sensiblemente simétricas, en las que la denominada altura máxima es una variable con un significado claro. Para el caso de secciones a media ladera, con alturas máximas en el entorno de cien metros pero con espesores medios en el entorno de 33 metros, se estima más apropiado adoptar la segunda magnitud en las distintas formulaciones.

Los tiempos iniciales supuestos ( $t_0$ ) coinciden con el inicio del control topográfico, los tiempos finales ( $t$ ) con el último registro topográfico disponible y las alturas máximas ( $H$ ) adoptadas son 25, 40 y 41 metros para las Secciones 1, 2 y 3 respectivamente, aspectos que redundan en el carácter meramente aproximado de la comparación.

De entre las numerosas expresiones existentes, se compara el ajuste de las tres secciones del pedraplén con las propuestas por **Lawton (1964)** y **Clements (1984)**, así como con el criterio de estabilidad de **Dascal (1987)**.

Así, **Lawton (1964)** estableció el denominado índice IA para el que estimó rangos de variación normal comprendidos entre 0.3 y 0.7 en porcentaje, y **Clements (1984)** observó variaciones en dicho índice entre 0.2 y 1.05 por cien. Para el caso de las tres secciones del pedraplén obtendríamos comportamientos claramente "normales":

- Sección 1:  $IA = (2.4/2500) / \text{Log}(922/385) = 0.253\%$ .
- Sección 2:  $IA = (3.9/4000) / \text{Log}(915/378) = 0.254\%$ .
- Sección 3:  $IA = (8.25/4100) / \text{Log}(782/245) = 0.399\%$ .

Por su parte, **Dascal (1987)** estimó que se podía considerar estable a un relleno cuando el asiento anual fuera inferior a 0.02 por cien de la altura. Particularizando para cada una de la secciones, durante 1999, se observa como el pedraplén no cumple todavía dicha condición:

- Sección 1:  $2.1/2500 = 0.084\%$ .
- Sección 2:  $3.05/4000 = 0.076\%$ .
- Sección 3:  $7.3/4100 = 0.178\%$ .

## 8.4 Resumen y conclusiones

- El conjunto de las células instaladas permite observar tras la finalización de la construcción un comportamiento deformacional de naturaleza viscosa y una clara estabilización posterior de la estructura, aspecto contrastado con las lecturas de topografía. Sin embargo, no permite un estudio posterior a esta estabilización (principios de 1999) debido a la falta de consistencia de muchos de los datos registrados por los sensores con posterioridad.
- El control topográfico en coronación permitió medir, a partir de dicha fecha (07/01/99), tanto la magnitud de los desplazamientos verticales como constatar la escasa magnitud de los mismos en dirección horizontal (de valor máximo próximo al centímetro), no pudiéndose establecer si quiera alguna dirección preferente de dichos desplazamientos.
- Los trabajos planteados a partir los datos de partida disponibles han consistido en estimar la Constante de Fluencia del material con tres registros topográficos (Enero 1999, Diciembre 1999 y Julio 2000) por sección, contrastar los resultados que se obtendrían del análisis una vez ajustada dicha constante con las medidas de las células entre el final de la construcción (Agosto de 1998) y principios de 1999 y, por último, estimar la magnitud de los desplazamientos de fluencia que probablemente hayan tenido lugar durante el proceso constructivo.
- Respecto al primero de dichos trabajos, los resultados obtenidos indican que el valor de la Constante de Fluencia ( $F_k$ ) que mejor representa el comportamiento viscoso de las Secciones 1 y 2 es ligeramente superior a  $0.325 \cdot 10^{-8}$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ), resultando el que mejor representa el comportamiento viscoso de la Sección 3 ligeramente inferior a  $0.65 \cdot 10^{-8}$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ).
- De la evolución de desplazamientos (incrementos porcentuales) resultante de la modelación (dependiente de los logaritmos de todos los tiempos de puesta en obra de cada una de las capas respecto los distintos tiempos finales), se deduce una pequeña sobrestimación de los asientos realmente producidos en el primer semestre de 2000.
- En cuanto al segundo semestre de dicho año, los asientos calculados para la Sección 3, tanto en orden de magnitud absoluto como en valor relativo entre sensores, se ajustan muy bien a los valores medidos por las células durante el periodo de tiempo considerado. Sin embargo, en el caso de las Secciones 1 y 2, los asientos calculados son muy dispares a los medidos, tanto en valor absoluto como en valor relativo entre sensores.

- Los asientos incrementales de naturaleza viscosa entre la construcción de cada una de las capas del pedraplén, resultan de pequeña magnitud en comparación con los instantáneos derivados del incremento de carga en las tres secciones de referencia, si bien la no consideración de los mismos supone que se haya subestimado la rigidez “elástica” del pedraplén en torno a un 15 por ciento.
- Como complemento al análisis numérico, de entre las numerosas expresiones existentes, se compara el ajuste de los asientos registrados en coronación de las tres secciones del pedraplén con las expresiones empíricas propuestas por **Lawton (1964)** y **Clements (1984)**, así como con el criterio de estabilidad de **Dascal (1987)**, advirtiéndose un comportamiento normal y tendente a la estabilización.

## CAPITULO IX

### PREDICCIÓN DE LOS ASIENTOS DE FLUENCIA Y HUMECTACIÓN HASTA DICIEMBRE DE 2010

## CAPITULO IX. PREDICCIÓN DE LOS ASIENTOS DE FLUENCIA Y HUMECTACIÓN HASTA EL FINAL DE LA DÉCADA (DICIEMBRE DE 2010)

Sobre la base de los trabajos desarrollados para el estudio del comportamiento del pedraplén en el período post-constructivo, se calculan las deformaciones de fluencia estimadas hasta finales de 2010.

Así, la Tabla 9.1, resume los asientos predichos en coronación (en centímetros) para cada una de las secciones de referencia si no se producen fenómenos de distinta naturaleza como una subida del nivel del embalse.

Fecha	A.E.C.S 1	A.E.M.S1	A.E.C.S2	A.E.M.S2	A.E.C.S3	A.M.C. S3
4/07/00	-2.26	-2.4	-4.29	-3.9	-9.6	-8.25
31/12/10	-5.08	...	-9.3	...	-21.57	...
Incremento	-2.92		-5.01		-11.97	

Tabla 9.1. Asientos en coronación por fluencia estimados hasta Diciembre de 2010.

La Tabla 9.2 (Asientos anuales estimados) resume los asientos predichos en coronación, para cada sección, a escala anual, de manera que se puede observar en qué año se alcanzaría la estabilización del relleno según el criterio de **Dascal (1987)**

	AsientoS1 (cm)	Incremento (%H)	AsientoS2 (cm)	Incremento (%H)	AsientoS3 (cm)	Incremento (%H)
Fin 2001	-2.63	0.0347	-4.47	0.0352	-11.09	0.0920
Fin 2002	-3.17	0.0216	-5.5	0.0206	-13.41	0.0565
Fin 2003	-3.55	<b>0.0153</b>	-6.29	<b>0.0195</b>	-15.14	0.0421
Fin 2004	-3.89	0.0135	-6.93	0.0159	-16.52	0.0335
Fin 2005	-4.16	0.0108	-7.46	0.0132	-17.67	0.0280
Fin 2006	-4.39	0.0092	-7.92	0.0116	-18.64	0.0237
Fin 2007	-4.59	0.0080	-8.32	0.0098	-19.50	0.0209
Fin 2008	-4.77	0.0071	-8.68	0.0090	-20.26	<b>0.0185</b>
Fin 2009	-4.93	0.0064	-9.01	0.0081	-20.95	0.0167
Fin 2010	-5.08	0.0058	-9.31	0.0073	-21.57	0.0151
Estabilidad (Dascal)		<b>SI</b> (2003)		<b>SI</b> (2003)		<b>SI</b> (2008)

Tabla 9.2 (Asientos anuales estimados)

Por otra parte, cabe la posibilidad de que se produzcan incrementos adicionales de deformación por reblandecimiento de la escollera en el tramo inundable del pedraplén.

Para estimar la influencia del mismo se ha utilizado la metodología expuesta en el Capítulo VI, que incluye una adaptación de la propuesta por Nobari (1969) a la formulación actualizada del modelo hiperbólico (Duncan et Al, 1980).

Las conclusiones de los resultados obtenidos, asumiendo un nivel máximo del embalse en la cota +668 (intermedia entre el umbral del nuevo aliviadero Morning Glory (+657) y el Máximo Nivel Excepcional (+679)), es que los asientos adicionales producidos apenas se reflejan en coronación debido a la singular geometría de las secciones susceptibles de inundación (Secciones 1 y 2).

En cualquier caso, estos cálculos resultan meramente orientativos debidos a dos razones fundamentales:

- No se dispone de ensayos triaxiales ni de medidas de campo sobre los efectos de la humectación.
- La relajación de tensiones que se produce para cada uno de los elementos humectados ha sido fijada de manera arbitraria en aquellos elementos que, según las simulaciones hiperbólicas, se encontraban en situación tensional última (ante la imposibilidad de aplicar la formulación).

Los parámetros del modelo "seco" y "húmedo" adoptados se adjuntan en la siguiente tabla (Tabla 9.2):

PARAMETROS	M.SECO	M. HUMEDO	Unidades
$K_b$	300	225	
$K$	600	450	
$M$	0.2	0.2	
$N$	0.4	0.4	
$R_r$	0.7	0.7	
$\phi$	45	45	Grados
$\Delta\phi$	11	11	
$C$	0	0	Kp/cm <sup>2</sup>
$P_{atm}$	1	1	Kp/cm <sup>2</sup>
$\beta$		0.0005	cm <sup>2</sup> /Kp
$\sigma_t$		0	Kp/cm <sup>2</sup>

Tabla 9.2 Parámetros de los modelos hiperbólicos húmedo y seco

Cabe recordar que la aportación más significativa para la obtención de los asientos de humectación consiste en la rutina de cálculo del estado tensional ficticio equivalente en estado húmedo, a partir de la formulación revisada del modelo hiperbólico (Duncan et al 1980 y 1984).

La metodología de “inyección” de dichas tensiones coincide con la adoptada para el cálculo de las deformaciones de fluencia, es decir, una relajación tensional de todos los elementos de cálculo de una misma capa y la búsqueda de un nuevo equilibrio tensional de la misma con su entorno.

Como muestra de los cálculos internos que se llevan a cabo, se presentan los resultados de los elementos de cálculo más próximos al macizo rocoso correspondientes a la capa situada a 21 metros del pie del pedraplén en la Sección 1 (cota +651 sobre el nivel del mar).

Así, en la Tabla 9.3 puede observarse que las dos zonas de cálculo más próximas al contacto con la ladera se encuentran en una situación tensional última (véase Capítulo VII, Figura 7.13) que impide la aplicación de la metodología de cálculo, habiéndose adoptado una relajación arbitraria de las tensiones principales del 25 por ciento de su valor (zonas “i 156 j 27” y “i 157 j 27” en la Tabla 9.3).

ZONA	i 156 j 27	i 157 j 27	i 158 j 27	i 159 j 27	i 160 j 27
S1S	3.194	2.306	2.456	2.224	2.35
S3S	0.281	0.191	0.289	0.272	0.388
S1F	2.395	1.729	2.143	1.957	2.054
S3F	0.211	0.143	0.2595	0.2506	0.3718
eas-eac	...	...	0.0241	0.0188	0.0107
evs-erc	...	...	0.0029	0.0027	0.0024
Eah	...	...	0.0241	0.0188	0.0107
Evh	...	...	0.0029	0.0027	0.0024
Error medio	...	...	$<1 \times 10^{-4}$	$<1 \times 10^{-4}$	$<1 \times 10^{-4}$

Tabla 9.3 Cálculo de las tensiones principales ficticias en estado húmedo

Donde:

S1S = Tensión principal mayor en estado seco (Kp/cm<sup>2</sup>)

S3S = Tensión principal menor en estado seco (Kp/cm<sup>2</sup>)

S1F = Tensión principal mayor ficticia en estado húmedo (Kp/cm<sup>2</sup>)

S3F = Tensión principal menor ficticia en estado húmedo (Kp/cm<sup>2</sup>)

eas-eac = Diferencia de deformaciones axiales secantes en estado seco y en consolidación isotrópica húmeda

evs-erc = Diferencia de deformaciones volumétricas secantes en estado seco y en consolidación isotrópica húmeda

Eah = Deformación axial secante en estado húmedo ficticio equivalente

Evh = Deformación volumétrica secante en estado húmedo ficticio equivalente

Las Figuras 9.1 y 9.2 permiten observar la magnitud y distribución de las deformaciones verticales y horizontales estimadas para la Sección 1.

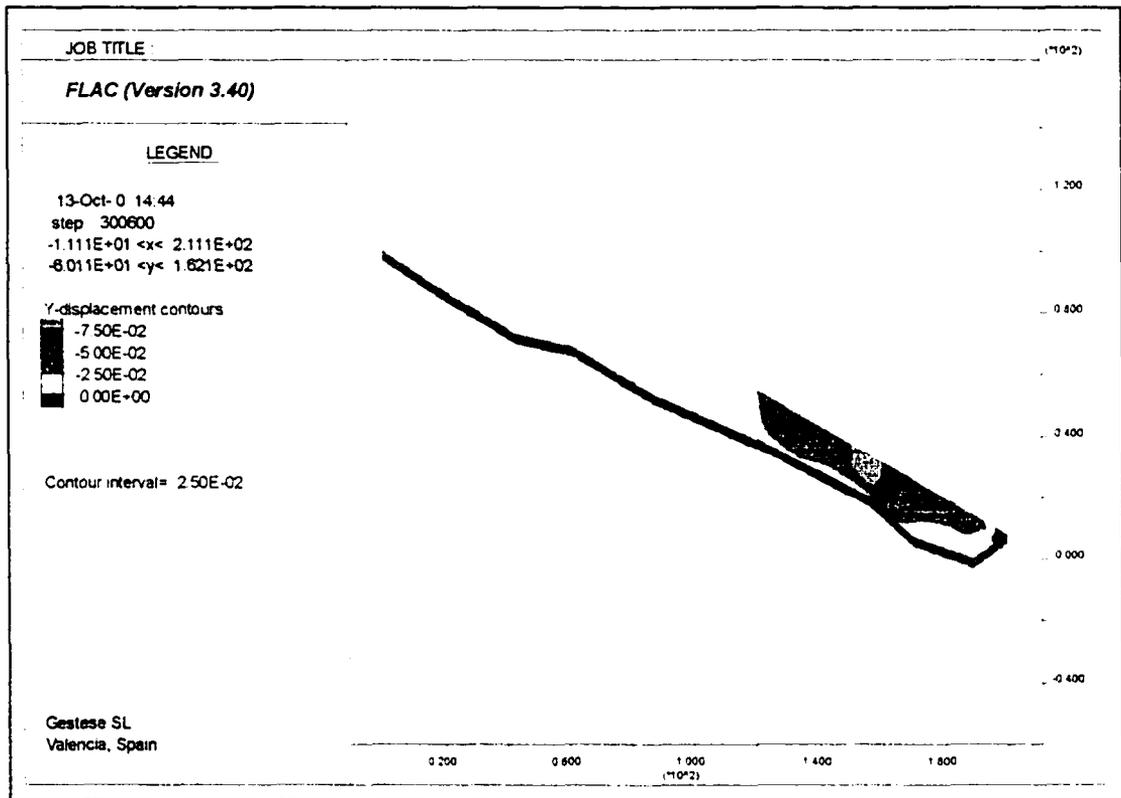


Figura 9.1 Asientos de humectación en la Sección 1

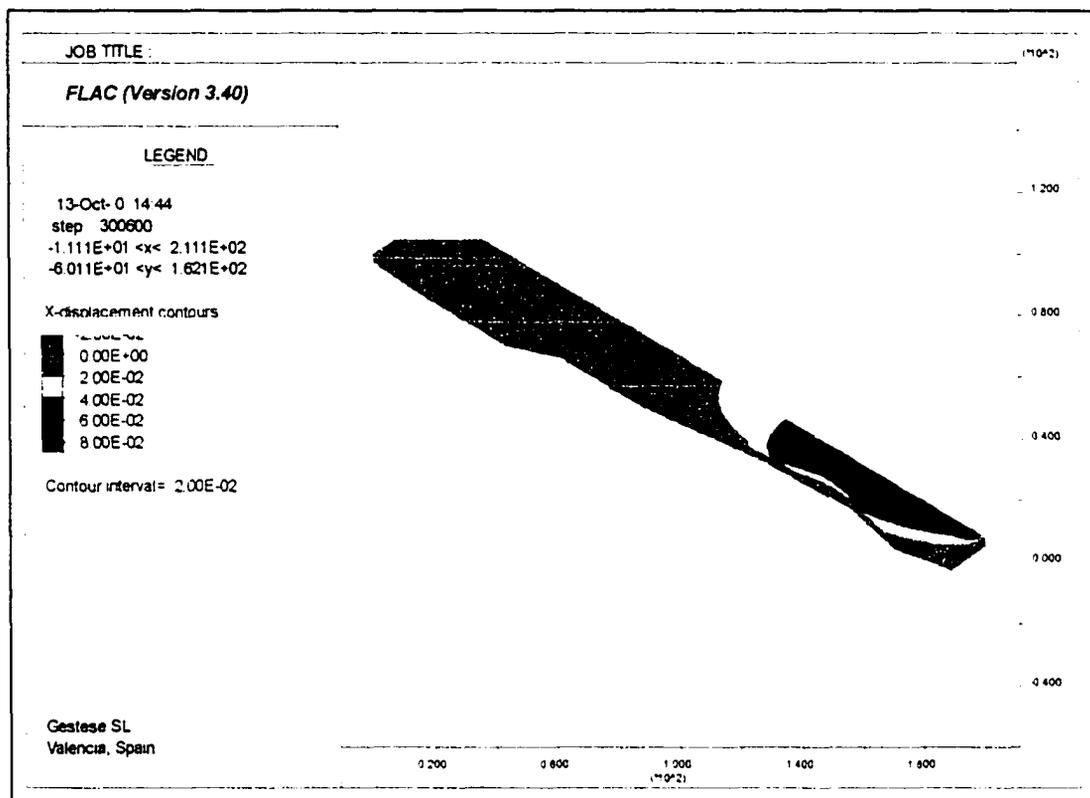


Figura 9.2 Desplazamientos horizontales de humectación en la Sección 2.

## CAPITULO X

### RESUMEN Y CONCLUSIONES GENERALES. POSIBILIDAD DE FUTURAS INVESTIGACIONES

## **CAPITULO X. RESUMEN Y CONCLUSIONES GENERALES. POSIBILIDAD DE FUTURAS INVESTIGACIONES.**

### **10.1 Introducción**

Las conclusiones fundamentales de la presente Tesis están directamente relacionadas con la metodología de simulación numérica del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables así como con los resultados concretos referidos al caso de estudio.

Las principales aportaciones realizadas en cuanto a la metodología de simulación numérica pueden resumirse en:

- La arquitectura básica de los programas de simulación, particularizando y ordenando opciones incluidas en el código base (FLAC, 2D) para permitir la reproducción de la secuencia constructiva real equilibrando sucesivas capas de material de 1 metro de altura.
- Las relaciones matemáticas y lógicas necesarias para una correcta actualización de los parámetros elásticos tangentes del modelo hiperbólico (Duncan et al, 1980).
- La metodología de almacenamiento de la historia tensional y las expresiones matemáticas necesarias para el cálculo de las deformaciones de fluencia (Central Board of Irrigation of India, 1992).
- Las relaciones matemáticas y la metodología de iteración para la resolución de los sistemas de ecuaciones necesarios para el cálculo de las deformaciones de humectación (Nobari y Duncan, 1972; Duncan et al, 1980 y 1984).
- La adaptación de la metodología de “inyección” de deformaciones en el entorno de las diferencias finitas para estos dos últimos casos (Noorany et al, 1999).

En cuanto al estudio del comportamiento constructivo del pedraplén se ha podido constatar:

- Los patrones tenso-deformacionales observados presentan:
  - a) Un primer tramo aproximadamente lineal.
  - b) Una posterior curvatura hasta una asíntota prácticamente horizontal.
  - c) Deformaciones a carga constante.
- La modelación elástica y lineal permite únicamente una buena estimación del valor medio de los asientos.

- La modelación elástica perfectamente plástica tampoco permite una reproducción de las curvas tensión-deformación registradas.
- La modelación elástica no lineal permite un buen ajuste de dichos registros.

Por último, respecto al estudio del comportamiento post-constructivo del mismo:

- La modelación viscoelástica adoptada resulta adecuada para reproducir el comportamiento post-constructivo observado.
- Las expresiones empíricas de ajuste de asientos en coronación revelan un comportamiento normal del pedraplén y tendente a la estabilización.
- La generalización de los cálculos visco-elásticos al proceso constructivo permite cuantificar infravaloraciones de la rigidez elástica instantánea superiores al 15% en caso de no considerarse el comportamiento viscoso desde el comienzo de la construcción.

A continuación, se realiza un resumen pormenorizado de los trabajos llevados a cabo y del conjunto de conclusiones derivadas de los mismos.

## 10.2 Resumen y conclusiones generales

Los trabajos desarrollados en la presente Tesis Doctoral, partían de una serie de objetivos expuestos en el primer capítulo de este documento.

Respecto de cada uno de los mismos se han materializado una serie de trabajos y obtenido una serie de resultados y conclusiones que se han ido exponiendo en cada uno de los restantes capítulos.

El resumen de dichas tareas así como las conclusiones de las mismas se presentan a continuación, estructuradas según dichos objetivos de partida:

***a) Revisión del estado del arte haciendo especial hincapié en lo referente a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en pedraplenes, modelos de comportamiento, herramientas de cálculo y ejemplos de comportamientos auscultados y modelizados.***

- A pesar de los grandes avances en la caracterización deformacional y resistente de los materiales propios de grandes rellenos de escollera, debido fundamentalmente a la dificultad intrínseca de la realización de ensayos, perduran hasta nuestros días algunas incertidumbres sobre el comportamiento de dichos materiales. Entre éstas, se puede destacar el grado de desconocimiento respecto al comportamiento para bajas presiones de confinamiento, así como para los niveles de compactación que realmente se consiguen en la ejecución de los rellenos y para trayectorias de tensiones distintas de aquellas que pueden reproducirse experimentalmente.
- En cualquier caso, el comportamiento tenso-deformacional de rellenos de tierra y escollera se ha podido caracterizar como inelástico, no lineal y altamente dependiente de la magnitud de los esfuerzos. Así, los distintos modelos existentes de naturaleza elástica lineal, elástica no lineal, elasto-plástica, visco-elástica, etc. permiten caracterizar parcialmente el comportamiento de estos materiales, teniendo en cuenta las limitaciones fundamentales expuestas.
- A su vez, potentes herramientas de simulación numérica basadas en la técnica de los elementos finitos o de las diferencias finitas, han permitido considerar de forma más o menos aproximada en el cálculo aspectos como la secuencia constructiva, condiciones de contorno particulares y distintas relaciones constitutivas de los materiales.
- Por último, la posibilidad de contraste entre los resultados del análisis y los registros de instrumentación de campo, ha permitido profundizar de manera significativa en el conocimiento del comportamiento de grandes presas y pedraplenes de carreteras, así como poner de manifiesto las limitaciones existentes al respecto, incluyendo la propia fiabilidad de los aparatos de lectura.

**b) *Exposición de la naturaleza y alcance de los trabajos de campo (relación de los trabajos de instrumentación y control) y, en especial, de aquellos llevados a cabo por el doctorando (diseño del tramo experimental, instalación de la instrumentación de control y auscultación del comportamiento constructivo y post constructivo).***

- La obra objeto del presente estudio, un pedraplén de carretera perteneciente al tramo Caudete de las Fuentes-Minglanilla de la Autovía Madrid-Valencia (A3), reúne una serie de características que la dotan de gran singularidad. De hecho, la gran altura y volumen del relleno de rocas, la disparidad de secciones transversales y su ubicación en el propio vaso del Embalse de Contreras, hacen que las referencias más asimilables a dicha obra sean los espaldones de aguas arriba de presas heterogéneas de materiales sueltos o los propios cuerpos de presa de aquéllas de pantalla impermeabilizante sobre relleno de escollera.
- Los trabajos fundamentales en cuanto al control de la obra y del comportamiento de la misma han consistido en la construcción de un tramo experimental, la realización de numerosos ensayos sobre materiales, la vigilancia de la calidad de ejecución así como la instalación y seguimiento de instrumentación de control (células de asiento, células de presión, inclinómetros verticales e hitos topográficos). En particular, el autor del presente trabajo asumió la responsabilidad de diseñar y supervisar la ejecución de dicho tramo experimental así como la instalación de las células según las prescripciones de proyecto y la lectura del conjunto de la instrumentación.

**c) *Síntesis de los datos de partida, de manera que se pueda acceder de manera clara y ordenada a los resultados del comportamiento del tramo experimental, los ensayos de control de calidad de materiales, control de ejecución y los registros de instrumentación.***

- Han resultado de gran utilidad los resultados obtenidos en cuanto a las características mecánicas, granulométricas y químicas de los materiales, los asientos producidos por el equipo compactador en el tramo de prueba, las densidades y porosidades conseguidas durante la ejecución, los registros de asientos y presiones verticales procedentes de las células instaladas, los desplazamientos verticales de los hitos topográficos en coronación así como la evolución de temperaturas, precipitaciones y situación de la lámina de agua durante todo el período de estudio.
- Por otra parte, algunos de los trabajos realizados y variables auscultadas se han mostrado demasiado erráticos o poco significativos en cuanto a la magnitud del valor medido. En particular, los ensayos de prueba de carga llevados a cabo y las medidas de desplazamientos horizontales registradas una vez finalizada la construcción tanto por la inclinometría como por los instrumentos de topografía permiten deducir simplemente una gran dispersión de valores en el primer caso y la aparente estabilidad del relleno como sólido rígido en el segundo.

- Resulta de especial relevancia la consolidación de los datos de asientos y presiones verticales obtenidos por la instrumentación de control, habiéndose realizado un registro de datos a escala semanal durante la construcción y mensual con posterioridad a la misma. En consecuencia, es posible acceder de manera clara y eficiente a una gran cantidad de registros para su posterior utilización, pudiéndose considerar este último aspecto como una de las aportaciones del presente trabajo, puesto que existe relativamente poca información sobre el funcionamiento de los sistemas de instrumentación.
- Si bien no se han realizado ensayos que posibiliten de manera directa caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de los materiales utilizados, se dispone de numerosas características y propiedades índice de los mismos a partir de las cuales es posible inferir parámetros deformacionales y resistentes publicados en la literatura técnica. Consecuentemente, se ha estimado que el conjunto de los datos de partida de los que se dispone constituye, con sus limitaciones, una base sólida de partida para llevar a cabo el estudio del comportamiento del pedraplén objeto de la presente Tesis.

***d) Estudio del proceso de compactación a partir de los datos del tramo experimental.***

- Los resultados de la realización de un tramo experimental indican una clara relación entre el número de pasadas de rodillo compactador y el porcentaje de asiento incremental registrado a consecuencia de éstas. Sin embargo, no pudo constatararse de manera clara el efecto del incremento de la humedad de compactación ni de la disminución del espesor de capa.
- Por otra parte, parece detectarse una gran influencia de la granulometría en los niveles de compactación resultantes. De hecho, la heterogeneidad en la distribución de tamaños observada en las distintas muestras ensayadas se constituye, al mismo tiempo, en la característica más determinante y que más dificulta el estudio del proceso.
- El valor de las porosidades que se obtuvieron en el tramo experimental puede considerarse bajo respecto a los valores medios que se recogen en la literatura técnica. Sin embargo, siempre que la fracción fina no sea de naturaleza práctica, y que quede garantizada la suficiente permeabilidad horizontal, podrían conseguirse propiedades mecánicas muy apropiadas según sostienen distintos investigadores.

- e) ***Establecimiento de una metodología de simulación del proceso constructivo y post-constructivo que incluye la propia elección del software utilizado, la determinación de las condiciones de contorno, la reproducción de la secuencia constructiva, la programación de distintos modelos constitutivos y la definición de la arquitectura de todos los programas de cálculo.***
- El software seleccionado para llevar a cabo el análisis del comportamiento tenso-deformacional del pedraplén durante el periodo constructivo (FLAC), resulta especialmente apropiado para la modelación elástica no lineal y la simulación del comportamiento plástico del material. En cualquier caso, su principal potencial como herramienta de investigación radica en la posibilidad de programación mediante el uso de un lenguaje interno (FISH).
  - Los programas confeccionados mantienen una arquitectura básica común y se basan en la adopción de modelos de comportamiento del material de naturaleza elástica lineal, elástica no lineal (incluyendo el cálculo de deformaciones de humectación), elastoplástica y viscoelástica.
  - La originalidad de los mismos consiste fundamentalmente en la simulación de las condiciones de contorno mediante una interfaz que permite el desplazamiento relativo bajo ciertas condiciones tensionales, la reproducción de la secuencia constructiva real y la metodología de organización de cálculos según la naturaleza de los distintos modelos.
  - Respecto a esta última cuestión, resulta de especial interés la aportación de una metodología propia de cálculo de las deformaciones de fluencia y humectación en el entorno de las diferencias finitas, así como la confección de todas las rutinas necesarias para una correcta simulación del comportamiento no lineal hiperbólico según la última formulación corregida de dicho modelo.
  - Por último, para cada uno de los modelos, se han estimado los rangos de variación factibles del valor de sus valores, definiéndose una estrategia de simulación común para el estudio de las tres secciones transversales instrumentadas.
- f) ***Aplicación de la metodología de cálculo, estimación y calibración de parámetros para modelos elásticos lineales, elásticos no lineales, elastoplásticos y viscoelásticos al estudio del comportamiento constructivo y post-constructivo del pedraplén, a partir de dicha herramienta numérica y del conjunto de registros de instrumentación disponibles para las tres secciones instrumentadas***
- Una vez seleccionado el software para llevar a cabo las simulaciones numéricas, confeccionados los programas de cálculo con una serie de características comunes, adoptado un rango de variación de los parámetros propios de distintos modelos constitutivos y definida una metodología de estudio del comportamiento tenso-deformacional del pedraplén, se realiza el estudio de dicho comportamiento para las tres secciones de referencia instrumentadas.

*f.1) Período constructivo (4 12 97-26 8 98)*

- Si bien todos los registros procedentes de la instrumentación (lecturas efectuadas a escala semanal) eran potencialmente utilizables para el contraste y calibración de las simulaciones (gracias a que la densidad de malla permite la reproducción de la secuencia constructiva real), algunos resultados fueron descartados a priori debido a su poca verosimilitud. En cualquier caso, se han tenido en consideración un total de 240 registros correspondientes a 21 sensores, respecto de los cuales se aporta un análisis estadístico en el Anexo I.
- Por otra parte, los resultados de las células de presión total resultan erráticos en valor absoluto, habiéndose comprobado como corresponden con los valores teóricos, afectados por coeficientes de escala muy dispares entre sí. Por tanto, si bien no pueden tomarse como referencia los registros en valor absoluto procedentes de dichas células, se dispone de un contraste positivo de la bondad del conjunto de las simulaciones en cuanto a la reproducción de la forma de puesta en carga del relleno.
- La principal característica de los patrones deformacionales auscultados para las secciones a media ladera (Secciones 1 y 2), consiste en presentar un primer tramo lineal y una marcada curvatura posterior. En cuanto a los patrones tenso-deformacionales auscultados a partir de la instrumentación de la Sección 3, destaca su carácter lineal así como la constatación de un significativo aumento de la deformación para situaciones de carga constante o cuasi constante.
- La modelación elástica y lineal permite una estimación razonable del valor de los asientos medios medidos pero es lógicamente incapaz de reproducir el comportamiento tenso-deformacional marcadamente no lineal auscultado.
- La modelación elástica (lineal) y perfectamente plástica, no supone una mejora significativa respecto de la modelación elástica y lineal en cuanto a la reproducción de los patrones tenso-deformacionales auscultados. De hecho, no es capaz de reproducir la magnitud de los desplazamientos medidos siquiera en el supuesto ficticio de que el relleno se encontrara en el umbral de colapso plástico.
- Puede afirmarse que la modelación elástica no lineal implementada (modelo hiperbólico corregido por Duncan et Al en 1980) es capaz de reproducir la no-linealidad auscultada en las secciones 1 y 2 asumiendo valores medios de sus parámetros (inferidos a partir de los resultados de triaxiales publicados).
- Por último, el hecho de haberse registrado en la Sección 3 deformaciones para situaciones de carga constante o cuasi “constante” para situaciones tensionales muy alejadas de la situación de fallo a cortante, permitirían constatar la importancia de fenómenos de naturaleza viscosa que se solapan a los estudiados desde el comienzo de la construcción del pedraplén.

*f.2.) Periodo post-constructivo (26 08 98-4 07 00)*

- El conjunto de las células instaladas permite observar tras la finalización de la construcción un comportamiento deformacional de naturaleza viscosa y una clara estabilización posterior de la estructura, aspecto contrastado con las lecturas de topografía. Sin embargo, no permite un estudio posterior a esta estabilización (principios de 1999) debido a la falta de consistencia de muchos de los datos registrados por los sensores con posterioridad.
- El control topográfico en coronación permitió medir, a partir de dicha fecha (07/01/99), tanto la magnitud de los desplazamientos verticales como constatar la escasa magnitud de los mismos en dirección horizontal (de valor máximo próximo al centímetro), no pudiéndose establecer si quiera alguna dirección preferente de dichos desplazamientos.
- Los trabajos planteados a partir los datos de partida disponibles han consistido en estimar la Constante de Fluencia del material con tres registros topográficos (Enero 1999, Diciembre 1999 y Julio 2000) por sección, contrastar los resultados que se obtendrían del análisis una vez ajustada dicha constante con las medidas de las células entre el final de la construcción (Agosto de 1998) y principios de 1999 y, por último, estimar la magnitud de los desplazamientos de fluencia que probablemente hayan tenido lugar durante el proceso constructivo.
- Respecto al primero de dichos trabajos, los resultados obtenidos indican que el valor de la Constante de Fluencia ( $F_k$ ) que mejor representa el comportamiento viscoso de las Secciones 1 y 2 es ligeramente superior a  $0.325 \times 10^{-8}$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ), resultando el que mejor representa el comportamiento viscoso de la Sección 3 ligeramente inferior a  $0.65 \times 10^{-8}$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ). Además, de la evolución de desplazamientos (incrementos porcentuales) resultante de la modelación (dependiente de los logaritmos de todos los tiempos de puesta en obra de cada una de las capas respecto los distintos tiempos finales), se deduce una pequeña sobre-estimación de los asientos realmente producidos en el primer semestre de 2000.
- En cuanto al segundo, los asientos calculados para la Sección 3 tanto en orden de magnitud absoluto como en valor relativo entre sensores se ajustan muy bien a los valores medidos por las células durante el periodo de tiempo considerado. Sin embargo, en el caso de las Secciones 1 y 2, los asientos calculados son muy dispares a los medidos tanto en valor absoluto como en valor relativo entre sensores.
- Por último, los asientos incrementales de naturaleza viscosa entre la construcción de cada una de las capas del pedraplén, resultan de pequeña magnitud en comparación con los instantáneos derivados del incremento de carga en las tres secciones de referencia, si bien implican infravaloraciones medias de la rigidez "elástica" del relleno en torno a un 15 por ciento.

- Como complemento al análisis numérico, de entre las numerosas expresiones existentes, se compara el ajuste de los asientos registrados en coronación de las tres secciones del pedraplén con las expresiones empíricas propuestas por Lawton (1964) y Clements (1984), así como con el criterio de estabilidad de Dascal (1987), advirtiéndose un comportamiento claramente normal y tendente a la estabilización.
- g) Formulación y puesta a punto de una herramienta de cálculo de las deformaciones de humectación en el entorno de las diferencias finitas que, junto con la desarrollada para la reproducción de las deformaciones de fluencia, permita una estimación de los asientos máximos hasta finales de 2010.***
- Los asientos máximos estimados en coronación desde Julio de 2000 hasta Diciembre de 2010, sin considerar una posible subida del nivel del embalse son del orden de 3, 7 y 12 centímetros para las Secciones 1, 2 y 3 respectivamente.
  - A su vez, se estima que el pedraplén se haya estabilizado (según el criterio de Dascal) con bastante anterioridad a la finalización de la década.
  - Por otra parte, dada la particular geometría de las secciones susceptibles de inundación, se deduce del cálculo de las deformaciones de humectación (hasta una altura máxima sobre el pie del pedraplén de 38 metros) la escasa repercusión de dichas deformaciones sobre la coronación del mismo.

### 10.3 Posibilidad de futuras investigaciones

Los campos para el desarrollo de futuras investigaciones deben comprender al menos los siguientes aspectos básicos:

- Puesta en marcha de nuevas campañas de ensayos de laboratorio de grandes dimensiones, de manera que pudiera profundizarse en las principales incertidumbres sobre el comportamiento de los materiales propios de grandes pedraplenes y espaldones de presas de escollera.
- Profundización en el uso de herramientas de cálculo basadas en la técnica de los elementos discretos que, junto con la realización de las campañas experimentales mencionadas, pudieran permitir caracterizar y modelar comportamientos de dichos materiales que resultan imposibles de reproducir mediante la mecánica de los medios continuos.
- Continuación del estudio de los modelos existentes, en particular aquellos que incorporan fenómenos de reblandecimiento y rigidización así como el acoplamiento entre el comportamiento elástico, plástico y viscoso, de manera que pueda disponerse de mayor experiencia y referencias en cuanto a la caracterización de sus parámetros.
- Mantener el esfuerzo de modelación y realización de “back analysis” en todas aquellas realizaciones en que sea posible, así como desarrollar criterios de proyecto de sistemas de instrumentación lo más adecuados posibles a cada tipo de obra.
- En particular, el sistema de control sobre el pedraplén inundable objeto de los trabajos de investigación va a seguir en activo y permitirá contrastar la bondad de las predicciones sobre desplazamientos a largo plazo efectuadas. A su vez, se ha tratado de presentar toda la información referente a los registros de instrumentación y programas de cálculo de manera que sean fácilmente accesibles para que pueda servir de base a posibles investigaciones futuras.

## BIBLIOGRAFIA

## BIBLIOGRAFIA

Alonso E., Batlle F., Gens A., Loret A. y Delage C. "Análisis de la construcción y llenado de presas de materiales sueltos". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. pp 191-204. Octubre 1993.

Arcos A., Kabasy M. y Uriel S. "Evaluación de las deformaciones debidas a la saturación del espaldón de aguas arriba en presas de materiales sueltos". VI Jornadas españolas de presas. Málaga. Junio 1999.

Barton N.R., Lien R. And Lunde J. "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". Rock Mechanics. Nº6 pp. 189-239. 1974

Barton N. y Kjaernski B. "Shear strength of rockfill". ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol 107, no GT7, pp. 873-892. 1981.

Bertram G. "Field Tests for compacted rockfill". Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons. 1973.

Bishop A.W. "Discussion of shear strength of soil other than clay". Proceedings of the geotechnical Conference. Vol II, pp. 201-204. 1967.

Bonnaire, F. "Post-construction settlements of rockfill and embankment dams". Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety. Luis Berga. Barcelona. España. 1998.

Boughton, N.O. "Elastic analysis for behaviour of rockfill". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol 96. SM5. 1970.

Bravo G., Uriel S., Olalla C. y Perucho A. "Análisis de los asentos post-constructivos de la coronación de una presa durante el llenado del embalse". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.

Brown, C.B. and King, I.P. "Automatic embankment analysis: equilibrium and inestability conditions". Geotechnique. Vol. 16. No 3.1966.

Byrne P.M., Cheung H. And Yan L. "Soil parameters for deformation analysis of sand masses". Canadian Geotechnical Journal, 24, pp 366-376. 1987.

Burland J.B. and Roscoe K.H. "Local strains and pore pressure in a normally consolidated clay layer during one-dimesional consolidation". Geotechnique, 19. No 3. 1969.

Central Board of Irrigation and Power. Balkema. Ministry of Water Resources of India. "Finite element analysis to determine stresses and deformations in membrane type rockfill dam". Balkema. 1992.

Charles, J.A. "The use of one-dimensional compression test and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments". Building Research Stablishment. Current Paper 51 CP 51/76. 1976.

Charles, J.A. and Watts, K.S. "The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. Geotechnique 30, No 4, 389-392. 1980.

Charles J.A. and Soares M.M. "Stability of compacted rockfill slopes". Geotechnique 34, nº1, pp. 353-367. 1984.

Charles, J.A. "Laboratory compression tests and the deformation of rockfill structures" Advances in rockfill structures. NATO. ASI Series Vol. E-200. Ed. Maranha das Neves. Chapter 5. 1990.

Clements, R.P. "Post-construction deformation of rockfill Dams". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, N°7. July 1984.

Clough R.W. y Woodward R.J. "Analysis of embankment stresses and deformations", ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol 93, SM4, pp. 529-549. 1967.

Clough G.W. "Finite element analyses of Soil-Structure interaction in U-Frame Locks". Dissertation presented to the University of California, Berkeley, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. 1969.

Cooke B.J. "Progress in rockfill dams". Journal of Geotechnical Engineering. Vol.110, No10. October 1984.

Cundall P.A. "A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems". Symposium of International Society of Rock Mechanics. Francia. 1971.

Cundall P.A. and Strack O.D.L. "A discrete numerical model for granular assemblies". Geotechnique, 29, 47-65. 1979.

Cundall P.A. and Hart R.D. "Numerical modeling of discontinua". Engineering computations 9(2), 101-103. 1992.

Cundall P.A. "Explicit finite-difference methods in geomechanics". 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Virginia. 1976

Dascal O. "Post-construction deformations of rockfill dams". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. Volumen 113, N°1. Enero 1987.

De Mello, V.F.B. "Reflexions on design decisions of practical significance to embankment dams". 17<sup>th</sup> Rankine Lecture. Geotechnique 27, No. 3, 281-354. 1977.

Desai C.S. and Siriwardane H.J. "Constitutive laws for engineering materials". Prentice Hall Inc. 1984.

Dibiagio E. "General Report to Question 78: Monitoring of dams and their foundations". 20<sup>th</sup> International Congress on Large Dams. Beijing, China. Septiembre de 2000.

Duncan J.M. and Chang C. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 96, SM5, pp. 1629-1651. 1970.

Duncan J.M., Byrne P., Wong K. and Mabry P. "Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses". University of California, Berkeley. 1980.

Duncan J.M., Seed R.B., Wang K.S. and Ozawa Y. FEADAM 1984: A computer program for finite element analysis of dams. Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg. 1984.

Escuder I., Yuste J. and Bovio G. "Control and instrumentation for a one hundred meters high embankment". International Symposium on Hard Soils Soft Rocks. Nápoles 1998.

Escuder I, Andreu J. y Rechea M. "Modeling of constructional behaviour for a one hundred meters high embankment in Spain". Proceedings of the International Flac Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Minneapolis, 1999.

Escuder I. "Synthesis of Dam Safety Protocol". Thesis submitted in partial fulfillment of the degree of Master of Science in Engineering. University of Wisconsin. Milwaukee 1996.

Estaire J., Uriel S. y Olalla C. "Aplicación del modelo hiperbólico para reproducir el fenómeno del colapso en presas de materiales sueltos". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.

Flac Manuals. Itasca, Minneapolis. 1994.

Fungamalli, E. "Tests on cohesionless materials for rockfill dams". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol 95, SM1, pp 313-330. 1969.

Gamboa J. and Benassini A. "Behaviour of Netzahualcoyotl Dam during construction". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 93, SM4, pp. 211-219. 1967.

Garga H. and Townsend D.R. "Mechanisms of massive failure for flow through rockfill embankments" Canadian Geotechnical J.32 pp. 927-938. 1995.

Garga H. and Townsend D.R. "Selection and application of a one-dimensional non-Darcy flow equation for two-dimensional flow through rockfill embankments". Canadian Geotechnical J.32 pp. 223-232. 1995.

Good, R.J. "Kangaroo Creek Dam-use of a weak schist as rockfill for a concrete face rockfill dam". Twelfth ICOLD Congress. Vol I. Q44-R33, pp 645-665. 1976.

Green G.E. "Strength and deformation of sand measured in an independent stress control cell". Stress-strain behavior of soils. Proceedings Roscoe Memorial Symposium. pp. 285-273. Cambridge. England. 1971.

Hacelas J. y Ramirez C. "Discussion on the 18<sup>th</sup> Terzagui Lecture" Progress in Rockfill Dams" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol.112, February 1986.

Hardin B.O. and Drenevich V.P. "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 98, SM7, pp. 667-692. 1972.

Hoek E. y Brown E.T. "Under ground excavations in rock". London Instn. Min, Metall. 1980.

Hoek E. "Estimation Mohr-Coulomb friction and cohesion values from de Hoek-Brown failure criterion". International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics. 1990.

Jiménez Salas, J.A. "Núcleos, espaldones y escollera: estudio de préstamos y características de los materiales". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.

Johnson, H.A. "Flow through rockfill dam". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. February 1971.

Justo J.L., y Saura, J. "Three-dimensional analysis of Infiernillo Dam during construction and filling of the reservoir". In. J. Numerical Methods and Geomechanics. Wiley, 7:225-243. 1983.

Justo J.L., Cañete P. y Del Campo J. "El empleo de rocas de baja resistencia en los espaldones de presas de materiales sueltos". Revista de Obras Públicas. Mayo-Junio 1985.

Justo J.L., Saura J. y Segovia F. "A three-dimensional finite element method for the study of the behavior of embankment dams with thin earth core during construction and filling of the reservoir". De Mello's volume, 217-224. 1989.

Justo, J.L. "Collapse: its importance, fundamentals and modelling". Advances in rockfill structures. NATO. ASI Series Vol. E-200. Ed. Maranha das Neves. Chapter 6. 1990.

Justo, J.L. "Test fills and in situ tests. NATO. ASI Series Vol. E-200. Ed. Maranha das Neves. Chapters 7. 1990.

Khalid S. "A study of stresses and deformation in rockfill dam with face membrane". Thesis presented to the University of Roorkee. India. 1983

Kondner R.L. "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 89, SM1, pp. 115-143. 1963.

Kondner R.L. and Horner J.M. "Triaxial compression of a cohesive soil with effective octahedral normal stress control". Canadian Geotechnical Journal, Vol. II, No.1, pp.40-52. 1965.

Krizek R.J. "Soil reology. Class Notes". Northwestern University. 1968.

Krizek R.J., Farzin M. H. and Wissa AEZ. Evaluation of stress cell performance. Proc ASCE, Vol 100, GT 12, pp 1275-1295. 1974.

Kulhawy F.H. "Finite element analysis of the behaviour of embankments". Dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering in The Graduate Division of the University of California, Berkeley. 1969.

Kulhawy F.H., Duncan J.M. y Seed H.B. "Finite Element Analyses of Stresses and movements in embankments during construction". Informe N° TE 69-4, Universidad de California, Berkeley. 1969.

Lade P.V. "The stress strain and strength characteristics of cohesionless soils". Thesis presented to the University of California, Berkeley. 1972.

Lade P.V. and Duncan J.M. "Cubical triaxial tests on cohesionless soil". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. SM10. 1973.

Lawton, F.L. and Lester M.D. "Settlement of Rockfill Dams". 8<sup>th</sup> International Congress on Large Dams, V.3 Edimburgh, 1964.

Lee K.L and Seed H.B. "Drained Strength Characteristics of Sands". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, November 1967.

Leps T. "Review of shearing strength of rockfill". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 96, SM4, pp. 1159-1170. 1970.

Leps T. "Flow through rockfill". Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons. 1972.

Macías Márquez J.M., Sánchez Caro F.J. y Soriano A. "Comportamiento de la presa de Ribera de Gata". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.

Maranha Das Neves E. y Veiga Pinto A.A. Enrocamentos. Actualizacáo de conhecimentos, estudos experimentais e aplicacões em barragens e vias de comunicacáo. National Laboratory of Civil Engineer (LNEC), relatório interno, pp. 1-135. 1977.

Marachi N.D., Chan C.K., Shed H.B. y Duncan J. "Strength and deformation characteristics of rock materials". Report TE-69-5 for the State of California Department of Water Resources. University of California. Berkeley, 1969.

Marachi N.D., Chan C.K. and Seed H.B. "Evaluation of properties of rockfill materials". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 98, SM1, pp. 95-114. 1972.

Marsal R.J.. "Estudio de las propiedades mecánicas de arenas finas. Construcción de las terracerías de la Presa Alvaro Obregón". Reunión de verano de ASCE. Mexico. 1949.

Marsal R.J. "Contact Forces in Soil and Rockfill Materials". Proc. 2<sup>nd</sup> Panamerican Conference. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering. Breasil. 1963.

Marsal R.J. "Stochastic processes in the grain skeleton of soils". Proceedings 6<sup>th</sup> International Conference of the Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. 1965.

Marsal R.J. and Ramirez de Arellano L. "Performance of El Infiernillo Dam, 1963-1966". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 93, SM4, pp. 265-298. 1967.

Marsal R.J. and Raul J. "Mechanical properties of rockfill". Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume, John Wiley and Sons. 1973.

Marsal R.J. Presas de tierra y enrocamiento. Capitulo 10: Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas. UNAM, México. 1975.

Marsal R.J. y Fuentes de la Rosa A. "Mechanical properties of rockfill soil mixtures". Congreso Internacional de Grandes Presas. México. 1976.

Matheson G.M. "Relation between compacted rockfill density and gradation". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 112, N°12. 1986.

Maurandi A., Sánchez Caro F.J. y Soriano A. "Interpretación de los datos de auscultación de la presa de La Pedrera". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.

Ministerio de Obras Públicas. Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y Puentes. España. 1975.

Ministerio de Obras Públicas. Terraplenes y pedraplenes. España. Febrero de 1989.

Naylor D.J. and Jones D.B. "Constructional deformations in rockfill dam". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. SM12, pp. 1170-1173. 1973.

Naylor D.J. "Finite Element Methods for fills and embankment dams". Advances in rockfill structures. NATO. ASI Series Vol. E-200. Ed. Maranha das Neves. Chapters 12. 1990.

Nobari E.S. and Duncan J.M. "Effect of reservoir filling on stressess and movements in Earth and Rockfill Dams", Report nº T-72-1, Office of Research Services, University of California, Berkeley, USA. 1972.

- Noorany I., Frydman S. and Detournay C. "Prediction of soil slope deformation due to wetting". Proceedings of the International Flac Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Minneapolis, 1999.
- Olalla C., Estaire J., y Uriel, S. "Reproducción numérica del fenómeno de colapso mediante el acoplamiento de tensiones y deformaciones". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Ozawa Y. and Duncan J.M. "Elasto plastic finite element analysis of sand deformations". 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Virginia. 1976.
- Parkin A.K., Trollope D.H. and Lawson J.D. "Rockfill structures subject to water flow". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 92, SM-, pp. 135-151. 1966.
- Parkin A.K. "Field solutions for turbulent seepage flow". ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. January 1971.
- Parkin A.K. "Coefficient of Consolidation by the velocity method". Geotechnique 28; 4, 472-474. 1978.
- Parkin A.K. "Creep of Rockfill". Advances in rockfill structures. NATO. ASI Series Vol. E-200. Ed. Maranha das Neves. Chapter 9. 1990.
- Peck R.B. "Influence of non technical factors on the quality of embankment dams". Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume, John Wiley and Sons. 1973.
- Penman A., Burland J.B. and Charles J.A. "Observed and predicted deformations in a large embankment dam during construction". Proc. Institution of Civil Engineers. Vol 49, pp. 1-21. 1971.
- Penman A. "Rockfill" CP 25/71. Building Research Stablishment, pp. 6-8. Garston, Watford, Reino Unido. 1971.
- Penman A. and Charles J.A. "Constructional deformations in a rockfill dam". Dams and Embankments. BRE Building Research Series, 6:18-45. 1972.
- Penman A. and Charles J.A. "The quality and suitability of rockfill used in dam construction". XII ICOLD Congress, Mexico, Vol I, Q44-R26. 1976.
- Purzin A.M. and Burland J.B. "A logarithmic stress-strain function for rocks and soils" Geotechnique 46, No.1, 157-164. 1996.
- Ramamurthy T. And Gupta K.K. "Prediction of the behavior of rockfill materials". Proceedings of the third Australia-New Zeland Conference on Geomechanics, Wellington, New Zeland. Vol 3, pp. 13-18. 1980.
- Rodriguez-Miranda M.A. y Lancha E.. "Comportamiento de un gran pedraplén construido con un talud de 45°". Revista de Obras Públicas, Junio 1977, pp.479-490. 1977.
- Romana M., Bayán B. y Buzón J.M. "Pedraplén de ensayo en la presa de Huesna". Simposio sobre terraplenes, pedraplenes y otros rellenos. Santander. 1985.
- Romero R. y Zúnica L. Estadística. Universidad Politécnica de Valencia. 1993.
- Roscoe KH. "The determination of strains in soils by an X-Ray method. Civil Engineering and Public Works Review. August 1963.

- Roscoe K.H. "The influence of strains in soil mechanics". *Geotechnique* 20, No.2. 1970.
- Saboya F. and Byrne P.M. "Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams". *Canadian Geotechnical*, J.30. 690-701. 1993.
- Scott R.F. and Ko H.Y. "Stress deformation and strenght characteristics". *Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico City. Mexico. State of the Art Volume, pp 1-49. 1969.
- Sherard J. L. and Cooke B. "Concrete face rockfill dams: 1. Assesment". *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. Octubre 1987.
- Skempton A.W. "The pore pressure coefficients A and B". *Geotechnique*, Vol.4, No4, pp.29-41. 1954.
- Skermer N.A. Finite element analysis of el infiernillo dam. *Canadian Geotechnical*. Jnl 10, No2, 129. 1973.
- Sánchez F.J. y Soriano A. "Deformaciones en presas de materiales sueltos". VI Jornadas españolas de presas. Málaga. 1999.
- Soriano A., Sánchez Caro F.J. y Macías J.M. "Presa de Rivera de Gata: primer llenado". *Revista de Obras Públicas*. pp. 169-184. Enero-Febrero 1992.
- Soriano, A., "El comportamiento de presas de materiales sueltos y su auscultación". Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Soriano A. y Sánchez Caro F.J. "Deformaciones de humectación en escolleras, simulación numérica". V Jornada española de presas, Valencia 1996: Comportamiento y seguridad de presas existentes. Riesgos aceptables. 1996.
- Soriano A. y Sánchez Caro F.J. "Sobre la evaluación de la seguridad de las presas de materiales sueltos". *Revista de Obras Públicas*. Diciembre 1997.
- Tanaka T. and Nakano R. "Finite element analysis of Miyama Rockfill Dam". *Numerical Methods in Geomechanics*. 1976.
- Terzaghi, K. "Discussions on Salt Springs and Lower Bear River". *Transaction, ASCE*, Vol. 125. 1960.
- Turner M.J., Clough R.W., Martin H.C. and Topp L.C. "Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures". *J.Aero. Sci.* Vol. 23, No 9: September 1956.
- Uriel S., Olalla C. y Estaire J. "Pronóstico de deformaciones diferidas y con mediciones reales en el primer llenado de la Presa de Canales". VI Jornadas españolas de presas. Málaga. Junio 1999.
- Utrillas J.L., Soriano A. y Sánchez Caro F.J. "Presa de Tous. Modelo de movimientos del cuerpo de presa". V Jornada española de presas, Valencia 1996: Comportamiento y seguridad de presas existentes. Riesgos aceptables. 1996.
- Utrillas JL. "Instrumentation of Tous Dam". 20<sup>th</sup> International Congress on Large Dams. Beijing, China. Septiembre de 2000.
- Veiga A. "Monitoring an safety evaluation of rockfill dams". *Advances in rockfill structures*. NATO. ASI Series Vol. E-200. Ed.Maranha das Neves. Chapter 16. 1990.

Vermeer P.A. and de Borst R. "Non-associated plasticity for soils, concrete and rocks". Heron, Delft. 1984.

Wilson S.D. "Deformation of earth and rockfill dams". Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons. 1972.

Wilson S.D. "Investigation of embankment performance" ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. vol 93, SM4, pp. 135-156. 1967.

Wilkins, J.K. "Decked Rockfill Dams". Civil Engineering. Transactions of the Institution of Engineers, Australia. 1968.

Yasuda N. and Matsumoto N. "Comparisons of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic and cycling loading laboratory tests and in situ tests". Canadian Geotechnical J.31. pp. 162-174. 1994.

## ANEXO I

### ESTUDIO DE LA VARIABLE ALEATORIA “MODULO DE ELASTICIDAD SECANTE”

### A.I.1 Introducción y objetivo

El análisis del comportamiento constructivo y la bondad de las simulaciones numéricas llevadas a cabo se ha contrastado con los resultados de asientos de 21 sensores, distribuidos en tres secciones transversales distintas y ubicados en cinco niveles que se centralizan en sendas casetas de toma de datos.

El total de resultados procedentes de dichos sensores durante el período constructivo es superior a doscientos y cada uno de los mismos ha sido registrado en un instante (tiempo) en particular, y para una situación tensional concreta del estrato comprimido por debajo de la ubicación de cada sensor en cuestión.

Existen numerosas experiencias, algunas de ellas referenciadas en el Capítulo I (Antecedentes), en los cuales se han establecido conclusiones, validado modelos de cálculo o realizado "back analysis" a partir de muy pocos datos referidos a uno o un pequeño grupo de sensores.

Por tanto, de alguna manera puede afirmarse que, cuando se caracteriza a estas grandes masas de escollera (p.e. en cuanto a su rigidez, Módulo de Elasticidad promedio, etc.) se desconoce si quiera un orden de magnitud en cuanto a la variabilidad de dichos resultados en caso de haber sido tomados por otro sensor, situado en otra localización y en otros instantes asociados a diferentes etapas de la puesta en carga.

Esta variabilidad en los registros, que se aprecia de manera cualitativa al observar los mismos, ha sido tenida en cuenta en el Capítulo VII (Estudio del comportamiento constructivo) mediante la obtención de las diferencias cuadráticas medias como una medida de la bondad del ajuste de las distintas simulaciones.

El *objetivo* del presente Anexo consiste en llevar a cabo un análisis estadístico de los resultados registrados por la instrumentación durante el período constructivo de manera que permita profundizar en la naturaleza de los registros obtenidos así como cuantificar la variabilidad global de los datos.

En particular, resulta de especial interés aquella parte de la misma que pudiera ser explicada por los propios sensores u otra serie de características asociadas a la toma de cada uno de los datos (tiempo transcurrido desde la puesta en obra del estrato comprimido, tensiones principales medias en dicho estrato, etc.)

Para ello, la propiedad del pedraplén que se define como variable aleatoria es el Módulo de elasticidad secante que se ajustaría, en un análisis de naturaleza elástica y lineal, con cada una de las lecturas de asiento efectuadas por separado (asumiendo la distribución de tensiones propia del cálculo).

La elección de esta variable permite, potencialmente, profundizar en la mayor o menor adecuación de los distintos modelos constitutivos utilizados en la presente tesis para "explicar" los registros de instrumentación.

Consecuentemente, se han llevado a cabo tres tareas fundamentales:

- Cálculo de 202 valores de la variable aleatoria "Módulo de Elasticidad Secante".

A partir de sendos valores de asientos registrados por la instrumentación (mediante cálculo elástico y lineal, haciendo uso de una técnica de interpolación para aproximar aquel valor de dicha variable que se habría obtenido para el pedraplén en el caso de disponer de cada uno de los registros de instrumentación por separado).

- Descripción estadística de la variable aleatoria

Obtención de las características muestrales (o características de los datos obtenidos) y estimación de las características de la población o poblaciones que podrían haber originado dicha muestra.

- Análisis de la variabilidad de la variable aleatoria.

Cuantificación, mediante procedimientos ANOVA y de regresión múltiple, de la variabilidad explicada por las características más importantes asociadas a la toma de datos (sensor, tiempo transcurrido desde el comienzo de la construcción, estado tensional, etc.)

Los siguientes apartados resumen las mencionadas tareas así como las conclusiones que se han derivado de las mismas.

### A.I.2 Cálculo de los valores de la variable aleatoria.

La Tabla A.I.1, muestra el resultado del Módulo de elasticidad secante obtenido del modelo elástico y lineal que permite reproducir la magnitud de cada uno de los valores de asiento registrados. Los resultados correspondientes a los sensores número 8, 10 y 26 han sido excluidos "a priori" del análisis por los motivos expuestos en el Capítulo VII.

ID	Es	ID	Es	ID	Es	ID	Es	ID	Es	ID	Es
C2-1	597	C4-12	138	C12-6	93	C18-12	232	C22-11	971	C30-7	390
C2-2	285	C4-13	148	C12-7	85	C18-13	227	C22-12	877	C30-8	369
C2-3	186	C4-14	170	C12-8	79	C18-14	229	C22-13	803	C30-9	304
C2-4	242	C4-15	162	C12-9	76	C18-15	216	C22-14	820	C30-10	302
C2-5	213	C4-16	220	C12-10	64	C18-16	210	C22-15	820	C32-4	254
C2-6	236	C4-17	174	C14-4	472	C18-17	223	C22-16	767	C32-5	281
C2-7	235	C4-18	179	C14-5	412	C20-1	231	C22-17	854	C32-6	287
C2-8	225	C4-19	191	C14-6	593	C20-2	436	C24-1	447	C32-7	266
C2-9	233	C4-20	196	C14-7	370	C20-3	443	C24-2	517	C32-8	244
C2-10	218	C4-21	146	C14-8	297	C20-4	518	C24-3	249	C34-4	836
C2-11	288	C4-22	76	C14-9	248	C20-5	525	C24-4	239	C34-5	663
C2-12	274	C6-1	169	C14-10	279	C20-6	496	C24-5	237	C34-6	537
C2-13	296	C6-2	480	C16-1	921	C20-7	413	C24-6	218	C34-7	627
C2-14	287	C6-3	857	C16-2	750	C20-8	335	C24-7	228	C34-8	475
C2-15	240	C6-4	1000	C16-3	567	C20-9	340	C24-8	211	C36-4	702
C2-16	284	C6-5	275	C16-4	416	C20-10	333	C24-9	218	C36-5	446
C2-17	291	C6-6	306	C16-5	425	C20-11	334	C24-10	226	C36-6	621
C2-18	306	C6-7	217	C16-6	322	C20-12	312	C28-1	215	C36-7	534
C2-19	308	C6-8	277	C16-7	239	C20-13	322	C28-2	614	C36-8	440
C2-20	292	C6-9	328	C16-8	209	C20-14	309	C28-3	486	C38-4	316
C2-21	338	C6-10	248	C16-9	170	C20-15	297	C28-4	525	C38-5	656
C2-22	417	C6-11	244	C16-10	138	C20-16	297	C28-5	569	C38-6	582
C4-1	378	C6-12	202	C18-1	192	C20-17	307	C28-6	489	C38-7	368
C4-2	234	C6-13	198	C18-2	233	C22-1	657	C28-7	421	C38-8	351
C4-3	173	C6-14	188	C18-3	294	C22-2	1455	C28-8	392	C40-4	570
C4-4	183	C6-15	206	C18-4	321	C22-3	1589	C28-9	414	C40-5	502
C4-5	141	C6-16	167	C18-5	294	C22-4	2287	C28-10	346	C40-6	449
C4-6	136	C6-17	145	C18-6	290	C22-5	1170	C30-1	1385	C40-7	395
C4-7	132	C12-1	59	C18-7	229	C22-6	1447	C30-2	1069	C40-8	296
C4-8	136	C12-2	203	C18-8	238	C22-7	848	C30-3	535	C42-2	270
C4-9	136	C12-3	126	C18-9	261	C22-8	856	C30-4	448	C42-3	194
C4-10	124	C12-4	122	C18-10	250	C22-9	1028	C30-5	445	C44-2	545
C4-11	136	C12-5	109	C18-11	242	C22-10	923	C30-6	389	C44-3	440
		C46-2	407	C46-3	381	C48-2	272	C48-3	243		

Tabla A.I.1. Datos obtenidos de la variable aleatoria.

En dicha tabla, el número que acompaña a la letra inicial "C" corresponde al sensor de asiento, y el número tras el guión indica el orden de registro dentro de cada célula o sensor. Los resultados del Módulo de elasticidad secante se encuentran expresados en Kilopondios por centímetro cuadrado ( $Kp/cm^2$ ).

En cuanto aquellas características asociadas a cada una de las lecturas de instrumentación, se esquematizan en la Figura A.I.1.:

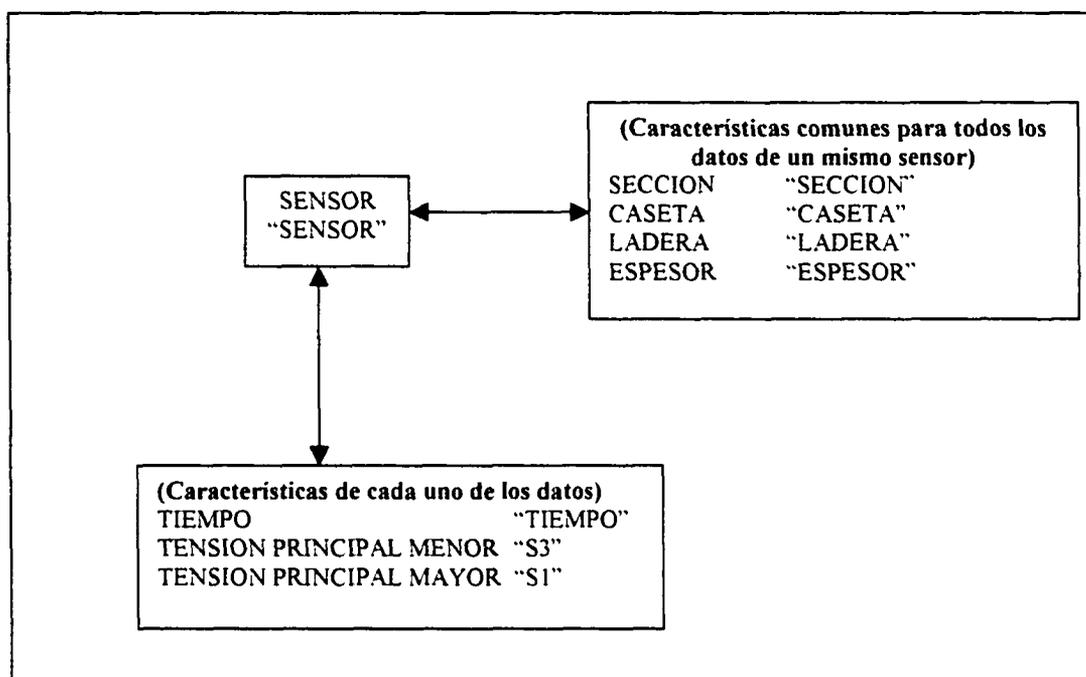


Figura A.I.1. Características asociadas a las lecturas de instrumentación.

Donde, las características comunes a todos los registros de cada sensor son:

- "SENSOR" = Cada uno de los sensores en los que se han registrado las lecturas.
- "SECCION" = Sección transversal donde se ubica dicho sensor (Valores 1, 2 y 3).
- "CASETA" = Caseta donde se centraliza cada sensor (Valores 1, 2, 3, 4 y 5).
- "LADERA" = Distancia mínima en horizontal desde cada sensor al exterior del pedraplén.
- "ESPESOR" = Espesor del estrato comprimido bajo la ubicación de cada sensor.

Y las características particulares de asociadas a cada lectura de dichos sensores son:

- "TIEMPO" = Tiempo transcurrido entre la construcción del estrato comprimido ubicado bajo cada sensor y la toma de cada lectura de dicho sensor.
- "S3" = Tensión principal menor asociada al estrato comprimido ubicado bajo cada sensor para la situación de carga correspondiente a cada lectura de dicho sensor.
- "S1" = Tensión principal mayor asociada al estrato comprimido ubicado bajo cada sensor para la situación de carga correspondiente a cada lectura de dicho sensor.

### A.I.3 Descripción estadística de la muestra.

La primera fase del análisis consiste en la descripción estadística de los datos obtenidos (muestra). Para ello, se han estudiado las características más significativas del conjunto de los valores así como de sus logaritmos.

La Tabla A.I.2 resume los resultados del análisis descriptivo llevado a cabo:

Muestra	N	Media	Varianza	Desviación típica	Mínimo	Máximo	Sesgo	Curtosis
"Result"	202	392.5	89296.7	298.82	58	2287	15.13	28.85
"Log Result"	202	5.76	0.39	0.63	4.07	7.73	1.36	1.11

Tabla A.I.2. Resultados del análisis descriptivo de la muestra

Por otra parte, se ha calculado el histograma o función de distribución empírica de ambas, de los que se extraen los percentiles más significativos (Tabla A.I.3)

Percentiles (%)	Muestra "Result"	Muestra "Log Result"
1	76	4.32
5	126	4.83
10	146	4.98
25	218	5.38
50	296	5.69
75	472	6.15
90	803	6.68
95	923	6.82
99	1455	7.28

Tabla A.I.3. Percentiles más significativos de los histogramas muestrales.

Una primera conclusión que puede extraerse, a la vista de los resultados, es la mayor "normalidad" de los valores de los logaritmos del Módulo de elasticidad secante (Log Result) frente a los valores de la muestra sin transformación alguna. Esto puede contrastarse mediante la representación en papel probabilístico (Figuras A.I.2 y A.I.3).

Hecha esta apreciación, se decide llevar a cabo la fase posterior de análisis con la muestra de los valores sin tomar logaritmos a pesar de que muchos de los cálculos que se realizan tienen su base en la normalidad de la población (lo cual, en cualquier caso, no implica que una muestra de valores, siempre limitada, necesariamente exhiba dicha normalidad).

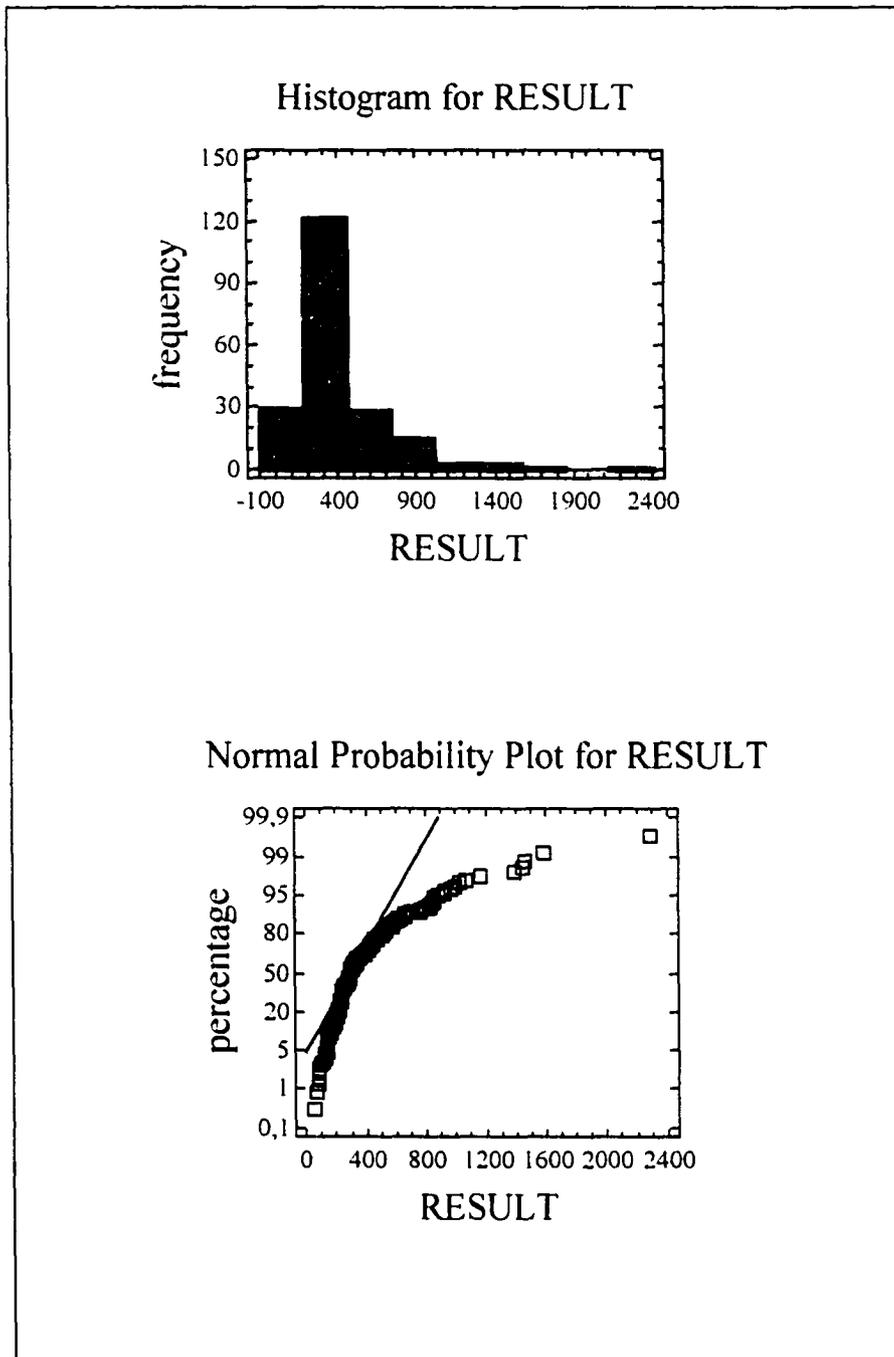


Figura A.I.2. Histograma y representación de los datos (Result) en papel probabilístico.

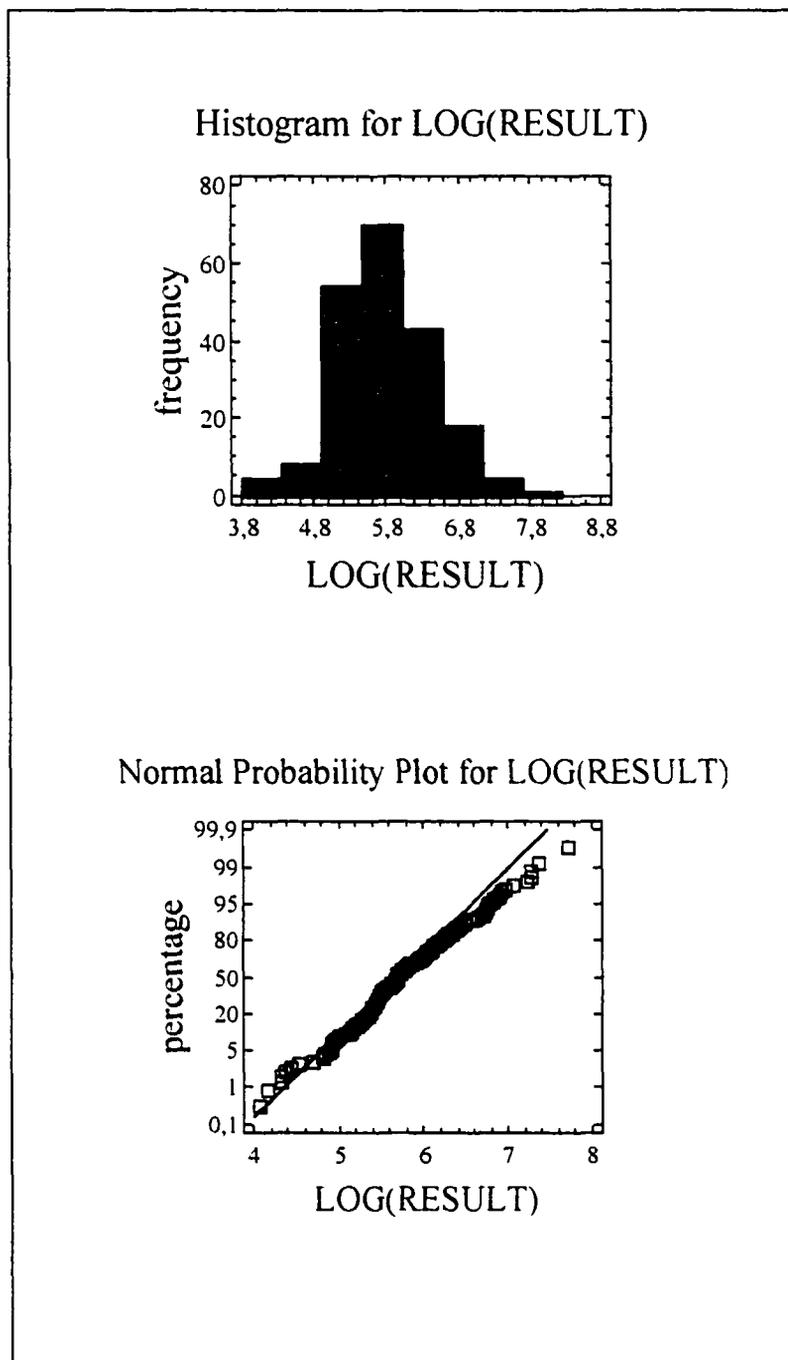


Figura A.I.3. Histograma y representación de los logaritmo de los datos (Log-Result) en papel probabilístico.

## A.I.4 Estudio de la variabilidad

### A.I.4.1 Metodología

El procedimiento seguido consiste en la formulación y cálculo de una serie de regresiones múltiples a partir de las cuales se trata de explicar los datos disponibles del "Módulo de elasticidad secante" en función de distintas variables (asociadas a aquellas identificadas en el apartado A.I.2, Figura A.I.1).

Dicha técnica constituye una de las herramientas más valiosas de la inferencia estadística. Conceptualmente, consiste en descomponer la variabilidad total observada en unos datos entre las partes asociadas a cada uno de los factores y niveles estudiados, sus posibles interacciones y una parte residual. Así:

- $SC_{total} = SC_{factores} + SC_{interacciones} + SC_{residual}$

De la anterior descomposición se obtienen las correspondientes Medias Cuadráticas o Cuadrados Medios (CM) sin más que dividir cada uno de dichos términos por sus correspondientes grados de libertad. Al cociente  $CM_{factor}/CM_{residual}$  se le denomina F-ratio del factor:

- $F\text{-ratio} = CM_{factor}/CM_{residual}$

Para decidir si el "efecto" atribuido a un factor es estadísticamente significativo, su "F-ratio" se debe comparar con la distribución "F" de Fisher-Snedecor con los grados de libertad correspondientes y nivel de significación requerido (F-test).

El análisis anterior puede complementarse con la obtención de los intervalos de Diferencias Significativas Mínimas (LSD), en los que se visualiza con facilidad si las medias de los diferentes efectos son significativamente distintas en función del solapamiento de los mismos.

En particular, la metodología de análisis de la variabilidad de los resultados del Módulo de elasticidad secante ha consistido en:

- Análisis de la varianza (caso particular de la aplicación de la teoría de regresiones) y representación gráfica de los Intervalos LSD asociados al efecto de los "sensores".
- Obtención mediante regresiones múltiples de aquellos factores que mejor explican la variabilidad de los datos, filtrando los efectos asociados a "sensor" mediante la introducción en la regresión de una serie de variables explicativas.
- Estudio de posibles pautas de las diferencias de comportamiento de los sensores.

A.I.4.2 Resultados del análisis.

- Análisis de la varianza (ANOVA)

En los resultados del análisis de la varianza de los datos (Result) respecto al "factor" sensor (Sensor), se observa mediante el cociente entre la variabilidad de grupos y la total, que el 64 por ciento de esta última puede atribuirse a dicho factor (Tabla A.I.4)

Además, la representación de los intervalos LSD permite identificar la singularidad de los datos correspondientes al sensor número 22, que podrían atribuirse a un comportamiento anómalo del mismo y que se añadiría, por tanto, a los tres sensores descartados con anterioridad al análisis estadístico. (Figura A.I.4)

ANOVA Table for RESULT by SENSOR					
Analysis of Variance					
Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
Between groups	1,15124E7	20	575618,0	16,19	0,0000
Within groups	6,43623E6	181	35559,6		
Total (Corr.)	1,79486E7	201			

Tabla A.I.4. Análisis de la varianza de "Result" respecto a "Sensor".

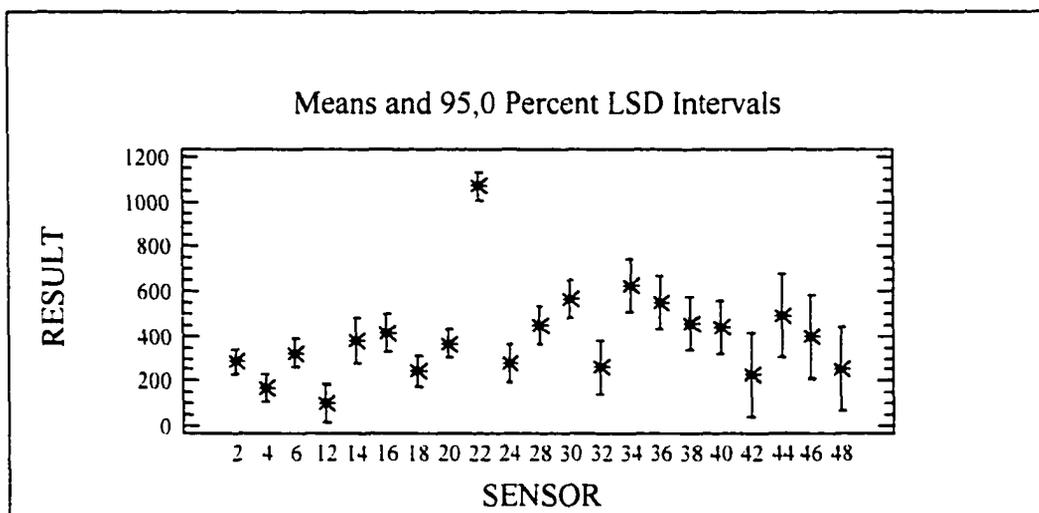


Figura A.I.4. Representación de los intervalos de Diferencias Significativas Mínimas.

Para disponer de una herramienta adicional de juicio sobre la posible anomalía de los datos del sensor número 22, se aporta el correspondiente gráfico de Box-Whisker que, junto con los resultados anteriores, fundamenta la decisión de eliminar los valores de dicho sensor en la posterior fase de análisis (Figura A.I.5)

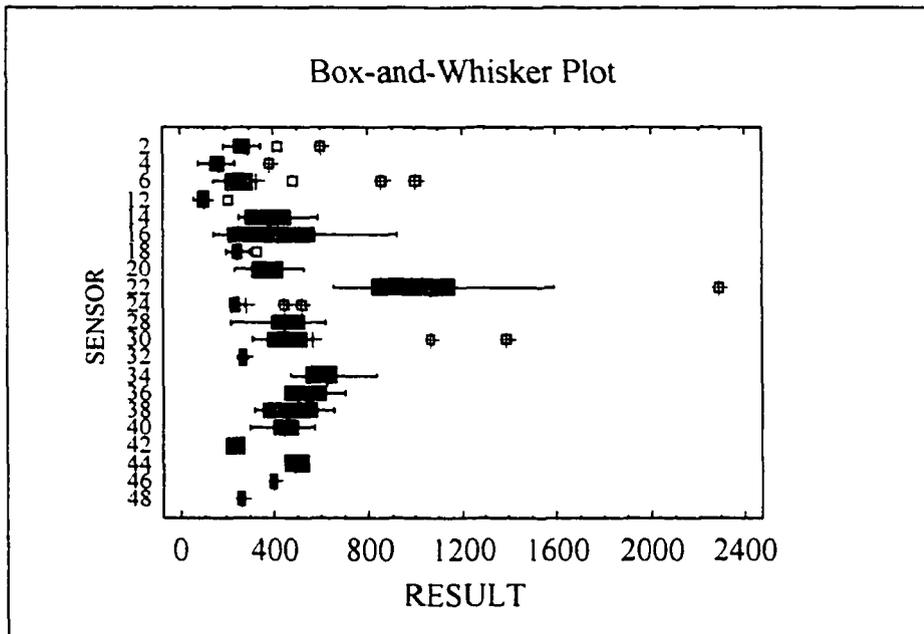


Figura A.I.5. Gráfico de Box-Whisker.

Llevando a cabo un nuevo análisis sin considerar los datos de dicho sensor se obtiene que una variabilidad asociada al efecto de los sensores del 44 por ciento respecto a la global. (Tabla A.I.5).

ANCOVA Table for RESULT by SENSOR					
Analysis of Variance					
Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
Between groups	3,01768E6	19	158825,0	7,05	0,0000
Within groups	3,71513E6	165	22515,9		
Total (Corr.)	6,7328E6	184			

Tabla A.I.5. Análisis de la varianza sin considerar los datos del "Sensor 22".

- Análisis mediante regresiones múltiples

Las variables consideradas para acometer la siguiente fase del análisis (estudio de la variabilidad explicada mediante regresiones múltiples) han sido las ya definidas como "S1", "S3", "Tiempo" y una cuarta obtenida como el cociente de las dos primeras "CocS1S3".

Se han probado numerosas combinaciones de las mismas hasta encontrar una combinación que podríamos denominar "cuasi-óptima" en cuanto a la variabilidad explicada por el modelo de regresión que las incorpora.

En particular, "CocS1S3" ha resultado la variable respecto de la cual se ha encontrado mayor repercusión sobre los datos. De hecho, la inclusión de cualquier variable adicional a "CocS1S3" apenas tiene repercusión sobre la bondad de ninguno de los modelos probados.

Además, con objeto de "filtrar" en el modelo de regresión las variaciones debidas al hecho de que los datos hayan sido obtenidos a partir de múltiples sensores, se introducen como variables explicativas complementarias los sensores y sus interacciones con "CocS1S3".

Los resultados del análisis se recogen en la Tabla A.I.6., aportándose igualmente el gráfico de componentes más residuos en el que se constata el buen ajuste obtenido (Figura A.I.4.).

Entre dichos resultados cabe destacar el hecho de que el denominado modelo "cuasi-óptimo" sea capaz de explicar aproximadamente el 76 por ciento de la variabilidad total de los datos.

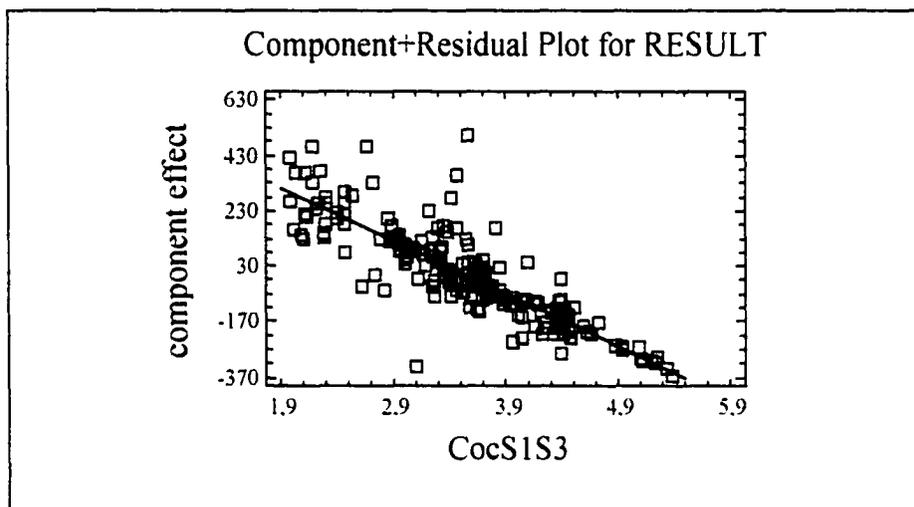


Figura A.I.4. Gráfico de componentes más residuos del modelo "cuasi-óptimo"

Multiple Regression Analysis				
Dependent variable: RESULT				
Selection variable: SENSOR<>22				
Parameter	Estimate	Standard Error	T Statistic	P-Value
CONSTANT	1105,09	561,697	1,96741	0,0510
CocS1S3	-189,871	130,074	-1,45972	0,1465
SENSOR=4	-506,342	615,709	-0,822371	0,4122
SENSOR=6	53,8188	581,802	0,0925036	0,9264
SENSOR=12	-821,69	610,665	-1,34557	0,1805
SENSOR=14	1599,8	1212,93	1,31895	0,1893
SENSOR=16	4360,3	957,178	4,55537	0,0000
SENSOR=18	-756,072	582,797	-1,29732	0,1966
SENSOR=20	-447,693	627,101	-0,71391	0,4764
SENSOR=24	-245,85	647,175	-0,379881	0,7046
SENSOR=28	-731,446	667,922	-1,09511	0,2753
SENSOR=30	3034,5	669,519	4,53235	0,0000
SENSOR=32	-684,307	1516,14	-0,451347	0,6524
SENSOR=34	2132,49	1659,59	1,28495	0,2009
SENSOR=36	487,911	1097,83	0,444431	0,6574
SENSOR=38	-731,082	1473,19	-0,496258	0,6205
SENSOR=40	-68952,9	55952,8	-1,23234	0,2198
SENSOR=42	14314,2	29821,3	0,48	0,6320
SENSOR=44	1926,3	3626,19	0,531218	0,5961
SENSOR=46	-226,95	2844,9	-0,0797744	0,9365
SENSOR=48	578,277	7330,16	0,0788901	0,9372
CocS1S3*(SENSOR=4	66,0354	148,819	0,44373	0,6579
CocS1S3*(SENSOR=6	4,25797	134,251	0,0317166	0,9747
CocS1S3*(SENSOR=1	137,417	146,984	0,934912	0,3514
CocS1S3*(SENSOR=1	-362,297	286,557	-1,26431	0,2081
CocS1S3*(SENSOR=1	-1215,43	251,705	-4,8288	0,0000
CocS1S3*(SENSOR=1	165,005	135,238	1,22011	0,2244
CocS1S3*(SENSOR=2	108,455	151,657	0,715138	0,4757
CocS1S3*(SENSOR=2	32,6475	156,288	0,208893	0,8348
CocS1S3*(SENSOR=2	213,074	172,691	1,23385	0,2193
CocS1S3*(SENSOR=3	-1072,89	182,577	-5,87635	0,0000
CocS1S3*(SENSOR=3	122,977	623,026	0,197386	0,8438
CocS1S3*(SENSOR=3	-1084,75	773,38	-1,40261	0,1629
CocS1S3*(SENSOR=3	-287,28	449,607	-0,638958	0,5239
CocS1S3*(SENSOR=3	226,209	626,161	0,361262	0,7184
CocS1S3*(SENSOR=4	27856,6	22667,6	1,22892	0,2211
CocS1S3*(SENSOR=4	-4750,23	9699,25	-0,489752	0,6250
CocS1S3*(SENSOR=4	-596,278	1116,68	-0,533974	0,5942
CocS1S3*(SENSOR=4	27,2604	945,488	0,0288321	0,9770
CocS1S3*(SENSOR=4	-280,698	2414,85	-0,116238	0,9076

Analysis of Variance					
Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
Model	5,13637E6	39	131702,0	11,96	0,0000
Residual	1,59643E6	145	11009,9		
Total (Corr.)	6,7328E6	184			

R-squared = 76,2888 percent  
R-squared (adjusted for d.f.) = 69,9113 percent  
Standard Error of Est. = 104,928  
Mean absolute error = 59,8227  
Durbin-Watson statistic = 1,77439

Tabla A.I.6. Análisis de regresión múltiple (modelo "cuasi-óptimo")

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...)

Para completar el análisis, resulta de especial interés comparar el modelo anterior con otro sin considerar el efecto de los sensores ni de sus interacciones con el cociente de las tensiones principales.

En ese caso, puede observarse que el mismo explicaría un porcentaje de la variabilidad total de los datos en torno al 15 por ciento. La Tabla A.I.7. resume los resultados obtenidos con dicho modelo:

Multiple Regression Analysis					
Dependent variable: RESULT					
Parameter	Estimate	Standard Error	T Statistic	P-Value	
CONSTANT	917,261	89,542	10,2439	0,0000	
CocS1S3	-149,606	24,9244	-6,00241	0,0000	
Analysis of Variance					
Source	Sum of Squares	Df	Mean Square	F-Ratio	P-Value
Model	2,73979E6	1	2,73979E6	36,03	0,0000
Residual	1,52089E7	200	76044,3		
Total (Corr.)	1,79486E7	201			
R-squared = 15,2646 percent					
R-squared (adjusted for d.f.) = 14,8409 percent					
Standard Error of Est. = 275,761					
Mean absolute error = 175,88					
Durbin-Watson statistic = 0,498696					

Tabla A.I.7. Análisis del modelo de regresión sin incorporar el efecto de los sensores.

Por tanto, queda de alguna manera cuantificada la influencia de que los datos se tomen en diferentes sensores (reducidos a veinte después de haber desestimado tres de ellos tras un análisis cualitativo y un cuarto a partir de los resultados del análisis estadístico).

- Pautas en el comportamiento de los sensores

Por último, habiendo quedado contrastada la influencia del factor "sensor" sobre los datos, ha tratado de encontrarse alguna pauta en el comportamiento de los sensores en función de otra serie de factores como "Ladera", "Espesor del estrato comprimido bajo el sensor", "Caseta", "Sección", etc. que caracterizan a cada uno de dichos sensores.

Sin embargo, no ha podido establecerse ninguna relación entre el comportamiento de los distintos sensores y aquellas variables comunes a cada uno de los mismos. Quizás, habría que buscar las causas de las diferencias de su comportamiento en la heterogeneidad del material sobre el que se colocan, deficiencias en los propios aparatos, aspectos relativos a su instalación no identificables, etc.

## ANEXO II

### LISTADO DE PROGRAMAS CONFECCIONADOS

## ANEXO II: LISTADO DE PROGRAMAS CONFECCIONADOS

### A.II.1 Programas "tipo" elásticos

#### A.II.1.1 Sección I-Elástico

```

[
;FICHERO TIPO SECCION I
[
;I Definicion malla rectangular

new
[
config extra 10
[
grid 200 111
[
mo el
[
;II Definicion de la geometria del problema
[
ini y add -6
[
table 1 0 100 15 90 43 73 61 69 88 53 122 38
table 1 156 20 170 7 189 0 200 8
def tab_aux
  loop k(1,10)
  xtable(3,k)=xtable(1,k)
  ytable(3,k)=ytable(1,k)-3
  xtable(4,k)=xtable(1,k)
  ytable(4,k)=ytable(1,k)-6
  end_loop
end
tab_aux
table 2 0 100 7.5 105 36 105 200 8
gen tab 1
gen tab 3
gen tab 4
gen tab 2
unmark i 200 j 15
model null reg 1,1
model null reg 200,1
model null reg 200,41
mark i 201 j 14
unmark i 2 j 107
m null reg 1,110
mark i 1 j 106
model null reg 44,77

ini ex_1 2 reg 15,104
ini ex_1 1 reg 44,75

```

---

```
;III Preparacion de las condiciones para definir la futura interfaz
```

```
def eleva_terreno
  loop i(1,izones)
    loop j(1,jzones)
      if model(i,j)>1 then ;no nulo
        if ex_1(i,j)=1 then ;ladera
          if ex_2(i,j)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i,j)=y(i,j)+3
            ex_2(i,j)=1
            flags(i,j)=flags(i,j)+6
          end_if
          if ex_2(i+1,j)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i+1,j)=y(i+1,j)+3
            ex_2(i+1,j)=1
            flags(i+1,j)=flags(i+1,j)+6
          end_if
          if ex_2(i+1,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i+1,j+1)=y(i+1,j+1)+3
            ex_2(i+1,j+1)=1
            flags(i+1,j+1)=flags(i+1,j+1)+6
          end_if
          if ex_2(i,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i,j+1)=y(i,j+1)+3
            ex_2(i,j+1)=1
            flags(i,j+1)=flags(i,j+1)+6
          end_if
        end_if
      end_if
    end_loop
  end_loop
end
```

```
ELEVA_TERRENO
```

```
mo null region 15 105
pro bulk 100e5 she 38e5 dens 2300
set g=10
```

```
;IV Preparacion de los elementos de control
```

```
his nstep 1000
his unbai
hist bulk_mod i=144 j=40
hist shear_mod i=144 j=40
hist syy i=144 j=40
hist sxx i=144 j=40
hist sig1 i=144 j=40
hist sig2 i=144 j=40
hist ydis i=144 j=40
hist xdis i=144 j=40
hist friction i=144 j=40
hist cohesion i=144 j=40
hist tension i=144 j=40
hist dilation i=144 j=40
hist e_plastic i=144 j=40 ;(...TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS)
```

---

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

```

;V Construccion del pedraplen y la interfaz capa a capa

def construc

;construccion del pedraplen
loop tongada (1,105)
xx=out('Tongada '+string(tongada)+' de 105')
jj=tongada+6
jj2=jj+1
i1=igp
i2=1
loop ii(1,izones)
if ex_1(ii,jj)=2 then
i1=min(i1,ii)
i2=max(i2,ii+1)
command
mo el i ii j jj
PRO BULK 100E5 SHE 38E5 DEN 2300 J Jj i ii
end_command
end_if
end_loop

;construccion de la interfaz
if tongada<101 then
if tongada>1 then
inum=10*tongada+1
command
int inum aside from 1 104 to 201 12 bside from illast jj to i1 jj2
int inum kn le10 ks le10 fric 30
end_command
if tongada<9 then
inum=10*tongada+2
command
int inum aside from 1 104 to 201 12 bside from i2last jj to i2 jj2
int inum kn le10 ks le10 fric 30
end_command
end_if
else
inum=11
command
int inum aside from 1 104 to 201 12 bside long from i1 jj2 to i2 jj2
int inum kn le10 ks le10 fric 30
end_command
end_if
illast=i1
i2last=i2
end_if

SSOLVE

;(144,40) coordenadas de la c'lula 1 y 2
;(154,40) coordenadas de la c'lula 3 y 4
;(98,59) coordenadas de la c'lula 5 y 6
;(105,59) coordenadas de la c'lula 7 y 8
;(114,59) coordenadas de la c'lula 9 y 10

```

```
; (56,80) coordenadas de la celula 11 y 12
; (63,80) coordenadas de la celula 13 y 14
; (68,80) coordenadas de la celula 15 y 16

; Tablas sobre variables comunes a todas las simulaciones

xtable(10,tongada)=tongada
ytable(10,tongada)=syy(144,40)
xtable(11,tongada)=tongada
ytable(11,tongada)=sxx(144,40)
xtable(12,tongada)=tongada
ytable(12,tongada)=szz(144,40)
xtable(13,tongada)=tongada
ytable(13,tongada)=sxy(144,40)
xtable(20,tongada)=tongada
ytable(20,tongada)=ydisp(144,40)
xtable(21,tongada)=tongada
ytable(21,tongada)=xdisp(144,40)

; TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

; Tablas de control de par-metros particulares del modelo

; (144,40) coordenadas de la c'lula 1 y 2
; (154,40) coordenadas de la c'lula 3 y 4
; (98,59) coordenadas de la c'lula 5 y 6
; (105,59) coordenadas de la c'lula 7 y 8
; (114,59) coordenadas de la c'lula 9 y 10
; (56,80) coordenadas de la celula 11 y 12
; (63,80) coordenadas de la celula 13 y 14
; (68,80) coordenadas de la celula 15 y 16

;TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

xtable(22,tongada)=tongada(144,40)
ytable(22,tongada)=bulk_mod(144,40)
xtable(23,tongada)=tongada(144,40)
ytable(23,tongada)=shear_mod(144,40)
xtable(24,tongada)=tongada(144,40)
ytable(24,tongada)=fri(144,40)

end_loop
end

set mess off echo off
Def simula
  loop i (1,izones)
  loop j (1,jzones)
  IF MODEL(I,J)>1 THEN
  if ex_1=2
  bulk_mod(i,j)=100e5
  shear_mod(i,j)=38e5
  end_if
  end_if
```

---

```
end_loop
end_loop
end

def supstep
; XX=OUT (STRING (STEP))
SIMULA
command
STEP 500
end_command
end

def ssolve
loop conta(1,2)
SUPSTEP
if unbal<100 then
conta=2
else
conta=conta-1
end_if
end_loop
end

CONSTRUC
set mess on echo on

save S1ELA1.sav
```

A.II.1.2 Sección 2-Elástico

```

;FICEHRO TIPO SECCION 2
[
;S2elal
[
;Definicion de malla rectangular
[
new
[
config extra 5
[
grid 173 100
[
mo el
[
;II Definicion de la geometria del problema
[
ini y add -6
[
table 1 0 84 12 72 30 59 41 52 115 17 127 10
table 1 132 9 150 5 157 0 164 5 171 10 173 11
def tab_aux
  loop k(1,12)
    xtable(3,k)=xtable(1,k)
    ytable(3,k)=ytable(1,k)-3
    xtable(4,k)=xtable(1,k)
    ytable(4,k)=ytable(1,k)-6
  end_loop
end
tab_aux
table 2 0 84 14 94 46 94 171 10
gen tab 1
gen tab 3
gen tab 4
gen tab 2
mo null reg 1 1
mo null reg 1 100
mo null reg 173 1
mo null reg 173 100
;pl grid num
mo null reg 1 89
ini ex_i 1 reg 1 85
ini ex_l 2 reg 89 47

;III Preparacion de las condiciones para definir la futura interfaz

def eleva_terreno
  loop i(1,izones)
    loop j(1,jzones)
      if model(i,j)>1 then ;no nulo
        if ex_l(i,j)=1 then ;ladera

```

```

    if ex_2(i,j)=0 then ;no ha sido tocado
      y(i,j)=y(i,j)+3
      ex_2(i,j)=1
      flags(i,j)=flags(i,j)+6
    end_if
    if ex_2(i+1,j)=0 then ;no ha sido tocado
      y(i+1,j)=y(i+1,j)+3
      ex_2(i+1,j)=1
      flags(i+1,j)=flags(i+1,j)+6
    end_if
    if ex_2(i+1,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
      y(i+1,j+1)=y(i+1,j+1)+3
      ex_2(i+1,j+1)=1
      flags(i+1,j+1)=flags(i+1,j+1)+6
    end_if
    if ex_2(i,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
      y(i,j+1)=y(i,j+1)+3
      ex_2(i,j+1)=1
      flags(i,j+1)=flags(i,j+1)+6
    end_if
  end_if
end_if
end_loop
end_loop
end
ELEVA_TERRENO

mo null reg 89 47
pro bulk 150e5 she 55e5 den 2300
set g 10

;IV Preparacion de marcadores de control

his nstep 1000
his unbal

hist bulk_mod i=84 j=46
hist shear_mod i=84 j=46
hist syy i=84 j=46
hist sxx i=84 j=46
hist sig1 i=84 j=46
hist sig2 i=84 j=46
hist ydis i=84 j=46
hist xdis i=84 j=46
hist friction i=84 j=46
hist cohesion i=84 j=46
hist tension i=84 j=46
hist dilation i=84 j=46
hist e_plastic i=84 j=46

; TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

; V Construccion del pedraplen y la interfaz capa a capa
def construc

```

```

;construccion del pedraplen

loop tongada (1,94)
xx=out('Tongada '+string(tongada)+' de 94')
jj=tongada+6
jj2=jj+1
i1=igp
i2=1
loop ii(1,izones)
if ex_1(ii,jj)=2 then
i1=min(i1,ii)
i2=max(i2,ii+1)
command
mo el i ii j jj
PRO BULK 150E5 SHE 55E5 DEN 2300 J Jj i ii
end_command
end_if
end_loop

;construccion de la interfaz
if tongada<85 then
if tongada>1 then
inum=10*tongada+1
command
int inum aside from 1 87 to 174 14 bside from illast jj to i1 jj2
int inum kn le10 ks le10 fric 30
end_command
if tongada<12 then
inum=10*tongada+2
command
int inum aside from 1 87 to 174 14 bside from i2last jj to i2 jj2
int inum kn le10 ks le10 fric 30
end_command
end_if
else
inum=11
command
int inum aside from 1 87 to 174 14 bside long from i1 jj2 to i2 jj2
int inum kn le10 ks le10 fric 30
end_command
end_if
illast=i1
i2last=i2
end_if

SSOLVE

;(84,46) coordenadas de la c'lula 17 y 18
;(98,46) coordenadas de la c'lula 19 y 20
;(108,46) coordenadas de las celulas 21 y 22
;(47,67) coordenadas de la c'lula 23 y 24
;(57,67) coordenadas de la c'lula 25 y 26
;(66,67) coordenadas de la c'lula 27 y 28
;(75,67) coordenadas de la c'lula 29 y 30

```

```

; Tablas sobre variables comunes a todas las simulaciones
xtable(170,tongada)=tongada
ytable(170,tongada)=syy(84,46)
xtable(171,tongada)=tongada
ytable(171,tongada)=sxx(84,46)
xtable(172,tongada)=tongada
ytable(172,tongada)=szz(84,46)
xtable(173,tongada)=tongada
ytable(173,tongada)=sxy(84,46)
xtable(180,tongada)=tongada
ytable(180,tongada)=ydisp(84,46)
xtable(181,tongada)=tongada
ytable(181,tongada)=xdisp(84,46)

;TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

; Tablas de control de par-metros particulares del modelo

;(84,46) coordenadas de la c'lula 17 y 18
;(98,46) coordenadas de la c'lula 19 y 20
;(108,46) coordenadas de las celulas 21 y 22
;(47,67) coordenadas de la c'lula 23 y 24
;(57,67) coordenadas de la c'lula 25 y 26
;(66,67) coordenadas de la c'lula 27 y 28
;(75,67) coordenadas de la c'lula 29 y 30

xtable(182,tongada)=tongada(84,46)
ytable(182,tongada)=bulk_mod(84,46)
xtable(183,tongada)=tongada(84,46)
ytable(183,tongada)=shear_mod(84,46)
xtable(184,tongada)=tongada(84,46)
ytable(184,tongada)=fri(84,46)

;TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

end_loop
end

set mess off echo off

Def simula
loop i (1,izones)
loop j (1,jzones)
IF MODEL(I,J)>1 THEN
if ex_1=2
bulk_mod(i,j)=150e5
shear_mod(i,j)=55e5
end_if
end_if
end_loop
end_loop
end

def supstep
; XX=OUT(STRING(STEP))
SIMULA

```

```
command
STEP 3000
end_command
end

def ssolve
loop conta(1,2)
SUPSTEP
if unbal<100 then
conta=2
else
conta=conta-1
end_if
end_loop
end
```

```
CONSTRUC
set mess on echo on

save S2ELA1.sav
```

### A.II.1.3 Sección 3-Elástico

```

[
; CODIGO S3ELA1
[
;I Definicion de la malla rectangular

new
[
config extra 10
[
grid 115 47
[
mo el
[
;II Definicion de la geometria
[
ini y add -6
[
table 1 0 17 14 7 20 5 36 5 47 4 51 2
table 1 57 0 85 0 115 8
table 2 0 17 47 41 67 41 115 8
gen tab 1
gen tab 2
model null reg 1,41
model null reg 115,41
ini ex_1 2 reg 40,20
mo null reg 40,20

;III Construccion y consolidacion de la base de apoyo.

fix y i=1,116 j=1
fix x i=1 j=1,24
fix x i=116 j=1,15
model el reg 1,1
pro bulk=1e10 she 1e10 den 2500
set g=10
step 10000
ini xdis=0
ini ydis=0

;IV Preparacion de marcadores de control

his nstep 3000
his unbal ;1
hist bulk_mod i=48 j=15 ;2
hist shear_mod i=48 j=15 ;3
hist syy i=48 j=15 ;4
hist sxx i=48 j=15 ;5
hist szz i=48 j=15 ;6
hist sxy i=48 j=15 ;7
```

```

hist sig1 i=48 j=15 ;8
hist sig2 i=48 j=15 ;9
hist ydis i=48 j=15 ;10
hist xdis i=48 j=15 ;11
hist friction i=48 j=15 ;12
hist cohesion i=48 j=15 ;13
hist tension i=48 j=15 ;14
hist dilation i=48 j=15 ;15
hist e_plastic i=48 j=15 ;16

;TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

;IV Construccion del pedraplen capa a capa y elaboracion de tablas

def construc

loop tongada (1,41)
xx=out('Tongada '+string(tongada)+' de 41')
jj=tongada+6
jj2=jj+1
i1=igp
i2=1

loop ii(1,izones)
if ex_1(ii,jj)=2 then
i1=min(i1,ii)
i2=max(i2,ii+1)
;introduccion coherente de las propiedades iniciales
command
mo el i ii j jj
PRO BULK 150E5 SHE 55E5 DEN 2300 J Jj i ii
end_command
end_if
end_loop

SSOLVE

;(48,15) coordenadas de la celula 31 y 32
;(60,15) coordenadas de la celula 33 y 34
;(70,15) coordenadas de la celula 35 y 36
;(83,15) coordenadas de la celula 37 y 38
;(95,15) coordenadas de la celula 39 y 40
;(37,35) coordenadas de la celula 41 y 42
;(49,35) coordenadas de la celula 43 y 44
;(62,35) coordenadas de la celula 45 y 46
;(75,35) coordenadas de la celula 47 y 48

; Tablas y seguimientos sobre variables comunes a todas las simulaciones

xtable(310,tongada)=tongada
ytable(310,tongada)=syy(48,15)
xtable(311,tongada)=tongada
ytable(311,tongada)=sxx(48,15)
xtable(312,tongada)=tongada

```

---

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

---

```
ytable(312,tongada)=szz(48,15)
xtable(313,tongada)=tongada
ytable(313,tongada)=sxy(48,15)
xtable(320,tongada)=tongada
ytable(320,tongada)=ydisp(48,15)
xtable(321,tongada)=tongada
ytable(321,tongada)=xdisp(48,15)

;TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

; Tablas de control de par-metros particulares del modelo

xtable(322,tongada)=tongada(48,15)
ytable(322,tongada)=bulk_mod(48,15)
xtable(323,tongada)=tongada(48,15)
ytable(323,tongada)=shear_mod(48,15)
xtable(324,tongada)=tongada(48,15)
ytable(324,tongada)=friction(48,15)
xtable(325,tongada)=tongada(48,15)
ytable(325,tongada)=cohesion(48,15)
xtable(326,tongada)=tongada(48,15)
ytable(326,tongada)=tension(48,15)
xtable(327,tongada)=tongada(48,15)
ytable(327,tongada)=dilation(48,15)
xtable(328,tongada)=tongada(48,15)
ytable(328,tongada)=e_plastic(48,15)

;TODAS LAS COORDENADAS DE LAS CELULAS

end_loop
end

set mess off echo off

Def simula
loop i (1,izones)
loop j (1,jzones)
IF MODEL(I,J)>1 THEN
if ex_1=2
bulk_mod(i,j)=150e5
shear_mod(i,j)=55e5
end_if
end_if
end_loop
end_loop
end

def supstep
; XX=OUT(STRING(STEP))
SIMULA
command
STEP 3000
end_command
end
```

```
def ssolve
loop conta(1,2)
SUPSTEP
if unbal<100 then
conta=2
else
conta=conta-1
end_if
end_loop
end
```

```
CONSTRUC
set mess on echo on

save S3ELA1.sav
```

**A.II.2 Programas "tipo" elásticos no lineales**

```

;FICHERO TIPO SECCION I
;
;slRenll
;
;I Definicion malla rectangular
;
new
;
config extra 40
;
grid 200 111
;
mo el
;
;II Definicion de la geometria del problema

ini y add -6
table 1 0 100 15 90 43 73 61 69 88 53 122 38
table 1 156 20 170 7 189 0 200 8
def tab_aux
  loop k(1,10)
    xtable(3,k)=xtable(1,k)
    ytable(3,k)=ytable(1,k)-3
    xtable(4,k)=xtable(1,k)
    ytable(4,k)=ytable(1,k)-6
  end_loop
end
tab_aux
table 2 0 100 7.5 105 36 105 200 8
gen tab 1
gen tab 3
gen tab 4
gen tab 2
unmark i 200 j 15
model null reg 1,1
model null reg 200,1
model null reg 200,41
mark i 201 j 14
unmark i 2 j 107
m null reg 1,110
mark i 1 j 106
model null reg 44,77

ini ex_1 2 reg 15,104
ini ex_1 1 reg 44,75

;III Preparacion de las condiciones para definir la futura interfaz

def eleva_terreno
  loop i(1,izones)

```

```

loop j(1,jzones)
  if model(i,j)>1 then ;no nulo
    if ex_1(i,j)=1 then ;ladera
      if ex_2(i,j)=0 then ;no ha sido tocado
        y(i,j)=y(i,j)+3
        ex_2(i,j)=1
        flags(i,j)=flags(i,j)+6
      end_if
      if ex_2(i+1,j)=0 then ;no ha sido tocado
        y(i+1,j)=y(i+1,j)+3
        ex_2(i+1,j)=1
        flags(i+1,j)=flags(i+1,j)+6
      end_if
      if ex_2(i+1,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
        y(i+1,j+1)=y(i+1,j+1)+3
        ex_2(i+1,j+1)=1
        flags(i+1,j+1)=flags(i+1,j+1)+6
      end_if
      if ex_2(i,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
        y(i,j+1)=y(i,j+1)+3
        ex_2(i,j+1)=1
        flags(i,j+1)=flags(i,j+1)+6
      end_if
    end_if
  end_if
end_loop
end_loop
end

ELEVA_TERRENO

mo null region 15 105
pro bulk 169e5 she 65e5 dens 2300
set q=10

;IV Preparacion de los elementos de control

his nstep 1000
his unbal

;(...)
-
;V Construccion del pedraplen y la interfaz capa a capa

def construc
-
;construccion del pedraplen
-
loop tongada (1,105)
-
  xx=out('Tongada '+string(tongada)+' de 105')
-
  jj=tongada+6
-
  jj2=jj+1
-
-

```

```

    i1=igp
    i2=1
loop ii(1,izones)
  if ex_1(ii,jj)=2 then
    i1=min(i1,ii)
    i2=max(i2,ii+1)
    command
      mo el i ii j jj
      PRO BULK 169E5 SHE 65E5 DEN 2300 J Jj i ii
    end_command
  end_if
end_loop

;construccion de la interfaz
if tongada<101 then
if tongada>1 then
  inum=10*tongada+1
  command
    int inum aside from 1 104 to 201 12 bside from illast jj to i1 jj2
    int inum kn le10 ks le10 fric 30
  end_command
  if tongada<9 then
    inum=10*tongada+2
    command
      int inum aside from 1 104 to 201 12 bside from i2last jj to i2 jj2
      int inum kn le10 ks le10 fric 30
    end_command
  end_if
else
  inum=11
  command
    int inum aside from 1 104 to 201 12 bside long from i1 jj2 to i2 jj2
    int inum kn le10 ks le10 fric 30
  end_command
end_if
illast=i1
i2last=i2
end_if

SSOLVE

xtable(10,tongada)=tongada
ytable(10,tongada)=syy(144,40)
xtable(11,tongada)=tongada
ytable(11,tongada)=sxx(144,40)

;(...)
-
end_loop
-
end
-
set mess off echo off
-
Def simula
-

```

```

loop i (1,izones)
-
  loop j (1,jzones)
  ex_7(i,j)=5
  IF MODEL(I,J)>1 THEN
  if ex_1=2
  ex_7(i,j)=10
  temp1=-0.5*(sxx(i,j)+syy(i,j))
  temp2=sqrt(sxy(i,j)^2+0.25*(sxx(i,j)-syy(i,j))^2)
  s3=min(temp1-temp2,-szz(i,j))
  s2=max(temp1-temp2,-szz(i,j))
  s1=max(temp1+temp2,-szz(i,j))

      if s2=s1 then
      s2=temp1+temp2
      end_if

      if s3<0.0575e5 then
      s3=0.0575e5
      s1=0.115e5
      end_if

  fri=parm1-parm2*log(s3/pat)

  s1=0.5*(s1-s3)*(1-sin(fri*degrad))
  s1=s1/(coh*cos(fri*degrad)+s3*sin(fri*degrad))
  d2=Rf*(1-sin(fri*degrad))
  d1=(1-sin(fri*degrad))
  n1=1.99*s3*sin(fri*degrad)/d1
  n2=1.99*s3*sin(fri*degrad)/d2
  sd=s1-s3
  ex_8(i,j)=sd
  ex_9(i,j)=n1
  ex_10(i,j)=n2

  if sd>n2 then
  ex_11(i,j)=4
  shear_mod(i,j)=1.0
  bulk_mod(i,j)=1.0
  else
  ex_11(i,j)=6
  ela=(1-rf*s1)^2*k*pat*(s3/pat)^nd
  bm=kb*pat*(s3/pat)^md
  bm=min(bm,17.0*ela)
  bm=max(bm,ela/3.0)
  bulk_mod(i,j)=bm
  nu=.5-ela/(6.0*bm)
  shear_mod(i,j)=0.5*ela/(1.0+nu)
  end_if

  end_if
  end_if
  end_loop
  end_loop
end

set pat=1e5 k=600 nd=0.4 rf=0.5 kb=300 md=0.2

```

---

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

```
set coh=0 parm1=45 parm2=11

def supstep
; XX=OUT(STRING(STEP))
SIMULA
command
STEP 500
end_command
end

def ssolve
loop conta(1,2)
SUPSTEP
if unbal<100 then
conta=2
else
conta=conta-1
end_if
end_loop
end

CONSTRUC
set mess on echo on

save SIRENLI.sav
```

**A.II.3 Programas "tipo" elastoplásticos**

```

;FICHERO TIPO SECCION 2
□
;S2ep12
□
;Definicion de malla rectangular
□
new
□
config extra 5
□
grid 175 100
□
mo el
□
□
;II Definicion de la geometria del problema

ini y add -6
ini x add -2
table 1 -2 86 0 84 12 72 30 59 41 52 115 17 127 10
table 1 132 9 150 5 157 0 164 5 171 10 173 11
def tab_aux
  loop k(1,13)
    xtable(3,k)=xtable(1,k)
    ytable(3,k)=ytable(1,k)-3
    xtable(4,k)=xtable(1,k)
    ytable(4,k)=ytable(1,k)-6
  end_loop
end
tab_aux
table 2 0 84 14 94 46 94 171 10
gen tab 1
gen tab 3
gen tab 4
gen tab 2

;indentado punto critico inferior
unmark i 173 j 17
mo null reg 175 100
mo null reg 1 1
mo null reg 175 1
mark i 174 j 16

;indentado punto critico superior
mark i 3 j 92
unmark i 4 j 91
unmark i 2 j 91
unmark i 3 j 91
m n region 1, 100
unmark i 3 j 92
unmark i 4 j 92
mark i 2 j 91

```

```

mark i 3 j 91
m n region 53,53

ini ex_1 1 reg 3 85
ini ex_1 2 reg 89 47

;III Preparacion de las condiciones para definir la futura interfaz

def eleva_terreno
  loop i(1,izones)
    loop j(1,jzones)
      if model(i,j)>1 then ;no nulo
        if ex_1(i,j)=1 then ;ladera
          if ex_2(i,j)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i,j)=y(i,j)+3
            ex_2(i,j)=1
            flags(i,j)=flags(i,j)+6
          end_if
          if ex_2(i+1,j)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i+1,j)=y(i+1,j)+3
            ex_2(i+1,j)=1
            flags(i+1,j)=flags(i+1,j)+6
          end_if
          if ex_2(i+1,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i+1,j+1)=y(i+1,j+1)+3
            ex_2(i+1,j+1)=1
            flags(i+1,j+1)=flags(i+1,j+1)+6
          end_if
          if ex_2(i,j+1)=0 then ;no ha sido tocado
            y(i,j+1)=y(i,j+1)+3
            ex_2(i,j+1)=1
            flags(i,j+1)=flags(i,j+1)+6
          end_if
        end_if
      end_if
    end_loop
  end_loop
ELEVA_TERRENO
mo null reg 89 47
pro bulk 450e5 she 167e5 den 2300
set g 10

;IV Preparacion de marcadores de control

his nstep 1000
his unbal

;(...)

; V Construccion del pedraplen y la interfaz capa a capa

def construc

;construccion del pedraplen

loop tongada (1,94)

```

```

xx=out('Tongada '+string(tongada)+' de 94')
jj=tongada+6
jj2=jj+1
i1=igp
i2=1
loop ii(1,izones)
  if ex_1(ii,jj)=2 then
    i1=min(i1,ii)
    i2=max(i2,ii+1)
    command
      mo ss i ii j jj
      PRO BULK 450E5 SHE 167E5 DEN 2300 J Jj i ii
      pro ten 0 fri 35 coh 0 dil 17 J Jj i ii
    end_command
  end_if
end_loop

;construccion de la interfaz
if tongada<86 then
if tongada>1 then
  inum=10*tongada+1
  command
    int inum aside from 1 88 to 176 14 bside from illast jj to i1 jj2
    int inum kn le10 ks le10 fric 30
  end_command
  if tongada<12 then
    inum=10*tongada+2
    command
      int inum aside from 1 88 to 176 14 bside from i2last jj to i2 jj2
      int inum kn le10 ks le10 fric 30
    end_command
  end_if
else
  inum=11
  command
    int inum aside from 1 88 to 176 14 bside long from i1 jj2 to i2 jj2
    int inum kn le10 ks le10 fric 30
  end_command
end_if
illast=i1
i2last=i2
end_if

SSOLVE

xtable(170,tongada)=tongada
_
ytable(170,tongada)=syy(86,46)

xtable(171,tongada)=tongada
_
ytable(171,tongada)=sxx(86,46)
_
xtable(172,tongada)=tongada
_
ytable(172,tongada)=szz(86,46)
_

```

```
xtable(173,tongada)=tongada

(...)

end_loop
□
end
□
set mess off echo off
□
  Def simula
□
  loop i (1,izones)
□
  loop j (1,jzones)
□
  IF MODEL(I,J)>1 THEN
□
  if ex_1=2
□
  bulk_mod(i,j)=450e5
□
  shear_mod(i,j)=167e5
□
  end_if
□
  end_if
□
  end_loop
□
  end_loop
□
  end
□
  def supstep
  ; XX=OUT(STRING(STEP))
  SIMULA
  command
  STEP 500
  end_command
  end

  def ssolve
  loop conta(1,2)
  SUPSTEP
  if unbal<100 then
  conta=2
  else
  conta=conta-1
  end_if
  end_loop
  end

CONSTRUC
set mess on echo on
save S2Ep12.sav
```

---

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

**A.II.4 Programas “tipo” Viscoelásticos**

Restore Xref.sav

```

ini xdis=0
□
ini ydis=0
□
def inicia
□
loop i (1,izones)
loop j (1,jzones)
if ex_1(i,j)=2 then
□
ex_7(i,j)=syy(i,j)
ex_8(i,j)=sxx(i,j)
ex_2(i,j)=sxy(i,j)
□
end_if
end_loop
end_loop
end

inicia

def calcula

loop j(7,47)
loop i(1,izones)
if ex_1(i,j)=2 then

a1=i+200*j
b1=10000+i+200*j
c1=20000+i+200*j
d1=30000+i+200*j
ex=0
ey=0
exy=0
k=0

loop suma(j,47)
;hay que generar un tiempo ficticio de mas en la tabla 3
l1=log(589-ytable(3,(suma-6))+1)
l2=log(ytable(3,41)-ytable(3,(suma-6))+1)
ela=1/(Fk*(l1-l2))
if j=7 then
dsx=ytable(a1,suma-6)
dsy=ytable(b1,suma-6)
dsz=ytable(c1,suma-6)
dsxy=ytable(d1,suma-6)
else
dsx=ytable(a1,suma-6)-ytable(a1,suma-7)
dsy=ytable(b1,suma-6)-ytable(b1,suma-7)

```

---

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

```

        dsz=ytable(c1,suma-6)-ytable(c1,suma-7)
        dsxy=ytable(d1,suma-6)-ytable(d1,suma-7)
    end_if
ex=ex+1.0/ela*(dsx-nu*(dsy+dsz))
ey=ey+1.0/ela*(dsy-nu*(dsx+dsz))
exy=exy+1.0/ela*2.0*(1+nu)*dsxy
k=k+1
end_loop
ex_5(i,j)=ex
ex_6(i,j)=ey
r1=bulk_mod(i,j)+4.0/3.0*shear_mod(i,j)
r2=bulk_mod(i,j)-2.0/3.0*shear_mod(i,j)
dx=r1*ex+r2*ey
dy=r2*ex+r1*ey
dz=r2*(ex+ey)
dxy=2.0*shear_mod(i,j)*exy
ex_10(i,j)=dx
ex_11(i,j)=dy
ex_12(i,j)=dz
ex_13(i,j)=dxy
sxx(i,j)=sxx(i,j)-dx
syy(i,j)=syy(i,j)-dy
szz(i,j)=szz(i,j)-dz
sxy(i,j)=sxy(i,j)-dxy
ex_14(i,j)=sxx(i,j)
ex_15(i,j)=syy(i,j)
ex_16(i,j)=szz(i,j)
ex_17(i,j)=sxy(i,j)
end_if
end_loop
command
step 3000
end_command
loop m(j,j)
loop n(1,izones)
if ex_1(n,m)=2 then
ex_18(n,m)=((syy(n,m)-ex_15(n,m))/ex_11(n,m))*100-100
ex_19(n,m)=((sxx(n,m)-ex_14(n,m))/ex_10(n,m))*100-100
ex_20(n,m)=((sxy(n,m)-ex_17(n,m))/ex_13(n,m))*100-100
ex_3(n,m)=((szz(n,m)-ex_16(n,m))/ex_12(n,m))*100-100
ex_4(n,m)=((ex_5(n,m)+ex_6(n,m))/vsi(n,m))*100-100
end_if
end_loop
end_loop
end_loop
end
set Fk=1.0e-8 nu=0.33
set mess echo off
calcula

def desvio
kky=0.0
kkx=0.0
kkz=0.0
kkv=0.0
qq=0.0
eve=0.0

```

---

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

```
edi=0.0
eci=0.0
eyi=0.0
eyo=0.0
sumx=0.0
sumz=0.0
sumy=0.0

loop i (1,izones)
loop j (1,jzones)
if ex_1(i,j)=2 then

if abs(ex_18(i,j))<20.0 then
eve=eve+1
end_if

if abs(ex_18(i,j))<10.0 then
edi=edi+1
end_if

if abs(ex_18(i,j))<100.0 then
eci=eci+1
end_if

sumx=sumx+sxx(i,j)
sumy=sumy+syy(i,j)
sumz=sumz+szz(i,j)

eyi=eyi+ex_6(i,j)
eyo1=1.0/(1.02*bulk_mod(i,j))
eyo2=(ex_18(i,j)+100)/100*ex_11(i,j)
eyo3=(ex_19(i,j)+100)/100*ex_10(i,j)
eyo4=(ex_3(i,j)+100)/100*ex_12(i,j)
eyo=eyo+eyo1*(eyo2-0.33*(eyo3+eyo4))
kky=kky+abs(ex_18(i,j))
kkx=kkx+abs(ex_19(i,j))
kkz=kkz+abs(ex_3(i,j))
kkv=kkv+abs(ex_4(i,j))
qq=qq+1.0
end_if
end_loop
end_loop
emy=kky/qq
emz=kkz/qq
emx=kkx/qq
emv=kkv/qq
sumxm=sumx/qq
sumym=sumy/qq
sumzm=sumz/qq
end
desvio
save f3cref81.sav
```

**A.II.5 Programa "tipo" de cálculo de asientos de humectación**

```

□
;I Tomar el fichero original y guardar los estados tensionales
□
;objetivo con los que controlar la eficacia de la inyeccion.
□
restore slhume.sav
□
ini xdis=0
□
ini ydis=0
□
def almacena
□
  loop i (1,izones)
    loop j (1,jzones)
      if ex_1(i,j)=2 then
        end_if
      end_loop
    end_loop
  end
end

;almacena

;II La funcion actua fija la sucesion de capas que se van a humectar
;y como se van a resolver

def actua
loop j (7,39)
humecta
ssolve
end_loop
end

;la funcion humecta, en cada capa, obtiene las tensiones principales,
;las ficticias, y calcula el estado tensional a inyectar.

def humecta
pepe=0
loop i (1,izones)
  if ex_1(i,j)=2 then
    seco
    itera
  end_if
end_loop
end

;la subfuncion seco, dentro de humecta calcula s1s, s3s, eas-eac y evs-
evc

def seco
templis=-0.5*(sxx(i,j)+syy(i,j))

```

```

temp2s=sqrt(sxy(i,j)^2+0.25*(sxx(i,j)-syy(i,j))^2)

R=sqrt(((sxx(i,j)-syy(i,j))^2)/2+sxy(i,j)^2)
Alfa=atan(2.*sxy(i,j)/(sxx(i,j)-syy(i,j)))*90./pi

s3s=min(temp1s-temp2s,-szz(i,j))
fris=parmls-parm2s*log(s3s/pat)
sls=max(temp1s+temp2s,-szz(i,j))

if s3s<5750 then
s3s=5750
sls=11500
end_if

sls=0.5*(sls-s3s)*(1-sin(fris*degrad))
sls=sls/(cohs*cos(fris*degrad)+s3s*sin(fris*degrad))
elas=(1-rfs*sls)^2*ks*pat*(s3s/pat)^nds
bms=kbs*pat*(s3s/pat)^mds
bms=min(bms,17.0*elas)
bms=max(bms,elas/3.0)
nus=.5-ela/(6.0*bms)
elass=(1-rfs*sls)*ks*pat*(s3s/pat)^nds
bmss=kbs*pat*(s3s/pat)^mds
bmss=min(bmss,17.0*elass)
bmss=max(bmss,elass/3.0)
nuss=.5-elass/(6.0*bmss)
eas=(sls-s3s)/elass
ers=-nuss*eas
evs=eas+2*ers
evc=cc*(s3s-umb)/100000.
eac=evc/3.

ex_11(i,j)=alfa
ex_12(i,j)=R
ex_2(i,j)=sls
ex_3(i,j)=s3s
ex_4(i,j)=eas-eac
ex_5(i,j)=evs-evc
end

set pat=1e5 ks=600 nds=0.4 rfs=0.7 kbs=300 mds=0.2
set cohs=0 parmls=45 parm2s=11 cc=5e-4 umb=0

; la subfuncion itera, dentro de humecta, calcula las S1f y s3f
; mediante ficticia, asf como la inyeccion mediante tensiones.

def itera
e2=2e10
aa=string(i)+' '+string(j)
xx=out(aa)

if s3s=5750 then
s3f=5750
s1f=5750
ex_8(i,j)=s1f
ex_9(i,j)=s3f

```

```

else

loop incre1(1,100)
s3f=5750+(ex_3(i,j)-5750)*(1.-float(incre1)/100.)
loop incre2(1,5000)
so=min(ex_2(i,j),(5.82*s3f))
slf=1.1*s3f+(so-1.1*s3f)*(1.-float(incre2)/5000.)

ficticia

e2it=((ex_4(i,j)-ex_6(i,j))^2+((ex_5(i,j)-ex_7(i,j)))^2
if e2it<e2 then
e2=e2it
ex_8(i,j)=slf
ex_9(i,j)=s3f
err1=ex_4(i,j)-ex_6(i,j)
err2=ex_5(i,j)-ex_7(i,j)

end_if
end_loop
end_loop
end_if

pepe=pepe+1
xtable(10,pepe)=ex_2(i,j)
ytable(10,pepe)=ex_3(i,j)
xtable(20,pepe)=ex_8(i,j)
ytable(20,pepe)=ex_9(i,j)
xtable(30,pepe)=ex_4(i,j)-ex_6(i,j)
ytable(30,pepe)=ex_5(i,j)-ex_7(i,j)
aa=string(ex_8(i,j))+ ' '+string(ex_9(i,j))
aa=aa+ ' '+string(err1)
aa=aa+ ' '+string(err2)
xx=out(aa)

tensiones

end

def ficticia
frif=parm1f-parm2f*log(s3f/pat)
slf=0.5*(slf-s3f)*(1-sin(frif*degrad))
slf=slf/(cohf*cos(frif*degrad)+s3f*sin(frif*degrad))
elaf=(1-rff*slf)^2*kf*pat*(s3f/pat)^ndf
bmf=kbk*pat*(s3f/pat)^mdf
bmf=min(bmf,17.0*elaf)
bmf=max(bmf,elaf/3.0)
nuf=.5-elaf/(6.0*bmf)
elafs=(1-rff*slf)*kf*pat*(s3f/pat)^ndf
bmfs=kbk*pat*(s3f/pat)^mdf
bmfs=min(bmfs,17.0*elafs)
bmfs=max(bmfs,elafs/3.0)
nufs=.5-elafs/(6.0*bmfs)
eaf=(slf-s3f)/elafs
erf=-nufs*eaf
evf=eaf+2*erf

```

```

ex_6(i,j)=eaf
ex_7(i,j)=evf
end
set pat=1e5 kf=460 ndf=0.4 rff=0.7 kbf=280 mdf=0.2
set cohf=0 parmlf=45 parm2f=11

def tensiones
dsl=-ex_8(i,j)
ds3=-ex_9(i,j)
ang=ex_11(i,j)*pi/180.
dsxx=ds3*cos(ang)^2+dsl*sin(ang)^2
dsyy=ds3*sin(ang)^2+dsl*cos(ang)^2
dsxy=.5*(dsl-ds3)*sin(2.*ang)

sxx(i,j)=dsxx
syy(i,j)=dsyy
sxy(i,j)=-dsxy

a1=bulk_mod(i,j)+4.0/3.0*shear_mod(i,j)
a2=bulk_mod(i,j)-2.0/3.0*shear_mod(i,j)
a11=sxx(i,j)
a22=syy(i,j)
d11=(a11-a2*(a22-a2/a1*a11)/(a1-a2^2/a1))/a1
d22=(a22-a2/a1*a11)/(a1-a2^2/a1)
szz(i,j)=a2*(d11+d22)
end

; Humedo gobierna la deformacion por humectacion en rama humeda

def humedo

loop m(j,j)
loop i(1,izones)

if ex_1(i,m)=2 then

templh=-0.5*(sxx(i,m)+syy(i,m))
temp2h=sqrt(sxy(i,m)^2+0.25*(sxx(i,m)-syy(i,m))^2)

s3h=min(templh-temp2h,-szz(i,m))

if s3h<5750 then
s3h=5750
slh=11500
end_if

frih=parmlh-parm2h*log(s3h/pat)
slh=max(templh+temp2h,-szz(i,m))

slh=0.5*(slh-s3h)*(1-sin(frih*degrad))
slh=slh/(coh*cos(frih*degrad)+s3h*sin(frih*degrad))

elah=(1-rfh*slh)^2*kh*pat*(s3h/pat)^ndh
bmh=kbf*pat*(s3h/pat)^mdh
bmh=min(bmh,17.0*elah)
bmh=max(bmh,elah/3.0)
bulk_mod(i,j)=bmh

```

---

```
nuh=.5-elah/(6.0*bmh)
shear_mod(i,m)=0.5*elah/(2*(1+nuh))
end_if
end_loop
end_loop
end

set pat=1e5 kh=460 ndh=0.4 rfh=0.7 kbh=280 mdh=0.2
set cohsh=0 parm1h=45. parm2h=11.

def supstep
humedo
command
step 10
end_command
end

def ssolve
loop conta(1,2)
supstep
if unbal<100 then
conta=2
else
conta=conta-1
end_if
end_loop
end

actua

save S1Hul.sav
```

### ANEXO III

## PROCEDIMIENTO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA SALIDA DE RESULTADOS DE LOS PROGRAMAS

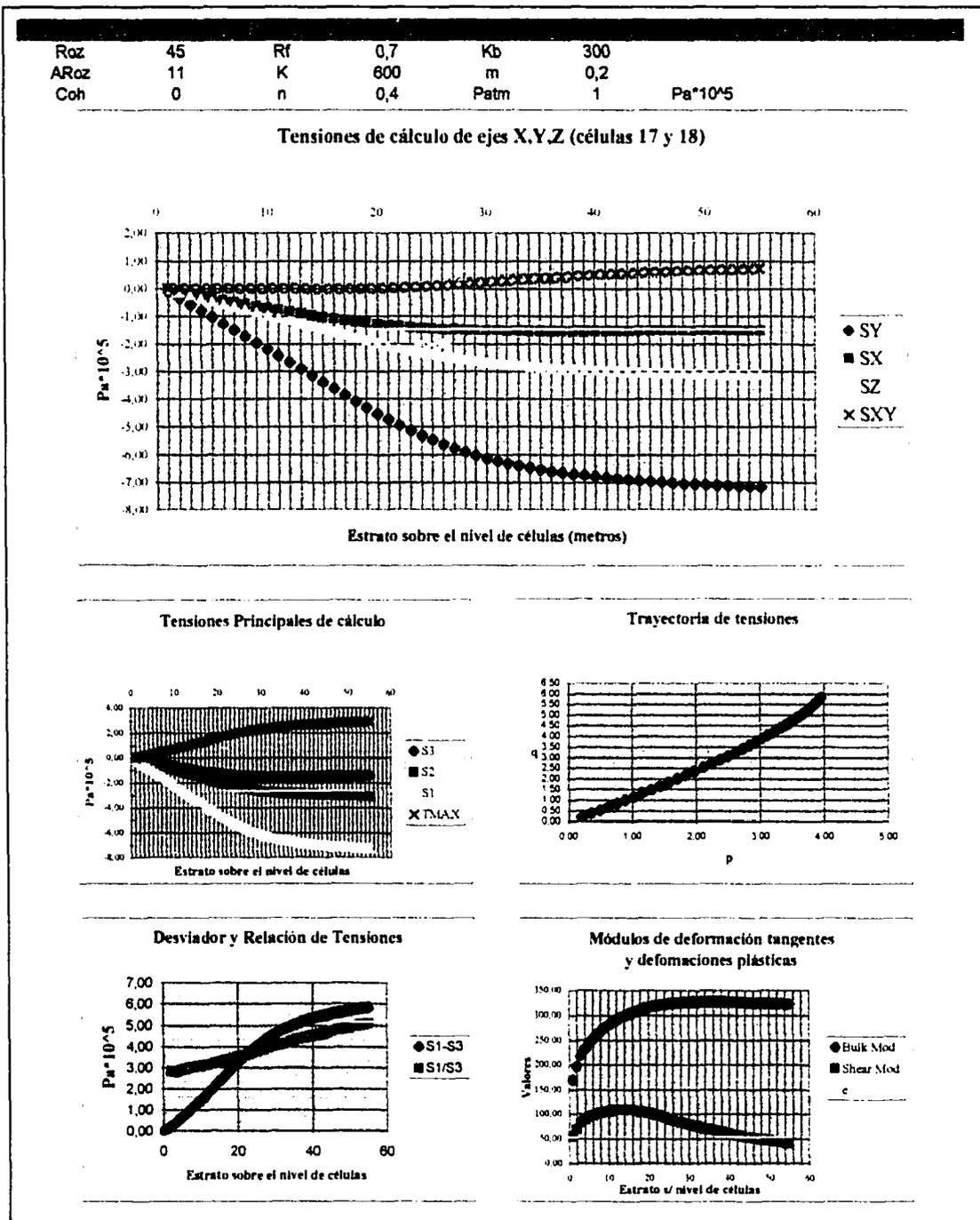


Figura A.3.6. Salida gráfica de resultados (II).

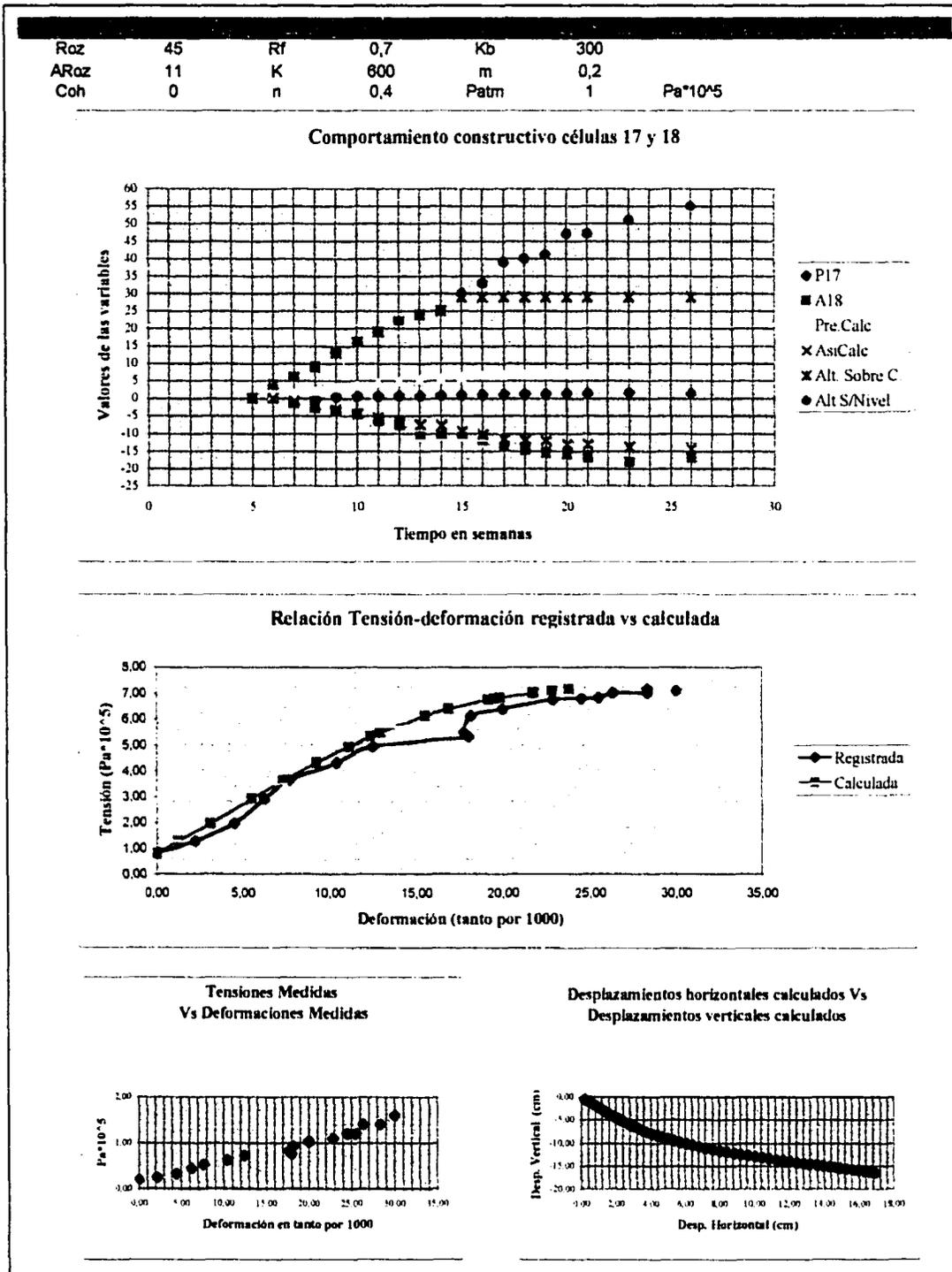


Figura A.3.5 Salida gráfica de resultados (I).

Estudio del comportamiento tenso-deformacional de pedraplenes inundables (...).

A partir de los valores que se sintetizan en la tabla anterior, se llavan a cabo los cálculos que permiten la obtención de las diferencias cuadráticas medias para cada sensor, organizados según se recoge en la Tabla A.3.2. Así, puede comprobarse que el valor “6.07” corresponde a la desviación cuadrática media para la simulación S2RenI3 y el sensor 18.

PARAMETROS						
Roz	45	Rf	0,7	Kb	300	
ARoz	11	K	600	m	0,2	
Coh	0	n	0,4	Patm	1	Pa*10 <sup>4</sup>
(IP17-IPcal) <sup>2</sup>	Incr P18	Inr Pcal	Incr A18	Incr Acal	(A18-Acal) <sup>2</sup>	(IA18-IAcal) <sup>2</sup>
66,3804868					103,171382	38,450868
(Desv2/n) <sup>0,5</sup>			Indice “EACM”		(Desv2/n) <sup>0,5</sup>	(Desv2/n) <sup>0,5</sup>
1,98					▶ 6,07	1,50
0,16736281	0,05	0,46	-1,33	-0,8	0,328329	0,326329
0,381924	0,08	0,70	-1,36	-1,1	0,695556	0,068121
0,697225	0,11	0,95	-1,05	-1,5	0,181476	0,166464
0,390625	0,09	0,72	-0,87	-1,1	0,033124	0,059536
0,362404	0,09	0,69	-1,65	-1,1	0,495616	0,272484
0,281961	0,10	0,63	-1,23	-1,1	0,662596	0,0121
0,107584	0,04	0,37	-3,31	-0,7	11,607649	6,723649
0,010816	0,06	0,16	0,17	-0,3	8,375236	0,263169
0,305809	0,10	0,65	-0,27	-1,6	2,5281	1,700416
0,024025	0,11	0,27	-1,09	-0,8	3,4969	0,0784
0,080089	0,07	0,35	-1,71	-1,4	4,84	0,1089
0,003364	0,10	0,04	-1	-0,2	8,9401	0,6241
0,0016	0,00	0,04	-0,6	-0,2	11,4921	0,16
0,000256	0,20	0,18	-0,5	-1,1	7,6729	0,3844
0	0,00	0,00	-1,2	0,0	15,7609	1,44
30,261001	1,60	7,10	-18	-13,7	18,6624	18,6624
33,304441	1,40	7,17	-17	-14,3	7,3984	7,3984

Tabla A.3.2. Gestión de salida de resultados (II).

Por otra parte, se elaboran una serie de gráficos para cada una de las simulaciones efectuadas que permiten una primera impresión de la bondad del ajuste así como de la evolución de la trayectoria de tensiones, parámetros tangentes, etc. del modelo en el punto de ubicación del sensor (Figuras A.3.5. y A.3.6.)

En una primera tabla, se almacenan los datos procedentes de la auscultación (P17 y A18 en este caso), así como la fecha en que se toman (Fecha), altura de tierras sobre la cota de instalación de la célula (Alt. S/Nivel), altura de tierras sobre la vertical de la célula (Alt. Sobre C.) y cota en valor absoluto (Cota 500).

La tabla se completa con las celdas correspondientes a las presiones calculadas y los asientos incrementales calculados respecto a la fecha de instalación de la célula (Asi Calc).

Para cada una de las simulaciones realizadas se identifica su código (FICHERO), el tipo de modelo y la fecha de obtención de resultados.

CELULA: 18		MODELO: Elástico no lineal						
FICHERO: e2i2Ren3		FECHA: 1/05/00						
Comentario:								
FECHA	Cota500	Semana	P17	A18	Pre Calc	AsiCalc	Alt. Sobre C	Alt S/Nivel
24/02/98			0					
3/03/98			1					
10/03/98			2					
17/03/98			3					
24/03/98			4					
31/03/98			5				0	0
7/04/98	686	6	0,20	0	0,80	0,00	4	4
14/04/98	688	7	0,25	-1,33	1,27	-0,76	6	6
21/04/98	691	8	0,33	-2,69	1,90	-1,80	9	9
28/04/98	695	9	0,44	-3,74	2,91	-3,31	13	13
5/05/98	698	10	0,53	-4,61	3,62	-4,43	16	16
12/05/98	701	11	0,62	-6,26	4,31	-5,56	19	19
19/05/98	704	12	0,72	-7,49	4,95	-6,68	22	22
26/05/98	706	13	0,76	-10,8	5,31	-7,39	24	24
2/06/98	707	14	0,82	-10,63	5,48	-7,74	25	25
9/06/98	712	15	0,92	-10,9	6,13	-9,31	29	30
16/06/98	715	16	1,03	-11,99	6,40	-10,12	29	33
23/06/98	721	17	1,10	-13,7	6,75	-11,50	29	39
30/06/98	722	18	1,20	-14,7	6,79	-11,71	29	40
7/07/98	723	19	1,2	-15,3	6,83	-11,91	29	41
16/07/98	729	20	1,4	-15,8	7,01	-13,03	29	47
21/07/98	729	21	1,4	-17	7,01	-13,03	29	47
28/07/98								
4/08/98	733	23	1,6	-18	7,10	-13,68	29	51
11/08/98								
18/08/98								
26/08/98	737	26	1,4	-17	7,17	-14,28	29	55

Tabla A.3.1. Gestión de salida de resultados (I)

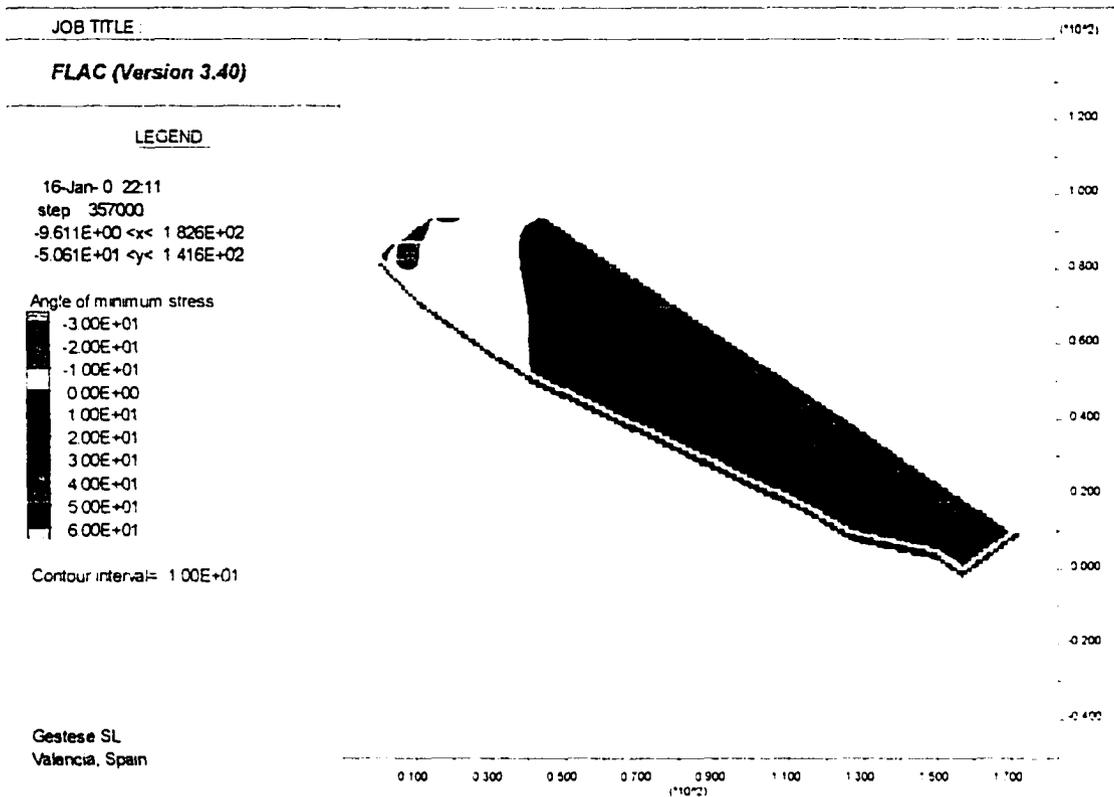


Figura A.3.4. Angulo de la dirección principal menor en grados (Sección2)

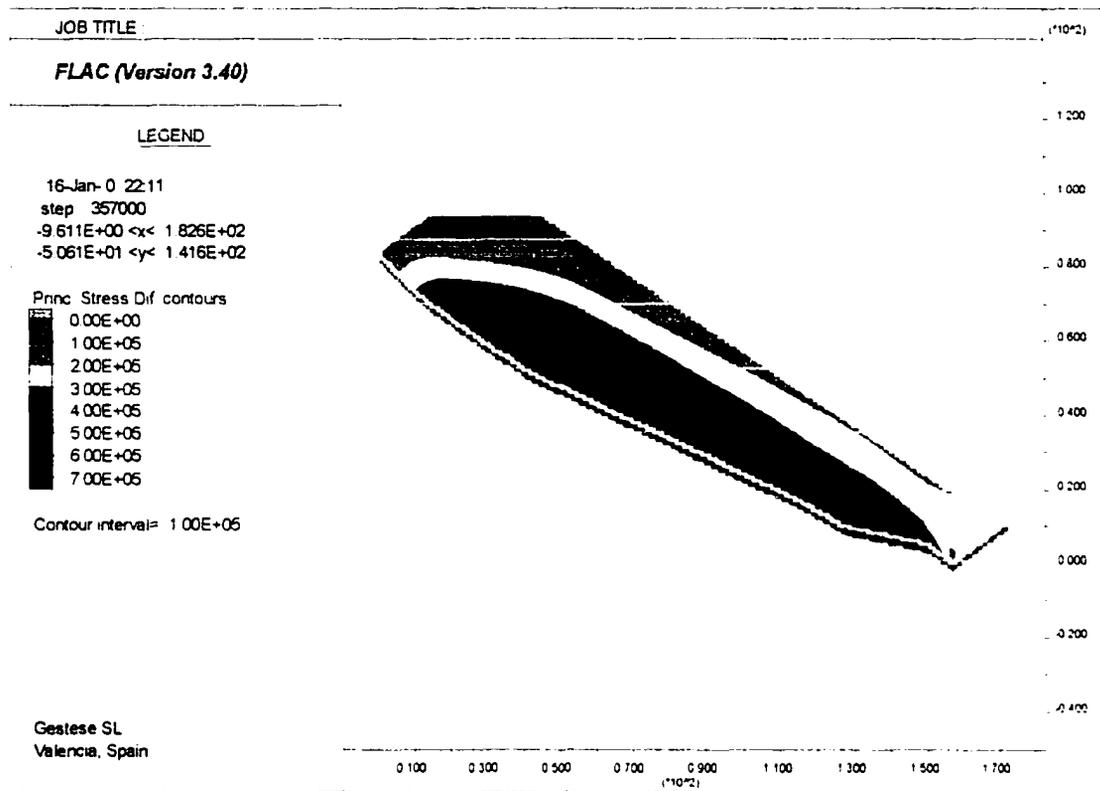


Figura A.3.3. Distribución del desviador de tensiones en Pascales (Sección 2)

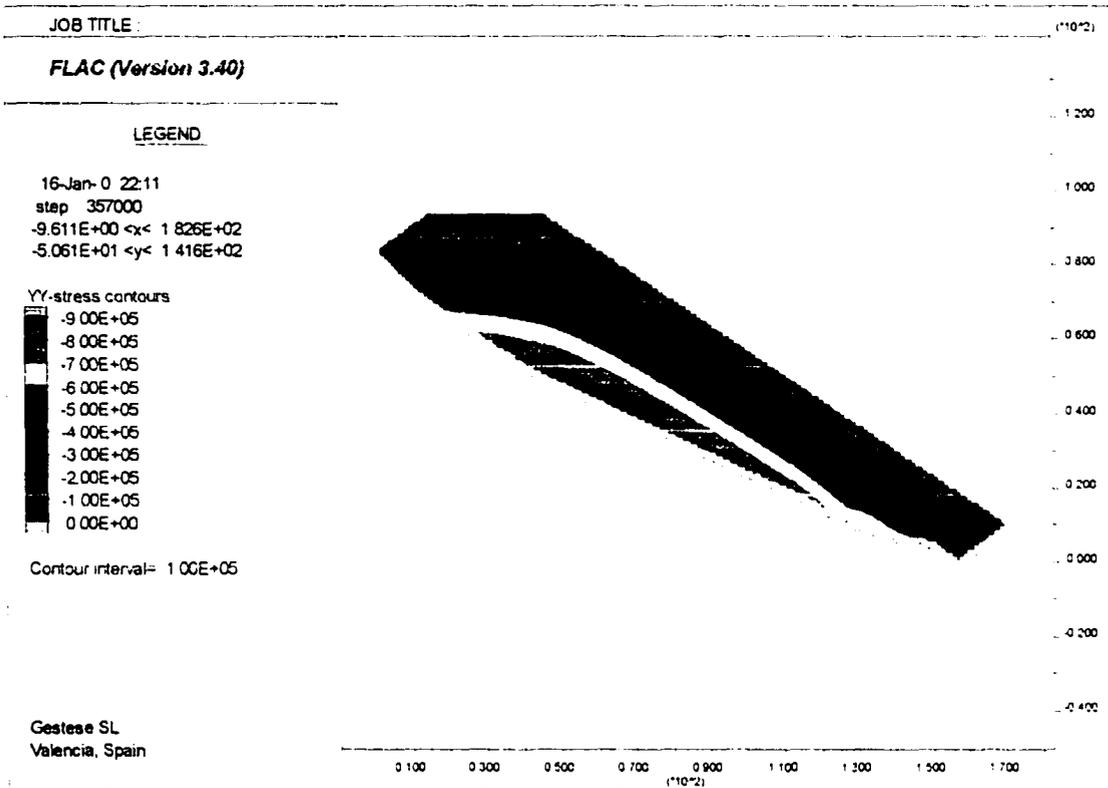


Fig. A3.2. Distribución de presiones verticales en Pascales (Sección 2)

**ANEXO III: PRODECIMIENTO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA SALIDA DE RESULTADOS DE LOS PROGRAMAS.**

Las siguientes Figuras (Fig.A.3.1, Fig.A.3.2, Fig.A.3.3 y Fig.A.3.4) representan la distribución de asientos, presiones verticales, desviador de tensiones y ángulo de la tensión principal menor respecto al eje horizontal respectivamente, aportándose como ejemplo de los resultados que se obtendrían para una simulación numérica cualquiera en la Sección 2.

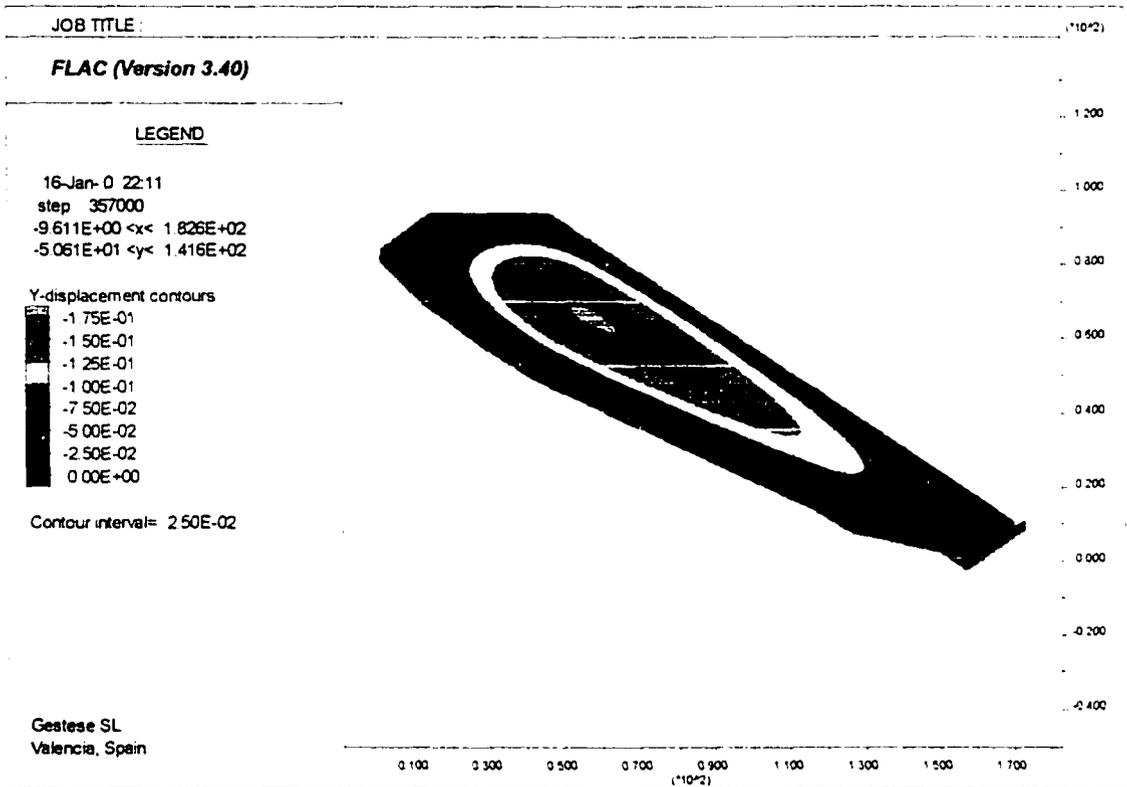


Fig. A.3.1 Distribución de asientos verticales en metros (Sección 2)